TÜRKİYE DEPREM VAKFI
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ KOMİTESİ

TMMOB
İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

7. ULUSAL DEPREM MÜHENDİSLİĞİ KONFERANSI

30 MAYIS - 3 HAZİRAN 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ
MASLAK, İSTANBUL

İÇİNDEKİLER

Sunuş-Cemal GÖKÇE	2
Sunuş-Atilla ANSAL	3
Mustafa Erdik: Deprem Riski Belirlemesi	5
HELMUT KRAWİNKLER: Yüksek Binalar İçin Yeni Deprem Tasarımı Kılavuzu ve Uygulamaları (Recent Seismic Design Guidelines for Tall Buildings and Their Implementation)	22
MİCHAEL CONSTANTİNOU : Deprem Yalıtımında Son Gelişmeler ve Uygulama (State of Art and Practice in Seismic Isolation)	37
SUSUMU IAİ: 2011 Tohoku-Pasifik Okyanusu Japonya Depreminde, Tsunami, KabukDeformasyonu ve Yer Hareketinin Etkileri (Effects of Tsunami, Crustal Movement, and Ground Motions during 2011 Tohoku-off Pacific Ocean Earthquake, Japan)	71
ELENİ SMYROU, PANAGİOTA TASİOPOULOU, İHSAN E. BAL, GEORGE GAZETAS AND ELİZABETH VİNTZİLEOU: Yapı ve Geoteknik Mühendisliği Açısından 2011 Christchurch ve 2010 Darfield Yeni Zelanda Depremleri (Structural and Geotechnical Aspects of the Christchurch (2011) and Darfield (2010) Earthquakes in New Zealand)	87
MATEJ FİSCHİNGER: Betonarme Perdelerin Doğrusal Olmayan Deprem Davranışı – Eurocode'a Etkileri (Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls – Implications in Eurocode)	99
MEHMET ÇELEBİ: Yapıların Sismik Davranışlarının İzlenmesi ve Son Gelişmeler (Seismic Monitoring of Structures and Recent Developments)	126
ERDAL ŞAFAK: Binalardan Alınan Titreşim Kayıtlarının Analizi İçin Basit Yöntemler	162
K. ŞEŞETYAN, E. ÇAKTI, C. TÜZÜN, M. ERDİK: Fay Yakın Sahası İçinde Uzun Periyotlu Yer Hareketi ve İlgili Tepki Spektrum Özelliklerinin Benzeşim Yöntemi ile Belirlenmesi	170
Atilla Ansal: İstanbul Düşey Deprem Ağları ve Zemin Davranış Analizleri	182
Kemal Önder Çetin: Deprem Yönetmeliklerine Kıyaslamalı Geoteknik Bakış	196
M.B. Demircioğlu, K. Şeşetyan, M. Erdik: Türkiye'nin Deprem Tehlikesinin Belirlenmesi	224
H.B. Özmen, M. İnel, Ş.M. Şenel: Mevcut Türk Betonarme Yapı Stoğu Dayanım ve Deformasyon Özellikleri	235
K. ORAKÇAL, S.R. CHOWDHURY: Eksik Bindirme Boylu Betonarme Kolon Davranışının Analitik Modellenmesi	247
E. AKPINAR, Ş. ÖZDEN, M. SAATÇİOĞLU: Betonarme Elemanlarda Ard-germeli Sargılama	259
S. YILMAZ, Ö. ÇALIŞKAN, H. KAPLAN, N. KIRAÇ: Düşük Dayanımlı Betonlarda Ankraj Kesme Kapasitesinin Hesaplanması	273
E. UÇKAN: Yüksek Yapılardaki Taş Giydirme Elemanlarının Dinamik Prototip Testleri	282
U. HASGÜL, E. İRTEM: Betonarme Binaların Çok Doğrultulu Deprem Yükleri Altındaki Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi	291
A. DEMİR, E. ERCAN, B. ARISOY, A. NUHOĞLU, C. KOZANOĞLU: Dolgu Duvar Sıvalarının Yapıların Deprem Davranışına Etkisi	303
R. ULUSAY, Ö. AYDAN: 2010 Darfield (Yeni Zelanda) Depreminde Zemin Sıvılaşmasının Neden Olduğu Yanal Yayılma ve Üst ve Alt Yapı Hasarları	314
H.T. BİLGE, K.Ö. ÇETİN: Sıvılaşma Tetiklenme Analizlerinde Düşey Efektif Gerilmenin Etkisi	326
S. SERT, A. ÖNALP: Deprem Etkisindeki Alüviyal Zeminlerde Temel Sistemi Seçenekleri	336
A. ÖZOCAK, A. ÖNALP: Siltlerde Sıvılaşmanın İncelenmesinde Yapay ve Doğal Numune Kullanımının Etkisi	350

E. BOL, A. ÖNALP: Adapazarı'nda Yeraltı Suyu Değişimlerinin Depremde Zemin Özelliklerine Olası Etkisi	362
E. KARAKAN, S. ALTUN: Siltler ve Siltli Kumların Dinamik Zemin Özelliklerinin Tekrarlı Yükleme Deneyleri ile İncelenmesi	374
FARUK KARADOĞAN,E. YÜKSEL: Diyaframların Düelem içi Rijitlikleri ve Yapı Sistemlerinin Deprem Davranışına Etkileri	384
ALPER İLKİ: Yapısal Güçlendirmede Lifli Polimer Kompozitler	401
A. EDİNÇLİLER, E. ŞAFAK: KRDAE'de Gerçekleştirilen Sarsma Masası Testleri ve Endüstrinin İhtiyaçları	432
Y.M. FAHJAN, K. BAŞAK, J. KUBİN, M.T. TAN: Perdeli Betonarme Yapılar için Doğrusal Olmayan Analiz Metotları	444
HASAN BODUROĞLU: Yapısal Olmayan Deprem Hasarları	456
ZEKAİ CELEP: Deprem Yönetmeliğinde Plastisite Teorisinin Uygulamaları	464
K.E. ALYAMAÇ: Yığma Yapıların Yaklaşık Deprem Dayanımlarının Belirlenmesinde Yeni Bir Yöntem Önerisi: Trafik Lambaları Metodu (TLM)	478
M.NURAY AYDINOĞLU: Deprem Etkisi Altında Yüksek Binalarda Tasarım Sorunları	490
A. Karaçöp, M.B. Yılmaz, Z. Celep: İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'nin Örnekle Karşılaştırmalı İncelenmesi	498
T. Başot, B. Taşkın: Betonarme Yüksek Bir Binada DBYBHY ile İYBDY İlkelerinin Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme ile Karşılaştırılması	510
Y. Fahjan, C. Tüzün, M.N. Aydınoğlu: Burulma Düzensizliğine Sahip Binaların Deprem Davranışının Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile Değerlendirilmesi	521
C. Chasan, G. Hatzigeorgiou: Maximum Seismic Displacements Evaluation from Residual Displacements	533
M. İnel, S. Çelik, H.B. Özmen, Ö. Önür: İleri Yönlenmeli Deprem Kayıtları Etkisindeki Mevcut Betonarme Binaların Deplasman Taleplerinin Doğrusal Elastik Olmayan Zaman Tanım Alanında Analizle Değerlendirilmesi	545
M. Erinçer, N. Apaydın: İstanbul – Ankara Otoyolu (Çamlıca – Gümüşova Kesimi) Üzerindeki Viyadüklerin ve Köprülerin Depreme Karşı Güçlendirilmesi	557
M. İnel, H.B. Özmen, M.A. Hıra: Yumuşak Kat Düzensizliğinin Betonarme Yapıların Sismik Davranışına Etkilerinin Değerlendirilmesi	570
H.B. Özmen, M. İnel, B.T. Çaycı: Kapalı Çıkma Düzensizliğinin Betonarme Yapıların Sismik Davranışına Etkilerinin Değerlendirilmesi	580
Ş.M. Şenel, M. Palancı: Yönetmelik Tabanlı Eleman Hasar Sınırlarının Değerlendirilmesi	592
Ş.M. Şenel, M. Palancı: Mevcut Prefabrik Binaların Deprem Performanslarının Farklı Yönetmelikler Açısından Değerlendirilmesi	604
M. Aydın, Y. Fahjan, B. Akbaş: Ortogonal Olmayan Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Değerlendirilmesi	615
F. Kuran, Ö. Avşar: 2003 Bingöl ve 2009 L'Aquila Depremlerinin Karşılaştırılması	627
Ö. Aydan, Y. Ohta: Yanıltıcı Etkiyi Eleme Yöntemi (EPS) ile Deprem ve Sonrası Yerdeğiştirmenin Tahmini ve Uygulamaları	639
Ö. Aydan, Y. Ohta: Deprem Fayının Özelliklerini Gözönüne Alan Kuvvetli Yer Hareketleri Azalım İlişkileri İçin Yeni Bir Öneri	651
M.S. Yücemen, N. Yılmaz: Mekansal Olarak Düzleştirilmiş Sismisite Modeli ile Klasik Yöntem Sonuçlarının Karşılaştırılması	663
Y. Kamer, C. Zülfikar: Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı Verilerinin İncelenmesi	674
E. Harmandar, E. Çaktı, M. Erdik: Kentsel Deprem Ağı Verilerinin Yer İvmesi Dağılım Haritalarının Hazırlanmasında Kullanılması	682
Semih Yücemen: Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi: Genel Bakış ve Yeni Nesil Deprem Tehlike Haritaları	694

Zeki Hasgür : Gerçek ve Benzeştirilmiş Yer Hareketlerinin Kullanılması ile İlgili Deprem Yönetmeliğindeki Esasların İrdelenmesi	706
F.S. Malcıoğlu, B. Taşkın: Deprem İvme Kayıtlarındaki Gürültünün Yapısal Davranışa Etkisinin İncelenmesi	718
Y. Kamer, E. Harmandar, M. Erdik: Yer Hareketi Dağılımlarında Modifiye Kriging Yönteminin Farklı Parametreler için Karşılaştırılması	730
Erkan Özer: Depreme Dayanıklı Çelik Bina Tasarımında Modern Yaklaşımlar	742
İ.G. Arıcı, O.C. Çelik: Çelik Levha Perdeli Sistemlerin (ÇLPS) Deprem Yükleri Altında Kapasite Tasarımı için Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi	753
B. Akbaş, J. Shen, O. Şeker, P. Toru: Çelik Çerçevelerde Göreli Kat Ötelemelerinin Değerlendirilmesi	765
C. Vatansever, N. Yardımcı: Çerçeve – Gövde Levhası Bağlantısı Farklı İnce Çelik Levhalı Perdelerin Çevrimsel Davranışı	777
T. Görgülü, Y.S. Tama, S. Yılmaz, Z. Ay, H. Kaplan: Hasarlı Betonarme Yapıların Onarımı ve Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi	789
Bilge Siyahi: Türkiye'de Deprem Mühendisliği Alanında Beklentiler ve İhtiyaçlar Doğrultusunda Sorunlara Çözüm Arayışları: 5N1K Yaklaşımı	801
G Yücel, G. Arun: Mevcut Yerleşimlerin Depremden Etkilenebilirliğinin Belirlenmesi: Meslek Grupları Anket Çalışması	819
S. Altın, Ö. Anıl, Y. Kopraman, Ç.M. Belgin: Dolgu Duvarı Hasır Çelik Donatılı Özel Sıva ile Güçlendirilmiş Betonarme Çerçevelerin Davranışı	830
S.Ş. Kırış, M.H. Boduroğlu: Sürtünme Sönümleyicili Betonarme Sistemlerde Analiz Yöntemlerinin Değerlendirilmesi	839
C. Haydaroğlu, K. Taşkın, O.C. Çelik: CFRP Elemanlarla Güçlendirilmiş Çelik Tüp Çaprazların Histeretik Davranışlarının Deneysel İncelenmesi	851
T. Sevil, E. Canbay: Dolgulu Betonarme Çerçevelerin Çelik Tel Donatı Uygulaması ile Depreme Karşı Güçlendirilmesi	863
C. Soydan, M. Koçak, H. Özkaynak, E. Yüksel, E. İrtem: Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyicinin Bir Birleşimin Davranışına Olan Etkisi	877
A. Yanık, Ü. Aldemir, M. Bakioğlu: Deprem Etkisi Altında Yapıların Aktif Kontrolu	888
H.K. Miyamoto, A.S.J. Gilani, A. Wada, Y.Z. Gündoğdu: Viskoz Damperli Çelik Çerçeveli Yapıların Göçme Analizi	898
H.K. Miyamoto, A.S.J. Gilani, Y.Z. Gündoğdu: İkonik Bir Yapının Kütle Sönümleyiciler ile Depreme Karşı Güçlendirilmesi	910
M. Sönmez, E. Aydın, T. Karabörk: Yapay Arı Koloni Algoritması (ABCA) ile Düzlem Çerçeve Sistemlerde Sönümleyici Yerleşim Optimizasyonu	921
İ.E. Bal: Lifli Polimer Uygulamalarında Kalite Kontrolü	932
Y. Kaya, E. Şafak: Gerçek Zamanlı Modal Tanımlama için Yeni Program	943
S. Soyöz, E. Taciroğlu, K. Orakçal, H. Luş, E. Şafak: Depreme Karşı Güçlendirme Öncesi ve Sonrasında Bir Binanın Dinamik Özelliklerinin Deneysel Modal Analiz Yöntemiyle Belirlenmesi	952
G. Tekin, G. Birgören Tanırcan: Tek Serbestlik Dereceli Yapıların Olasılığa Dayalı Deprem Tepki Analizi	963
S. Soyöz, M. Feng, M. Shinozuka: Hasar Tespiti ve Güvenirlik Tahmini için Deprem Davranış Kayıtlarının Kullanılması	974
Y. Arslan, K. Güler, M. G. Güler: Betonarme Bir Binanın Deprem Performansının Doğrusal Elastik Ve Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemlerle Belirlenmesi	983
K. Beyen, M. Kutanis, İ.E. Bal: Çevrel ve Zorlama Kuvvet Titreşimleri Altında 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminde Hasar Almış Bimaların Yapı Tanı Çalışmaları	993
M. Berilgen: Depremde Kazık Zemin Yapı Etkileşimleri	1006
G. Tunç, A.R. Özuygur, M. Yurtsever: Türkiye Deprem Yönetmeliğine Eleştirel Bakış	1022

A.H. Kayhan: Deprem Yönetmeliği Tasarım İvme Spektrumu ile Uyumlu İvme Kaydı Setlerinin Armoni Araştırması Tekniği İle Elde Edilmesi	1036
A. Karabulut, S. Çakırterzi, K. Girgin, E. Yüksel: Betonarme Taşıyıcı Sistemler İçin 2007 Deprem Yönetmeliğinde Tanımlanan Yapısal Deprem Güvenliği Değerlendirme Yöntemlerinin Karşılaştırılması	1047
K. Beyen, M. Kutanis, İ.E. Bal: Yeni Yönetmeliğin Sunduğu Doğrusal Elastik Olmayan Statik Analiz Yönteminden Elde Edilen Yapı Tepkilerindeki Belirsizlikler	1059
Selçuk Toprak: Altyapı Sistemlerinin Deprem Güvenliği, Geoteknik Sorunlar ve Yönetmelikler	1072
A.S. Kestel, M.S. Yücemen: Ağ Şebekelerinin Sismik Güvenirliğinin Tahmini	1084
B. Taşkın, Ü.M. Tuğsal: 8 Mart 2010 Elazığ – Kovancılar Depreminde Orta Hasar Görmüş Betonarme Bir Yapının İrdelenmesi	1093
M.T. Yılmaz, M. Kutanis, K. Beyen: Performansa Dayalı Yöntemlerin Yerel Zemin Koşulları ile Birlikte Değerlendirilmesi: Adapazarı Vakaları ile Bir Çalışma	1105
P. Gündeş Bakır: Mevcut Yapılarda Hasar Belirlenmesi ve Sonlu Eleman Modeli Güncellemesi Tekniği	1115
H.K. Miyamoto, A.S.J. Gilani, K. Wong, Y.Z. Gündoğdu: Global Hasar Değerlendirme Programı ve Haiti'deki Yeniden Yapılandırma Stratejisi	1125
U. Hancılar, E. Çaktı: Kuvvetli Yer Hareketi Şiddet Ölçütleri ve Yapısal Davranış Parametreleri Arasındaki Korelasyonlar	1136
İ.E. Bal, H. Crowley, R. Pinho: Deplasman Tabanlı Yapısal Bir Şiddet Ölçeğinin Önerilmesi	1148
M.E. Selçuk, M. Berilgen, K. Özaydın: Kum Zemin Üzerine İnşa Edilen Taş Dolgu Dalgakıranların Dinamik Davranışının Model Deneyleri ile İncelenmesi	1160
S. Küyük, M. Aktaş , H. Arslan: Boğaziçi Köprüsü Trafiği Erken Uyarı Sistemli Zaman Güvenilirliği Risk Analizi	1168
H.Ş. Düzgün, M.S. Yücemen, H.S. Kalaycıoğlu: Coğrafi Bilgi Sistemlerine Dayalı Kentsel Zarargörebilirlik Modeli	1179
M. Vatan, G. Arun: Anıtsal Yığma Binaların Risk Düzeyi Tespitinde Öndeğerlendirme Ölçütleri	1189
C. Kolyvas, M. Karantzikis: Reinforced Mortar Systems for Heritage Structures Strengthening	1201
E. Sayın, Y. Calayır, M. Karaton: Tarihi Uzunok Köprüsünün Lineer Olmayan Sismik Analizi	1209
Z. Özdemir, Y. Fahjan, M. Souli: Sıvı İhtiva Eden Ankrajlı ve Ankrajsız Çelik Tankların Deprem Davranışlarının Nümerik Değerlendirmesi	1218
K.Beyen, M. Kutanis, H.Ö. Tanöz, D. Başkan: Yapı Sağlığı İzleme ve Yapı Tanı Çalışmaları İçin Akıllı Aktarma Protokollu Kablosuz Sensör Ağı	1230
J. Ristik, E.D. Jovanoska: Seismic Analysis of RC Viaduct Using Macedonian Design Regulations for Engineering Structures and EC8	1243
S. Toprak, E. Nacaroğlu, A.C. Koç: Boru Hasarlarının Değerlendirilmesinde Kümeleme Tekniklerinin Kullanımı	1255
S. Toprak, A.C. Koç, M. Güngör, M. Kaya, A. Stathaki, D. Sofotasios, G.Tsakiris, H. Vangelis, E.D. Angelis, G. Iacovou, B. Charalambous: Su Dağıtım Borularının Doğal Afetlere Karşı Koruyucu Bakımı: PM4WAT Projesi Uygulaması	1265
M.E. Kartal, A. Bayraktar, H.B. Başağa: Farklı Beton Kalınlıkları İçin Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu (ÖBKKD) Barajların Sismik Güvenilirlik Analizi	1277
S. Türkmen, K. Özaydın, M. Berilgen, H. Kılıç: Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Bir Barajın Dinamik Davranışının İncelenmesi	1289
Ç. Özçelik, H. Kılıç: Kaya Dolgu Bir Barajda Yatay Yerdeğiştirmelerin Belirlenmesi	1301
B. Siyahi, Y. Fahjan, B. Doran, B. Akbaş, T. Özkan: Kazıklı İskelelerin Deprem Performanslarının Değerlendirilmesi	1309

SUNUŞ

Türkiye başta deprem olmak üzere çeşitli doğa olaylarından sıkça etkilenen bir ülkedir. Deprem de ülkemizin önemli bir gerçeğidir. Ayrıca büyük ölçüde can ve mal kayıplarına neden olan bir gerçektir.

Ne yazık ki, bugüne kadar deprem nedeniyle çok ağır kayıplar yaşamış olmamıza ve önemli ölçüde deneyim sahibi olmamıza karşın, deprem riskinin azaltılması konusunda yeterli bir hazırlığa ulaşabilmiş değiliz.

Bugün kentlerimiz deprem tehlikesiyle birlikte, diğer doğa ve teknolojik tehlikelerle iç içe yaşamakta, risk havuzlarının yanı başımızda biriktiği koşulların dönüştürülmesi için gerekli önlemler alınmamakta, alınamamaktadır.

Ülkemizin ve dünyanın önemli kentlerinden birisi olan İstanbul'un deprem tehlikesine karşın, özellikle **1999 Gölcük** merkezli depremin ortaya çıkardığı can ve mal kayıplarına ilişkin olarak çok şey yazılıp çizilmiş, çeşitli etkinlikler düzenlenmiştir.

İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi bugüne kadar deprem olgusu ile ilgili olarak, **mühendislik çalışmaları** noktasında çeşitli çalışmalar yapmış, bununla da yetinmeyerek depremin sosyal, ekonomik, psikolojik ve yönetsel boyutu kapsamında bir dizi çalışmaları da olmuştur. Sadece **eleştiren değil, paylaşan, sorumluluk almaya çalışan ve öneren bir çalışma anlayışı** benimsenmiştir.

Özellikle 2003 yılında dört üniversitemizin İstanbul Büyükşehir Belediyesi için hazırlamış oldukları **İstanbul Deprem Master Planı,** Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından 2004 yılında düzenlenen **1.Deprem Şurası rapor ve kararları,** yine 2010 yılında Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından düzenlenen **Kentleşme Şurası çalışmalarının rapor ve kararları** ne yazık ki bugüne kadar hayata geçirilememiştir.

Genel olarak doğal afetlere, özel olarak da deprem zararlarının azaltılmasına ilişkin olarak bütünlüklü **"Stratejik Bir Plan"** ortaya konamamıştır. Doğal afetlerle ve özellikle de depremle ilgili olarak geleneksel bir anlayışın devamı olan **"yara sarma"** yaklaşımlarının yerine, afet yaşanmadan önce **"risk azaltma"** yaklaşımının benimsenmesi, bu bağlamda **stratejik bir planın** ortaya konması kaçınılmaz bir görevdir.

Açıkçası kentlerimizde olması gereken yaşam kalitesinin artırılmasına bağlı olarak, demokratik ve katılımcı bir anlayışın benimsenmesi gerekli olduğu gibi, en temel insan haklarından biri olan **"yaşama"** hakkının korunmasına yönelik önlemler de alınmamıştır.

İnsanı ve insanın yaşama hakkını çalışmalarının merkezine koyan bir meslek grubu olarak, dört yılda bir düzenlediğimiz **"Deprem Mühendisliği Konferansı"**nın 7.si, deprem olgusunun **mühendislik çalışmalarına** önemli ölçüde katkı sağlayacaktır.

Unutulmaması gerekir ki, depremlerde ortaya çıkacak can kayıpları başta olmak üzere; yaşanacak olan toplumsal, sosyal, ekonomik ve çevresel kayıpların azaltılması için hiçbir kurumun, bir başka kurumu dışlama lüksü de bulunmamaktadır.

Bu bağlamda, bugüne kadar sürdürdüğümüz çalışmaları sürdüreceğimizin bilinmesini isteriz.

"7.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı"nın düzenlenmesinde emeği geçen tüm kurum, kuruluş ve kişilere çok teşekkür ediyoruz. 23.05.2011,

Cemal GÖKÇE
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası
İstanbul Şube Başkanı

SUNUŞ

Disiplinler arası bir bilim dalı özelliği gösteren Deprem Mühendisliğinde temel ilke, tanımı gereği depreme dayanıklı tasarım ve inşaat aşamalarında kalıcı, güvenli ve ekonomik çözümler bulunabilmesi için depremlerin değişik yönleriyle ilgilenen uzmanları bir araya getirerek olaya bütünsel çözümler aramak şeklinde özetlenebilir. Bu ilkenin geçerlik kazanabilmesi önemli ölçüde özel ve kamu kurumlarının bu konuya ağırlık vermeleri ve bu konuda yapılacak araştırmaları teşvik etmeleri ve desteklemeleri ile mümkün olabilir.

Bir depremde yapısal hasara etki eden üç temel faktörden söz edilebilir. Bunlar deprem özellikleri, yerel jeolojik ve geoteknik özellikler, ve yapısal özellikler olarak sıralanabilir. Ekonomik ve güvenli tasarım ve inşaat, bu üç faktörün detaylı bir şekilde göz önüne alınmasını gerektirmektedir. Bu faktörleri birbirinden bağımsız değişkenler gibi ayrı ayrı ele almak yerine bütünsel bir çerçeve içinde karşılıklı etkileri ile birlikte değerlendirmek çok daha sağlıklı bir yaklaşım olacaktır.

Ülkemiz bir kaç ayda bir oluşan orta büyüklükteki depremleri ve iki üç yıllık aralar ile meydana gelen yıkıcı depremleri ile doğal bir deprem ve deprem mühendisliği laboratuvarı gibidir. Bu laboratuvarda ortaya çıkan verilerin yararlı bir şekilde değerlendirilebilmesi için gözlem ve kayıt istasyonlarının sayıcak arttırılması ve yenileştirilmesi gerekmektedir. Dünyada bu konuda yapılmakta olan bütün çalışmalar bir deprem sırasında mühendislik yapılarında ve farklı jeolojik koşullarda alınan deprem ivme ve hız kayıtlarının önemini göstermiştir. Depremlere karşı hazırlıklı olmanın önemli bir aşaması bu tür gözlem şebekelerinin yaygınlaştırılmasıdır.

Oldukça sık aralar ile deprem felaketleri yaşanan ülkemizde, bu dalda uzun yıllardan beri hizmet üreten araştırmalar yapan kamu ve eğitim kurumlarımız, uzmanlıkları uluslararası düzeyde kabul edilen mühendislerimiz ve bilim adamlarımız, konuya önem verdiklerini sık sık dile getiren kamu yöneticilerimiz bulunmasına rağmen bu konularda yeterince hızlı ve geniş kapsamlı bir gelişme olmamaktadır. Yedincisini düzenlemiş olduğumuz bu Ulusal Deprem Mühendisliği konferanslarının ana amaçlarından biri de, bu konuları tekrar gündeme getirmek, hem mühendisleri hem de kamu oyunu son gelişmeler ışığında bilgilendirmektir.

Deprem mühendisliğindeki yeni gelişmelerin ve geçmiş depremlerden alınan derslerin ışığında, mühendislik yapılarının depreme dayanıklı tasarımına ilişkin yönetmeliklerin geliştirilmesi ve güncelleştirilmesi gerekmektedir. Depreme dayanıklı tasarım ve yapım konularında daha etkin bir üniversite eğitimi yanında, yaygın bir meslek içi eğitime olan ihtiyaç her geçen gün artmaktadır. Özellikle deprem tehlikesi yüksek olan bölgelerimizde, mimari ve yapısal bakımdan doğru sistem seçimleri ile başlayan yetkin proje üretimi ve etkin proje denetimi süreçlerini geliştirmek ve yaşama geçirmek zorundayız. Bütün bunların yanında depremlerde meydana gelebilecek hasarların azaltılabilmesi, bina taşıyıcı sisteminin yapımında kullanılan beton ve çeliğin kalite kontrolunuda içeren etkin bir inşaat denetim sisteminin oluşturulması ve tavizsiz olarak uygulanması ile mümkün olabilecektir.

Ülkemizde hasarlara yol açan diğer önemli faktörler, imar planlarında sürekli yapılan değişiklikler, imar afları ile teşvik edilen kaçak yapılaşma ve yeterli inceleme yapılmadan yerleşime açılan bölgelerdeki geoteknik ve jeolojik koşulların olumsuz etkileri olmaktadır. Bu açıdan özellikle birinci ve ikinci deprem bölgeleri içinde kalan kent ve kasabalarda mikrobölgeleme çalışmaları yapılmalı, imar planları bu çalışmaların ışığında düzenlenmelidir.

Deprem hasarlarının azaltılması açısından yeni yapılacak binaların ve mühendislik yapılarının depreme dayanıklı yapılması kadar halen deprem riski yüksek bölgelerde mevcut yapıların durumunun da öncelikle ele alınması zorunludur. Bu tür yapılar arasında kamu yaşamı için hayati öneme sahip hastaneler, okullar, haberleşme merkezleri, enerji, içme suyu, kanalizasyon şebekeleri, ulaşım yapılarına öncelik tanınarak bunların olası bir deprem etkisinde nasıl davranacakları incelenmeli eğer gerekiyorsa bunlar zaman kaybetmeden güçlendirilmelidir.

Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansının ülkemizde deprem mühendisliği alanında yapılmakta olan çalışmaların tartışılacağı önemli bir platform oluşturacağını umuyoruz.

Bu konferansın bizim için diğer bir önemi de konferansın sayın hocamız Prof.Dr.Rıfat Yarar adına başlattığımız konuşma serisinin ikinci konuşması ile başlaması. Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansında ilk sunuş konuşmasının İkinci Prof.Dr. Rıfat Yarar konuşması olması planlandı. İkinci Prof.Dr.Rıfat Yarar konuşması uzun yıllardan beri deprem mühendisliği konusunda çalışmakta olan ve bu alanda ulusal ve uluslararası düzeyde çok başarılı olmuş bir arkadaşımız Prof. Dr. Mustafa Erdik tarafından sunulacak.

Son olarak bu konferansın düzenlenmesinde emeği geçen bütün arkadaşlara, Düzenleme Kurulu Üyelerine, ve özellikle Rezan Bulut'a, Bilim Kurulu Üyelerine ve özellikle Nuray Aydınoğlu'na teşekkürlerimi dile getirmek isterim.

Prof.Dr.Atilla ANSAL
Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği
Düzenleme Kurulu Eş Başkanı

DEPREM RİSK BELİRLEMESİ

EARTHQUAKE RISK ASSESSMENT

Mustafa Erdik[1],
Mine B.Demircioğlu[2], Karin Şeşetyan[3], Ufuk Hancılar[4]

ÖZET

Deprem riski olasılıksal veya deterministik olarak belirlenebilir. Olasılıksal anlamda deprem riski oluşacak hasarın belirli düzeyleri aşmasının yıllık olasılığını belirler. Deprem riskinin belirlenmesi: olası deprem zararlarının azaltılmasına yönelik tedbirlerin ve önceliklerin belirlenmesinden bu riskin sigorta mekanizmaları kullanılarak reinsürans piyasalarına transferine kadar bir dizi stratejik kararlara girdi teşkil eder. Deprem riski belirlemeleri ile ilgili en son gelişmeler, İstanbul ve Türkiye'den örneklerle baraber, özetlenerek sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Deprem Riski, Deprem Tehlikesi, Hasagörebilirlik.

ABSTRACT

Earthquke risk can be assessed in determinisic or probabilistic terms. In the probabilistic sense, earthquake risk assessment quantifies the anuual probabilities of exceedance of given loss levels. The assessment of earthquake risk facilitates the determination of priorities and measures for seismic risk mitigation, assessment of earthquake insurance premia and decisions for risk transfer to re-insurance sector. Developments and the state-of-the-art of seismic risk assessment will be briefly elaborated with examples fron Istanbul and Turkey.
Keywords: Earthquake Risk, Earthquake Hazard, Vulnerability

GİRİŞ

Deprem riski olarak genelde bir deprem sonucunda oluşması beklenen hasarların nicelendirilmesini anlıyoruz. Burada "hasar" bir sigortacılık terimi olarak herhangi bir fiziksel, sosyal veya ekonomik unsurda meydana gelen değer kaybı veya doğrudan veya dolaylı zararı tanımlamaktadır. Bu çalışmada deprem riski belirlemesi kapsamında sadece bina tipi yapılarda oluşan yapısal hasar göz önüne alınacaktır.

Deprem riski olasılıksal veya deterministik olarak belirlenebilir. Olasılıksal anlamda deprem riski oluşacak hasarın belirli düzeyleri aşmasının yıllık olasılığını belirler (McGuire, 2007). Deprem riskinin belirlenmesi: olası deprem zararlarının azaltılmasına yönelik tedbirlerin ve önceliklerin belirlenmesinden bu riskin sigorta mekanizmaları kullanılarak reinsürans piyasalarına transferine kadar bir dizi stratejik kararlara girdi teşkil eder.

Deprem riskinin belirlenmesi konusundaki araştırma ve uygulamalar 1997 yılında HAZUS metodolojisinin hazırlanması ile yoğunluk kazandı. En son sürümü 2010 yılında yayınlanmış olan Hazus-MH MR5 (http://www.hazus.org) yazılımı ile ABD kapsamında deprem risk analizlerinin yapılması rutin bir uygulama haline gelmiştir.

Verilen bir bina envanteri için deprem risk belirlemesinin iki temel ögesi: deprem tehlikesi ve hasargörebilirlik ilişkisidir.

[1] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, erdik@boun.edu.tr
[2] Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, betul.demircioglu@boun.edu.tr
[3] Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul,, karin@boun.edu.tr
[4] Dr., Joint Research Center of EC, Ispra, Italya, ufuk.hancilar@jrc.ec.europa.eu

DEPREM TEHLİKESİ

Deprem tehlikesi analizlerinin temel sonuçları, belirlenmiş bir bölge için mevcut jeoloji ve depremsellik bilgilerine dayalı olarak, verilen bir dönüş periyodu (veya aşılma olasılığı) için hesaplanan maksimum yer hareketi parametrelerine (maksimum ivme, spektral ivme, şiddet gibi) tekabül eden münhanilerdir. Deterministik yöntemlere nazaran, probabilistik (ihtimal hesaplarına dayalı) deprem tehlikesi analizleri jeolojik, jeofizik, sismolojik ve tarihsel verilerin daha uyuşumlu ve akılcı bir şekilde göz önüne alınmasını sağlar. Genelde, ihtimal hesaplarına dayalı deprem tehlikesi belirlemelerinde kullanılan kuramsal modeller: (1) jeolojik ve sismolojik verilerden hareketle potansiyel deprem kaynaklarının tanımlanması, (2) deprem büyüklükleri için ihtimal dağılımının tayini, (3) stokastik işlem modellemesi ve (4) yer hareketi tahmin modellerinin belirlenmesi aşamalarını ihtiva eder.

Olasılıksal yaklaşımla deprem tehlikesini verilen bir konumda belirli bir yer hareketi parametresinin (*Y)* verilen bir "*y*" düzeyini aşmasının yıllık frekansı olarak tanımlayabiliriz. Yıllık aşılma frekansının tersi "*a*" düzeyi için ortalama dönüş periyodudur. Bu yıllık aşılma frekansı aşağıdaki ifade ile verilebilir (McGuire, 2007 ; Abrahamson, 2006):

$$\lambda[Y > y] = \sum_{k=1}^{N_S} \nu_k \left\{ \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} f_M(m) \times f_R(r|m) \times f_{\mathrm{E}}(\varepsilon) \times P[Y > y|m,r,\varepsilon] \times dm \times dr \times d\varepsilon \right\}_k \quad (1)$$

Burada N_s toplam deprem kaynağı adedini. υ_k k kaynağında büyüklüğü mmin değerinin üzerinde olan depremlerin yıllık oluşum frekansını. rmin, rmax ve mmin, mmax : *R* mesafesinin ve *M* deprem büyüklüğünü sınırlandırmaktadır. Log-normal bir dağılımı olan *Y* yer hareketi parametresinin belirsizliğini niteleyen terim ε ile gösterilmiştir.f_E (ε) belirsizlik teriminin olasılık yoğunluk fonksiyonu. f_M (*m*) k kaynağındaki deprem büyüklüğü olasılık yoğunluk fonksiyonu. f_R(r/m) k kaynağındaki verilen bir deprem büyüklüğü için mesafenin olasılık yoğunluk fonksiyonu. $P[Y > y|m,r,\varepsilon]$ verilen bir deprem büyüklüğü, mesafe ve belirsizlik terimi için belirli bir yer hareketi parametresinin (*Y*) verilen bir "*y*" düzeyini aşmasının olasılığıdır ve tahmin ilişkisi tarafından belirlenir.

Deprem tehlikesi belirlemesi uygulamasında interdisipliner olarak çalışılması gerekli temel araştırma adımları: İlgili bütün jeolojik, sismolojk ve tarihsel verilerin derlenmesi, deprem kaynaklarının ayrılarak bölgelendirilmesi, deprem kaynaklarındaki deprem oluşumlarının modellenmesi, deprem kaynakları için uygun olabilecek deprem yer hareketi parametreleri tahmin ilişkilerinin derlenmesi, belirli aşılma olasılıklarına (veya dönüş periyotlarına) tekabül eden deprem yer hareketi parametre dağılımlarının elde edilmesi şeklinde sıralanabilir. Deprem tehlikesi haritalarının Türkiye için gerçekleştirilmiş uygulamaları Demirciğlu vd., (2011) tarafından incelenmiştir. Deprem tehlikesi analizine girdi teşkil edecek bu bilgiler toplandıktan sonra analizi gerçekleştirmek üzere hazırlanmış çok sayıda yazılım mevcuttur. Bu yazılımlardan yaygın olarak kullanılanlar Tablo 1'de sunulmuştur (Danciu et al., 2010).

Tablo 1. Deprem Tehlikesi analizleri için yaygın olarak kullanılan bazı yazılımlar

Yazılımın Adı	Referans Kaynak	Temin Durumu	Program Lisanı
CRISIS	M. Ordaz	Ücretsiz	Visual Basic
EQRM	Robinson	Açık Kaynak	Python
FRISK88M	R. McGuire	Ücretli	Fortran
MoCaHAZ	S. Wiemer	Ücretsiz	Matlab
MRS	R. Laforge	Ücretsiz	C
NSHM	Frankel et al	Ücretsiz	Fortran, C
OHAZ	B. Zabikovic	Ücretsiz	Java
OpenSHA	E. Field	Açık Kaynak	Java
SeisRisk IIIM	Bender, Perkins R. LaForge	Ücretsiz	Fortran
SeisHaz	M. Stirling	Ücretli	Fortran

YER HAREKETİ TAHMİN MODELLERİ

Deprem tehlikesi ve riski belirlemelerinin önemli bir girdisini teşkil eden yer hareketi tahmin modelleri genelde bir konumda oluşacak deprem yer hareketi parametresinin depremin kaynak, yayılma hattı ve konumun zemin özelliklerine dayalı olarak tahmini için kullanılır.

Deprem yer hareketi parametresini spektral ivme (SA(T)) olarak kabul edersek, verilen bir deprem büyüklüğü (M), mesafe (R) ve diğer regresyon parametrelerine (α) tekabül eden spectral ivme aşağıda genel ifadesi yazılmış olan tahmin ilişkisi ile belirlenir.

$$\ln SA(T) = f(M, R, \alpha) + \varepsilon\sigma \tag{2}$$

Buradaf(M,R,α) spektral ivmenin medyan değerini (μ), σ ise toplam standart sapmasını göstermektedir. Diğer bir deyişle spektral ivmenin logaritmasının medyan değeri (μ) ve standart sapması σ ile verilen normal bir dağılımı vardır. Toplam Epsilon ε terimi ise spektral ivmenin medyan değerinden hangi miktarda saptığını göstermektedir.

Bugünkü anlayış kapsamında deprem yer hareketi tahmin ilişkileri değişik tektonik bölgeler (Aktif Tektonik Bölgelerdeki Sığ Kabuk Depremleri, Duraylı Kıtasal Bölgelerdeki Kabuk Depremleri, Dalma-Batma Zonu Arayüz Depremleri ve Dalma-Batma Zonu Kitle-içi Depremleri) için üretilmektedir. Vrancea ve Hindukuş gibi çok özel konumlar dışında bu bölgeler tüm yerküreyi kapsamakta ve, doğal olarak, belirli bir politik sınır içinde kalan bölgeler (ülkeler) için elde edilmiş tahmin modellerinin halen bir önemi bulunmamaktadır.

Campbell ve Bozorgnia (2006) ve Stafford vd., (2008) tarafından, tüm dünya kuvvetli yer hareketi verilerinin katkısı ile hazırlanmış, NGA yer hareketi tahmin modellerinin Avrupa için de tamamen geçerli olduğu gösterilmiştir. Ayrıca SHARE (www.share-eu.org) ve gerekse EMME (www.emme-gem.org) projeleri kapsamında yapılan çalışmalarda da bu bulgu doğrulanmaktadır.

Bommer vd., (2010) tarafından ülke topraklarımızında çoğunlukla dahil olduğu Aktif Tektonik Bölgelerdeki Sığ Kabuk Depremleri için Abrahamson ve Silva (2008), Akkar ve Bommer (2010), Boore ve Atkinson (2008), Campbell ve Bozorgnia (2008) ve Chiou ve Youngs (2008) yer hareketi tahmin ilişkilerinin kullanılması önerilmektedir.

DEPREM YER HAREKETİNİN MEKANSAL BAĞIMLILIĞI

Daha genel bir tanımla deprem yer hareketi parametresi (a_i)

$$\ln a_i = \overline{\ln(a_i) + \varepsilon_t \sigma_t} \tag{2}$$

İfadesi ile verilir. Burada a_i: M_i büyüklüğünde bir depremin R_i uzaklığında ve α_i zemin sınıfına haiz bir konumda yaratacağı deprem yer hareketi seviyesi, $\overline{a_i}$ ise bu seviyenin medyan değeridir.

$$a_i = f(M_i, D_i, \alpha_i) \tag{3}$$

ϵ_t ise ortalama değeri 0 ve standart sapması σ_t olan normal dağılımlı rassal belirsizlik terimidir. Toplam belirsizlik deprem-içi ve depremler-arası olmak üzere ikiye ayrılır.

$$\varepsilon_t \sigma_t = \varepsilon_{\text{int}ra} \sigma_{\text{int}ra} + \varepsilon_{\text{int}er} \sigma_{\text{int}er} \tag{4}$$

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma^2_{\text{int}er} + \sigma^2_{\text{int}ra}} \tag{5}$$

Burada "intra" terimi, tek bir deprem için mekansal (konumlar arası) belirsizliği, "inter" terimi ise verilen bir mekan (konum) için depremler arası belirsizliği göstermektedir. Probabilistik risk değerlendirmelerinde genellikle $\in_{intra}$ sabit alınmakta, $\in_{inter}$ ise değişken olarak göz önüne alınmaktadır. Deterministik risk değerlendirmelerinde ise $\in_{inter}$ sabit alınmakta, $\in_{intra}$ ise değişken olarak göz ön Deterministik (senaryo esaslı) deprem riski belirlemelerinde $\in_{inter}$ sabit alınmakta, ancak deprem yer hareketinin mekansal değişiminin ($\in_{intra}$ σ_{intra}) göz önüne alınması gerekmektedir.

($\in_t$) terimi aşağıdaki ifade ile yeniden düzenlenerek yazılabilir.

$$(\varepsilon_t) = \frac{(\varepsilon_{\text{int}er})_i \sigma_{\text{int}er} + (\varepsilon_{\text{int}ra})_{i,j} \sigma_{\text{int}ra}}{\sigma_t} \tag{6}$$

Verilen bir i depremi için j ve k gibi iki farklı konumdaki $(\in_{intra})_{i,j}$ ve $(\in_{intra})_{i,k}$ terimleri arasındaki korelasyonun belirlenmesi hususu deprem yer hareketinin ve deprem riskinin gerçekçi bir şekilde tayininde önem taşımaktadır (Jayaram ve Baker, 2009). Verilen bir deprem için $\in_{inter}$ sabit olduğundan ($\in_t$) veya $(\in_{intra})_{i,j}$ değişkenlerinin korelasyonu birbiri ile ilişkili olacaktır. İzotropik olarak alınan bir "h" mesafesindeki iki konumdaki $\in_t$ ve $\in_{intra}$ değişkenleri arasındaki korelasyon katsayısı sırası ile $\rho_t(h)$ ve $\rho(h)$ ile gösterilirse:

$$\rho_t(h) = \frac{\sigma^2_{\text{int}er} + \sigma^2_{\text{int}ra} \rho(h)}{\sigma^2_t} \tag{7}$$

$h \to 0$'a giderse $\rho(h) \to 1$ ve $\rho_t(h) \to 1$ değerine gidecektir (tam korelasyon)

$h \to \infty$'a giderse $\rho(h) \to 0'a$ ve $\rho_t(h) \to \frac{\sigma^2_{inter}}{\sigma^2_t}$ değerine gidecektir (korelasyon yok)

Pratik uygulamalarda korelasyon katsayısı "semivariogram" $\gamma(h)$ kullanılarak bulunabilir.

$$\rho(h) = 1 - \gamma(h) \tag{8}$$

Jayaram ve Baker (2009) tarafından yapılan regresyonlar kapsamında semivariogram

$$\gamma(h) = 1 - e^{\left(-\frac{3h}{b}\right)} \tag{9}$$

denklemi ile verilmektedir. Bu denklemdeki "b" katsayısı spectral ivme periyoduna (*T*) bağlı olarak:

$$T \geq 1 \quad için \quad b = 22.0 - 3.7T \tag{10}$$

Ifadesi ile verilir. T'nin 1s değerinin altında kaldığı durumlarda "*b*" katsayısı zemin özelliklerine bağlı olarak değişmektedir. Bu durumda korelasyon katsayısı

$$\rho(h) = 1 - e^{\left(-\frac{3h}{b}\right)} \tag{11}$$

olacaktır.

Boore (1983) tarafından yer ivmesi için korelasyon katsayısı aşağıdaki ifade ile belirlenmiştir:

$$\rho(h) = 1 - \left[1 - e^{-\sqrt{0.6h}}\right]^2 \tag{12}$$

MONTE CARLO YÖNTEMİ

Denklem (1) ile verilen konvansiyonel toplam entrgrasyon metoduna dayalı olasılıksal deprem tehlikesi belirlemesinin Monte Carlo benzeşim tekniklerinin kullanılması ile de yapılması mümkündür (Musson, 1998, 1999, 2000). Deprem tehlikesi belirlemeleri kapsamında deprem kaynakları ve bu kaynaklardaki deprem oluşumlarının mekan ve zaman tanım alanındaki özellikleri tamamen bilindiği için stokastik metodların kullanımı ile bu özellikleri aynen sağlayacak sentetik deprem katalogları verilen bir zaman periyodu için de üretilebilir. Üretilen herbir deprem (merkez ve büyüklük) için, yer hareketi tahmin denklemleri kullanılarak, herbir konumdaki yer hareketi parametresi, belirsizliklerde göz önüne alınarak, bulunabilir. Herbir konumda tüm depremlerden kaynaklanan yer hareketi parametrelerin istatistiki analizi ile olasılıksal deprem tehlikesi (değişik dönüş periyotlarına tekabül eden enbüyük yer hareketi parametreleri) belirlenir. Örneğin 100 yıllık periyot içinde oluşan 100,000 depremin 100 kere benzeşimi ile $1x10^7$ yıla tekabül edecek bir deprem verisi sağlanabilir. Herhangi bir konumda elde edilen yıllık enbüyük yer hareketi parametrelerinin büyüklüklerine göre dizilimini yapılırsa, 1001. veri bize 10,000 yıllık ve 10001. veri ise 1,000 yıllık ortalama dönüş süresine tekabül eden enbüyük yer hareketi parametrelerini sağlayacaktır. Deprem tehlikesini belirlediğimiz konumda bu tehlikeye maruz fiziksel ve sosyo-ekonomik envanterin ve ilgili hasargörebilirliklerin bilinmesi durumunda Monte Carlo yönteminin bir aşama ileri taşınarak deprem riskinin de belirlenmesi mümkündür. Sigortacılık sektöründe portföy deprem riski belirlemelerinde bu yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır.

Crowley ve Bommer (2006) ve Jayaram ve Baker (2010) stokastik deprem veri setinin ve deprem yer hareketinin üretilmesi için kullanılan yöntemi ayrıntılı olarak sunmuştur.
Bu yöntemde

1. İlgili deprem büyüklüğü-oluşum frekansı ilişkisine bağlı kalınarak stokastik deprem veri takımının üretilmesi
2. Herbir konum için medyan yer hareketi parametresinin ve inter- ve intra-deprem artıklarının standart sapmasının belirlenmesi
3. Normalleştirilmiş inter- deprem (depremler arası) artıklarının(residual) normal dağılımının örneklenmesi ile üretilmesi

4. Normalleştirilmiş intra-deprem (deprem içi) artıklarının(residual) mekansal korelasyon modeline dayalı olarak üretilmesi
5. Medyan yer hareketi parametresinin normalleştirilmiş inter- ve intra-deprem artıkları ile birleştirilmesi adımları yer almaktadır.

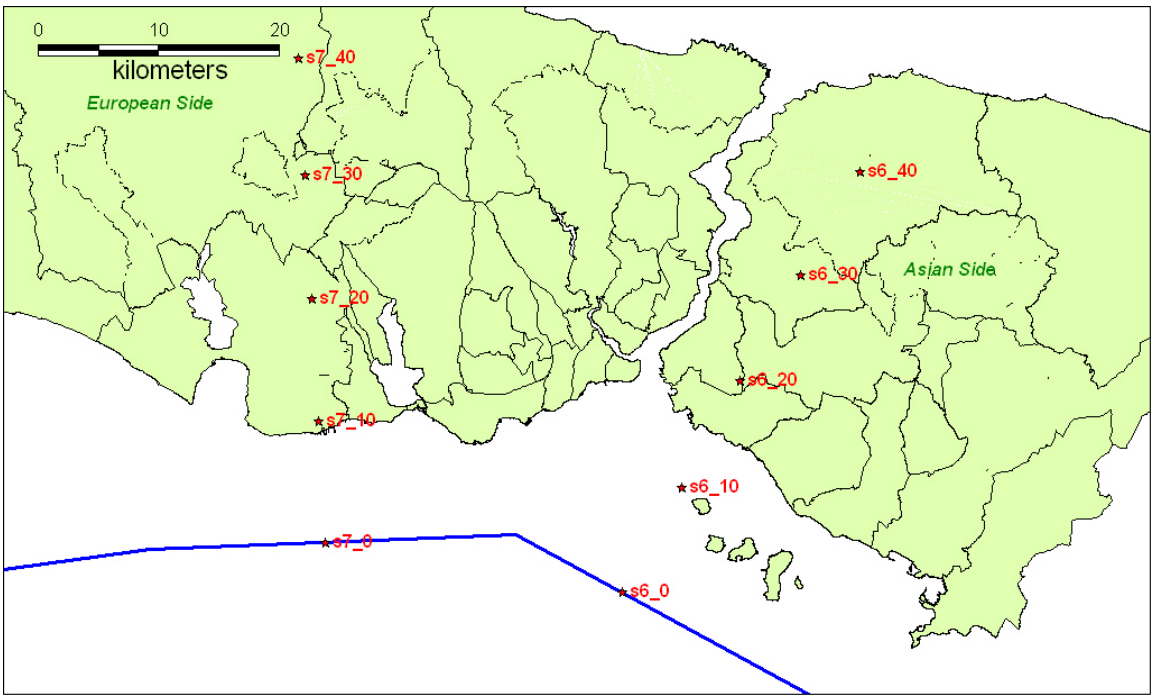
Monte Carlo yönteminde deprem yer hareketininin mekansal dağılımını belirlerken intra-deprem artıklarının rasyonel bir şekilde dağıtılması gerekir. Bilgisayar zamanının optimizasyonu için, rassal örneklemelerden ziyade büyük depremleri (ve büyük yer hareketlerini) ortaya çıkartabilecek şekilde düzenlenmiş deprem oluşumu örneklemelerine (Kiremidjian vd., 2007) önem verilmelidir.

DEPREM TEHLİKESİ AYRIŞTILMASI

Olasılıksal deprem tehlikesinin belirlenmesi için tüm kaynak bölgelerinden gelen deprem oluşumları katkı sağlar. Verilen bir yıllık aşılma olasılığı (veya ortalama dönüş periyodu), verilen bir konum ve verilen bir deprem yer hareketi parametresi için hangi deprem deprem senaryosunun (veya hangi deprem büyüklüğü, M, ve uzaklık, R, ikilisinin) hangi belirsizlik terimi, ε, ile bu deprem hareketi paremetresine katkı sağladığı "deprem tehlikesi ayırımı analizi" ile belirlenir (McGuire, 1995; Bazurro ve Luca, 2005; McGuire vd., 2001, 2002). Bu analiz neticesinde belirli dönüş periyotlarına tekabül eden deterministik tasarım depremlerinin bulunması mümkün olur.

Verilen bir M ve R ikilisi için belirsizlik terimi, ε kullanılan yer hareketi tahmin modelinin, dönüş periyodunun, deprem yer hareketi parametresinin ve olasılık bazlı deprem tehlikesi modelinin bir fonksiyonu olmaktadır. Deprem tehlikesi ayırımı analizi ile elde edilen (M, R ve ε üçlü değerleri ortalama veya modal olarak verilebilir.

Erdik vd., (2004) tarafından Marmara Bölgesi için yapılmış olan deprem tehlikesinin İstanbul'da değişik konumlar için gerçekleştirilmiş ayırımı örnek olarak verilebilir. Deprem tehlikesi ayırımın da deprem büyüklüğünü Mw=7.3 olarak vermektedir. Ayırım sonuçları Şekil 1'de gösterilen Ana Marmara Fay hattından 10, 20, 30 ve 40km mesafede yer alan konumlardaki deprem tehlikesi ayırımı sonuçları enbüyük yatay ivme (PGA) ve 1s'lik spektral ivme SA (T=1.0s) için Tablo 2'de sunulmuştur.



Şekil 1. Ayırım analizinde kullanılan noktaların konumları

Tablo 2. Mw 7.3 senaryo depremi sonucunda 72, 475 ve 2475 yıllık ortalama geri dönüşüm periyodu için PGA ve Sa(T=1.0sn) yer hareketi parametrelerinde modal epsilon değerler

Ortalama Geri dönüş süresi (yıl))	Yer Hareketi Parametresi	Faya Mesafe			
		10 km	20 km	30 km	40 km
72	PGA	-0.5	-0.1	0.3	-0.1
	SA (T=1.0 sn)	-0.3	-0.1	0.5	0.5
475	PGA	1.1	1.2	1.4	1.2
	SA (T=1.0 sn)	1.4	1.3	1.5	1.5
2475	PGA	1.9	2.0	1.9	1.9
	SA (T=1.0 sn)	1.9	2.1	2.1	2.2

Bu ayırım için kullanılan olasılıksal deprem tehlikesi hafızalı bir stokastik modele dayalı olduğu için, epsilon değerleri poisson tipi hafızasız stokastik modellere dayalı olanlara nazaran 72 ve 475 yıllık dönüş süreleri için sırasıyla yaklaşık 1 ve 0.5 birim daha fazladır (Erdik vd., 2008).

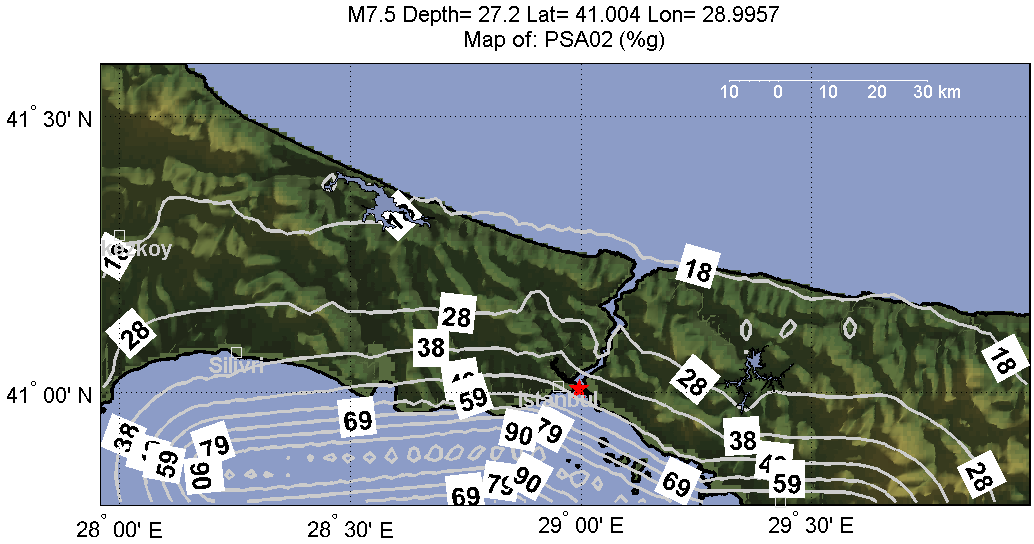
DEPREM YER HAREKETİ HARİTALARI

Oluşmuş veya senaryo bazlı bir depremden kaynaklanan (veya kaynaklanacak) yer hareketi dağılımları, tahmini deprem yer hareketi haritaları (ShakeMap) vasıtası ile belirlenmektedir. Bugün için ABD, İtalya, İsviçre, Türkiye ve YeniZelanda'da deprem sonrası bilgi üretiminde rutin olarak kullanılan bu tip haritaların başlangıcı USGS çalışmalarına dayanmaktadır (Wald vd. 2005, http://earthquake.usgs.gov/eqcenter/shakemap/). Avrupa-Akdeniz bölgesi için benzer çalışma ve uygulamalar A.B. 6. ÇP, NERIES projesi çerçevesinde gerçekleştirilmiştir (http://www.neries-eu.org/). Bu proje kapsamında hazırlanmış olan ELER yazılımı ile gerek deprem yer hareketi haritalarının ve gerekse deprem riskinin belirlenmesi mümkündür (Erdik vd., 2010; http://www.neries-eu.org/main.php/JRA3_D3_v2.pdf?fileitem=9502731).

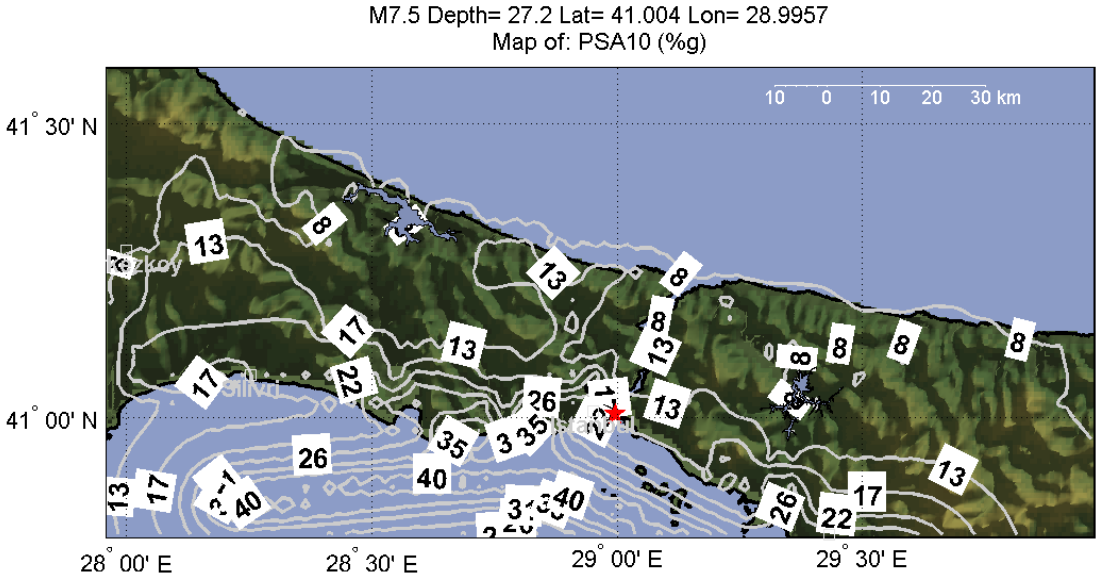
ELER yazılımı kapsamında, gerçek (veya modellenen) bir deprem için:

- Deprem yer hareketi parametrelerinin (maksimum yer hızı, yer ivmesi, spektral ivme, spektral deplasman vs) dağılımları, yer hareketi tahmin modelleri kullanılarak mühendislik anakaya tabakasında elde edilir.
- Bölgesel jeolojik veri tabanı veya kayma dalgası yayılım hzları (V_{s30}) dağılımı kullanılarak mühendislik anakaya tabakası için elde edilen yer hareketi dağılımları lokal zemin koşullarına göre modifiye edilir.
- Deprem oluşumu sırasında kaydedilen kuvvetli yer hareketi verileri kullanılarak yer hareketi dağılımı ayarlaması yapılır (Bu ayarlama hakkında ayrıntılı bilgi Harmandar vd., 2011 tarafından verilmiştir).

Örnek olarak, Mw=7.5 ve Epsilon=0 (medyan değer) için belirlenmiş zemin bağımlı SA(T=0.2sn) ve SA(T=1sn) haritaları sırası ile **Error! Reference source not found.** ve Şekil 'de verilmiştir. Bu haritalarda deprem-içi yer hareketi mekansal bağımlılığı göz önüne alınmamıştır.



Şekil 2. Mw=7.5 ve Epsilon=0 (medyan değer) için belirlenmiş zemin bağımlı SA(T=0.2sn)



Şekil 3. Mw=7.5 ve Epsilon=0 (medyan değer) için belirlenmiş zemin bağımlı SA(T=1.0sn)

DEPREM HASARGÖREBİLİRLİK İLİŞKİLERİ (Binalarda deprem kaynaklı yapısal hasar)

Hasargörebilirlik, öngörülen bir deprem tehlikesinin oluşması durumunda, bir risk unsurunda ya da risk unsuru grubunda (mesela bina sınıflarında) meydana gelebilecek kayıp derecesi olarak tanımlanır. GEM (Küresel Deprem Modelleme) Projesi (http://www.globalquakemodel.org/) tanımlamalarında *"fragility-kırılganlık*" fonksiyonları tanımı ,bir bina sınıfının deprem hareketine verdiği tepkinin değişik performans sınır durumlarını aşma olasılığını belirtmek için kullanılmaktadır. Verilen bir deprem yer hareketi için bir bina sınıfında meydana gelen ortalama kayıp oranı (ortalama hasarın yeniden inşa maliyetine oranı) ve varyasyon katsayılarını veren ayrık veya sürekli eğriler ise *"vulnerability-hasargörebilirlik*" fonksiyonları olarak tanımlanmaktadır.
Hasargörebilirlik ilişkilerinin kapsamlı bir değerlendirmesi NERIES Projesi kapsamında hazırlanan "ELER Methodology for earthquake vulnerabilities of physical and social urban elements at risk" raporunda sunulmaktadır.
(http://www.neries-eu.org/main.php/JRA3_D3_v2.pdf?fileitem=9502731).

Kentsel bölgelerde yapılacak deprem riski tahminlerinde binaların gerek morfolojilerine ve gerekse kırılganlıklarına göre sınıflandırılması gerekir. ABD (FEMA 366, 2003 ve AB ülkeleri (RISK-UE, 2004) için hazırlanmış bina sınıflandırmaları mevcuttur. İstanbul deprem riski güncelleme projesi (IBB-OYO-BU, 2009) kapsamında yapı tipi (yığma, prekast, çelik, betonarme çerçeve, betonarme perde duvar ve diğer), kat adedi (1-4, 5-8 ve 9-) ve yapım yılına (-1979, 1980-2000 ve 2000-) göre farklılandırılmış toplam 57 bina sınıfı kullanılmıştır.

AMPİRİK KIRILGANLIK

Giovinazzi ve Lagomarsino (2004; 2005); Giovinazzi (2005); Lagomarsino ve Giovinazzi (2006) tarafından geliştirilen yöntem gözleme dayalı (makrosismik) hasar tahmin yöntemlerinden en yaygın olarak kullanılanıdır. Bu yöntem Avrupa Makrosismik Ölçeği (EMS-98, Grünthal, 1998) ile klasik olasılık ve bulanık mantık teorileri kullanılarak geliştirilmiştir. Bu çalışma, benzer hasargörebilirlik özelliklerine sahip binalarda, maruz kalınan (gözlemlenen ya da hesaplanan) deprem şiddeti ile gözlemlenen hasar arasındaki ilişkinin belirlenmesi prensibine dayanır.

EMS-98 ölçeği, belirli hasargörebilirlik sınıfına ait binaların farklı şiddet seviyeleri altında belirli hasar seviyelerine ulaşma olasılığını içeren bir hasar matrisidir. Ancak bu hasar matrisleri sadece tanımsal olarak muğlak (az, çok , en çok - few, many, most) ve eksik bir hasargörebilirlik (incomplete vulnerability) bilgisini içerir. Hasar matrisleri sadece gözlemlenebilir ve en genel durumları içerdiğinden tamamlanmamış (incomplete) durumdadır. Bu durum (incompleteness matter), hasar sınıfları modelinde beta dağılımı kullanılarak çözülmüştür. Hasar olasılıkları, üç adet dar ve birbiri üzerine geçen yüzde aralıkları ile bulanık mantık (fuzzy logic) yöntemi kullanılarak hesaplanmaktadır. Ortalama hasar sınıfı (μ_D), şiddet (I), hasargörebilirlik indisi (V) ve süneklik indisi (Q) arasındaki ilişki analitik tanımlamalarla geliştirmiştir. Denklemde bina hasar dağılım tahmini hasargörebilirlik ve süneklik indislerine (V, Q) bağlı olarak verilmiştir.

$$\mu_D = 2.5\left[1+\tanh\left(\frac{I+6.5V-13.1}{Q}\right)\right] \tag{13}$$

Rossetto ve. Elnashai (2003) tarafından geliştirilmiş ampirik kırılganlık çalışmasında 19 depremden elde edilmiş çok sayıda gözlemsel veri kullanılmıştır. Kat arası göreceli enbüyük deplasman ile kalibre edilmiş bir hasar ölçeği kullanılmıştır.

ANALİTİK KIRILGANLIK

HAZUS (http://www.hazus.org) projesi kapsamında geliştirilmiş "spektral kapasite bazlı hasar tahmin yöntemi" kapsamında (Kircher vd.,1997 ve NIBS-FEMA, 2003), bina taşıyıcı sistemlerinin deprem etkileri altında doğrusal olmayan (non-linear) muhtemel davranışları esas alınarak, her bina sınıfı için birer "*Kapasite Spektrumu*" ve binanın bulunduğu yer için tanımlanan ivme spektrumundan elde edilen "*Deprem Talep Spektrumu*" tanımlanmaktadır. "*Kapasite Spektrumu*" ve "*Deprem Talep Spektrumu*" eğrileri matematiksel olarak kesiştirilerek, binanın taşıma kapasitesine karşı gelen ve "*performans noktası*" olarak isimlendirilen spektral yerdeğiştirme değeri saptanmaktadır. Performans noktasının hesaplanmasında yaygın olarak aşağıdaki yöntemler kullanılmaktadır.

1- Kapasite Spektrumu Yöntemi – CSM (ATC 40, 1996)
2- Değiştirilmiş İvme-Deplasman Tepki Spektrumu Yöntemi – MADRS (FEMA 440, 2005)
3 -Katsayı Yöntemi – CM (FEMA-356, 2000; ASCE 41-06, 2006)

"*Bina Hasarı Olasılık Fonksiyonları (Eğrileri)*", binanın depremde tahmin edilen davranışını nitel olarak ifade eden bir "deprem davranış parametresi"ne bağlı olarak, yapısal veya yapısal olmayan

hasarların belirli hasar düzeylerine (hafif, orta, ağır, çok ağır) erişmesinin veya o düzeyleri aşmasının birikimli (kümülatif) olasılığını ifade eden analitik fonksiyonlardır.

Bina Hasarı Olasılık Eğrileri'nin yatay eksenindeki değişken "deprem davranış parametresi", düşey eksen ise yapısal hasarın yukarıda tanımlanan hasar düzeylerine erişmesinin veya onları aşmasının birikimli olasılığını göstermektedir. Spektral kapasite bazlı hasar tahmin çalışmalarında, bina hasarlarının tahmini için sunulan bina hasar olasılık fonksiyonlarının (eğrileri) yatay eksenlerinde, deprem davranış parametresi olarak spektral yerdeğiştirme parametresi (deplasman) kullanılabilir.

Depremde hasar olasılık dağılımının lognormal dağılıma uyduğu varsayımı ile her bir hasar olasılık eğrisinin analitik ifadesi aşağıdaki biçimde yazılabilir (NIBS 1997, Kircher vd. 1997) :

$$P\left[Damage \geq D_k \mid S_{dp} \right] = \Phi\left[(1/\beta_k) \ln(S_{dp} / \overline{S}_{d,k}) \right] \tag{14}$$

Burada S_{dp} performans noktasını, $S_{d,k}$ bina hasarının ilgili hasar düzeyine (hafif, orta, ağır veya çok ağır) eriştiği duruma karşı gelen medyan spektral yerdeğiştirme değerini, β_k ilgili hasar düzeyi için spektral yerdeğiştirme değerlerinin doğal logaritmalarına ait standart sapmayı, ϕ ise birikimli (kümülatif) standart normal dağılım fonksiyonunu göstermektedir. Her bir hasar düzeyine karşı gelen medyan spektral yerdeğiştirme değerleri, $S_{d,k}$, her bir bina türü için tahmin edilen göreli kat ötelemesi oranlarına bağlı olarak tahmin edilmektedir. Standart sapma β_k ise, ilgili hasar düzeyinin tanımında, binanın deprem yükü taşıma kapasitesinde ve deprem yer hareketinin belirlenmesindeki belirsizlikleri, diğer deyişle bunlarda mevcut olan değişkenlikleri (variance) ifade etmek üzere ampirik yollarla tahmin edilmektedir.

Porter (2009) tarafından yapılan çalışma kapsamında HAZUS kırılganlık fonksiyonları, ABD için üretilmiş senaryo depremleri kullanılarak bina-bağımsız deprem yer hareketi parametreleri (talebi) cinsinden belirlenmiştir.

Diğer önemli bir analitik kırılganlık yöntemi Pinho vd. (2002), Crowley vd., (2004) ve Bal vd., (2008) tarafından geliştirilmiş deplasman bazlı deprem hasar belirleme yöntemidir. Yöntem esasen Priestley (1997) tarafından önerilmiş ve çok serbestlik dereceli yapısal sistemlerin eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlere dönüştürülerek analizini içeren "deplasman bazlı tasarım" yaklaşımının, hasar belirleme uygulamalarına uyarlanmış halidir.

DEPREM RİSK ANALİZİ

Deprem risk analizi vasıtasıyla, oluşacak hasarın belirli düzeyleri aşmasının yıllık olasılığını belirlenir. Bir tek deprem tehlikesine maruz eleman (bina) için Risk aşağıdaki ifade ile verilebilir:

$$\mathrm{P}[\mathrm{L} > l] = \int_{\mathrm{a}} \mathrm{P}[\mathrm{L} > l|a]\ \gamma(\mathrm{a})\ \mathrm{da} \tag{15}$$

Burada $P[L > l]$ hasarın (L), "l" miktarından daha büyük olmasının yıllık ihtimali (Risk) $P[L > l/a$ verilen bir yer hareketi seviyesi "a" için hasarın "l" miktarını aşma olasılığı (Hasargörebilirlik) ve $\gamma(a)$ yer hareketi seviyesinin "a" değeri olmasının yıllık frekansını (Deprem Tehlikesi) göstermektedir. Yer hareketi seviyesinin "a" değerini aşmasının yıllık frekansı $\gamma[A > a]$ (Deprem Tehlikesi) ise aşağıdaki ifade tarafından verilir.

$$\gamma[\mathrm{A} > a] = \int_{\mathrm{i}} \mathrm{P}[\mathrm{A} > a|Deprem = i] \tag{16}$$

Burada $\mathrm{P}[\mathrm{A} > a|Deprem = i]$ verilen bir "i" depremi için (büyüklük M ve uzaklık D) yer hareketi seviyesinin "a" değerini aşmasının olasılığını (yer hareketi tahmin modeli) ve $\gamma[\mathrm{Deprem} = \mathrm{i}]$ ifadesi ise "i" depreminin yıllık oluşma frekansını göstermektedir. Bu denklemler, bina hasarlarının (yer hareketi ve hasargörebilirlik) birbirlerinden tamamen bağımsız olmaması nedeni ile birçok bina için ancak yaklaşık olarak doğrudur. Verilen bir bina ve "i" depremi için deprem riski aşağıdaki denklemle verilir:

$$\mathrm{P}[\mathrm{L}_1 > l|Deprem = i] = \sum_{\mathrm{a}} \mathrm{P}[\mathrm{L}_1 > l|A = a]\ \mathrm{P}[\mathrm{A} = \mathrm{a}|\mathrm{Deprem} = \mathrm{i}] \quad (17)$$

Verilen iki bina ve "*i*" depremi için deprem riski, herbir bina için bulunan risklerin konvolüsyonu ile bulunur.

$$\mathrm{P}[(\mathrm{L}_1 + \mathrm{L}_2 > l|Deprem = i] = \sum_{\mathrm{a}} \mathrm{P}[\mathrm{L}_1 > l|Deprem = i] * \mathrm{P}[\mathrm{L}_2 > l|Deprem = i] \quad (18)$$

Tüm depremler için ise deprem riski

$$\mathrm{P}[(\mathrm{L}_1 + \mathrm{L}_2 > l] = \sum_{\mathrm{i}} \mathrm{P}[(\mathrm{L}_1 + \mathrm{L}_2 > l|Depre\mathrm{m} = \mathrm{i}]\ \gamma[\mathrm{Deprem} = \mathrm{i}] \quad (19)$$

olacaktır.

M büyüklüğü ile verilen bir depremin D_{i} mesafesindeki bir konumda yaratacağı hasarın (l_{i}) ihtimal yoğunluk fonksiyonu $\mathrm{f}_{\mathrm{l_i}}$ aşağıdaki denklem ile verilir:

$$\mathrm{f}_{\mathrm{l_i}} = \mathrm{f}(\mathrm{l_i}|\mathrm{M}, \mathrm{D_i}, \in_{\mathrm{inter}}) = \int_0^{\infty} \mathrm{f_l}\,(\mathrm{l}|\mathrm{a})\ \mathrm{f_a}(\mathrm{a}|\mathrm{M}, \mathrm{D_i}, \in_{\mathrm{inter}})\ \mathrm{da} \quad (20)$$

Burada: $f_l\,(l|a)h$ *h*asar ihtimal yoğunluk fonksiyonu, $f_a(a|M, D_i, \in_{inter})$ ise deprem yer hareketi ihtimal yoğunluk fonksiyonu olmaktadır.

Hasar ihtimal yoğunluk fonksiyonunun integrasyonu ile hasar olasılık eğrisi elde edilebilir. Verilen bir deprem büyüklüğü *M*, $\in_{inter}$ ve değişik mesafeler takımı (D_{i}) için toplam hasarın (*L*) ihtimal yoğunluk fonksiyonu herbir D_{i} mesafesi için bulunan hasarların konvolüsyonu ile elde edilecektir.

$$\mathrm{f}(\mathrm{L}|\mathrm{M}, \in_{\mathrm{inter}}) = \mathrm{f}_{\mathrm{l}_1} * \mathrm{f}_{\mathrm{l}_2} * \ldots * \mathrm{f}_{\mathrm{l}_n} \quad (21)$$

Denklem (20)'nin integrasyonu ile verilen bir deprem oluşumu için tüm D_{i} mesafelerinde oluşacak toplam hasarın (*L*) "l" değerini aşmasının yıllık olasılığı elde edilebilir.

$$\mathrm{P}[\mathrm{L} > l|M, \in_{\mathrm{inter}}] = \int_{\mathrm{l}}^{\infty} \mathrm{f}\,(\mathrm{L}|\mathrm{M}, \in_{\mathrm{inter}})\ \mathrm{dl} \quad (22)$$

Tüm deprem oluşumları için hasarın belirli bir "l" miktarını aşmasının yıllık frekansı ifadesi ile verilebilir (Wesson et al., 2009)

$$\gamma(\mathrm{L} > l) = \sum_{\text{kaynaklar}} \int_{\mathrm{M_{max}}}^{\mathrm{M_{min}}} \mathrm{g_k}\,(\mathrm{M}) \int_{\in_{\mathrm{inter}}=-\infty}^{+\infty} \mathrm{f}_{\in_{\mathrm{inter}}}(\in_{\mathrm{inter}})\ \mathrm{P}[\mathrm{L} > \mathrm{l}|\mathrm{M}, \in_{\mathrm{inter}}]\ \mathrm{dM}\ \mathrm{d} \in_{\mathrm{inter}} \quad (23)$$

Burada:
gk(M):*k*. kaynaktaki frekans-büyüklük ilişkisi
$\mathrm{f}_{\in_{\mathrm{inter}}}(\in_{\mathrm{inter}})$: $\in_{\mathrm{inter}}$ için ihtimal yoğunluk fonksiyonu ve,
$\mathrm{P}[\mathrm{L} > l|M, \in_{\mathrm{inter}}]$: verilen bir *M* ve $\in_{inter}$ için hasarın "*l*" değerini aşmasının yıllık ihtimali olmaktadır.

Bir senaryo depreminden başlayarak veya verilen bir deprem yer hareketi için deprem riskinin hesaplanmasını gerçekleştiren çok sayıda yazılım mevcuttur. Bunların karşılaştırması Stafford vd., (2007) ve Erdik vd., (2010) tarafından yapılmıştır.

Tablo 3'de bu yazılımların bir listesi verilmektedir.

Tablo 3. Deprem risk tahmin analizinde kullanılan bazı programlar

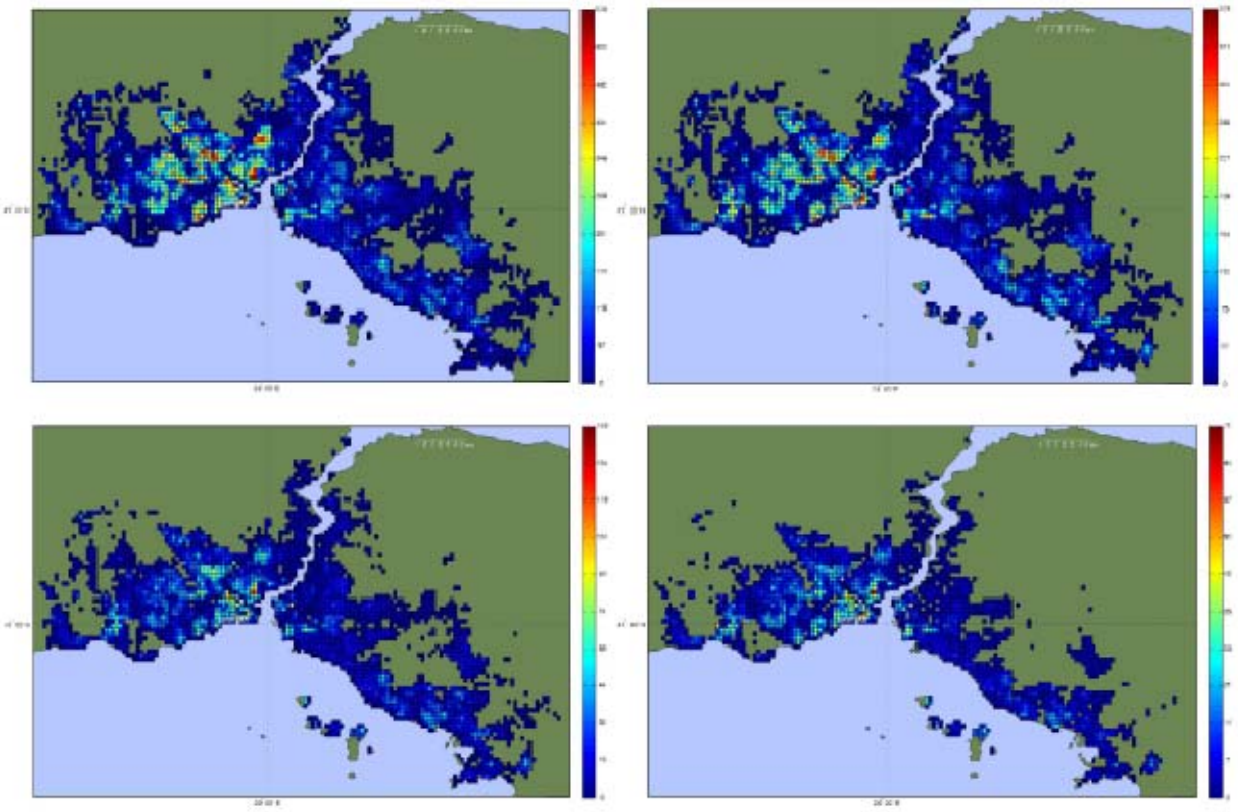
Bölge	Yazılımın Adı	Hazırlayan Kurum veya Hazırlandığı Proje
US	HAZUS-MH	FEMA/NIBS
US	EPEDAT	EQE International, Inc. for California Governor's Office of Emergency Services
US	REDARS	MCEER/FHWA
US	MAEviz	Mid-America Earthquake Center, Univ.of Illinois
Europe	SES 2002	Spanish Civil Protection
Europe	SIGE/ ESPAS	Italian Civil Protection Department
Europe	KOERILOSS	KOERI for LESSLOSS Project (Bogazici Un.)
Europe	LNECLOSS	LNEC for LESSLOSS Project
Europe	CEDIM	Karlsruhe Institute of Technology
Europe	SELENA	NORSAR
Europe	DBELA	ROSE School/EU-Centre
Europe	EQSIM	Karlsruhe University
Europe	ELER	E.U. F.P.6 Project NERIES
World	RADIUS	OYO Corporation for United Nations ISDR Secretariat
World	QLARM (QUAKELOSS)	ESRC/WAPMERR
World	NHEMATIS	Canadian Civil Protection
World	EQRM	Geoscience Australia

ELER, CEDİM ve SELENA risk yazılımları Los Angeles, Zeytinburnu ve Marmara Bölgesi için Colombi et al.(2009) tarafından karşılaştırılmıştır.

AGORA Open-Risk interner platformu (http://www.risk-agora.org/) deprem risk analizleri ile ilgili çalışma, etkinlik ve yazılımları herkese açık bir şekilde yaymaya çalışan paydaşların kurmuş olduğu bir portal vazifesi görmektedir. Halen aktif olarak çalışmalarına devam eden GEM (Küresel Deprem Modeli - www.globalquakemodel.org), EMME (Orta Doğu Deprem Modeli - www.emme-gem.org) ve SHARE (Avrupa'da Deprem Tehlikesinin Harmonizasyonu - www.share-eu.org) projelerinde deprem tehlikesi ve riskin sırasıyla Dünyada, Orta Doğu ve Kafkasyada ve Avrupa'da homojen bir şekilde belirlenmesini amaçlanmaktadır. Bu projeler kapsamında geliştirilecek internet temelli yazılımlar kullanılarak ve "Google Earth" üzerinde belirlenecek bir noktadaki deprem tehlikesi ve riskinin, seçilen model ve parametrelere göre belirlenmesi mümkün olacaktır.

İSTANBUL DEPREM RİSKİ (ÖRNEKLER)

Deprem risk belirlemelerine örnek olarak İstanbul Deprem Riski Belirlemesinin Güncellenmesi (IBB-OYO-BU, 2009) projesi kapsamında ELER yazılımı ile elde edilmiş ortalama hasar Şekil 2'de sunulmuştur (IBB-OYO-BU, 2009, Hancılar vd., 2010). Bu şekilde gösterilen tahmini hasar dağılımı, deprem yer hareketi parametreleri etkisi altında analitik yöntemlerin ortalaması alınarak elde edilen az, orta, ağır ve çok ağır (yıkık) hasar dağılımlarıdır. Şekildeki renk kodları ise hücre başına hasarlı bina sayısı gösterilmektedir. Bu risk belirlemesinde deprem tehlikesi ayırımı sonucuna dayalı (72 yıllık ortalama dönüş süresi) zemin bağımlı deprem yer hareketleri (Şekil 2 ve 3) kullanımış, ancak yer hareketinin mekansal korelasyonu göz önüne alınmamıştır.



Şekil 2. Analitik hasar belirleme yöntemlerinin ortalaması ile elde edilen az, orta, ağır ve çok ağır (yıkık) hasar dağılımları (renk kodları ile hücre başına hasarlı bina sayısı gösterilmektedir)

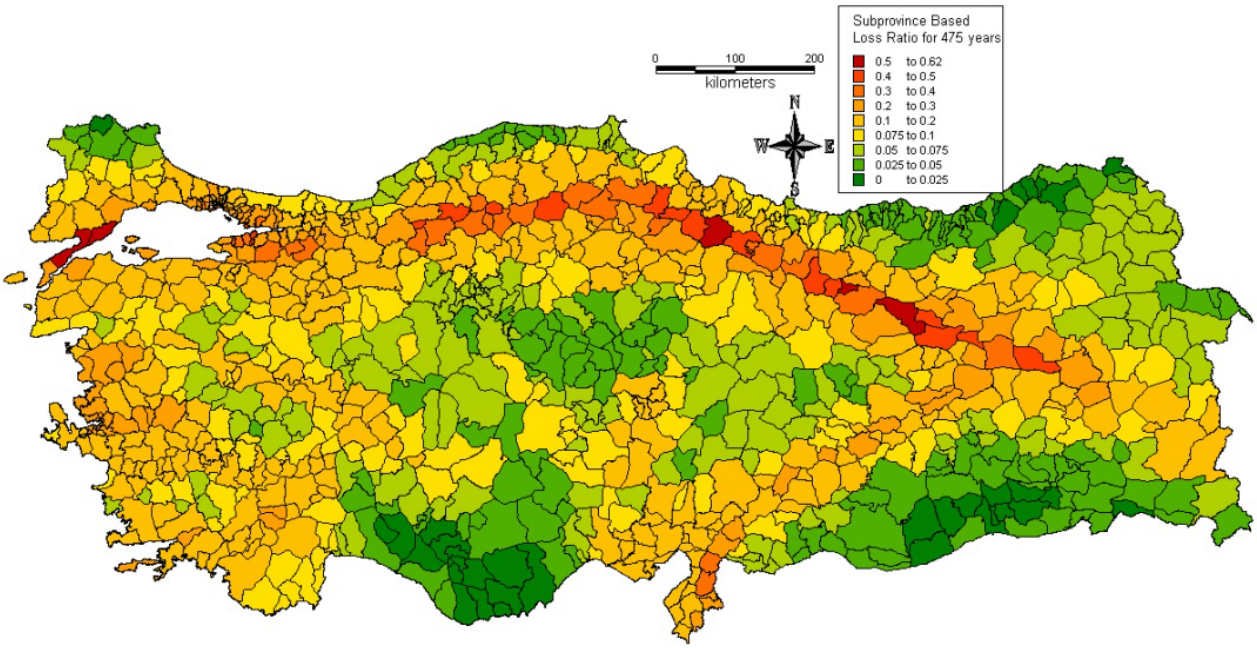
İstanbul için bulunmuş olan bu sonuçların SELENA, ESCENARIS, SIGE-DPC ve DBELA yazlımlarından elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu Strasser et al. (2008) tarafından belirtilmiştir.

Crowley et al.(2008) ve Pinho et al.(2008) tarafından deprem yer hareketinin mekansal korelasyonunun da göz önüne alındığı tek senaryo depremine bağlı (Mw=7.5) Monte Carlo bazlı risk belirlemeleri kapsamında İstanbul için ortalama hasar oranı %31 olarak bulunmuştur (Durukal et al. (2006) tarafından bu oran %28 olarak verilmektedir). Yer hareketin mekansal korelasyonunun göz önüne alınmadığı durumlarda ortalama hasar oranındaki varyasyon %11, korelasyon mesafesinin 5km ve 10km alındığı durumlarda ise varyasyon sırası ile %19 ve %27 olarak bulunmuştur.

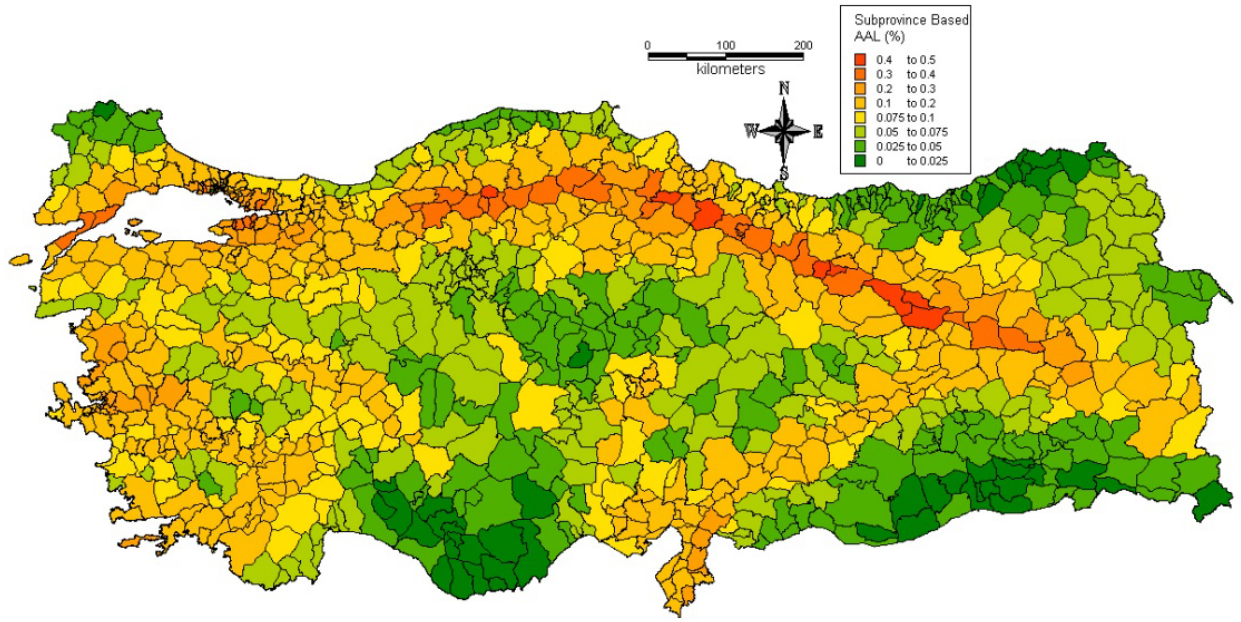
TÜRKİYE DEPREM RİSKİ (ÖRNEKLER)

Türkiye için deprem risk belirleme çalışmaları, özellikle sigorta sektöründe depreme karşı riskin belirlenmesi konusunda önem kazanmaktadır (DEE-KOERI, 2003; Durukal vd., 2006; Bommer vd., 2002). Ortalama hasar oranları (ALR) ve yıllık ortalama kayıp oranı (AAL) bu sektörde riskin belirlenmesinde kullanılan önemli parametrelerdir.
Ortalama hasar oranı, belirli bir bölge (hücre bazlı, yada il / ilçe bazlı) için olasılıksal olarak istenilen geri dönüşüm periyoduna karşılık gelen yer hareketi dağılımlarından yada senaryo bazlı elde edilen yer hareketi dağılımı sonucunda her seviye hasar sınıflandırmasına göre tahmin edilen hasarlı bina sayısının toplam bina sayısına oranının ilgili hasar seviyesine karşılık gelen onarım maliyet oranları (repair cost ratios) ile çarpılması ile elde edilir. Tüm bina envanteri içerisindeki hasar oranı bize seçilen geri dönüşüm periyoduna karşılık gelen potansiyel yer ahreketi tehlikesi için ortalama kayıplar hakkında bilgi verir ve ulusal ölçekte sismik tehlike içerisinde önceliklerin belirlenmesinde de parametre olarak kullanılabilir. Hasar oranlarınına karşılık gelen aşılma oranları (1/geri dönüşüm periyodu) şelik üzerinde gösterildiğinde hasar eğrileri olarak tanımlanır. Hasar eğrilenin altındaki alan ise ortalama yıllık hasar oranlarını verir.

Türkiye için yapılmış olan bir çalışma (Demircioğlu, 2010) kapsamında ilçe bazında hasar oranı ve yıllık ortalama hasar oranı cinsinden belirlenmiş olan deprem riski dağılımları Şekil 3 ve Şekil 4'de belirlenmiştir. Benzer deprem risk belirleme haritaları ABD için FEMA 366 (2002; 2008) tarafından hazırlanmıştır.



Şekil 3. 475 yıllık ortalama dönüş süresi için ilçe bazlı hasar oranı dağılımı (ilçelerdeki ortalama hasar oranları renk koduna bağlı olarak 0.01-0.56 arasında değişmektedir).



Şekil 4.İlçe bazlı yıllık ortalama kayıp oranı dağılımı (ilçelerdeki yıllık ortalama kayıp oranları renk koduna bağlı olarak 0.0002-0.0050 arasında değişmektedir)

KAYNAKLAR

Abrahamson, N., (2006), Seismic Hazard Assessment: Problems with Current Practice and Future Developments, Keynote Paper, Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

Abrahamson, N. ve W. Silva (2008) "Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations" Earthquake Spectra, Volume 24, No. 1, pp. 67–97.

Akkar S ve Bommer JJ (2010) "Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region", and the Middle East. Seismological Research Letters 81 (2): 195-206.

ATC 40, 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Applied Technology Council, Redwood City, California.

Bal, I.E., H. Crowley, H., R. Pinho, and F.G. Gulay, 2008. Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28, 914-932.

Bazzurro, P. ve Luco, N. (2005) Accounting for uncertainty and correlation in earthquake loss estimation. Proceedings of 9th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR '05), Rome, Italy.

Bommer J, Douglas J, Scherbaum F., Cotton F, Bungum H, and Fäh D., 2010, "On the selection of ground motion prediction equations for Seismic Hazard Analysis" Seismological Research Letters; September/October 2010; v. 81; no. 5; p. 783-793; DOI: 10.1785/gssrl.81.5.783

Bommer, J.J. and Crowley, H. (2006) The influence of ground motion variability in earthquake loss modelling. Bulletin of Earthquake Engineering

Bommer, J.J., Spence, R., Erdik, M., Tabuchi, S., Aydinoglu, N., Booth, E., del Re, D. and Peterken, O. (2002) Development of an earthquake loss model for Turkish catastrophe insurance. Journal of Seismology 6(3), 431–446.

Boore, D.M. ve Atkinson G. M. (2008), "Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s" Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 1, pp: 99–138.

Boore, D.M. (1983) "Strong-motion seismology" Reviews of Geophysics and Space Physics 21 (6), 1308–1318.

Campbell, K. W. and Y. Bozorgnia (2008) "NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s" Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 1, pp: 139–171.

Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y., 2006. "Next generation attenuation (NGA) ground motion models: Can they be used in Europe?" Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering ad Seismology, Geneva, Switzerland, September 3-8, 2006, Paper 458.

Chiou, B.S:J. and R.R. Youngs (2008) "An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra" Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 1, pp: 173–215.

Colombi, M., Crempien, J., Crowley, H., Erduran, E., Lopez, M., Liu, H., Mayfield, M., Milanesi, M (2010), Evaluation of seismic risk software, GEM Technical Report 9. GEM Foundation, Pavia, Italy.

Crowley H, ve Bommer JJ. 2006, "Modelling seismic hazard in earthquake loss models with spatially distributed exposure",. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 4(3):249–273.

Crowley, H., R. Pinho and J. J. Bommer (2004). "A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation." *Bulletin of Earthquake Engineering* 2(2): 173-219.

Crowley, H., Stafford, P.J. and Bommer, J.J. (2008). Can earthquake loss models be validated using field observations?. Journal of Earthquake Engineering.

Danciu, L., Pagani, M. Monelli, D. and S. Wiemer (2010). Evaluation of Seismic Hazard Codes: GEM1 perspective, GEM Technical Report, no 1, GEM Foundation, Pavia, Italy.

Demircioglu, M. B., Erdik, M., Hancilar, U., Sesetyan, K., Tuzun, C., Yenidogan, Zulfikar, A.C., 2009, Technical Manual - Earthquake Loss Estimation Routine ELER v2.0, Bogazici University, Department of Earthquake Engineering, Istanbul, December 2009.

Demircioglu, M. B., 2010, "Earthquake Hazards and Risk Assessment for Turkey", PhD Thesis, Bogazici University.

Durukal, E., M. Erdik, K. Sesetyan, Y. Fahjan, 2006, "Building Loss Estimation for Earthquake Insurance Pricing", Proceedings of the 8th U.S. National Conference on *Earthquake Engineering*, San Francisco, California,18 – 22 April, U.S.A.

Erdik M., M.B.Demircioğlu, K.Şeşetyan, E.Durukal, A.Edinçliler, 2008, "Assessment of Site-Specific Earthquake Hazard at Selected Hospitals (WB-ISMEP CB 1.3C Project), prepared by Bogazici University.

Erdik M., Sesetyan K., Demircioğlu M., Hancılar U., Zülfikar C., Çaktı E., Kamer Y., Yenidoğan C., Tüzün C., Çağnan Z., and Harmandar E, (2010), "Rapid Earthquake Hazard and Loss Assessment for Euro-Mediterranean Region", *Acta Geophysica*, vol. 58, no. 5, pp. 855-892

Erdik, M., Demircioglu, M., Sesetyan, K., Durukal, E. and Siyahi, B. (2004) Earthquake hazard in Marmara region, Turkey. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, 605–631.

Erdik, K.Şeşetyan, M.B.Demircioğlu, U.Hancılar, C.Zülfikar (2010), Rapid Earthquake Loss Assessment After Damaging Earthquakes, Proc. 14ECEE, Ohrid, Makedonia.

FEMA 366, 2002, "HAZUS Estimated Earthquake losses for the United States".Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

FEMA 366 (2008), Estimated Annualized Earthquake Losses for the United States FEMA, April 2008.

Giovinazzi S. and S. Lagomarsino, 2005, "Fuzzy - Random Approach for a Seismic Vulnerability Model", Proceeding of the 9th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR), Rome, Italy, June 19-23 2005, Millpress, Rotterdam.

Giovinazzi S. and S. Lagomarsino, 2004, "A Macroseismic Model for the Vulnerability Assessment of Buildings", Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada

Giovinazzi S., 2005, "Vulnerability Assessment and the Damage Scenario in Seismic Risk Analysis", PhD Thesis, University of Florence.

Grünthal, G. (editor), 1998, European Macroseismic Scale 1998, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Conseil de l'Europe. Luxembourg.

Jayaram, N., and Baker, J. W. (2010). "Considering spatial correlation in mixed-effects regression, and impact on ground-motion models." Bulletin of the Seismological Society of America, 100(6), 3295-3303.

Jayaram N. and Baker J.W. (2009). "Correlation model for spatially-distributed ground-motion intensities," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(15), 1687-1708.

Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., and Holmes, W. T., 1997. Development of building damage functions for earthquake loss estimation, *Earthquake Spectra* 13, 663–682.

Kiremidjian AS, Stergiou E, Lee R. Issues in seismic risk assessment of transportation networks. Earthquake Geotechnical Engineering, Chapter 19. Springer: Berlin, 2007; 939–964.

Harmandar, E., E.Çaktı ve M.Erdik (2011), Kentsel Deprem Ağı Verilerinin yer İvmesi Dağılım Haritalarının Hazırlanmasında Kullanılması, 7.UDMK, İstanbul

Hancilar, U., C.Tuzun, C. Yenidogan and M. Erdik (2010), ELER software – a new tool for urban earthquake loss assessment, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 10, 2677–2696.

IBB-OYO-BU, 2009, "Istanbul İli Sismik Mikrobölgeleme dahil Afet Önleme/Zarar azaltma Temel Planı Çalışması ", İstanbul Büyükşehir Belediyesi Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü, Anadolu yakası mikrobölgeleme rapor ve haritalarının yapılması güncelleme işi, İstanbul olası deprem kayıpları tahminlerinin güncellenmesi raporu.

McGuire RK, 2007, "Seismic Hazard and Risk Analysis", *Earthquake Engineering Research Institute*.

McGuire, R.K. (1995) Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: closing the loop. *Bulletin of the Seismological Society of America* 85(5), 1275–1284.

Musson, R.M.W. (1998) On the use of Monte Carlo simulations for seismic hazard assessment. Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, Washington.

Musson, R.M.W. (1999) Determination of design earthquakes in seismic hazard analysis through Monte Carlo simulation. *Journal of Earthquake Engineering* 3(4), 463–474.

Musson, R.M.W. (2000). The use of Monte Carlo simulations for seismic hazard assessment in the UK, Annal. Geofis., v. 43, p. 1-9.

NIBS and FEMA, 2003. Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, HAZUS®MH Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 690 pp.

Pinho, R., J. J. Bommer and S. Glaister (2002). A simplified approach to displacement-based earthquake loss estimation analysis. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.

Pinho,R., H.Crowley and J.J. Bommer (2008), Open-Source Software and Treatment of Epistemic Uncetainties in Earthquake Loss Modeling, Proc. 14th WCEE, Beijing, China.

Porter, K.A., 2009. Cracking an open safe: HAZUS vulnerability functions in terms of structure independent spectral acceleration. *Earthquake Spectra* 25 (2), 361-378

Priestley, M. J. N. (1997). "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings." *Journal of Earthquake Engineering* 1(1): 157-192.

RISK-UE, The European Risk-UE Project (2001-2004): An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios, www.risk-ue.net, 2004.

Rossetto, T. ve A. Elnashai (2003), "Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data", *Engineering Structures* 25 (2003) 1241–1263

Stafford, P.J., Strasser, F.O., and Bommer, J.J., 2008. "An evaluation of the applicability of the NGA models to ground-motion prediction in the Euro-Mediterranean region",. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 6.

Stafford,P.J., F.O.Strasser and J.J.Bommer, 2007, Preliminary Report on the Evaluation of Existing Loss Estimation Methodologies, Report prepared for EU FP6 NERIES Project, Department of Civil & Environmental Engineering, Imperial College, London

Strasser, F.O., P.J. Stafford, J.J. Bommer and M. Erdik (2008), State-of-the-art of European Loss Estimation Software, Proc. 14th WCEE, Beijing, China.

Wald, D.J., B.C. Worden, V. Quitoriano, and K.L. Pankow (2005), "ShakeMap manual:technical manual, user's guide, and software guide", U.S. Geological Survey, 132 pp.

YÜKSEK BİNALAR İÇİN YENİ DEPREM TASARIMI KILAVUZU VE UYGULAMALARI

RECENT SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR TALL BUILDINGS AND THEIR IMPLEMENTATION

Helmut KRAWINKLER[1]

ÖZET

Bu bildiri yüksek binaların performansa göre tasarımına ayrılmıştır. Bildiride özellikle PEER Tall Building Initiative (TBI)'nin bir çalışması olarak kısa bir süre önce geliştirilen tasarım kılavuzuna vurgu yapılmıştır. TBI Tasarım Kılavuzu, Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği'nin geleneksel kavramları olarak adlandırılabilecek esaslara dayanmaktadır: Tasarım iki özel performans düzeyinin gerçekleştirilmesi için yapılmakta ve günümüzde Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği'nin ana çalışma alanı olan kayıp değerlendirmesi konusunu içermemektedir. Kayıp değerlendirmesi, kılavuzun bir gereği olmanın ötesinde, zorunlu olmayan bir tasarım sonrası çalışma olarak ele alınmaktadır. Kılavuz tarafından hedeflenen iki performans düzeyi, servis düzeyi ve öngörülen en büyük deprem düzeyidir. Bu performans düzeyleri, hasar başlangıcı ve göçme öncesi durumla tam anlamı ile ilişkili olmayıp, göreli olarak sıkça meydana gelen depremlerde aşırı hasara karşı korunmayı ve çok seyrek depremlerde can kaybını önleme bağlamında göçmenin önlenmesini amaçlamaktadır. Tasarım kılavuzu gelişmeye açık yeni yapı sistemlerinin uygulanması için önemli fırsatlar sunmaktadır. Ancak bu tür sistemlerin geleneksel yapı sistemlerine göre hem ekonomik, hem de can güvenliği bakımlarından üstün oldukları gösterilmelidir.

Anahtar Kelimeler: yüksek binalar, performansa dayalı deprem mühendisliği, tasarım kılavuzu

ABSTRACT

This paper addresses performance-based design of tall building. The focus is on guidelines recently developed as part of PEER Tall Building Initiative (TBI). The TBI Design Guidelines contain what one may call conventional PBEE concepts, i.e., they use two specific performance levels to accomplish design and do not require loss assessment, which has become the core activity of modern PBEE. Loss asesssment is a voluntary post-design activity, but not a requirement of the guidelines. The two performance levels targeted by the guidelines are a service level and a maximum considered earthquake level. These levels are not rigidly tied to damage threshold and collapse onset; they are intended to provide adequate protection against excessive damage under relatively frequent earthquakes and against collapse (a surrogate for casualties) under very rare earhquakes. The guidelines offer the opportunity to implement innovative structural systems, provided it can be demonstrated that these systems indeed present economic and life-safety advantages compared to conventional strutural systems.

Keywords: tall buildings, performance-based earthquake engineering, design guidelines

INTRODUCTION

It is becoming accepted practice in many countries to separate seismic design of tall buildings from general building code design procedures that are intended to be applied to low to mid-rise buildings. Many reasons can be quoted for this practice, including increasing importance of higher

[1] Professor Emeritus, Dept. of Civil and Env. Engineering, Stanford University, Stanford, California, USA. Krawinkler@stanford.edu

mode effects, significant "dynamic redistribution" in the inelastic range, amplification of P-Delta effects, and the ability to devote more time (analysis effort) to assessment of nonlinear dynamic effects because of the larger engineering budget allocated to tall building design. But perhaps the two most important triggers for more elaborate design and evaluation are that (1) most presently utilized structural systems for tall buildings fall outside the code box (they are not listed as code-approved systems), and (2) recent developments in performance-based earthquake engineering (PBEE) made it feasible to assess non-code-conforming structural systems in a rational manner.

The latter has caused considerable professional excitement because it opens the door to the utilization of innovative systems that should lead to better performance at comparable or lower cost. In this context, cost is not necessarily limited to up-front construction cost; for many educated owners it implies lower life-cycle costs in which the penalty of slightly increased up-front construction cost is weighted against the benefit of reduced losses during the life time of the building. In this context it is critical to recognize that the cost of the structural system is a relatively small percentage of the building value (on the order of 20%), and that earthquake induced losses are dominated by non-structural losses in relatively frequent earthquakes and maybe dominated by structural losses and collapse potential in rare (large return period) seismic events. General concepts of PBEE and loss assessment are not the subject of this paper; the reader is referred to the extensive literature on these subjects (e.g., the Bled 2004 workshop proceedings [Fajfar and Krawinkler, 2004], and an upcoming special issue on building loss assessment of the International Journal on Earthquake Engineering and Structural Dynamics [to be published late in 2011]).

There is no unique way to define tall buildings, but the TBI Design Guidelines (PEER, 2010) define tall buildings as those that have

- a fundamental translational period of vibration significantly in excess of 1 second,
- significant mass participation and lateral response in higher modes of vibration, and
- a seismic-force-resisting system with a slender aspect ratio such that significant portions of the lateral drift result from axial deformation of the walls and/or columns as compared to shearing deformation of the frames or walls.

This paper uses the TBI Design Guidelines as a basis for discussion. Many paragraphs are a direct quotation from these guidelines. TBI stands for Tall Building Initiative, a development efforts conducted by the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.

The author believes that the TBI Design Guidelines form a solid basis for design of tall buildings, but the paper contains personal interpretations, i.e., it is the full responsibility of the author and does not necessarily reflect the judgment of the other authors of the TBI Guidelines. İt is also emphasized that the TBI Design Guidelines contain what one may want to call conventional PBEE concepts, i.e., they use two specific performance levels to accomplish design and do not require loss assessment, which has become the core activity of modern PBEE. Loss asessment is a voluntary post-design activity, but not a requirement of the guidelines. Loss assessment test cases are summarized at the end of the paper. The concepts of conventional PBEE as applied to two specific performance levels is illustrated in Figure 1. The two performance levels targeted by the the TBI Design Guidelines are somewhere within the ovals shown in this figure. They are not equivalent to any of the performance levels used in FEMA 356 (or ASCE 41, 2007). For one, it is recognized that there is large uncertainty in defining performance levels and associated deformations, and secondly, the two performance levels are not rigidly tied to damage threshold and collapse onset.

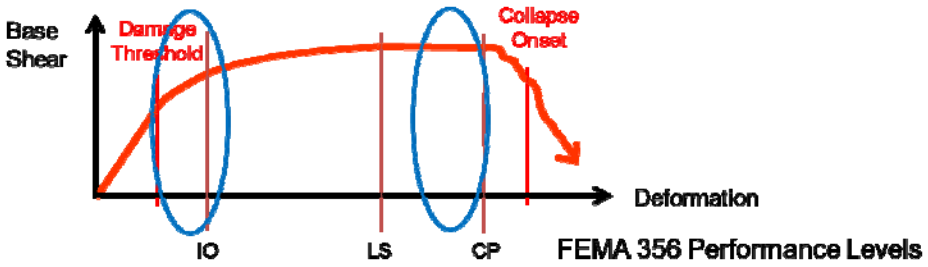


Figure 1. Illustration of performance levels of FEMA 356 (ASCE 41, 2007) and TBI Design Guidelines

It is important to point out that the TBI Design Guidelines represent a US West Coast view of the design process. They are written from the perspective of US design practice and economic constraints. Applications to other countries need to consider economic and societal constraint dictated by that country.

The guidelines discussed in this paper are based on research performed during the past one to two decades, and have been preceded by several documents of similar content and objective, such as SFDBI-AB-083 (2007), CTBUH (2008), and LATBSDC (2008). This serves to show that very few things are new, and that present criteria are an accumulation of past knowledge and development. And the author hopes there will be a follow-up containing further improvements to the guidelines discussed in this paper.

The objective of the TBI Guidelines is to provide guidance for design that will result in a building with equivalent (or better) performance capability to that anticipated for buildings that strictly comply with present code criteria.

Seismic design of tall buildings in accordance with these guidelines can offer a number of advantages including

- more reliable attainment of intended seismic performance,
- reduced construction cost,
- accommodation of architectural features that may not otherwise be attainable, and
- use of innovative structural systems and materials

Notwithstanding these potential advantages, engineers contemplating building design using these procedures should be aware that implementation requires extensive knowledge of ground shaking hazards, structural materials behavior, and nonlinear dynamic structural response and analysis.

PERFORMANCE OBJECTIVES

The TBI Design Guidelines use performance-based principles to achieve, as a minimum, the following objectives:

- demonstrate that the structure will be capable of essentially elastic response and limited damage under Service-level Earthquake shaking having a mean return period of 43 years (50% exceedance probability in 30 years), and
- demonstrate, with high confidence, that the structure will respond to Maximum Considered Earthquake shaking without loss of gravity-load-carrying capacity; without inelastic straining of important lateral-force resisting elements to a level that will severely degrade their strength; and without experiencing excessive permanent lateral drift or development of global structural instability.

Performance evaluation is carried out at two levels, one associated with “serviceability” and the other associated, implicitly, with safety against collapse. It may be desirable to design some structures to achieve performance superior to that described in the previous two paragraphs. To accomplish this, the guidelines can easily be modified to attain enhanced performance. Such modifications could include:

- selection of an alternative, lower probability of exceedance, either for Service-level shaking or “Maximum Considered Earthquake” shaking, or both;
- selection of more restrictive acceptance criteria, potentially including lower limiting levels of lateral drift and/or reduced levels of acceptable cyclic straining of ductile elements and larger margins for capacity-protected elements;
- design of nonstructural components and systems to withstand shaking more intense or inter story drifts larger than that required by the building code;
- design to limit residual displacements as a means of ensuring the structure can be repaired following earthquake ground shaking;

- incorporating the use of damage-tolerant structural elements that are capable of withstanding cyclic inelastic deformation without degradation or permanent distortion; and,
- incorporating the use of response modification devices including isolation systems, energy dissipation systems, and passive and active control systems to limit structural response.

HAZARD ANALYSIS, AND GROUND MOTION SELECTION AND INPUT

Seismic Input

The TBI Design Guidelines require determination of two levels of ground motion: a Service-level shaking motion and a Maximum Considered Earthquake shaking motion. Service-level motion is represented by a 2.5%-damped, acceleration response spectrum having a 43-year mean return period. Maximum Considered Earthquake shaking is represented by a 5%-damped acceleration response spectrum conforming to the requirements of *ASCE-7* (see also FEMA P750, 2009) and a suite of earthquake ground acceleration records that have been appropriately selected and scaled to be "compatible" with this spectrum. Acceleration response spectra for both levels of ground shaking may be obtained from probabilistic or deterministic seismic hazard analysis. The use of appropriate damping has become a matter of much discussion. The Guidelines recommendation is to use at most 2.5% damping in all analyses. The use of 5%-damped elastic acceleration response spectra to represent Maximum Considered Earthquake shaking is only for convenience to allow comparison with spectra that are generated in compliance with the procedures of ASCE 7. Data discussed in ATC (2010) indicate that first mode damping in many tall buildings is less than 2% because of the lack of damping between foundation and soil; see data reported in Satake et al. (2003).

Probabilistic Seismic Hazard Analysis

Such hazard analysis should be performed for both levels of ground shaking using appropriate contemporary models for the description of regional seismic sources and ground motion prediction equations. Recent developments in those topics and the use of the models should be properly implemented in the probabilistic seismic hazard analysis code being used. The mechanics of probabilistic seismic hazard analysis is described in many publications (e.g., Stewart et al., 2001, McGuire, 2004). When conducting probabilistic seismic hazard analysis, proper consideration should be given to epistemic (modeling) uncertainties in the input source and ground motion prediction models and in the associated parameter values by including weighted alternatives in the analysis.

The following outcomes of probabilistic seismic hazard analysis should be reported: 1) mean ground-motion hazard curves at key structural periods including 0.2 seconds, 1.0 second, 2 seconds and the fundamental period of the structure; 2) uniform hazard spectra associated with the Service-level and Maximum Considered Earthquake shaking levels; and; 3) percentage contributions to the ground-motion hazard at the key structural periods for each hazard level. These contributions are a function of the seismic source, earthquake magnitude and source-to-site distance, and are evaluated from deaggregation of the seismic hazard. Uniform hazard spectra should be computed over a range of periods extending sufficiently beyond the building's fundamental period to capture the effective (lengthened) building period during response to Maximum Considered Earthquake shaking.

Probabilistic seismic hazard analysis results for any location in the U.S. can be obtained using the USGS seismic hazard tool (http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/index.php). The USGS site is well maintained and is kept current with respect to source models and ground motion predictive equations. When the building code or other seismic regulations call for a "site-specific analysis" of ground motion, a site specific probabilistic seismic hazard analysis is required in lieu of the USGS web site.

Deterministic Seismic Hazard Analysis
Deterministic seismic hazard analysis has the same components as probabilistic seismic hazard analysis (source model, ground motion predictive equations). The difference is that the range of possible results at each stage of the analysis is not considered in deterministic seismic hazard analysis. A single earthquake is considered with a prescribed magnitude and location. A single percentile-level of ground motion is taken from the ground motion predictive equation (e.g., 50 %-tile or median motion). The selections made at the various stages of deterministic seismic hazard analysis appear to be arbitrary and it is often difficult to know *a priori* whether the choices made lead to conservative or unconservative estimates of ground motion. Nevertheless, the *ASCE 7* standard requires the use of deterministic seismic hazard analysis to provide a deterministic cap on ground motion in regions near major active faults to limit ground motion to levels deemed "reasonable" for seismic design.

Selection and Modification of Accelerograms

The TBI Design Guidelines recommend that the following three steps be employed in this process:

1. Identify the types of earthquakes that control the ground motion hazard. Where MCE shaking is controlled by probabilistic seismic hazard analysis, deaggregate the ground-motion hazard for the MCE spectral accelerations at the structural natural periods of interest, and use the results as the basis for selecting representative accelerograms for response history analysis. The structural natural periods of interest should include, as a minimum, the first three translational periods of structural response in each of the structure's two principal orthogonal response directions.
2. Select a representative set of at least seven pairs of accelerograms recorded during past earthquakes that are compatible with the controlling events and site condition. Each accelerogram set selected must consist of at least two horizontal components, and in rare cases, the vertical component may also be included. If multiple magnitude-distance combinations contribute significantly to the hazard, then select records from each contributing earthquake as part of the total number of records. It needs to be recognized that the use of only seven pairs of accelerograms will make it impossible to do a reasonable statistical evaluation of response. There is considerable uncertainty in estimating a median, and there is unacceptable uncertainty in estimating a measure of dispersion.
3. Modify these motions in some manner to achieve a match with the target spectrum, either using spectral matching or amplitude scaling. If only seven pair of ground motions is used, the issue of spectral matching versus amplitude scaling is almost irrelevant because no relevant information on dispersion is obtained one way or the other. The Guidelines recommend matching records either to the uniform hazard spectrum or conditional mean spectrum. If the conditional mean spectrum approach (Baker, 2011) is used, it is recommended to use a suite of conditional mean spectra, each matched to one of the key periods of the structure. Use of conditional mean spectra for only the fundamental period is not recommended for tall buildings. The record selection process is still a much debated issue on which no consensus has been reached. It is recognized that selecting records that are matched to a uniform hazard spectrum is conservative (results in too high a demand for inelastic structural systems), whereas selecting records that are matched to a single conditional mean spectrum is generally unconservative because it pays insufficient attention to higher modes.

Soil-Foundation-Structure Interaction

These effects should be considered when important. Tall buildings generally have subterranean levels to provide space for parking and other facilities. The most common foundation type is mats, although pile systems are used as well, particularly for tall buildings without subterranean levels. A schematic illustration of a building with subterranean levels is shown in Figure 2(a). Spatial variations of ground motion cause motions on foundation slabs (u_{FIM}) to differ from free-field motions (denoted u_g in Figure 2(a)), which is referred to as a kinematic interaction effect.

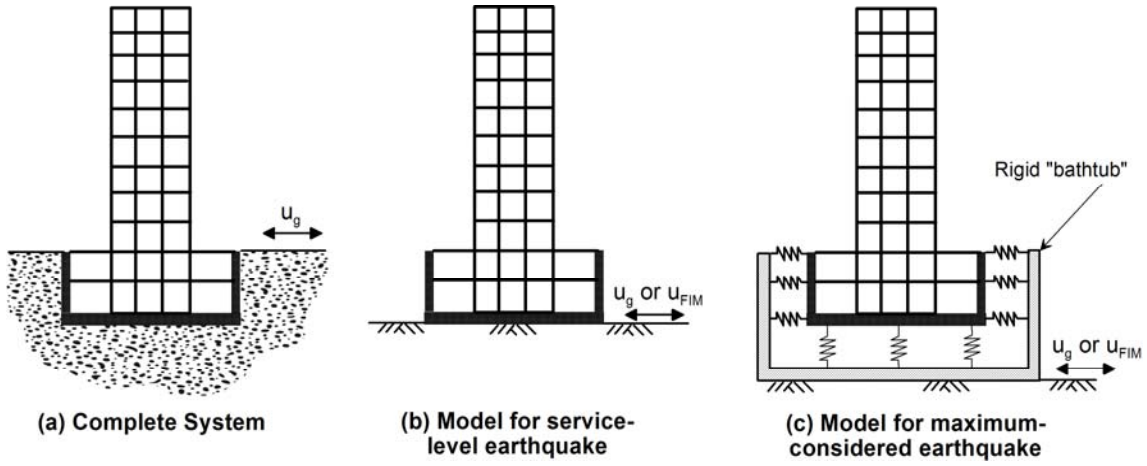


Figure 2. Schematic illustration of tall building with subterranean levels and simple models for analysis in which soil-foundation interaction effects are either neglected (b) or included in an approximate manner (c) (from PEER 2010)

For Service-level response analysis it is deemed acceptable to extend the analytical models to the structure's base, as shown in Figure 2(b). The subterranean levels should be included in the structural model, using appropriate element stiffness and capacities for structural members such as walls, columns, and slabs. Soil springs need not be included in the model. Motion should be applied at the base of the structure and can consist either of free-field motion (u_g) or the foundation input motion (u_{FIM}), which is modified for kinematic interaction effects.

Maximum Considered Earthquake response analysis should include, if practical, springs and dashpots representing foundation-soil interaction along basement walls and below the base slab, as shown in Figure 2(c). Ground motions should be input to the model via a rigid "bathtub" surrounding the subterranean portions of the structure. Input motion can consist either of free-field motion (u_g) or the foundation input motion (u_{FIM}), which is modified for kinematic interaction effects. If the above procedure is not practical for MCE analysis, use of option (b) in Figure 2(b) is deemed acceptable. If option (b) is used, since the soil springs are not included in the model, the mass of the subterranean levels may be modified. One option is to include the mass of the core tower below the grade, and exclude the mass of other extended elements in the subterranean levels.

SERVICE LEVEL EVALUATION

Performance Objective

The TBI Design Guidelines permit some, very limited, structural damage when a tall building is subjected to Service-level earthquake shaking. If not repaired, this damage should not affect the ability of the structure to survive future Maximum Considered Earthquake ground motions. However, repair may be necessary for cosmetic purposes and to avoid compromising the building's long term integrity for fire resistance, moisture intrusion and corrosion. It is desirable that tall buildings remain operable immediately after a service-level event. Such performance is achievable with minor structural damage that does not affect either immediate or long term performance of the building and therefore does not compromise safety associated with continued building use.

Analysis Method

As a minimum, Service-level evaluation shall include a response spectrum analysis. When demand to capacity ratios determined from such analysis exceed acceptable levels, nonlinear response history analysis may be used to demonstrate acceptable performance. The analytical model should be three-dimensional, and seismic input should be applied in two orthogonal horizontal directions simultaneously (and also in the vertical direction if deemed necessary). Torsion caused by inherent

eccentricities resulting from the distribution of mass and stiffness should be included. Accidental eccentricities need not be considered.

Global Modeling Issues

Floor diaphragms should be included in the mathematical model using realistic stiffness properties. Regardless of the relative rigidity or flexibility of floor diaphragms, floors with significant force transfer (e.g., podium effect) should be explicitly included in the mathematical model. Diaphragm chord and drag forces should be established in a manner consistent with the floor characteristics, geometry, and well established principles of structural mechanics. The analytical model of the structure should include the entire building including the subterranean levels (i.e., floors, columns, walls, including the basement walls). Guidance for incorporating podium effects and diaphragm forces are provided in ATC (2010).

Component Modeling for Analysis

Structural models should incorporate realistic estimates of stiffness and strength considering the anticipated level of excitation and damage. Expected, as opposed to nominal or specified, properties should be used when computing stiffness properties in all analysis cases and when computing strength properties for nonlinear response history analysis. In lieu of detailed justification, values provided in Tables 1 and 2 may be used for expected material strengths and estimates of component stiffness, respectively.

Table 1. Expected Material Strengths (from PEER 2010)

Material	Expected Strength	
Structural Steel		
	Hot-rolled structural shapes and bars	
	ASTM A36/A36M	$1.5F_y$
	ASTM A572/A572M Grade 42 (290)	$1.3\ F_y$
	ASTM A992/A992M	$1.1\ F_y$
	All other grades	$1.1\ F_y$
	Hollow Structural Sections	
	ASTM A500, A501, A618 and A847	$1.3\ F_y$
	Steel Pipe	
	ASTM A53/A53M	$1.4\ F_y$
	Plates	$1.1\ F_y$
	All other Products	$1.1\ F_y$
Reinforcing Steel	1.17 times specified F_y	
Concrete	1.3 times specified f'_c	

Table 2. Effective Component Stiffness Values (from PEER 2010)

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Structural steel Beams, Columns and Braces	E_SI	G_SA	E_SA
Composite Concrete Metal Deck Floors	$0.5E_cI_g$	G_cA_g	E_cA_g
R/C Beams – nonprestressed	$0.5E_cI_g$	G_cA_g	E_cA_g
R/C Beams – prestressed	E_CI_g	G_cA_g	E_cA_g
R/C Columns	$0.5E_cI_g$	G_cA_g	E_cA_g
R/C Walls	$0.75E_cI_g$	G_cA_g	E_cA_g
R/C Slabs and Flat Plates	$0.5E_cI_g$	G_cA_g	E_cA_g
Notes:			
E_c shall be computed per ACI 318, using expected material strength per Table 1			
G_c shall be computed as $E_c/\left(2\left(1+\nu\right)\right)$, where ν shall be taken as having a value of 0.2			

Acceptance Criteria

The TBI Design Guidelines make a clear distinction between acceptance criteria for response spectrum analysis and nonlinear response history analysis. If a response spectrum analysis is performed, individual component force actions are permitted to have demand-capacity ratios as high as 1.5. But capacities in this case have to be computed from design quantities based on nominal material properties and incorporating ϕ-factors. If nonlinear response history analysis is performed, deformation demands should not exceed a value at which sustained damage requires repair, for reasons of strength deterioration or permanent deformation, as demonstrated by appropriate laboratory testing. For actions that are not considered as ductile, the force demands should not exceed nominal capacities (i.e., using specified material strengths) multiplied with applicable code resistance factors. In all cases, the mean story drift should not exceed 0.5% of story height in any story.

Note of Caution for Strength Design

The TBI Design Guidelines do not include a design level earthquake evaluation. Engineers can use service-level earthquake shaking, together with wind demands, to set the structure's strength in preliminary design, which is later confirmed for adequacy as part of the MCE shaking evaluation. In regions of relatively high seismicity such as Los Angeles, San Francisco and Seattle, service-level shaking will result in required building strength that is of the same order as the strength required using the prescriptive building code procedures [in US seismic codes, strength design for tall buildings is usually controlled by a code minimum base shear]. However, in cities with lower seismicity [examples in the US include Portland, Oregon; Sacramento, California; and, Salt Lake City, Utah], service-level shaking may result in substantially less required strength than would be obtained from presently employed building codes. Engineers designing buildings in such locations should be aware of this and consider that service-level strength requirements may not result in a building of adequate strength. The TBI Design Guidelines do not demand consideration of a minimum base shear for long period structures.

MAXIMUM CONSIDERED RESPONSE EVALUATION

Performance Objective

The objective of this evaluation is to provide adequate safety against collapse. This objective is implicitly achieved by using nonlinear response history analysis to evaluate the structure's response to a relatively small suite of ground motions that represent MCE shaking as defined previously. This response evaluation does not provide a quantifiable margin against (or a probability of) collapse, but is intended to demonstrate that collapse under the selected ground motions does not occur, i.e., the structure maintains stability, and forces and deformations are within acceptable limits. As noted in the commentary to the 2009 NEHRP Provisions (FEMA P750, 2009), for Occupancy (Risk) Category II structures, the target conditional probability of collapse is intended to be 10% or less, with lower acceptable collapse probabilities for structures in higher Occupancy Categories.

The technical capability exists to predict the probability of collapse as a function of ground motion intensity (FEMA P695, 2009, Zareian and Krawinkler, 2007), however the process of collapse prediction is complex and is based on the presumption that force-deformation characteristics of all important structural components can be modeled for the full range of deformations associated with inelastic behavior leading to collapse. At this time insufficient knowledge exists to model such behavior with confidence for all types of structural components that might be utilized in tall buildings, and tools available to engineers do not permit such evaluations within the resources and time constraints available on most design projects. Until such knowledge is developed and available tools improve to a level that will permit practical

implementation of rigorous collapse probability evaluation, the stability evaluation recommended herein is the preferred method for providing adequate safety against collapse.

Analysis Method

Response prediction should be based on nonlinear response history analysis (NRHA) using a three-dimensional model of the structure including subterranean levels. Soil-foundation-structure interaction effects may be included as discussed previously. Ground motion shall be introduced at the base mat or through soil springs as described previously, and applied in two orthogonal horizontal directions simultaneously (and also in the vertical direction if deemed necessary). Torsion caused by inherent eccentricities resulting from the distribution of mass and stiffness should be included. Accidental eccentricities need not be considered.

The need for NRHA in performance assessment of tall buildings has been demonstrated in many publications. Issues such as P-Delta effects, and moment and shear force amplification due to higher mode effects and inelastic redistribution cannot be evaluated by means of elastic modal analysis or nonlinear static (pushover) analysis). A simple illustration is provided in Figure 3, which shows median story overturning moments and shear forces for a 16-story shear wall structure obtained from NRHA, compared to results obtained from a pushover analysis.

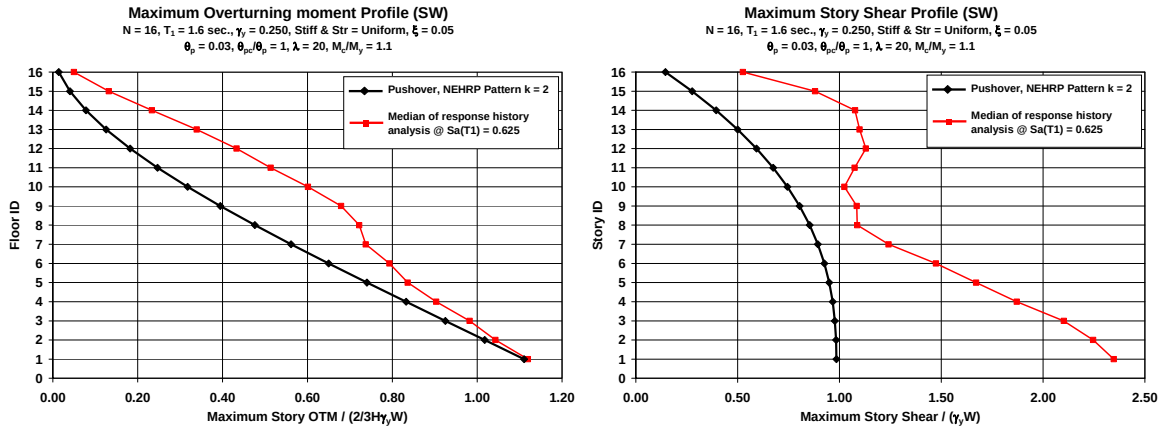


Figure 3. Story overturning moment and shear force amplification in a 16-story shear wall structure comapred to results obtained from pushover analysis

Global Modeling Issues

All global modeling issues summarized under Service Level Evaluation apply here, with special emphasis that the three-dimensional model of the structural system should comprise all components and force and deformation characteristics that significantly affect the prediction of seismic demands at the Maximum Considered Response level. P-Delta effects must be incorporated in the analytical model, whether or not elastic concepts indicate that such effects are important.

Component Modeling for Analysis

Hysteretic models should adequately account for all important phenomena affecting response and demand prediction as the structure approaches collapse including: (a) monotonic response beyond the point at which maximum strength is attained; (b) hysteretic properties characterizing component behavior without the effect of cyclic deterioration; and, (c) cyclic deterioration characteristics. Simplified component models may be used if hysteretic models that incorporate conditions (a) to (c) cannot be developed and incorporated with confidence in the analysis tool. But such simplified models have to provide realistic estimates of component strength and low estimates of component deformation capacities.

The guideline recommendations are founded on simplified models of component behavior derived from phenomenological models based on experimental data that have been collected in databases over the last 10+ years (e.g., Haselton and Deierlein, 2007, Lignos and Krawinkler,

2009). Experimental data show clearly the deterioration characteristics inherent in inelastic component behavior, which are reflected in the cyclic response and in a marked difference between the monotonic loading (backbone) curve and a cyclic envelope curve obtained by connecting the peaks of individual cycles, as is illustrated in Figure 4.

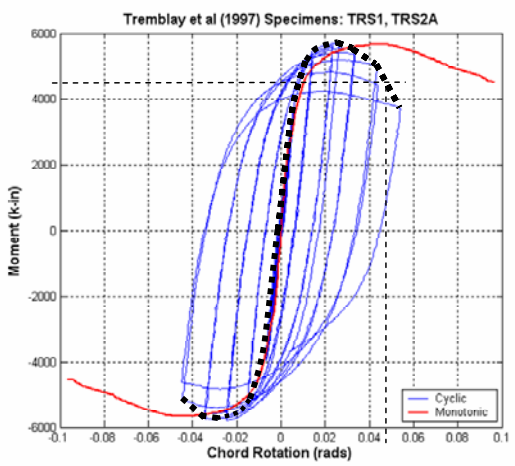


Figure 4. Monotonic and cyclic responses of identical steel beam specimens (from ATC 2010)

Deformation capacities for simplified models may be taken equal to the corresponding Collapse Prevention values for primary elements published in *ASCE 41* (with Supplement 1) for nonlinear response procedures, or may be based on analytical models validated by experimental evidence. When applicable, the *ASCE 41* component force versus deformation curves may be used as modified backbone curves, with the exception that the drop in resistance following the point of peak strength should not be as rapid as indicated in the *ASCE 41* curves. For many components of new structures, *ASCE 41* values might be very conservative (low) or might not be applicable.

Alternatively, the modeling options presented in ATC (2010) may be employed. Four options are presented in Section 2.2.5 of ATC (2010), covering the range from explicit consideration of all important cyclic deterioration effects to disregard of all deterioration effects. The more simplified the model, the larger is the "penalty" on the deformation capacities inherent in the model. This penalty applies to the capping deformation (the deformation associated with the peak (capping) strength) and to the ultimate deformation capacity, δ_u. The latter is the deformation beyond which the confidence in the model prediction becomes so low that it has to be assumed that the component strength drops to zero. The choice of an appropriate component modeling option and of the basic hysteresis model used to represent the cyclic response of structural components should be justified and become part of the analysis documentation. Section 2.2.5 of ATC (2010) proposes the following four options for component analytical models.

Option 1 – explicit incorporation of cyclic deterioration in analytical model: This option explicitly incorporates all important modes of strength and stiffness deterioration in the analytical model, by using the monotonic backbone curve as a reference boundary surface that moves "inward" (towards the origin) as a function of the loading history. This is the preferred option. There are many component models that account explicitly for cyclic deterioration. Most are based on a backbone curve similar to that shown in Figure 5, a set of cyclic deterioration rules, and a set of rules that control the basic shape of the hysteresis diagram (e.g., Ibarra et al., 2005).

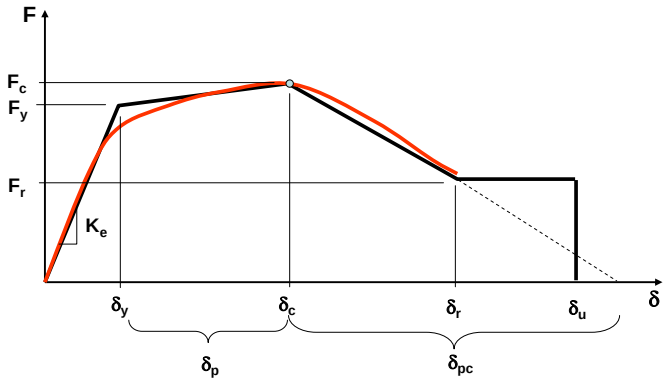


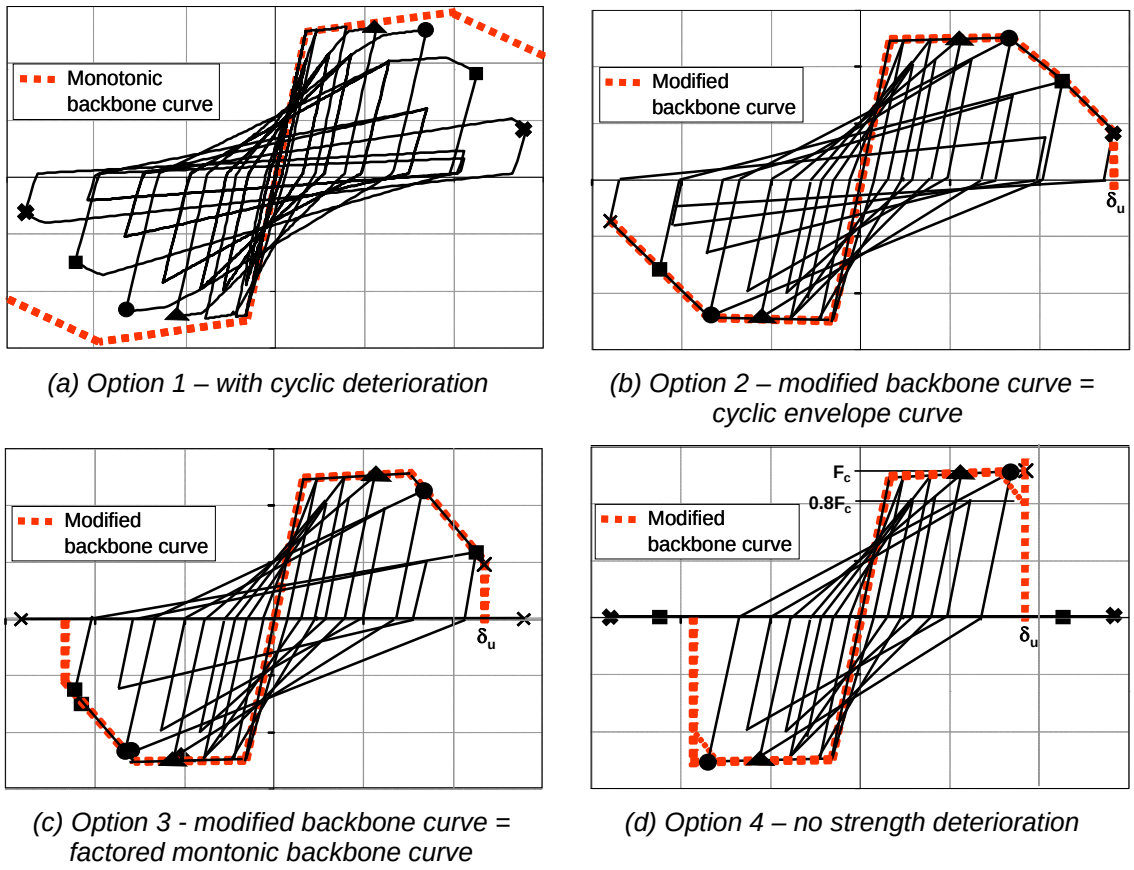
Figure 5. Parameters of the initial backbone curve of the Ibarra-Krawinkler model (from ATC 2010)

Option 2 – use of a cyclic envelope curve as a modified backbone curve; cyclic deterioration is not considered explicitly. If the cyclic envelope curve (the curve enveloping the cyclic force-deformation response of a component) is known (e.g., from a cyclic test that follows a generally accepted loading protocol) then it is acceptable to use this envelope curve as the modified backbone curve for analytical modeling and ignore additional deterioration - provided that no credit is given in the analysis to undefined strength characteristics beyond the bounds established by the cyclic envelope curve, i.e., the ultimate deformation δ_u in any analysis should be limited to the maximum deformation recorded in the cyclic test. When using this approximation, one must make sure to include the negative tangent stiffness portion of the cyclic envelope curve as part of the modified backbone curve of the analytical model.

Option 3 – use of factors for modification of backbone curve; cyclic deterioration is not considered explicitly: If only the monotonic backbone curve is known (or predicted from analysis) and cyclic deterioration is not incorporated in the analytical model, then the shape of the backbone curve must be modified to account approximately for cyclic deterioration effects. Numerical values of the modification factors might depend on material, configuration, detailing of the structural component, and loading history. Recommended values for the parameters defining the modified backbone curve are provided in ATC (2010).

Option 4 – no deterioration in analytical component model: If the post-capping (negative tangent stiffness) portion of the modified backbone curve of option 2 or 3 is not incorporated in the analytical model (i.e., a non-deteriorating model is employed), then the ultimate deformation of the component should be limited to the deformation associated with 80% of the strength cap on the descending branch of the modified backbone curve as obtained from option 2 or 3. No credit should be given in analysis to undefined strength characteristics beyond this deformation limit.

Figure 6 illustrates the four options for a typical experimental cyclic loading history and a peak-oriented hysteresis model. Several equivalent points of equal peak displacement for the four options are identified with symbols. The differences appear to be small, but primarily because the illustrations are for a symmetric and step-wise increasing loading history, which is typical for experimental studies but not for response at the MCE shaking level. As intended, the larger the simplification the more the inelastic deformation capacity is being reduced. This is most evident in Figures 6(c) and (d), in which the attainment of the estimated δ_u severely limits the inelastic deformation capacity.



(a) Option 1 – with cyclic deterioration

(b) Option 2 – modified backbone curve = cyclic envelope curve

(c) Option 3 - modified backbone curve = factored montonic backbone curve

(d) Option 4 – no strength deterioration

Figure 6. Illustration of implementation of four options for analytical component modeling(from ATC 2010)

Acceptance Criteria

The TBI Guidelines make the following recommendations for acceptance at the MCE level.

Force controlled actions at the component level should fulfill the following criterion (force controlled implies that the component does not have dependable inelastic deformation capacity):

$$F_u \leq \phi F_{n,e} \tag{1}$$

where F_u is 1.5 times the mean demand obtained from NRHA (there are exceptions to the 1.5 factor); $F_{n,e}$ is the nominal strength from applicable material codes but based on expected material properties; and ϕ is the resistance (strength reduction) factor. If failure in a force controlled action does not result in structural instability or potentially life-threatening damage (such as shear failure in coupling beams of shear walls), then F_u is the *mean* demand and ϕ may be taken as unity.

Deformation controlled actions at the component level: if the ultimate deformation capacity (δ_u, see Figure 6) is exceeded in any of the NRHAs, the strength associated with this mode of deformation should be assumed as zero and the effects of component failure on related strength quantities and the stability of the structure should be evaluated.

The guidelines provide also ***global acceptance criteria*** at the MCE level. The mean transient story drift ratio in each story should be less than 0.03, and the maximum transient story drift ratio in any analysis is limited to 0.045. The mean residual story drift ratio in each story should be less than 0.01, and the maximum residual story drift ratio in any analysis is limited to 0.015 unless justification is provided and accepted by a peer review. In any nonlinear response history analysis, the loss in story strength associated with maximum deformations should not exceed 20% of the initial strength.

PEER REVIEW

Because of the complexity of the analyses used to demonstrate building performance (which explicitly include nonlinear response effects), most US building departments have initiated a requirement for independent peer review when designs are submitted for permit under the alternative means and methods clause. The composition of the peer review panel should typically be jointly determined by the owner/design team and the building department. Members of the peer review team may be added as appropriate to fully address the special features of the proposed project that are not evident at initiation of the process. The peer reviewers should jointly possess expertise in geotechnical engineering and seismic hazards, seismic performance of structures as a whole, as well as knowledge of the design and behavior of structures with elements of the type employed and structural design of tall buildings.

IMPLEMENTATION EXAMPLES

The TBI Design Guidelines are being tested on a series of tall building designs that have been executed for three types of tall building structural systems. Three designs were performed for each structural system: a code design according to IBC 2006, denoted as *Design A*, a design executed in accordance with the LATBSDC (2008) criteria, *Design B*, and a design in accordance with the TBI Design Guidelines, *Design C*. The building systems considered are a 42-story core-wall hotel tower (*Bldg#1*), a 42-story dual-system building (*Bldg#2*), and a 40-story buckling-restrained braced (BRB) steel-framed office building (*Bldg#3*).

The 42-story core wall building (Bldg#1) is a representative residential or hotel tower in the West Coast of the United States. In this building, a central elevator and a stair core are surrounded by hotel rooms. A detailed description of the design of the structure can be found in Fry et al. (2009). The 42-story dual system (Bldg#2) has a penthouse and four subterranean levels. The lateral system consists of a concrete shear wall core and two four-bay concrete special moment resisting frames (SMF) in each direction, Ghodsi et al. (2009). The 40-story BRB office building (Bldg#3) has buckling-restrained Chevron braces. The columns in the braced bays are made up of built-up square-box columns infilled with high strength concrete to resist the large compression force demands. For Design 3C three levels of outriggers were used in one direction to reduce overturning moments and drift. Design details are presented in Dutta and Hamburger (2009).

The 3-D models of these buildings were analyzed, using the Perform 3D software, at five different performance levels (SLE-25 [25 years return period], SLE-43 [43 years return period], DBE [475 years return period], MCE [2475 years return period], and OVE [4975 years return period]). The ground motions were selected based on uniform hazard spectra at the Civic Center in Los Angeles. 15 pairs of records are selected at each performance level such that the average spectrum of the selected records closely matches the target uniform hazard spectrum (UHS) primarily at long periods (1 to 7.5s period range) at the selected site. Information on the spectra and ground motions can be found at the PEER website http://peer.berkeley.edu/tbi/tasks/task-10.

The purpose of the test designs and analyses is to assess performance and losses obtained from conventional designs and the new TBI Design Guidelines. Loss assessment implies estimation of structural and nonstructural damage and associated repair costs. Methods for accomplishing loss assessment have been developed as part of the PEER Center research program (e.g., Krawinkler and Miranda, 2004) and more recently as part of the FEMA sponsored ATC-58 project (ATC, 2009). Basis for this loss assessment are damage fragility and consequence functions, information on engineering demand parameters, such as peak story drifts and peak floor accelerations, and collapse probability represented by the collapse fragility curve. Usually, direct economic losses are determined separately for structural components and for drift and acceleration sensitive nonstructural components and subsystems, and then are aggregated into total losses. Analysis results available for peak story drifts for the test structure designs C (TBI Design Guidelines) indicate that the losses should be smallest for the BRB structural system, see Figure 7. But total loss depends also on acceleration dependent nonstructural damage, and often is dominated by this type of damage. At the time of writing, comprehensive data on peak floor accelerations,

collapse fragility, and damage fragility curves and consequence functions implemented in the loss assessment process are not available to the author, and therefore no definite judgment can be passed on the advantages of various structural systems.

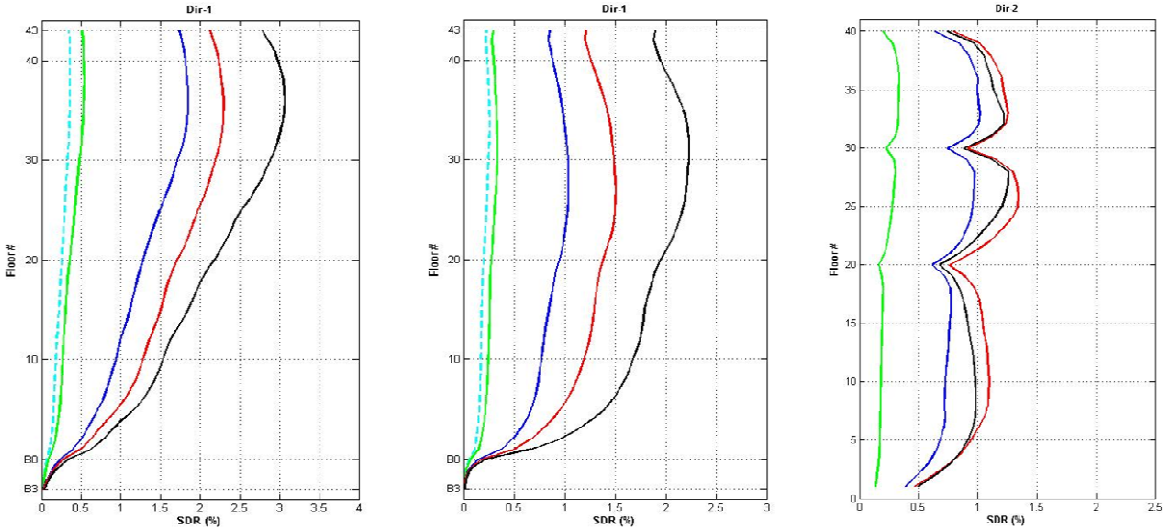


Figure 7. Medians of maximum story drift ratios for the three TBI Guideline designs at the five performance levels (results not to same scale); left = core wall system, center = RC dual system, right = steel BRB system

Results of loss assessment are still under review, and the reader is advised to consult the PEER TBI website (http://peer.berkeley.edu/tbi) for a final assessment of losses for the various structural systems and design procedures. As a preliminary conclusion it can be stated that implementation of the TBI Design Guidelines did lead to a clear reduction in losses at specific hazard levels and on an annualized basis (expected annual loss).

CONCLUSIONS

The author believes that the TBI Design Guidelines form a solid basis for design of tall buildings. These guidelines contain what one may want to call conventional PBEE concepts, i.e., they use two specific performance levels to accomplish design and do not require loss assessment, which has become the core activity of modern PBEE. Loss asessment is a voluntary post-design activity, but not a requirement of the guidelines. The two performance levels targeted by the TBI Design Guidelines are a service level and a maximum considered earthquake level. These levels are not rigidly tied to damage threshold and collapse onset; they are intended to provide adequate protection against excessive damage under relatively frequent earthquakes and against collapse (a surrogate for casualties) under very rare earhquakes. Perhaps most important, the TBI Guidelines offer the opportunity to implement innovative structural systems, provided it can be demonstrated that these systems indeed present economic and life-safety advantages compared to conventional strutural systems.

ACKNOWLEDGEMENTS

The TBI Design Guidelines were developed under the auspices of the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center's Tall Building Initiative. Funding for writing the guidelines was provided by a grant from the Charles Pankow Foundation. The opinions expressed in this paper are those of the author and may not necessarily reflect those of the sponsor or the co-authors of these guidelines.

REFERENCES

ASCE 41 (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41/06 plus Supplement 1)*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 416 pp.

ATC (2010). "*ATC-72-1: Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings,"* ATC-72-1, Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC (2009). *Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings*, ATC-58 50% Draft, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Baker, J.W. (2011). "Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*," Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.

CTBUH (2008). *Recommendations for the Seismic Design of High-Rise Buildings***,** Michael Willford, Andrew Whittaker & Ron Klemencic*,* Council for Tall Buildings and Urban Habitat.

Dutta, A., and Hamburger, R.O. (2009). "Case study of a 40-story buckling-restrained braced frame building located in Los Angeles," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2), 77-93.

Fajfar, P, and Krawinkler, H. (2004). Editors, *Performance-Based Seismic Design – Concepts and Implementation*, PEER Special Publication, PEER 2004/05, September 2004, ISBN 0-9762060-0-5.

FEMA P695 (2009). "*Quantification of Building Seismic Performance Factors*," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA P750 (2009). "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation of Buildings*," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Fry, J.A., Hooper, J.D., and Klemencic, R (2009). "Core wall case study design for Pacific Earthquake Engineering Research/ California seismic safety commission," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2), 61-75.

Ghodsi, T., Ruiz, J.F., Massie, C., and Chen, Y. (2009). "PEER/ SSC tall building design case history no. 2," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2), 197-256.

Haselton, C.B., and Deierlein G.G. (2007). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*, PEER Report 2007/08*,* Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Ibarra L.F., Medina R.A., and Krawinkler, H. (2005). "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 12, pp. 1489-1511.

Krawinkler, H., and Miranda, E. (2004). "Performance-based Earthquake Engineering," Chapter 9 of *Earthquake Engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*, V.V. Bertero and Y. Bozorgnia, Editors, CRC Press, pp. 9.1-9.59.

LATBSDC (2008), *An alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings located in the Los Angeles Region*, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2008 Edition.

Lignos D.G., and Krawinkler H. (2009). *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations*, Report No. TR 172, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.

McGuire, R.K. (2004). "*Seismic Hazard and Risk Analysis,*": Earthquake Engineering Research Institute Monograph MNO-10.

PEER (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*, Pacific Earthquake Engineering Center Report No. 2010/05.
http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2010/web_PEER2010_05_GUIDELINES.pdf

Satake, N., Suda, K, Arakawa, T., Sasaki, A., and Tamura, Y. (2003). "Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan," *Journal of Structural Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 129, No. 4, pp. 470-477.

SFDBI-AB-083 (2007), *Seismic design and review procedures for new tall buildings*, Administrative Bulletin, San Francisco Department of Building Inspection.

Stewart, J.P., Chiou, S.-J., Bray, J.D., Somerville, P.G., Graves, R.W., and N.A. Abrahamson (2001). "Ground motion evaluation procedures for performance based design," *Rpt. No. PEER-2001/09*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Zareian, F., Krawinkler, H. (2007) "Assessment of probability of collapse and design for collapse safety", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.

DEPREM YALITIMI KONUSUNA KÖPRÜLER AÇISINDAN GENEL BIR BAKIŞ

AN OVERVIEW OF SEISMIC ISOLATION WITH EMPHASIS ON BRIDGES

Michael C. CONSTANTINOU[1]

ÖZET

Bu makale, "Deprem Yalıtımı Konusuna Köprüler Açısından Genel Bir Bakış" başlığı altında verilen konferans sunumuna, kısa bir giriş yaparak, makalede ortaya çıkan sonuçları, kaynakları ve hazırlanan sunumda emeği geçen kişilere sunulan teşekkür yazısı ile birlikte, 2011 yılında İstanbul'da düzenlenen 7.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansında yer alan, sunumun aslını içermektedir.
Anahtar Kelimeler: Köprüler, Sismik Koruyucu Sistemler, Deprem Yalıtımı, Ölçeklendirme, Benzeşim

ABSTRACT

This paper presents a brief introduction to the lecture "An Overview of Seismic Isolation with Emphasis on Bridges", conclusions, references and acknowledgements, and the actual presentation of the lecture at the Seventh National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 2011.
Keywords: Bridges, Seismic Protective Systems, Seismic Isolation, Scaling, Similarity

INTRODUCTION

Seismic isolation is a technology for mitigating the damaging effects of earthquakes on structures through the introduction of flexibility and energy absorption capability within the structural system. The objective of adding the seismic isolation system to new or existing construction is to deflect earthquake-induced energy away from the structure and/or dissipate part of the earthquake-induced energy in elements not forming part of the gravity framing system. Key to this construction technique is limiting or eliminating inelastic action and damage to the gravity-load-resisting system, reduction of forces for the design of the foundation and, under certain conditions, reductions of accelerations and protection of non-structural systems in buildings.

This lecture briefly introduces the audience to the theory and then concentrates on the application of seismic isolation systems in an approach that centers on implementation. Selected applications of this technology are discussed, in which some aspects of the analysis and design are presented. New and retrofit applications of these technologies are discussed with emphasis on bridges. Some new developments in understanding the behavior of seismic isolators, including issues of hysteretic and frictional heating and scaling and similarity are described. The scope of the presentation is to demonstrate the maturity of the technology and the range of its application.

[1] Professor, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, NY 1426, USA

PRESENTATION

Appended to this paper is the presentation of the lecture "An Overview of Seismic Isolation with Emphasis on Bridges". The interested reader may find more details of the information presented in this lecture in the publications listed in the References.

CONCLUSIONS

Seismic isolation is a mature technology with a significant range of aplications. The technology may provide significant benefits provided that is properly applied with particular attention to the following:

1) Selection of the proper isolator for the structure and seismic hazard in consideration.
2) Proper selection of the seismic hazard for the site.
3) Proper interpretation of the seismic hazard.

A number of topics are identified in this presentation as worthy of further investigation and understanding:

1) Lifetime behavior of seismic protective system hardware (effects of time, history of loading and environment).
2) Procedures for analysis and design to account for lifetime behavior, uncertainty and variability in properties and uncertainty in seismic excitation.
3) Modeling of hardware to describe instantaneous behavior (heating effects, deterioration of strength and stiffness).
4) Development of principles of scaling and similarity in the testing of seismic protective system hardware.
5) Development of LRFD-based analysis and design procedures for isolators.

Acknowledgements

The author acknowledges the contributions of colleagues, students and visiting scholars in the development of seismic protective systems at the University at Buffalo:

1) Colleagues: Professors A. M. Reinhorn, A.S. Whittaker and A. Filiatrault.

2) Former and current graduate students: Prof. N. Makris, Prof. P. Tsopelas, Prof. M.Symans, Prof. O. Ramirez, Prof. P. Roussis, Dr. J. Quarsie, Dr. A. Kartoum, Dr. A. Mokha, Dr. A. Kasalanati, Dr. E. D. Wolff, Dr. A. N. Sigaher, Dr. E. Pavlou, Dr. D. M. Fenz, Dr. I. Kalpakidis, R. Ecker, D. Basu, K. Ikonomou, A. Sarlis.

3) Visiting scholars: Prof. C. Chrysostomou, Prof. S. Ates, F. Fadi, Dr. G. Ozdemir, C. Yenidogan.

REFERENCES

Ates, S. and Constantinou, M.C.(2010) "Example of Application of Response History Analysis for Seismically Isolated Curved Bridges on Drilled Shaft with Springs Representing Soil", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 31, pp. 334-350.

Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Kalpakidis, I., Fenz, D. M. and Warn, G.P.(2007)

"Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading", Report No. MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 2007.

Constantinou, M.C., Kalpakidis, I., Filliatrault, A. and Ecker Lay, R.A. (2011)
"LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators", PEER/MCEER Report, to be published.

Constantinou, M.C. and Quarshie, J.K. (1998)
"Response Modification Factors for Seismically Isolated Bridges", Report No. MCEER-98-0014, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Fadi, F. and Constantinou, M.C. (2010)
"Evaluation of Simplified Methods of Analysis for Structures with Triple Friction Pendulum Isolators," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 1, 5-22.

Fenz, D. and Constantinou, M.C. (2006)
"Behavior of Double Concave Friction Pendulum Bearing," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, No. 11, 1403-1424.

Fenz, D. and Constantinou, M.C. (2008)
"Spherical Sliding Isolation Bearings with Adaptive Behavior: Theory," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, No. 2, 163-183.

Fenz, D. and Constantinou, M.C. (2008)
"Spherical Sliding Isolation Bearings with Adaptive Behavior: Experimental Verification", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, No. 2, 185-205.

Fenz, D.M. and Constantinou, M.C. (2008)
"Mechanical Behavior of Multi-spherical Sliding Bearings", Report No. MCEER-08-0007, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Fenz, D.M. and Constantinou, M.C. (2008)
"Development, Implementation and Verification of Dynamic Analysis Models for Multi-spherical Sliding Bearings", Report No. MCEER-08-0018, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Fenz, D. and Constantinou, M.C. (2008)
"Modeling Triple Friction Pendulum Bearings for Response-history Analysis", Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 4, 1011-1028.

Kalpakidis I.V. and Constantinou, M.C. (2008)
"Effects of Heating and Load History on the Behavior of Lead-rubber Bearings," Report No. MCEER-08-0027, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Kalpakidis, I.V. and Constantinou, M.C. (2009)
"Effects of Heating on the Behavior of Lead-rubber Bearings. I: Theory," ASCE, J. Structural Engineering, Vol. 135, No.12, 1440-1449.

Kalpakidis, I.V. and Constantinou, M.C. (2009)
"Effects of Heating on the Behavior of Lead-rubber Bearings. II: Verification of Theory," ASCE, J. Structural Engineering, Vol. 135, No.12, 1450-1461.

Kalpakidis, I.V., Constantinou, M.C. and Whittaker, A.S.(2010)
"Effects of Large Cumulative Travel on the Behavior of Lead-rubber Seismic Isolation Bearings," ASCE, J. Structural Engineering, Vol. 136, No.5, 491-501.

Kalpakidis, I.V., Constantinou, M.C. and Whittaker, A.S. (2010)
"Modeling Strength Degradation in Lead-rubber Bearings under Earthquake Shaking," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 13, 1533-1549.

Kalpakidis, I.V. and Constantinou, M.C. (2010)
"Principles of Scaling and Similarity for Testing of Lead-rubber Bearings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 13, 2010, 1551-1568.

Ozdemir, G. and Constantinou, M.C. (2010)
"Evaluation of Equivalent Lateral Force Procedure in Estimating Isolator Displacements", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, 1036-1042.

Roussis, P.C., Constantinou, M.C., Erdik, M., Durukal, E.and Dicleli, M. (2002)
"Assessment of Performance of Bolu Viaduct in the 1999 Ducze Earthquake in Turkey", Report No. MCEER-02-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Roussis, P.C., Constantinou, M.C., Erdik, M., Durukal, E.and Dicleli, M. (2003)
"Assessment of Performance of Seismic Isolation System of Bolu Viaduct," Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 8, No.4, July, pp. 182-190.

Sarlis, A.A., Tsopelas, P.C., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M.(2009)
"3D-BASIS-ME-MB: Computer program for Nonlinear Dynamic Analysis of Seismically Isolated Structures, Element for Triple Pendulum Isolator and Verification Examples", supplement to MCEER

Report 05-009, document distributed to the engineering community together with executable version of program and example files, University at Buffalo.

Sarlis, A.A. and Constantinou, M.C. (2010)

"Modeling Triple Friction Pendulum Isolators in SAP2000", document distributed to the engineering community together with example files, University at Buffalo, June.

AN OVERVIEW OF SEISMIC ISOLATION WITH EMPHASIS ON BRIDGES

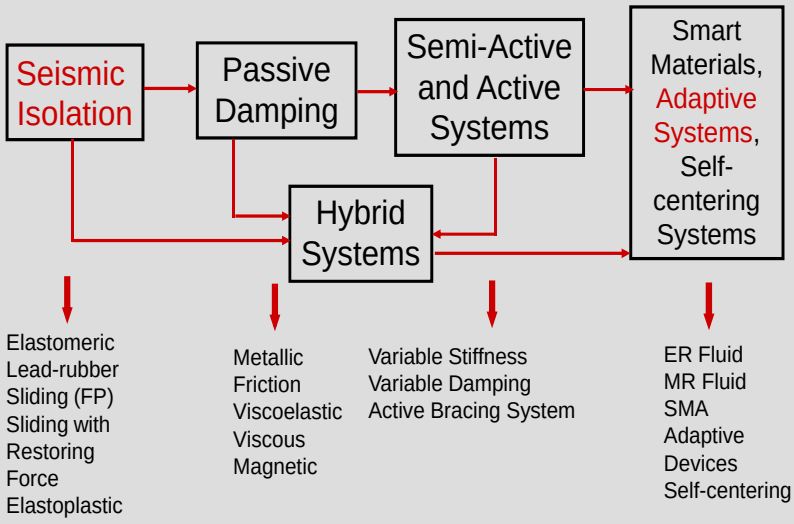
Michael C. Constantinou

Professor

Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering

University at Buffalo, State University of New York

SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS



SCOPE OF PRESENTATION

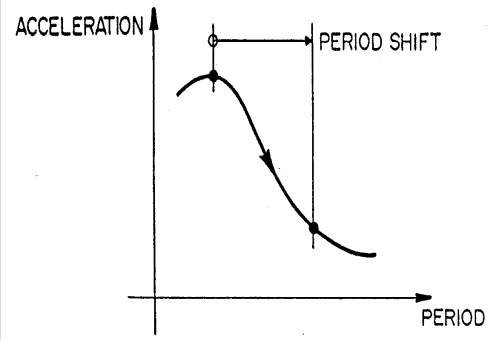
- General description of contemporary seismic isolation systems and hardware.
- Presentation of selected implementations of seismic isolation hardware with emphasis on applications in bridges.
- Discussion of contemporary issues on hysteretic and frictional heating and scaling and similarity.
- Scope is to demonstrate the maturity of the technology and the range of its application.

ACKNOWLEDGMENTS

- Professors A. M. Reinhorn, A.S. Whittaker and A. Filiatrault, Univ. at Buffalo
- Doctoral and post-doctoral students, visitors: Prof. N. Makris, Prof. P. Tsopelas, Prof. M.Symans, Prof. O. Ramirez, Prof. P. Roussis, Dr. A.S. Mokha, Dr. A. Kartoum, Dr. A. Kasalanati, Dr. J. Quarshie, Dr. E.D. Wolff, Dr. A. N. Sigaher, Dr. E. Pavlou, Dr. D. Fenz, Prof. C. Chrysostomou, Dr. Y. Kalpakidis, F. Fadi, A. Sarlis, Dr. G. Ozdemir, R. Ecker, D. Basu, Prof. S. Ates, K. Ikonomou, C. Yenidogan
- Research Sponsors: NSF, NCEER, MCEER, FEMA, State of NY, Department of Commerce, California Department of Transportation, Industry

7th National Conference, Istanbul, May-June 2011 Civil, Structural & Environmental Eng. , University at Buffalo

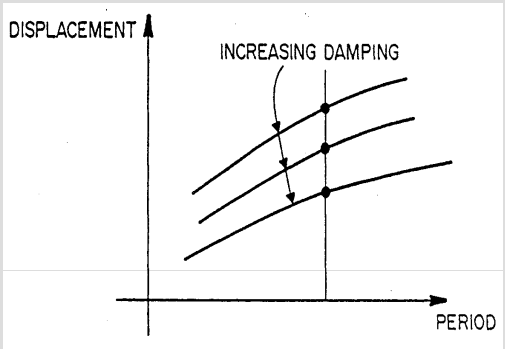
SEISMIC ISOLATION



A method of construction and a technology in which a system is used to provide period lengthening and ability to absorb energy

- isolator flexibility
- force reduction
- displacement increase
  - displacement concentrated in isolation system; small structural drift

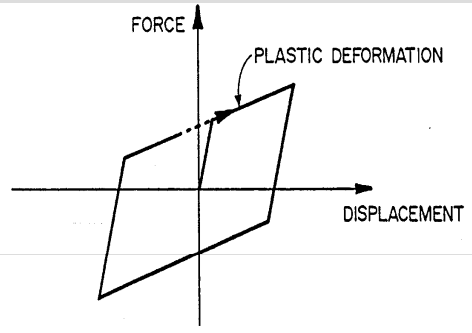
SEISMIC ISOLATION



Displacements

- isolator flexibility
- period shift
- increased isolator displacement
  - energy dissipation
- reduced building displacement
  - damage reduction

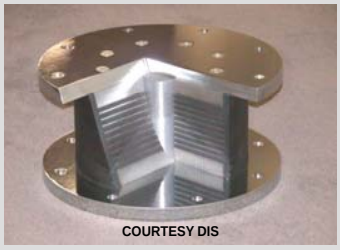
SEISMIC ISOLATION

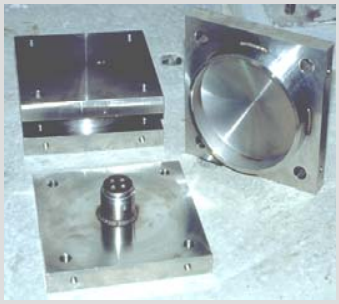


Energy dissipation
- hysteretic
  - high-damping rubber
  - yielding of lead
    - friction
  - external hardware
    - hybrid systems
- viscous
  - external hardware

ISOLATION HARDWARE

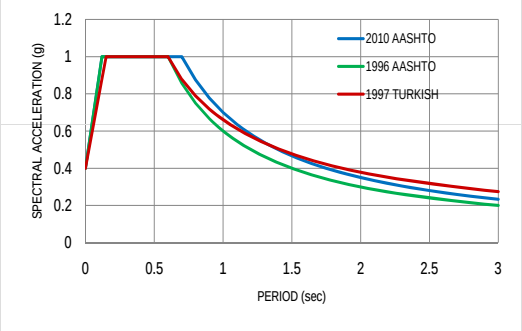
- Isolation bearings
  - Elastomeric
    - Low-damping rubber (NR)
    - High-damping rubber (HDR)
    - Lead-rubber (LR)
  - Sliding
    - Friction Pendulum (FP)
    - Sliding with Restoring Force
    - Sliding with Yielding Devices (Elastoplastic)
- Energy dissipation devices
  - Viscous dampers


COURTESY DIS



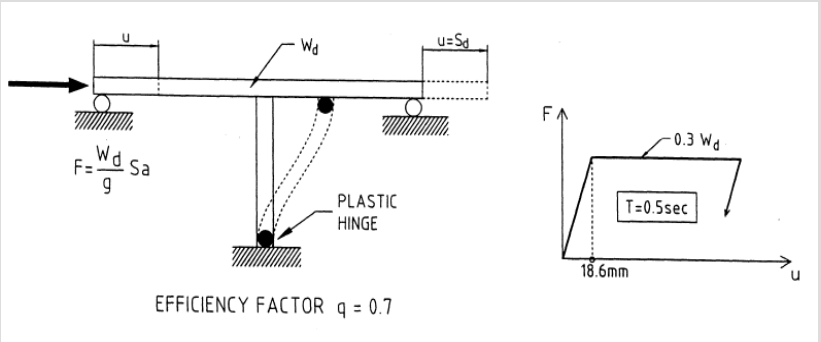
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Consider a conventional 2-span bridge
- Design Earthquake is 1996 AASHTO A=0.4, Soil Profile II
- Similar to AASHTO 2010 (1000-year return period), site in California, soil class C, S_1=0.5, S_s=1.0, PGA=0.4g
- Similar to 1997 Turkish Code for Zone 1, local site class Z3



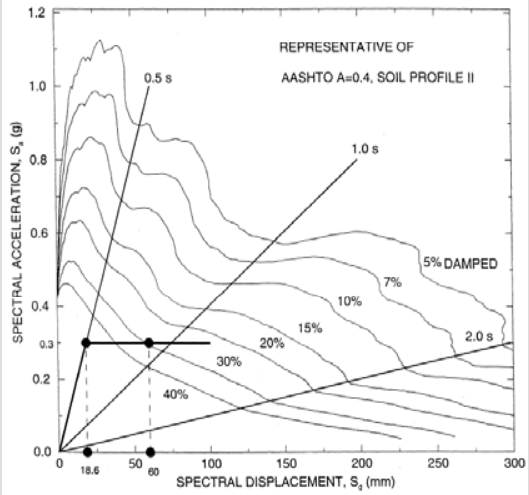
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Expansion bearings are used at abutments-lateral resistance provided by a single multiple column bent
- Longitudinal direction elastic period is 0.5sec-elastic response is 1.0g
- R=5, Design Strength=0.2W, Yield (Actual) Strength=0.3W
- Over-strength=1.5 (primarily due to material over-strength)
- Ductility-based R-factor=3.3



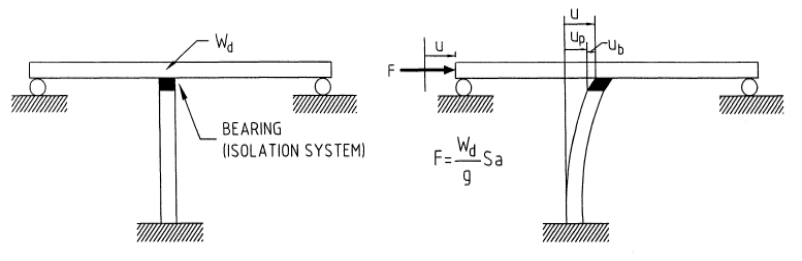
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Performed simplified nonlinear static analysis (efficiency factor=0.7)
- Used FEMA 356 Method II
- Displacement=60mm
- T_{eff}=0.9sec
- Effective damp=0.30
- Ductility ratio=3.2



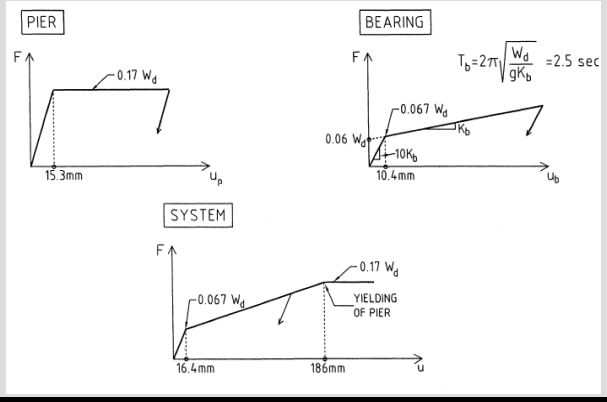
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Consider a seismically-isolated bridge in which isolators are used only at the pier location
- Expansion bearings are used at the abutment locations so that there are no benefits of re-distribution of the seismic force to all elements of the substructure
- Isolation system has 0.06W strength and period, based on the post-elastic stiffness, equal to 2.5sec (could be a lead-rubber system or a Friction Pendulum system)



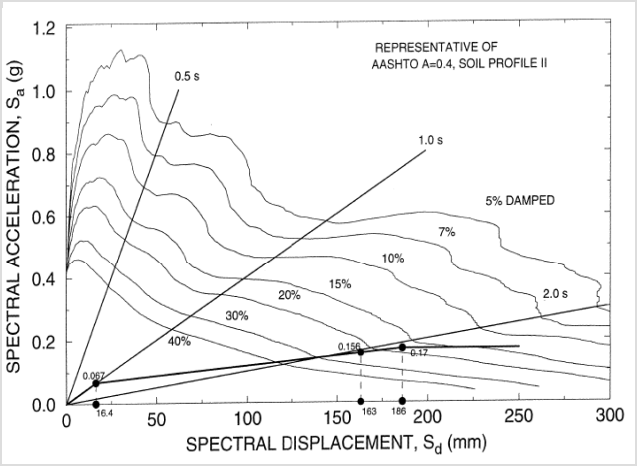
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- AASHTO would have allowed the use of R=2.5 but that is too large for the longitudinal direction for which the pier lacks redundancy and its over-strength cannot be larger than about 1.5. Rather, we select a Yield Strength=0.17W, which is about 10% larger that the peak shear force calculated in the isolation system for the Design Earthquake. This corresponds to Design Strength=0.11W assuming an over-strength factor =1.5



BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Displacement=163mm (149mm in the isolator, 14mm in the pier)
- Base shear=0.156W, elastic substructure
- T_{eff}=2.05sec, effective damping=0.23

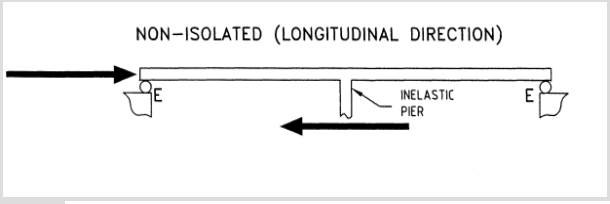


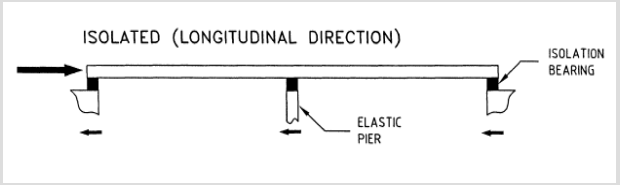
BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- The isolated bridge has a pier Design Strength (0.11W) about half that of the conventional bridge (0.20W). Similarly, its Yield Strength (0.17W) is about half that of the conventional bridge (0.30W). This is the ultimate force for the design of the foundation.
- Elastic substructure of the isolated bridge and substantial inelastic action in the substructure of the conventional bridge
- Is this good enough for the isolated bridge?
- What happens in the Maximum Earthquake? Will the bridge fulfill the intent of Bridge Specifications for Collapse Prevention?
- Analysis for the Maximum Earthquake (approximately 1.5 times the Design-basis Earthquake) resulted in displacement of about 250mm and isolation base shear of about 0.21W. If the Yield Strength is 0.17W, a collapse mechanism will develop (cantilever column) and accounting for P-Δ effects, collapse could occur. To prevent collapse, the Yield Strength should exceed this amount, say it should be 0.25W.
- This corresponds to a Design Strength of 0.17W (but without the need for ductile detailing). Benefit of seismic isolation is seen as small in terms of the Design Strength (0.17 vs 0.20W) but there is Damage Prevention.
- Conclusion: need to explicitly consider the Maximum Earthquake.

BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- EFFECT OF RE-DISTRIBUTION
  - Seismic isolators will be placed at each support location, not just the pier
  - Base shear force will be near equally divided among the supports.





BENEFITS OF SEISMIC ISOLATION

- Conventional
  - Pier Design Strength=0.2W
  - Pier Yield Strength=0.3W
  - Substantial inelastic action in Design-basis Earthquake
  - Bearing displacement in Design Earthquake=60mm
  - Unknown performance in Maximum Earthquake
- Seismic Isolated (with re-distribution)
  - Pier Design Strength~0.06W
  - Pier Yield Strength~0.09W
  - Elastic substructure in Maximum Earthquake
  - Isolator displacement demand in Maximum Earthquake~250mm
  - Actual displacement demand will be larger when complete analysis is performed-multiple earthquakes, bi-directional excitation

ISOLATION HARDWARE

- Isolation bearings
  - Elastomeric
    - Low-damping rubber (NR)
    - High-damping rubber (HDR)
    - Lead-rubber (LR)
  - Sliding
    - Friction Pendulum (FP)
    - Sliding with Restoring Force
    - Sliding with Yielding Devices (Elastoplastic)
- Energy dissipation devices
  - Viscous dampers



ISOLATION HARDWARE

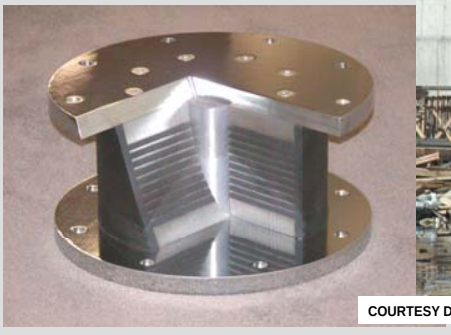
- Elastomeric Bearings for Sakhalin I Orlan Platform
- Tested at University at Buffalo, 2004





ISOLATION HARDWARE

- LR bearing

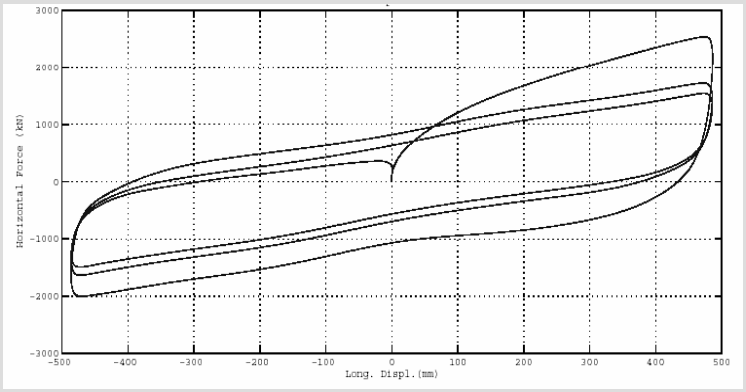




COURTESY DIS

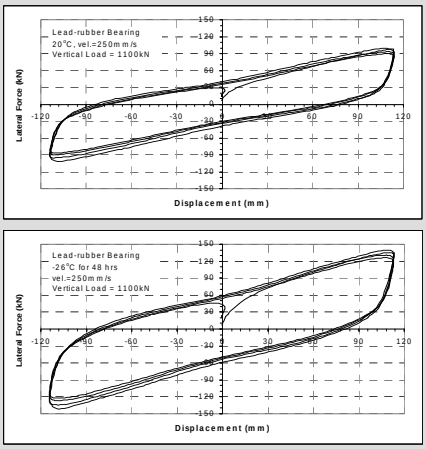
ERZURUM HOSPITAL, TURKEY, 2007

LEAD-RUBBER BEARING



ERZURUM HOSPITAL, TURKEY, 2007
SRMD TEST MACHINE, UC SAN DIEGO
LOAD=10260kN, DISPLACEMENT=480mm, VELOCITY=1m/sec

LEAD-RUBBER BEARING



TEMP=20^{O}C

TEMP=-25^{O}C

ROUTE 9W OVER WASHINGTON STREET, ROCKLAND COUNTY, NY
LEAD-RUBBER BEARING, UNIVERSITY AT BUFFALO
LOAD=1100kN, DISPLACEMENT=100mm, VELOCITY=250mm/sec

LEAD RUBBER CORE HEATING

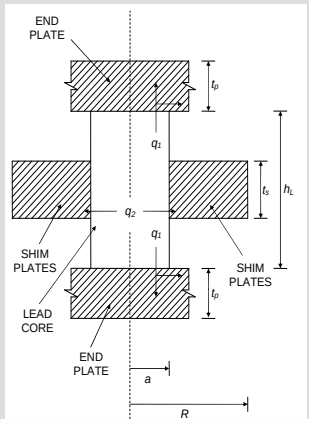
- Complex heat conduction problem

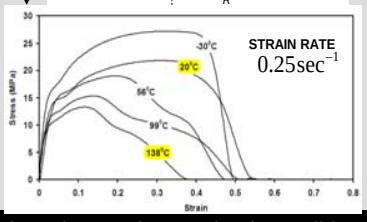
$$\rho_L \cdot c_L \cdot V_L \frac{dT_L}{dt} = q'''(t) \cdot V_L - 2 \cdot q_1(t) - q_2(t)$$

$$q'''(t) = \frac{\left|\sigma_{YL} \cdot A_L \cdot \frac{du}{dt}\right|}{V_L} = \frac{\sigma_{YL} \cdot \left|\frac{du}{dt}\right|}{h_L}$$

$$\sigma_{YL} = \sigma_{YL0} \cdot \exp(-E_2 \cdot T_L)$$

ρ_L **lead density**
c_L **lead specific heat**
q_1 **heat flux to top or bottom end plate**
q_2 **heat flux to shim plates**
σ_{YL} **effective yield stress of lead (function of T_L)**
q''' **heat production rate (energy per volume per time)**
V_L **volume of lead core**
h_L **height of lead core**
A_L **area of lead core**
$\frac{du}{dt}$ **velocity of top of bearing wrt bottom**
T_L **lead core temperature rise**





LEAD RUBBER CORE HEATING

$$\frac{dT_L}{dt} = \frac{\sigma_{YL}(T_L) \cdot v(t)}{\rho_L c_L h_L} - \frac{k_S \cdot T_L}{a \cdot \rho_L c_L h_L} \cdot \left(\frac{1}{F} + 1.274 \cdot \left(\frac{t_s}{a}\right) \cdot \left(t^+\right)^{-1/3}\right)$$

Effective Yield Stress
Lead Core Height
Velocity
Lead Core Radius
Total Shim Thickness
Dimensionless Time

$$F = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{t^+}{\pi}\right)^{1/2} - \frac{t^+}{\pi} \cdot \left[2 - \left(\frac{t^+}{4}\right) - \left(\frac{t^+}{4}\right)^2 - \frac{15}{4}\left(\frac{t^+}{4}\right)^3\right], & t^+ \le 0.6 \\ \frac{8}{3\pi} - \frac{1}{2\left(\pi \cdot t^+\right)^{1/2}} \cdot \left[1 - \frac{1}{3 \cdot \left(4t^+\right)} + \frac{1}{6 \cdot \left(4t^+\right)^2} - \frac{1}{12 \cdot \left(4t^+\right)^3}\right], & t^+ > 0.6 \end{cases}$$

$$t^+ = \frac{\alpha \cdot t}{a^2}$$

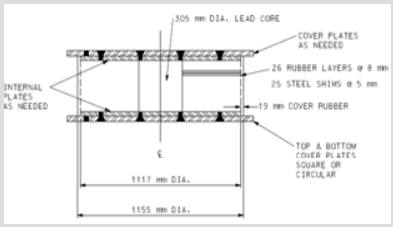
Thermal Diffusivity of Steel

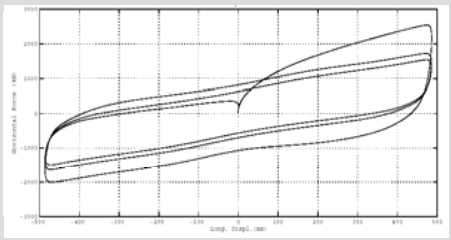
$$\sigma_{YL} = \sigma_{YL0} \cdot \exp(-E_2 \cdot T_L)$$

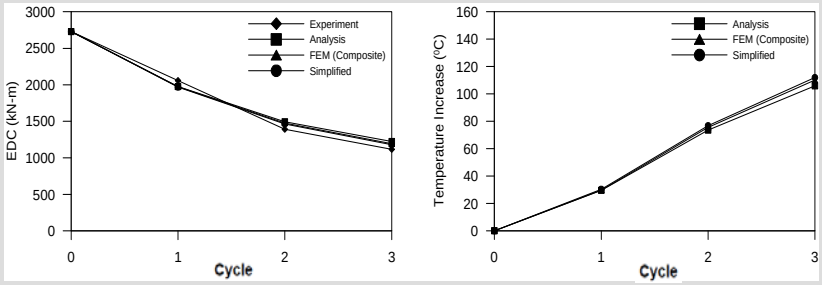
SIMPLIFIED SOLUTION VALID WHEN HEAT CONDUCTION IN STEEL PLATES AND SHIMS IS NEGLECTED

$$T_L' = \frac{1}{E_2} \cdot \ln\left(1 + \frac{E_2 \sigma_{YL0} S}{\rho_L c_L h_L}\right) \qquad S = \int v(t) dt$$

LEAD RUBBER CORE HEATING

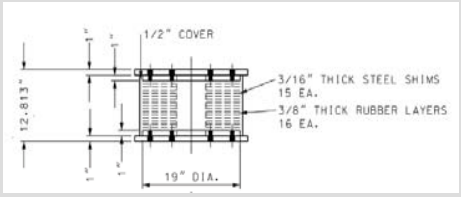


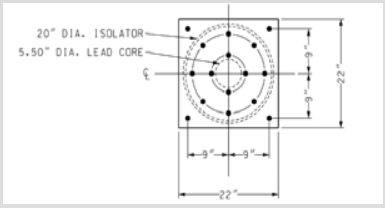




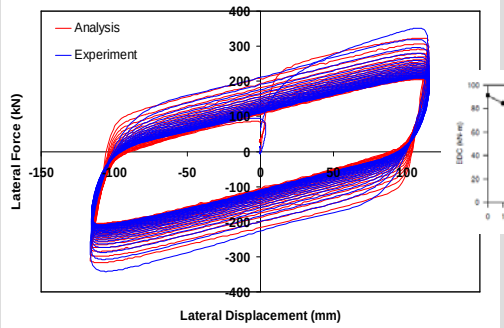
ERZURUM HOSPITAL, TURKEY, 2007
LOAD=10260kN, DISPLACEMENT=480mm,
VELOCITY=1m/sec

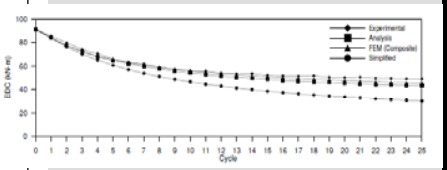
LEAD RUBBER CORE HEATING





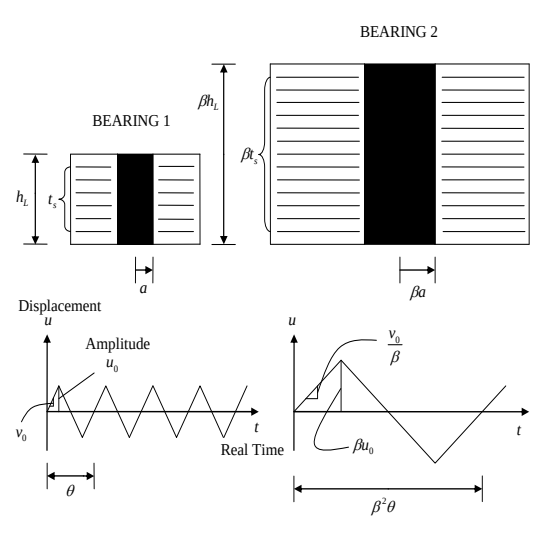
WOODROW WILSON BRIDGE, DC, 2004
VELOCITY=250mm/sec, LOAD=1500kN





LEAD RUBBER CORE HEATING

- Scaling of Lead Rubber Bearings for Testing



$Q = E_2 T_L$ **Temperature**

$\left(\frac{\alpha_S t}{a^2}\right)$ **Time**

$\left(\frac{t_s}{a}\right)$ **Shim Thickness**

$\left(\frac{a\rho_S c_S}{\rho_L c_L h_L}\right)$ **Lead Core Shape**

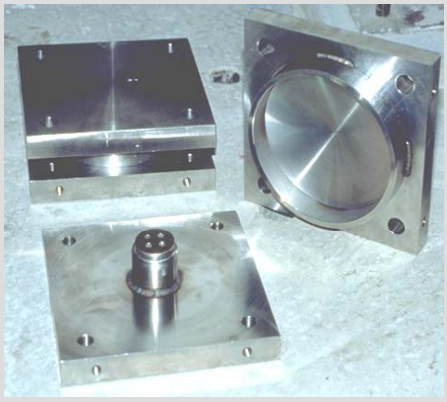
$\left(\frac{E_2 \sigma_{YL0} v_0 a^2}{\alpha_S \rho_L c_L h_L}\right)$ **Strain Rate**

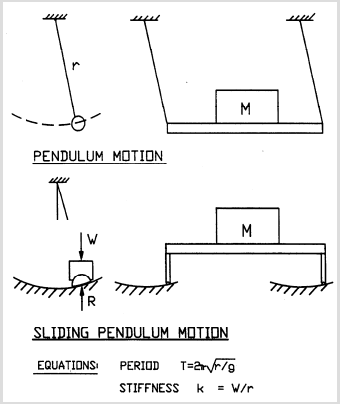
$S_T = S_L{}^2 = \beta^2$ **Requirement for thermodynamic conditions**

$S_T = \sqrt{S_L} = \sqrt{\beta} \ldots ?$ **Requirement for similitude**

ISOLATION HARDWARE

- FP bearing





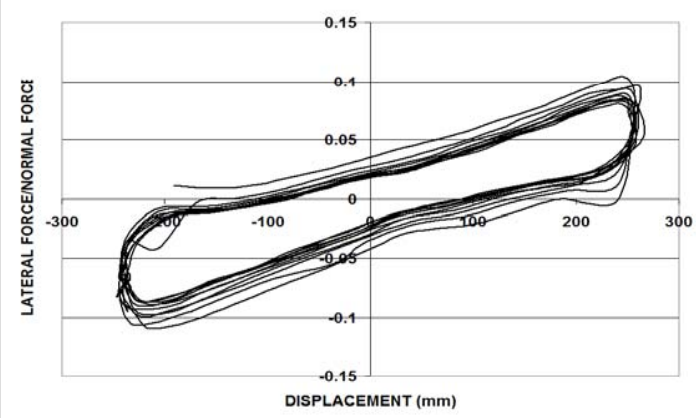
UNIVERSITY AT BUFFALO, 1988

PILTUN AND LUNSKOYE SINGLE FP BEARING



- Largest seismic isolators
- 700mm displacement
- 87MN gravity load
  - Another application in design phase will carry 103MN
- 130MN max load
- Radius of curvature=3960mm
- Effective radius of curvature=R+h=4485mm
- Pendulum period=4.2sec

FP BEARING



SAKHALIN II PLATFORMS PROTOTYPE BEARING PR1,
LOAD=6925kN, DISPLACEMENT=240mm, VELOCITY=0.9 m/sec
EPS BEARING TESTING MACHINE, OCTOBER 2005

PILTUN AND LUNSKOYE PLATFORMS GAS/OIL PLATFORMS

LOCATION OF SINGLE FP ISOLATORS ON TOP OF CONCRETE GRAVITY BASE IN PILTUN AND LUNSKOYE PLATFORMS
GOAL IS TO PROTECT ENTIRE STRUCTURE ABOVE CONCRETE GRAVITY BASE



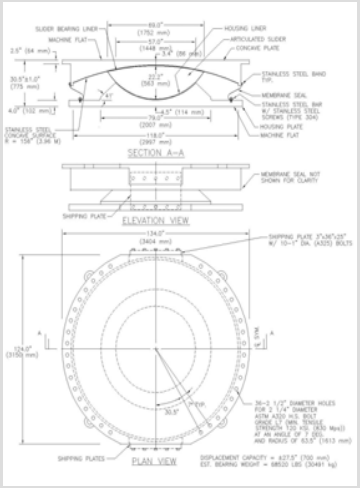
LUNSKOYE/PILTUN PLATFORMS

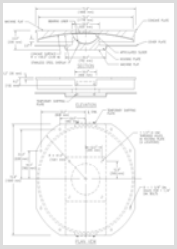
	Lunskoye	Piltun
Design Life (years)	30	30
Topsides Dry Weight (m. tons)	21 000	27 500
Topsides Operating Weight (m. tons)	27 000	33 500
Approximate Topsides Plan Dimensions (m)	100 x 50	100 x 70
Water Depth (m)	49	30
Number of Conductors	27	45
Facilities	Drilling Production Utilities Living Quarters	Drilling Production Utilities Living Quarters
Gas Production	1850 MMSCFD	100 MMSCFD
Oil/ Condensate Production	50000 BPD	70000 BPD
GBS Caisson Size LxBxD (m)	105x88x13.5	105x88x13.5
Number of GBS columns	4	4

- LOADINGS
  - Temperature
    -36^{0}C to 36^{0}C
  - Snow and ice accumulation
    - 100-year return period
    - 2000 to 2500 m. tons per platform (~0.5 ton/sm)
  - Blast
    Blast pressure greater than normal due to sealed compartments used to maintain minimum temperature of +5^{0}C
  - Ice
    260MN (103MN per leg) for 1-year return period (operational)
  - Seismic
  - Wave

LUNSKOYE/PILTUN PLATFORMS

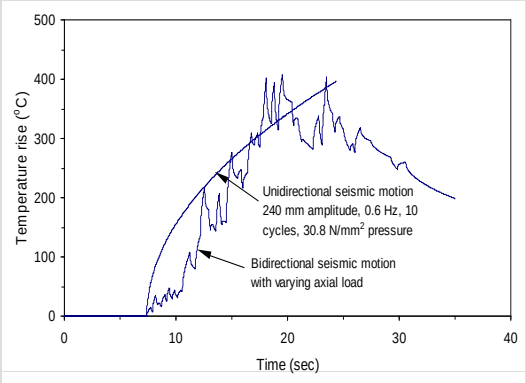
FULL SIZE PRODUCTION BEARING





REDUCED SIZE PROTOTYPE BEARING

LUNSKOYE/PILTUN PLATFORMS



$$T(x,t) = \frac{D^{1/2}}{\pi^{1/2}k}\int_{o}^{t} q(t-\tau)\exp\left(-\frac{x^2}{4D\tau}\right)\frac{d\tau}{\tau^{1/2}}$$

***k* is the thermal conductivity of stainless steel**
D is the thermal diffusivity of stainless steel
q is the heat flux

SCALING PROCESS

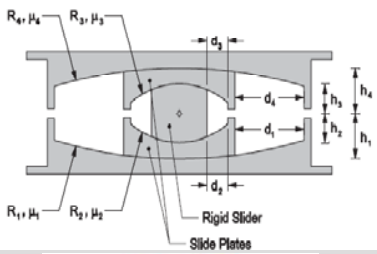
1. MAINTAIN AVERAGE PRESSURE
2. MAINTAIN EDGE PRESSURE
3. MAINTAIN THICKNESS OF LINER
4. MAINTAIN FREE LENGTH AND THICKNESS OF STAINLESS STEEL OVERLAY
5. SELECT BEARING THICKNESSES TO MAINTAIN THERMODYNAMIC CONDITIONS
6. SELECT TESTING PROCEDURE TO SIMULATE TEMPERATURE RISE DUE TO FRICTIONAL HEATING AT SLIDING INTERFACE IN MOST CRITICAL LOADING CASE (RELATED TO WEAR OF LINER)

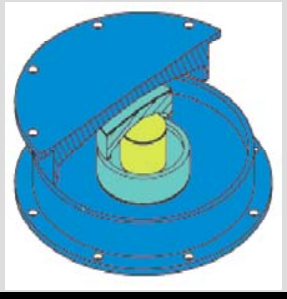
TRIPLE FP BEARING
ADAPTIVE ISOLATOR-2006

AN ADAPTIVE SYSTEM

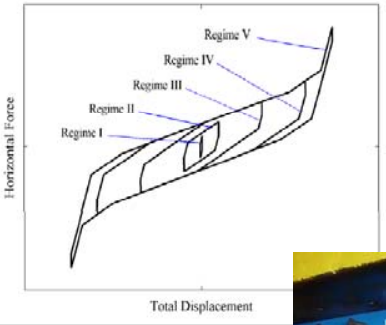
SAME ADVANTAGES AS DOUBLE FP PLUS SEVERAL STAGES OF ADAPTIVE BEHAVIOR







TRIPLE FP BEARING
ADAPTIVE ISOLATORS



SAN BERNARDINO COURTHOUSE PROTOTYPE TESTING NOVEMBER 2010



LARGE SCALE DYNAMIC TESTING

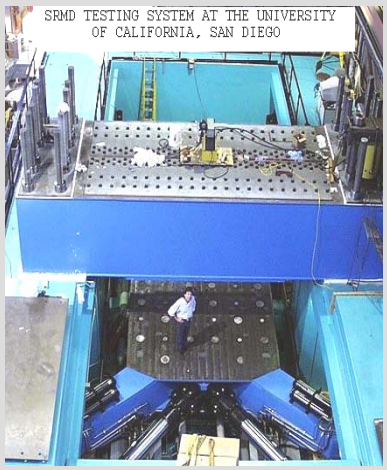




SAN BERNARDINO COURTHOUSE
PROTOTYPE TESTING
LARGE BEARING
NOVEMBER 2010

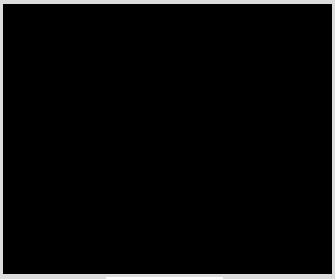
EPS LARGE-SCALE TESTING MACHINE
LOAD=6600kN
AMPLITUDE=1000mm
PEAK VELOCITY=1080mm/sec

LARGE-SCALE DYNAMIC TESTING



COURTESY UCSD

SRMD TEST MACHINE
CORONADO BRIDGE BEARINGS
AMPLITUDE=475mm
PEAK VELOCITY=1500mm/sec



COURTESY DIS

IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN BRIDGES

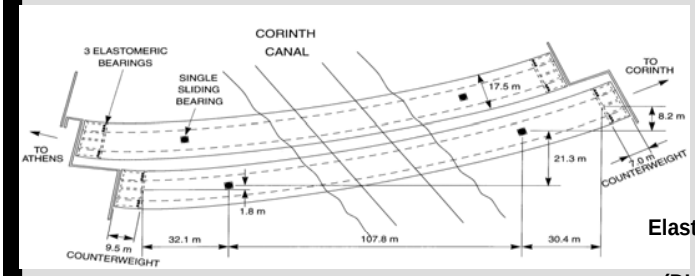




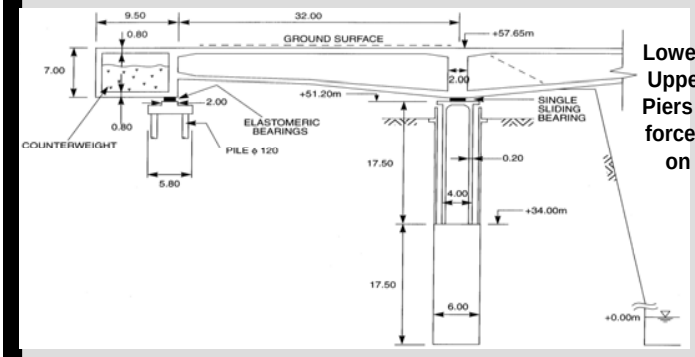
Corinth Canal Bridges, Greece, 1996

Twin, prestressed concrete box girder bridges.
Elastomeric and flat sliding bearings.





Elastomeric (HDR) and flat sliding (DU metal in contact with stainless steel) bearings



Lower bound friction 0.032
Upper bound friction 0.111
Piers designed for lateral force of 0.13 times load on sliding bearings

7th National Conference, Istanbul, May-June 2011 Civil, Structural & Environmental Eng. , University at Buffalo

IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN BRIDGES

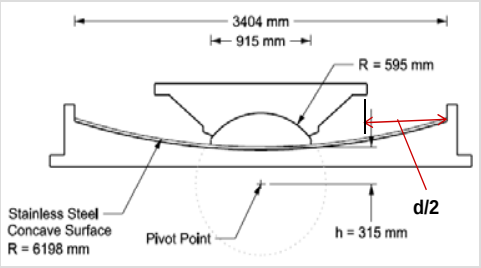




COURTESY EPS

BENECIA-MARTINEZ BRIDGE
SAN FRANCISCO BAY AREA, RETROFIT 2000
OVER 1200mm DISPLACEMENT CAPACITY

BENECIA-MARTINEZ BRIDGE SINGLE FP BEARING



- Radius of curvature of sliding surface R=6198mm
- Effective radius of curvature=Reff=R+h =6198+315=6513mm
- Pendulum period=5.1sec
- Nominal displacement capacity= d=(3404-915)/2=1245mm
- Actual displacement capacity d'=d(R+h)/R=1308mm

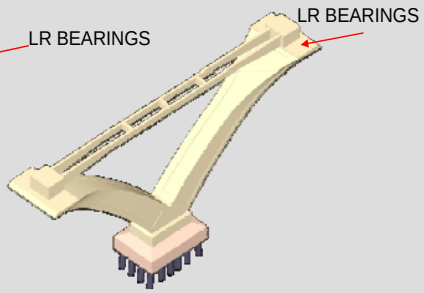
IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN BRIDGES



- Woodrow Wilson Bridge, 2004
- Arch bridge
- Bascule and fixed spans look the same
- Seismically isolated-medium seismicity area

IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN BRIDGES





- Eastern US, small seismic displacements
- Seismic isolators most useful in seismic load distribution
- Behavior of bearings important in both service and seismic conditions
- Two bearings underwent wear testing (1.6km total movement, 16,000 cycles at 25mm amplitude with dynamic testing prior to and after the wear test) at UB

WOODROW WILSON BRIDGE

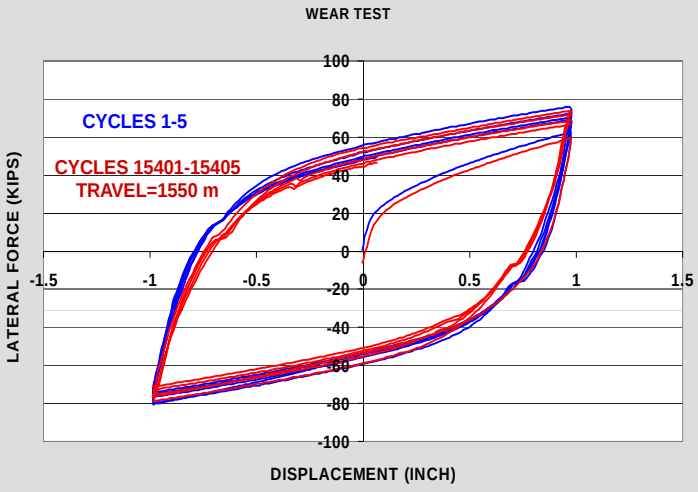


LEAD RUBBER BEARING
DYNAMIC TESTING
AT VELOCITY OF 250mm/sec, LOAD=1500kN



LEAD RUBBER BEARING
WEAR TESTING
AT VELOCITY OF 3mm/sec, LOAD=2000kN
16,000 CYCLES, TOTAL TRAVEL 1600m

CUMULATIVE TRAVEL (WEAR) TESTING

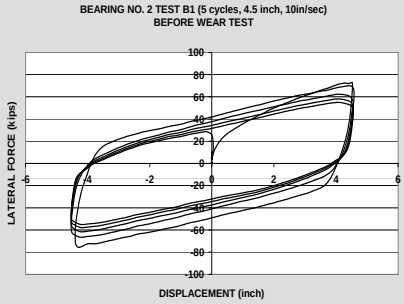


WOODROW WILSON BRIDGE

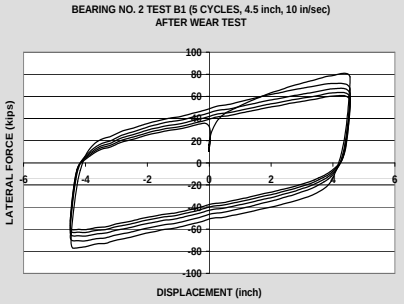
LR BEARINGS

WOODROW WILSON BRIDGE

BEFORE WEAR TEST (1600m TRAVEL)

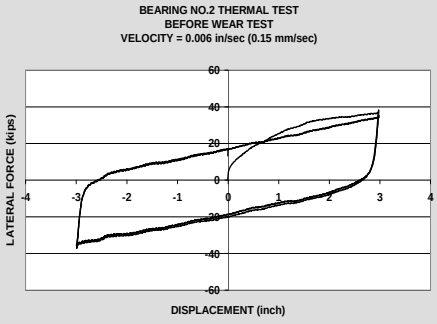


AFTER WEAR TEST

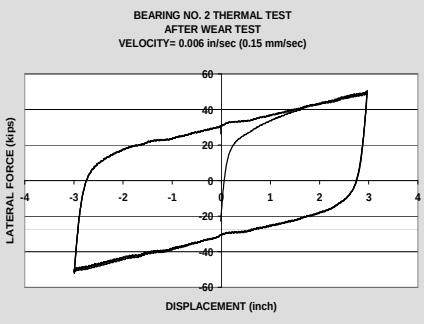


WOODROW WILSON BRIDGE

BEFORE WEAR TEST



AFTER WEAR TEST



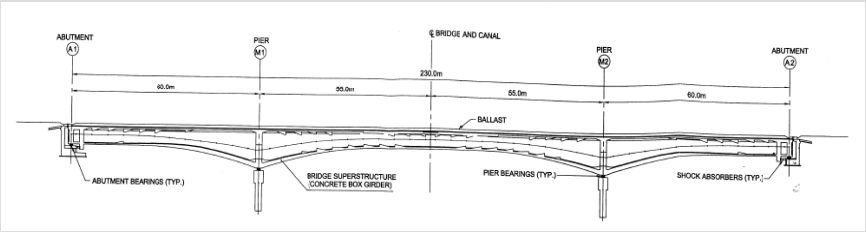
IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN RAILWAY BRIDGES



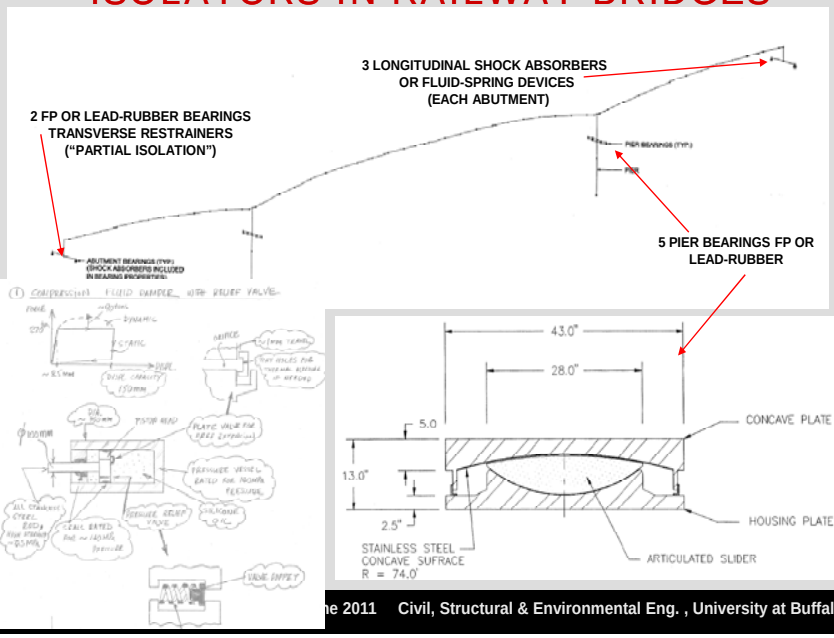


Corinth Canal Railway Bridge
Greece, 1996

Prestressed concrete box girder bridge.



IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN RAILWAY BRIDGES



IMPLEMENTATION OF SEISMIC ISOLATORS IN BRIDGES
BOLU VIADUCT







BOLU VIADUCT, TURKEY
2.3 km LONG
DAMAGED IN DUCZE EARTHQUAKE OF NOV. 1999
CROSSED BY ANATOLIAN FAULT
BEARING DISPL. CAPACITY 210 mm
REQUIRED CAPACITY PER AASHTO OVER 1000 mm
LIKELY DEMAND IN EARTHQUAKE ≤1400mm

BOLU VIADUCT: DESCRIPTION OF DAMAGE



ALL 1638
BEARINGS
FAILED

BOLU VIADUCT: DESCRIPTION OF DAMAGE



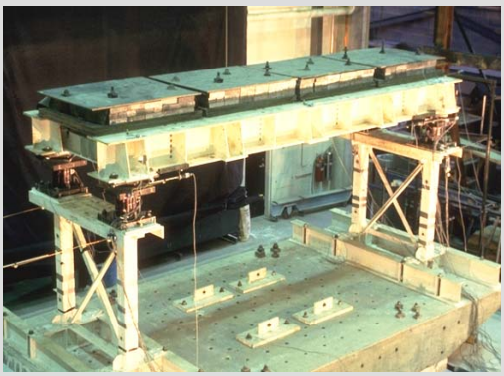
FAILED YIELDING STEEL DEVICES AT EXPANSION JOINT

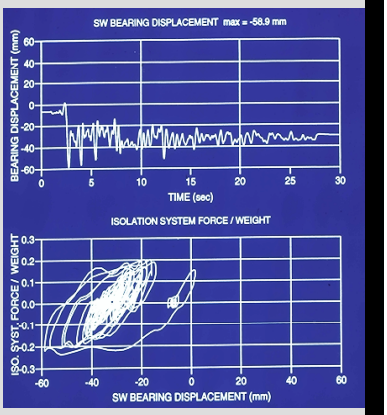
LARGE LONGITUDINAL PERMANENT DISPLACEMENT

BOLU VIADUCT: CONCLUSIONS

- ISOLATION SYSTEM OF BOLU VIADUCT UNACCEPTABLE PER 1999 AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS DUE TO LACK OF **SUFFICIENT RESTORING FORCE** (ALSO UNACCEPTABLE PER EUROPEAN 2006 EN 1998)
- ISOLATION SYSTEM UNDER-DESIGNED PER 1991 AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS (applicable at the time)
  - CAPACITY= 210 TO 480 mm, PLUS RESTRAINERS AND KEYS
  - DEMAND BASED ON AASHTO SPECTRUM=820 mm OR MORE
  - CAPACITY SHOULD HAVE BEEN 1.25X820= 1025 mm OR MORE
- PRINCIPAL PROBLEM: INCORRECT SEISMIC HAZARD INTERPRETATION
  LACK OF PEER REVIEW

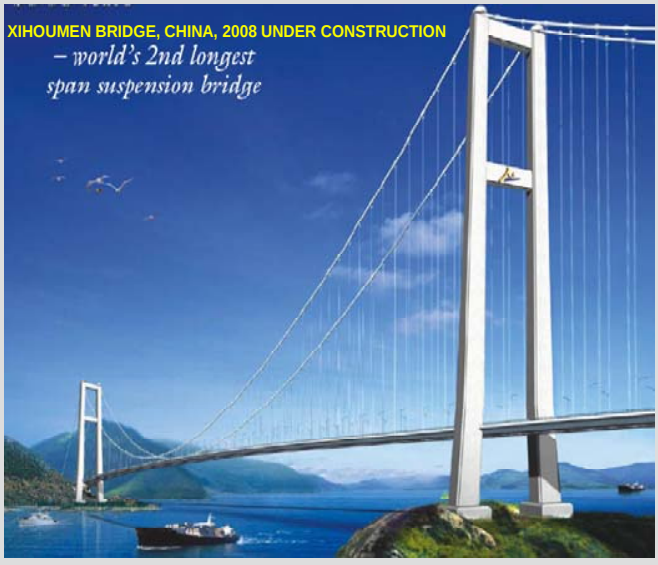
EXPERIMENTAL STUDY OF ELASTOPLASTIC ISOLATION SYSTEMS





SHAKE TABLE TESTING OF ELASTOPLASTIC SYSTEM
AT UNIVERSITY AT BUFFALO, 1993
SHOWN EXPERIMENTAL RESPONSE WITH LARGE PERMANENT DISPLACEMENT
IS FOR 1952 TAFT N21E MOTION, SCALED TO 0.6 g (MOTION HAD A "HIGH" VELOCITY PULSE)

IMPLEMENTATION OF DAMPERS IN BRIDGES



XIHOUMEN BRIDGE, CHINA



DAMPERS, 8.8m LONG WHEN EXTENDED
+/-1.2m DISPLACEMENT CAPACITY
1000kN RATED LOAD CAPACITY

IMPLEMENTATION OF DAMPERS IN BRIDGES



COURTESY TAYLOR DEVICES

MILLENIUM BRIDGE, LONDON.
SUSPENSION BRIDGE WITH LATERAL CABLES.
OPENED JUNE 10, 2000, CLOSED IN TWO DAYS.
EXCEESSIVE BRIDGE SWAY WITH MORE THAN 1000 PEOPLE ON BRIDGE.

37 HERMETICALLY-SEALED VISCOUS DAMPERS, 1.3 BILLION CYCLES.
50 TUNED MASS DAMPERS.
OPENED TO PUBLIC JANUARY 2002

CONCLUSIONS

- Seismic isolation is a relatively mature technology with a significant range of applications
- Technology may provide significant benefits provided that is properly applied
  - Use of proper isolator for structure and seismic hazard.
  - Proper selection of seismic hazard.
  - Proper interpretation of seismic hazard.
- Yet several problems in seismic protective systems technologies exist and require understanding
  - Lifetime behavior of hardware (effects of time, history of loading and environment).
  - Procedures for analysis and design to account for lifetime behavior, uncertainty and variability in properties and uncertainty in seismic excitation.
  - Modeling of hardware to describe instantaneous behavior (heating effects, deterioration of strength and stiffness).
  - Scaling, similarity and testing.
  - Development of LRFD-based analysis and design procedures for isolators.

SEISMIC PERFORMANCE OF PORT STRUCTURES: ASSESSMENT AND REMEDIATION

Susumu IAI[1]

ABSTRACT

The paper presents an overview of recent advances in earthquake geotechnical engineering with respect to the seismic performance of port structures. The modern principles in seismic design are described along the framework of performance-based design as adopted in the International Standard (ISO23469). The paper begins from a review on the simplified approach along the traditional approach to evaluate seismic earth pressures and the sliding wall displacements. The paper moves on to the need to understand the effect of non-linearity in soils and soil-structure interaction. The paper discusses the highly non-linear response of ground during strong earthquake motions and the highly non-linear behavior of soil-structure systems. In particular, the paper demonstrates that the major earthquake motion parameters that govern the wall displacement through soil-structure interaction analysis are frequency components lower than about 2Hz, which is lower than the fundamental natural frequency of the wall-soil system at small strain shaking.
Keywords: Liquefaction, Performance, Port structures, Seismic

INTRODUCTION

The seismic performance of port structures is significantly affected by ground displacement. In particular, soil-structure interaction and effects of liquefaction play major roles and pose difficult problems for engineers. In spite of these facts, conventional seismic design of geotechnical structures was based on providing capacity to resist a design seismic force in a simplified manner. For example, the design seismic force was idealized through a specified seismic coefficient, typically ranging from 0.05 to 0.25 in coastal areas in Japan. The required capacity was determined to meet a specified margin of safety through a limit equilibrium analysis.

In the 1990's, the lessons learned from the earthquakes around the world having a peak ground accelerations ranging from 0.5 to 0.8g motivated an emergence of performance-based design (SEAOC, 1995; Iai and Ichii, 1998; Steedman, 1998). The goal was to overcome the limitations present in the conventional seismic design. If we demand that limit equilibrium not be exceeded in conventional design for the relatively high intensity ground motions associated with a very rare seismic event, the construction/retrofitting cost will most likely be too high. If force-balance design is based on a more frequent seismic event, then it is difficult to estimate the seismic performance of the structure when subjected to ground motions that are greater than those used in design.

In performance-based design, appropriate levels of design earthquake motions must be defined and corresponding acceptable levels of structural damage must be clearly identified (Iai, 2005). In 2002, a working group WG10 was established in TC98/SC3 in International Organization for Standardization (ISO) for drafting a new International Standard that provides guidelines to be observed by experienced practicing engineers and code writers when specifying seismic actions in the design of geotechnical works. Seismic actions are generalized concept of seismic loads and include the actions due to ground displacement and soil liquefaction. Through the collective efforts

[1] Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Uji, Kyoto, Japan,
e-mail: iai@geotech.dpri.kyoto-u.ac.jp

of the working group members, a generalized methodology of performance-based design has been put together in the International Standard ISO23469.

In order to present an overview of performance-based design and recent advances in geotechnical earthquake engineering, this paper first presents the modern principles in seismic design as adopted in this International Standard. The principles described in this International Standard are general enough to put various recent developments in geotechnical earthquake engineering in perspective. The paper reviews the simplified approach for assessing seismic performance of port structures. The paper then moves on to the highly non-linear behaviour of port structures during strong earthquake motions.

PRINCIPLES IN PERFORMANCE-BASED DESIGN

Following ISO23469, the principles in performance-based design may be summarized as follows (Iai, 2005).

In designing geotechnical structures, the purpose and functions are defined in accordance with broad categories of use such as commercial, public and emergency use. Depending on the expected functions during and after an earthquake, performance objectives for seismic design of geotechnical structures are generally specified on the following basis,

- serviceability during and after an earthquake: minor impact to social and industrial activities, the geotechnical structures may experience acceptable residual displacement, with function unimpaired and operations maintained or economically recoverable after temporary disruption;
- safety during and after an earthquake: human casualties and damage to property are minimized, critical service facilities, including those vital to civil protection, maintain full operational capacity, and the geotechnical structures do not collapse.

The performance objectives also reflect the possible consequences of failure.

For each performance objective, reference earthquake motion is specified as follows:

- for serviceability during or after an earthquake: earthquake ground motions that have a reasonable probability of occurrence during the design working life;
- for safety during or after an earthquake: earthquake ground motions associated with rare events that may involve very strong ground shaking at the site.

Based on the performance objectives and reference earthquake motions, performance criteria are specified in terms of engineering parameters that characterize the seismic response of and induced damage to geotechnical structures. The possible consequences of failure and type of analysis methods are considered in the formulation of the performance criteria.

In conventional seismic design, many factors that should be considered for design are specified rather than evaluated as described in the beginning of this paper. The principles in performance-based design described above are much more generalized and allow the experienced practicing engineers and code writers go back to the critical issues in design, including (1) purposes and functions of the facility, (2) performance objectives for seismic design, reflecting the possible consequences of failure, (3) reference earthquake motions to be used for performance evaluation, and (4) performance criteria to specify the design parameters. For example, in the conventional seismic design of geotechnical structures, the consequences of failure are taken into account in terms of a factor specified in accordance with broad categories of importance. In the performance-based design, the consequences of failure may be evaluated, rather than specified, through a more sophisticated methodology.

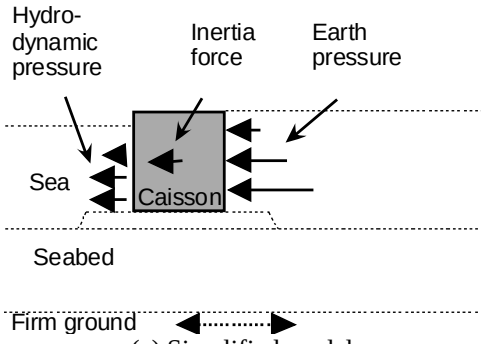
The performance objective apart, this International Standard classifies types of analyses of geotechnical structures for performance evaluation based on a combination of static/dynamic analyses and the procedure for soil-structure interaction as follows:

- simplified: soil-structure interaction of a global system is modeled as an action on a substructure; the engineering parameters for specifying limit states are based on assumed failure modes and typically given in terms of margins to threshold limit, elastic limit, and approximate displacements and strains;
- detailed: soil-structure interaction of a global system is modeled as a coupled system; the engineering parameters for specifying limit states are given in terms of both failure modes and

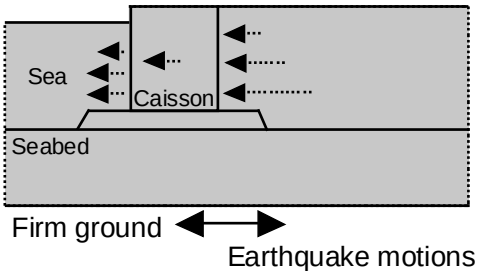
extent of failure for non-linear dynamic analysis.

For example, in the simplified equivalent static analysis of a caisson quay wall, the model for analysis is defined for the wall as indicated by the shaded area in Fig. 1(a). Actions on this model are equivalent static inertia force, seismic earth and hydrodynamic pressures as indicated by the arrows in solid lines. The failure modes such as sliding, overturning, or bearing capacity failure are assumed in the analysis. The engineering parameters for specifying limit states for this model are the margin with respect to the threshold levels beyond which the wall begins to slide, overturn, or lose bearing capacity.

In detailed dynamic analysis of a caisson quay wall, a model for analysis is defined for an entire earth structure system, including the caisson, backfill soil, sea water, and foundation soil below the caisson as indicated by the shaded area in Fig. 1(b). Actions on this soil-structure model are input earthquake motions at the boundary of the domain of analysis as indicated by the arrow in solid line. The engineering parameters for specifying limit states for this model are responses of the soil-structure system, including accelerations, velocities, displacements, stresses and strains in various parts of the soil-structure system. In particular, seismic earth pressures and hydro-dynamic pressures acting on the caisson wall, as indicated by the arrows in dotted lines, are computed from, rather than specified for, the response analysis.



(a) Simplified model



(b) Detailed model

Figure 1 Models of analysis for a caisson quay wall

These examples show how actions specified for designing a geotechnical structures and the engineering parameters for specifying limit states depend on the model of analysis. "A long history of confusion" as brilliantly put in "Fifty years of lateral earth support" (Peck, 1990) may be interpreted as the confusion caused by the problems associated with the (wrong) assumptions made on the failure mode or soil-structure interaction for the simplified model. It may be reasonable to repeat the well known, but often forgotten, fact that a simplified method is not a simple method; the method is born with a lot of insightful or bold assumptions made (sometimes "without explanation or apology," according to Peck (1990)) after enormous amount of studies and investigations to justify the assumptions. Facing with the highly non-linear response of soil-structure systems during strong earthquake motions recorded in recent years, we may well be going back to the basics of understanding the mechanism of soil-structure interaction as is rather than hastily jumping into adopting a simple method and trying to temper the model parameters in order to get the simple model fit the recorded case histories.

SIMPLIFIED ANALYSIS

Mononobe-Okabe Equation

In the simplified analysis, the earth pressures on the wall from the dry backfill are typically estimated using the Mononobe-Okabe equation [Mononobe, 1924; Okabe, 1924]. This equation is derived, by modifying Coulomb's classical earth pressure theory to account for inertia forces. In the uniform field of horizontal and (downward) vertical accelerations, $k_h g$ and $k_v g$, the body force vector, originally pointing downward due to gravity, is rotated by the seismic inertia angle, ψ, defined by (see Figure 2)

$$\psi = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1-k_v}\right] \tag{1}$$

The Mononobe-Okabe equation is obtained by rotating the geometry of Coulomb's classical solution through the seismic inertia angle, ψ. The magnitude of the body force is scaled to fit the resultant of the gravity and the inertia. For a vertical wall having a friction angle, δ, between the backfill and the wall, and retaining a horizontal backfill with an internal friction angle, ϕ, the dynamic active earth pressure coefficient, K_{ae}, is given by

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi-\psi)}{\cos\psi\cos(\psi+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\psi)}{\cos(\delta+\psi)}}\right]^2} \tag{2}$$

The dynamic active earth pressure, which acts at an angle, δ, from the normal to the back of the wall of height, H, is given by

$$P_{ae} = K_{ae}\frac{1}{2}[\gamma(1-k_v)]H^2 \tag{3}$$

where γ is the unit weight of the backfill. The angle α, measured from the horizontal direction, defines the aspect ratio $L/H = \cot\alpha$ of the soil wedge and is computed through:

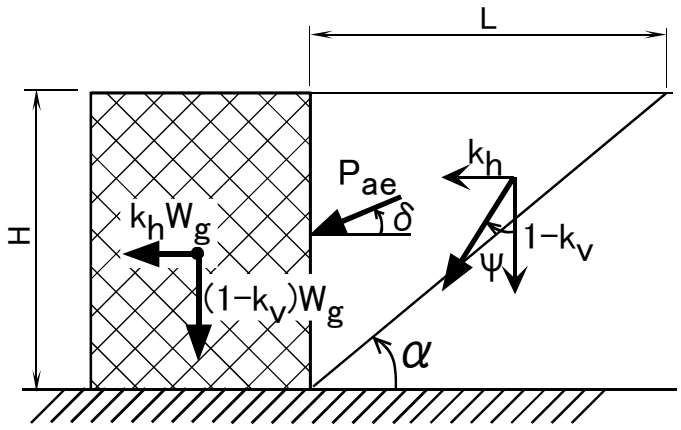


Figure 2 Active earth pressure

$$\cot\alpha = -\tan(\phi+\delta) + \sec(\phi+\delta)\cdot\sqrt{\frac{\cos(\phi+\delta+\psi)\sin(\phi+\delta)}{\sin(\phi-\psi)}} \tag{4}$$

A complete set of equations may be found in the design codes and manuals (e.g. Japan Port and Harbour Association, 1991; Ebeling and Morrison, 1992).

With an increasing effective seismic coefficient, $k_h/(1-k_v)$, the failure plane of soil wedge, defined by the angle, α, approaches from the static failure plane to, and eventually coincides with, the horizontal plane. This may be directly understood by the earlier notion that the Mononobe-Okabe equation is obtained by rotating the geometry of Coulomb's classical solution through the seismic inertia angle, ψ. The limit is reached when the seismic inertia angle, ψ, coincides with the internal friction angle of the backfill soil, ϕ. More rigorous discussions are possible through Eq. (4), where the denominator in the square root on the left side of the equation should be positive, and thus $\psi \le \phi$. This limit for the seismic inertia angle, ψ, specified by the design value of the internal friction angle, ϕ, has been considered to define the theoretical upper limit for the effective seismic coefficient, $k_h/(1-k_v)$, for use in design practice (e.g. Richards and Elms, 1979). Examples of the upper limit for the effective seismic coefficient, $k_h/(1-k_v)$, are about 0.6, 0.8, and 1.2 for $\phi = 30°, 40°,$ and $50°$, respectively, by setting $\psi = \phi$ in Eq. (1).

Multiple Plane Sliding Mechanism

There is yet another horizon we could explore along the classical limit equilibrium study (Koseki et al, 1998). It is well established that there is a significant difference between the peak and residual internal friction angles of sand. Typical values for dense sand can be $\phi_{peak} = 50°$ and $\phi_{res} = 30°$. If this difference is taken into account, the soil behavior behind the yielding wall can be affected by both the peak and residual internal friction angles as schematically shown in Figure 3. First, the onset of failure should coincide with the mobilization of peak internal friction angle rather than the residual. Once a failure plane is formed, then the mobilized friction angle along this plane reduces to the residual internal friction angle. Since onset of another failure plane requires the mobilization of the peak internal friction angle, the sliding of soil wedge continues along the same failure plane even with increasing effective seismic coefficient.

This process breaks when another failure plane is formed. This occurs when the level of inertia becomes so high that the sliding along another failure plane with the mobilization of peak internal friction angle becomes easier than the sliding along the initial failure plane with the residual internal friction angle. This condition can be detected by comparing the earth pressures computed by the two failure planes. Since the earth pressure resists the driving force from the soil wedge and acts as a complimentary resistance with the shear resistance along the failure plane, larger earth pressure implies smaller contribution from the soil shear resistance against the same driving force. Once the next failure plane is formed, then the slide continues along this plane with the residual internal friction angle. The process repeats itself by letting multiple plane (M-P) of backfill failure left behind as shown in Figure 4.

Active earth pressure coefficient K_{ae} mobilized by one of the M-Ps is calculated by

$$K_{ae} = \frac{\cos(\alpha-\phi)\left(\tan(\alpha-\phi)+\tan\psi\right)}{\cos(\alpha-\phi-\delta)\tan\alpha} \tag{5}$$

where α is computed with $\phi = \phi_{peak}$ in Eq. (4) and $\phi = \phi_{res}$ in Eq. (5). A complete equation can be found in Koseki et al (1998).

Typical examples of the earth pressures and failure planes computed based on the M-P approach are shown in Figure 5, and compared with those obtained by the Mononobe-Okabe (M-O) equation. In this figure, two examples are shown: one is associated with the initial sliding plane

formed at static condition (i.e. $k_h/(1-k_v)=0$), and the other at $k_h/(1-k_v)=0.2$. As shown in this figure, once the initial sliding plane is formed, the sliding mode is entrapped with this sliding plane because of its weaker shear resistance (i.e. residual internal friction angle). This process continues until the earth pressure associated with this sliding plane is overtaken by the Mononobe-Okabe earth pressure computed for peak internal friction angle. At this instance, the failure mode is entrapped with the next sliding plane. The results shown in Figure 5 indicate that the earth pressures computed using the residual internal friction angle in the conventional design practice may be too conservative, and the earth pressures, especially for high seismic inertia level, may be more reasonably evaluated by taking into account the M-P failure process in the backfill.

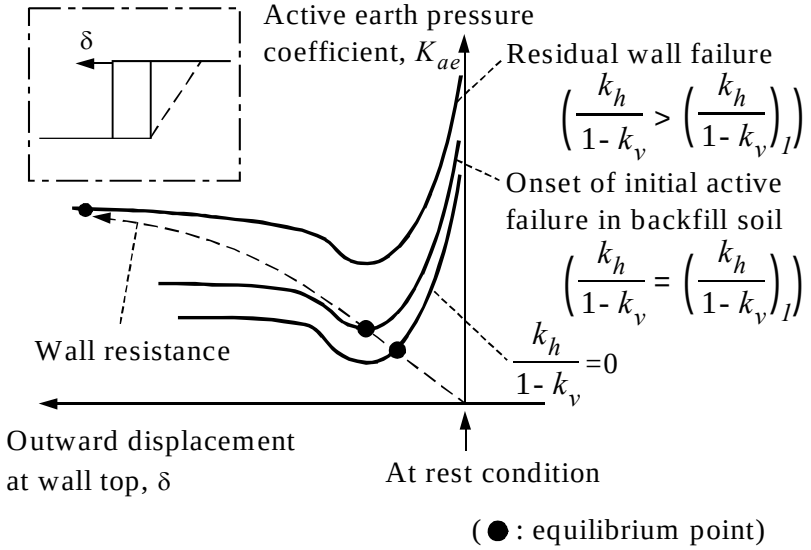


Figure 3 Schematic relationship between wall displacement and active earth pressure coefficient (modified from Koseki et al, 1998)

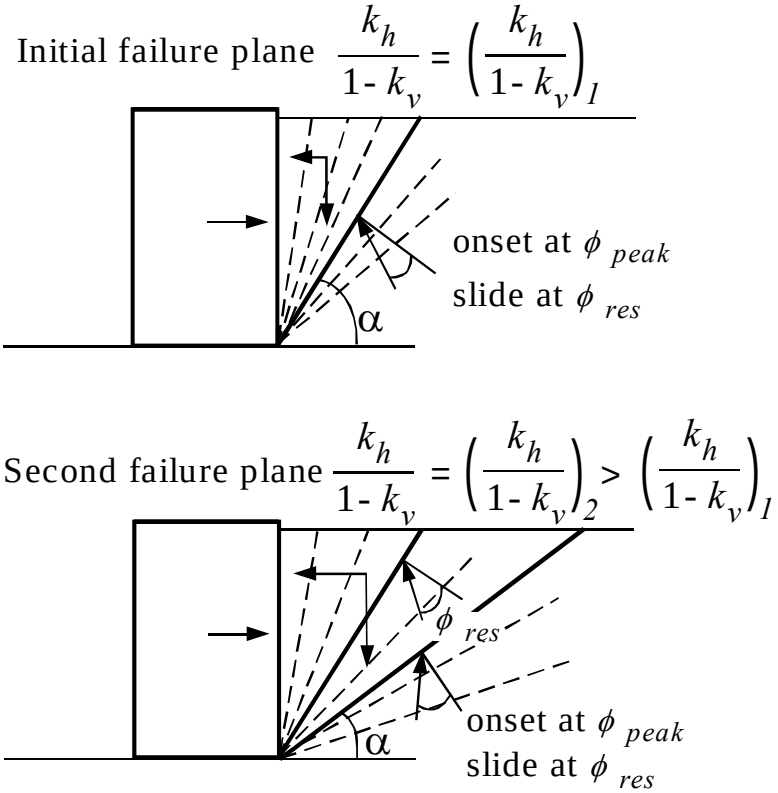
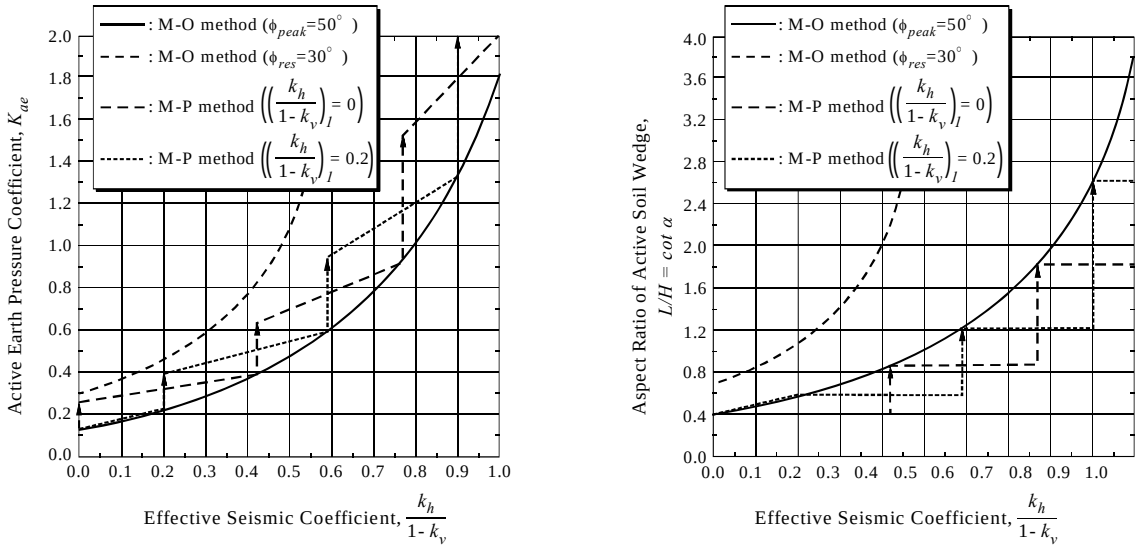


Figure 4. Schematic figure for multiple stage formation of active failure planes



(a) Active earth pressure coefficient (b) Aspect ratio of active soil wedge

Figure 5 Examples of the earth pressure results obtained by the multiple plane (M-P) method *(ϕ_{peak}=50°, ϕ_{res}=30° and δ=25°)* (modified from Koseki et al, 1998)

In order to evaluate the permanent displacements of gravity walls during earthquakes, the conventional pseudo-static earth pressures discussed in the previous chapter have been incoporated into the sliding block analysis (e.g., Newmark, 1965; Franklin and Chang, 1977; Richards and Elms, 1979; Whitman and Liao, 1985). The first step in computing the sliding displacement is to evaluate threshold acceleration, beyond which the wall begins to slide. The threshold acceleration is determined by the value resulting in a factor of safety of unity for sliding. In particular, the threshold acceleration, a_t, for a vertical retaining wall is given by the expression (e.g. Richards and Elms, 1979);

$$a_t = \left(\mu - \frac{P_{ae}\cos\delta - \mu P_{ae}\sin\delta}{W_g} \right) g \tag{6}$$

where μ is the coefficient of interface friction between the wall and the foundation rubble or soil, P_{ae} is the active earth thrust computed using the Mononobe-Okabe equation, δ is the wall-backfill interface friction angle, W_g is the weight of the wall per unit width, and g is the acceleration of gravity. It should be noted that a_t is required known in order to calculate P_{ae}, therefore an iterative procedure is required.

Once the threshold acceleration has been determined, then a set of acceleration time histories are selected for the sliding block analysis. When the ground motion acceleration exceeds the threshold acceleration, at, the wall-backfill system begins to move by translation along the base of the wall and the failure plane through the backfill. By double integrating the area of the acceleration time history that exceeds at, and continuing the time integration until the sliding stops, the displacement of the wall relative to the firm base below the failure plane is determined as shown in Figure 6.

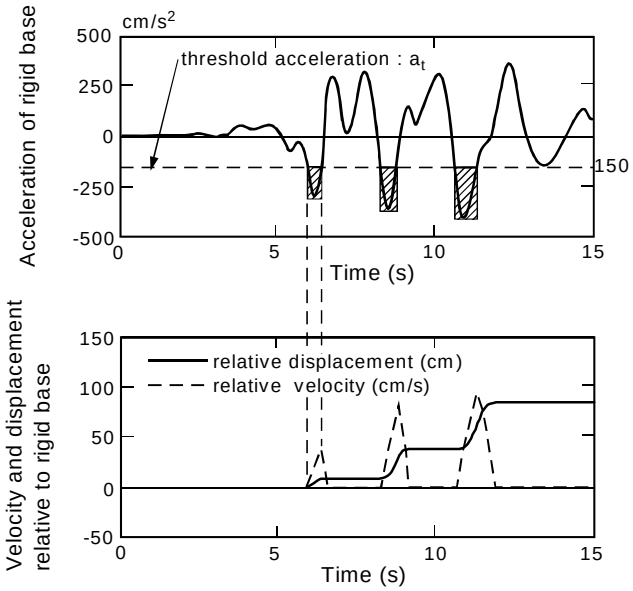


Figure 6 Computing displacement in the sliding block analysis

SEISMIC PERFORMANCE OF SUBMERGED RETAINING STRUCTURES

In the conventional simplified analysis, the effect of the pore water on the submerged soil was taken into account as buoyancy for modifying the Mononobe-Okabe equation (Japan_Port_and_Harbour_Association_(ed.), 1989; Ebeling and Morrison, 1992). The effect of dilatancy that characterizes the distinctive behavior of sand under undrained condition was ignored, most probably for the sake of simplicity. As described earlier, many of the assumptions made for dry soil become questionable when the soil is submerged. The stress-strain behavior of soil is completely different from that of dry soil as described earlier. The assumption of a sliding block type movement of soil becomes also questionable for a submerged sand, which tends to deform in a continuum rather than to slide along a well defined slip failure surface. Thus, since the late 1980's, more and more attention has been directed toward a full seismic response analysis of waterfront retaining structures using the finite element of finite difference technique based on the constitutive equation that has the ability to characterize the distinctive behavior of sand under undrained cyclic shear (Iai et al., 1998).

During the 1995 Hyogoken-Nambu, Kobe, Japan, earthquake of 1995, many of the caisson walls suffered damage as shown in Figure 7. These caisson walls were constructed on a loose saturated backfill foundation of decomposed granite, which was used for replacing the soft clayey deposit in Kobe Port to attain the required foundation bearing capacity. Subjected to a strong earthquake motion having peak accelerations of 0.54g and 0.45g in the horizontal and vertical directions, these caisson walls were displaced an average of 3 m (maximum displacement –5m) toward the sea, settled 1 to 2 m and tilted about 4 degrees toward the sea. Although a sliding mechanism could explain the large horizontal displacement of the caisson walls, this mechanism did not explain the large settlement and tilt of the caissons. Reduction in the stiffness of foundation soils due to development of excess pore water pressure was speculated as a main cause of the observed caisson damage at Kobe Port.

This speculation was confirmed by a series of effective stress analyses using a computer code FLIP, which incorporates a constitutive model based on strain space multiple mechanism model (Iai et al., 1992). The model parameters were evaluated based on the in-situ velocity logging, the blow counts of Standard Penetration Tests (SPT N-values) and the results of cyclic triaxial tests. The specimens used for cyclic triaxial tests were undisturbed samples obtained by an in-situ freezing technique. Input earthquake motions were those recorded at the Port Island site about 2km from the quay wall. The spatial domain used for the finite element analysis covered a cross sectional area of about 220 m by 40 m in the horizontal and vertical directions.

The effective stress analysis resulted in the residual deformation shown in Figure 8. As shown in this figure, the mode of deformation of the caisson wall was to tilt into and push out the foundation soil beneath the caisson. This was consistent with the observed deformation mode of the rubble foundation shown in Figure 9, which was investigated by divers.

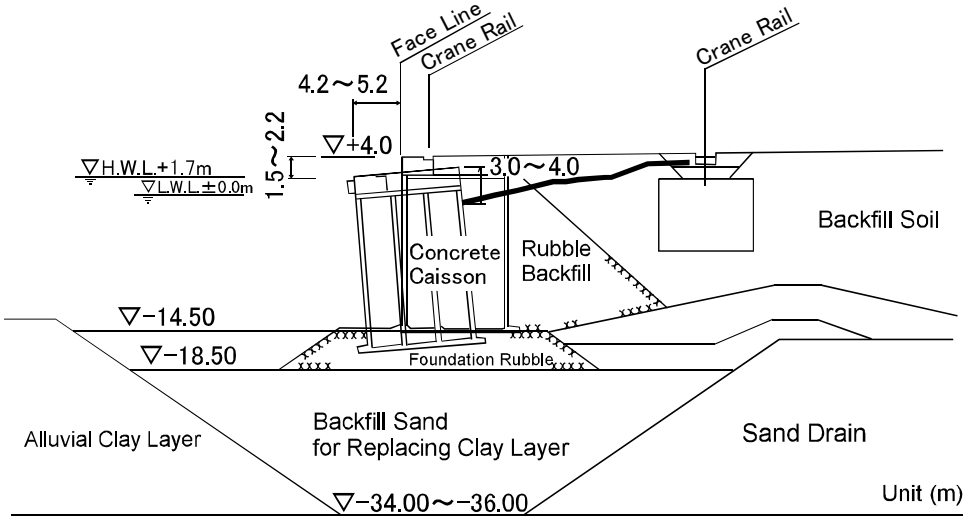


Figure 7 Deformation/Failure of Gravity quaywall at Kobe Port during 1995 Hyogoken-Nambu, Japan, earthquake

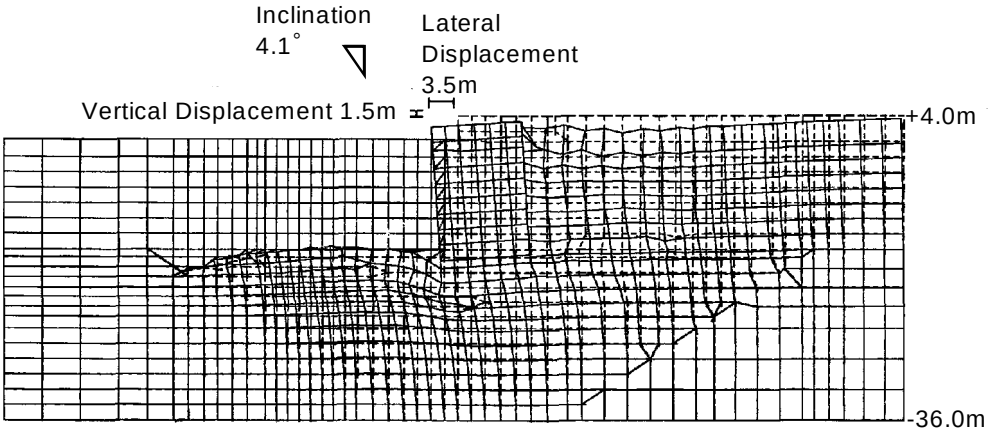


Figure 8 Computed deformation of a gravity quaywall

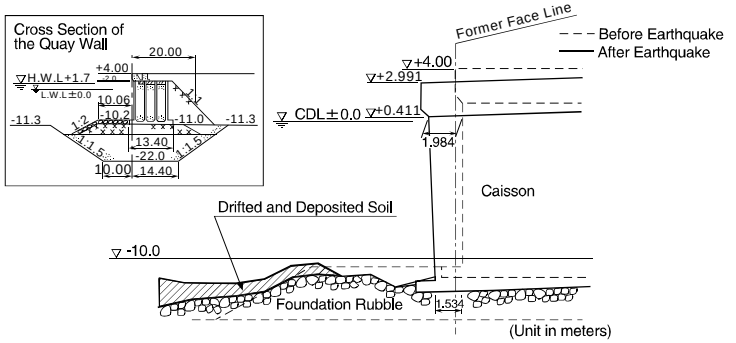


Figure 9 Deformation of rubble foundation of a quay wall investigated by divers

Since this case history of a gravity caisson wall is well documented with an ideal set of laboratory test results of soil and input earthquake motions, it has been frequently quoted among the geotechnical earthquake engineers, as a kind of a bench mark, for studying the applicability of

constitutive models and computer code for numerical analysis. In this context, one can ask why this case history and analysis is important in the development in seismic design of retaining structures over these 20 years. The most important is not the capability of numerical analysis based on finite element or finite difference techniques or the constitutive models as often believed (wrongly) with a cursory glance of the results. The most important is the understanding of the mechanism that is associated with the undrained cyclic behavior of sand that does not have predefined shear strength but does have cumulative increase in shear strain. The mechanism does not involve the well defined slip failure surface, that was essential for the conventional simplified approach for evaluating the seismic earth pressure for dry backfill. The mechanism is governed by the cumulative increase in the shear strain induced in the soil around the retaining structures along the direction of initial stress due to gravity. Consequently, it is essential to evaluated the undrained cyclic behavior of soil for adequate seismic design of retaining walls in submerged condition.

As Whitman (1991) concluded his state-of-the art lecture (Whitman, 1991): "... Hopefully this pace will continue during the next 10 years, with new significant advances concerning the most perplexing of today's problems - more economical but adequate waterfront structures." The development described above proves that Whitman was correct in pointing out the most important direction of development in the seismic design of retaining structures.

In order to evaluate the overall effect of geotechnical conditions on the displacements of a gravity wall, the following three analyses were performed as a parameter study. The parameter study included a virtual soil model, to be called non-liquefiable soil, which has the same properties as those used in the aforementioned analysis but without the effect of excess pore water pressures. To distinguish the cases in the parameter study, the case which dealt with the actual quay wall during the earthquake described earlier is designated as Case-1. Cases-2 through 4 are defined depending on the extent of the non-liquefiable soil relative to the caisson wall as shown in Figure 10.

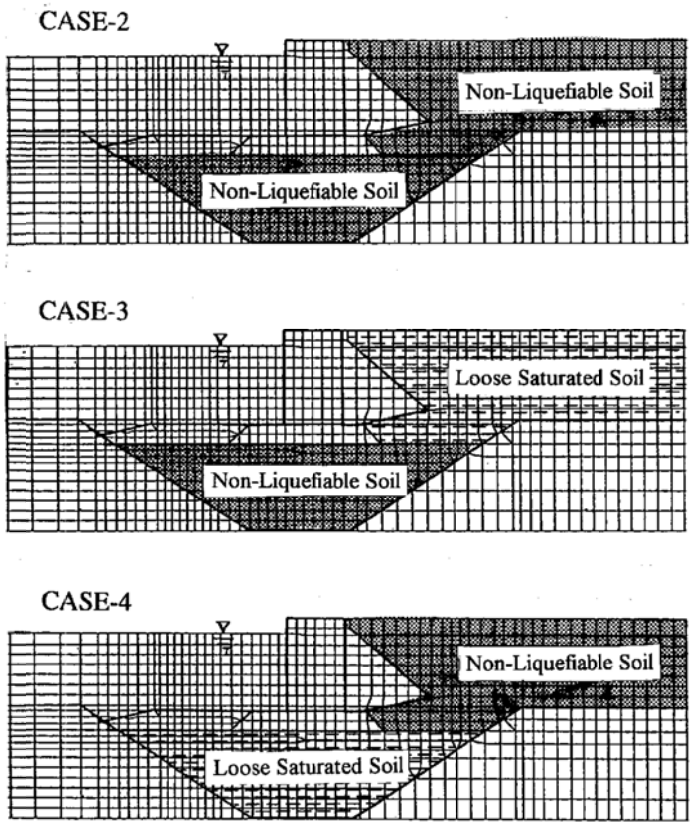


Figure 10 Conditions assumed for parametric study, Case-2 through 4

Major results of the analysis are summarized in Table 1 including those of Case-1. These results indicate that the deformation of the gravity wall may be reduced up to about one half of that actually observed if the excess pore water pressure increase was prevented in the subsoil as in Case-2. In particular, the effect of the pore water pressure increase in the foundation soil beneath the caisson wall is about twice as that of the backfill as understood from the comparison of Cases 3- and 4. Some of these results were confirmed by the seismic performance of the quay walls at Port Island (phase II), where a caisson wall had been placed on a foundation improved by the sand compaction pile technique before the earthquake (Iai et al, 1996).

Table 1 Major results of parametric study for gravity quay wall

Case	Residual Displacements of Caisson Horizontal (m)	Vertical (m)	Tilt (deg)
Case-1	3.5	1.5	4.1
Case-2	1.6	0.6	2.4
Case-3	2.1	0.7	3.1
Case-4	2.5	1.1	2.2

EFFECTS OF EARTHQUAKE MOTION TIME HISORIES

Once the applicability of an effective stress analysis has been confirmed through a case history of a retaining wall performance, the next step for the design engineer to do is the analysis to evaluate the retaining wall performance for a design earthquake event. Since there is considerable variability in the design parameters with respect to the earthquake motion, including the choice of time histories, it is important to evaluate the sensitivity of the retaining wall analysis to the variability.

A technical committee was established in the Japanese Geotechnical Society in 1997 to look into this aspect of the seismic analysis and design of soil structures, including retaining walls, pile foundations, and embankments. The caisson wall discussed in the previous section was chosen as one of the standard model structures and the effects of the variability in the time histories were studied using the effective stress model mentioned earlier (Numata, 2000; Numata et al, 2000; Nozu and Ichii, 2000; Nozu et al, 2000).

In order to investigate the effect of the frequency components, additional parameter study was performed on a small caisson wall with a water depth of 3m. The finite element mesh for a large (Model A) and small caisson (Model B) walls are shown in Figure 11. The frequency transfer function for the large and small caisson walls at small strain levels are shown in Figure 12. The fundamental natural frequency of small caisson wall was about 4.5 Hz. In order to identify the frequency components that effectively affect the wall displacement, the input earthquake motions mentioned earlier were modified with low pass filtering technique with various cut-off frequencies. The time histories processed with various low pass filters are shown in Figure 13.

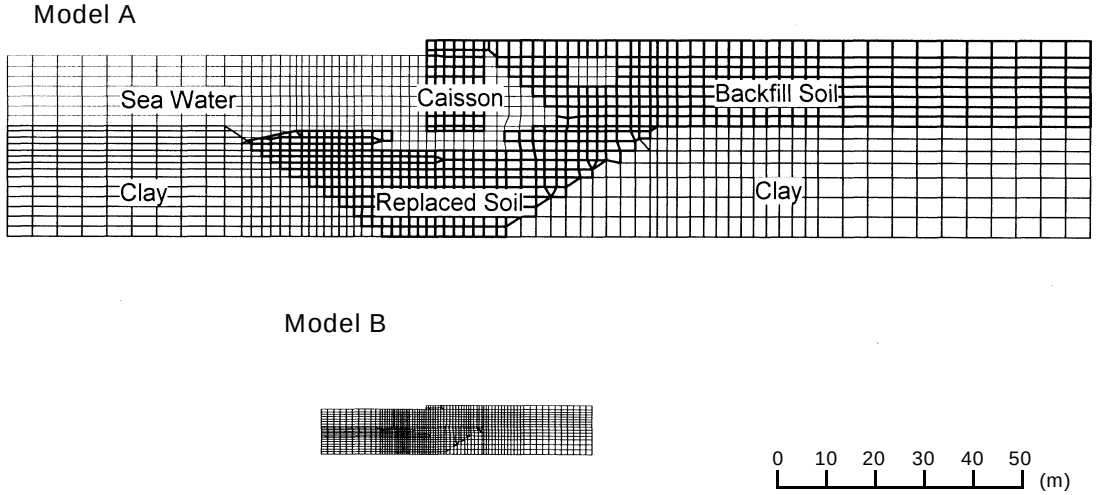


Figure 11 Finite element mesh used for the parameter study (after Nozu et al, 2000)

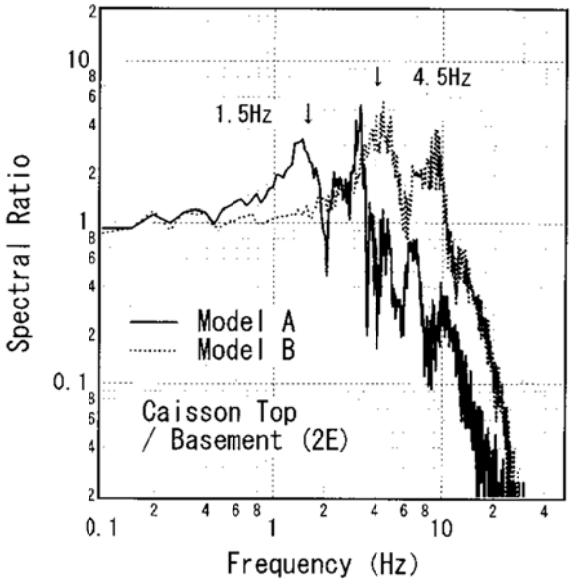
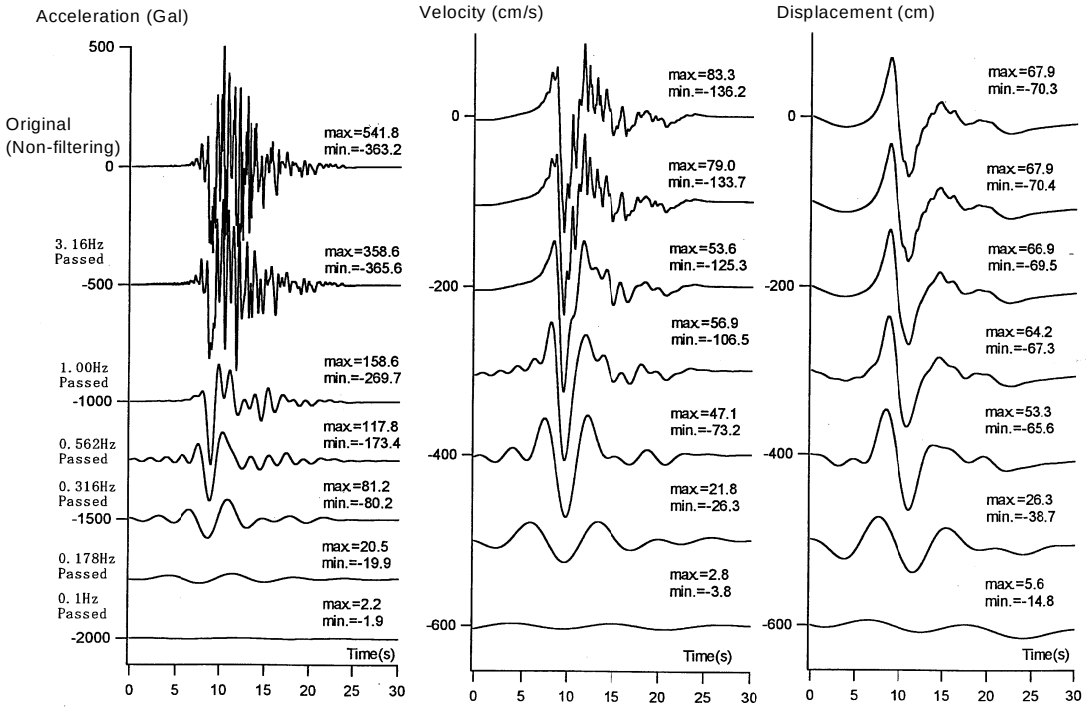
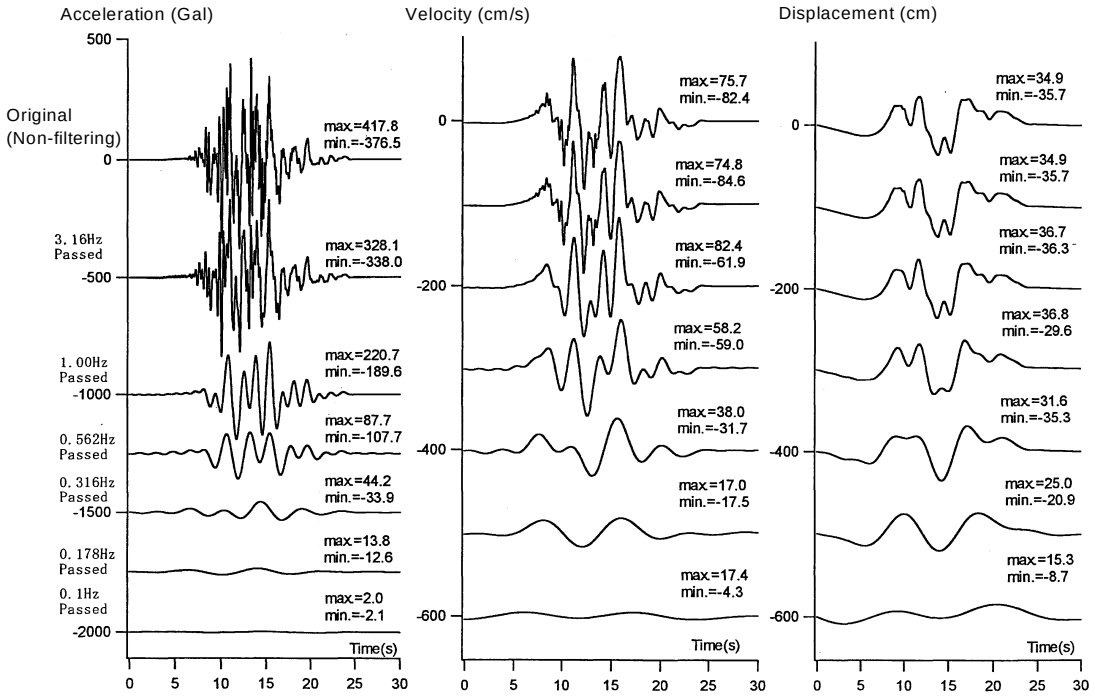


Figure 12 Frequency transfer function for large (Model A) and small (Model B) caisson walls (after Nozu et al, 2000)

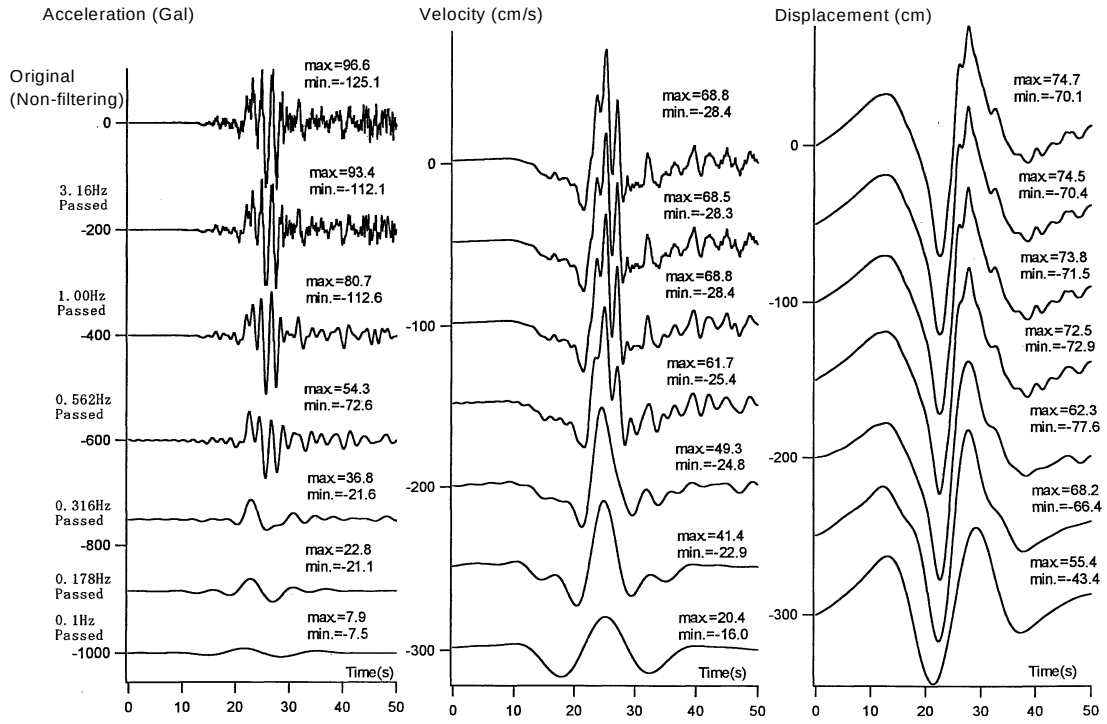


(a) Strike-slip fault

Figure 13 Time histories of bedrock motions processed through low-pass filters with various cut-off frequencies



(b) Dip-slip fault



(c) Subduction fault

Figure 13 continued.

Figure 14 shows the results of the effect of input motion with various cut-off frequencies. Computed cases include those with and without the effects of the excess pore water pressures, EPWP (Cases 1 and 2 in Fig. 22). From this figure, it is apparent that the frequency components lower than a certain limit, 1 to 2Hz in this study, affect the wall displacement. The frequency limits are slightly lower than the fundamental natural frequencies of the large and small caisson wall-soil systems. The frequency components higher than the limit frequency have minor effect on the wall displacement (Nozu and Ichii, 2000; Nozu et al, 2000).

These results indicate that the wall displacement is governed either by the frequency components lower than 1 or 2Hz, which are lower than the fundamental natural frequency of the wall-soil system. In design practice, these indexes of the bedrock motion can be important for choosing or normalizing the time histories used for seismic analysis and design of retaining structures.

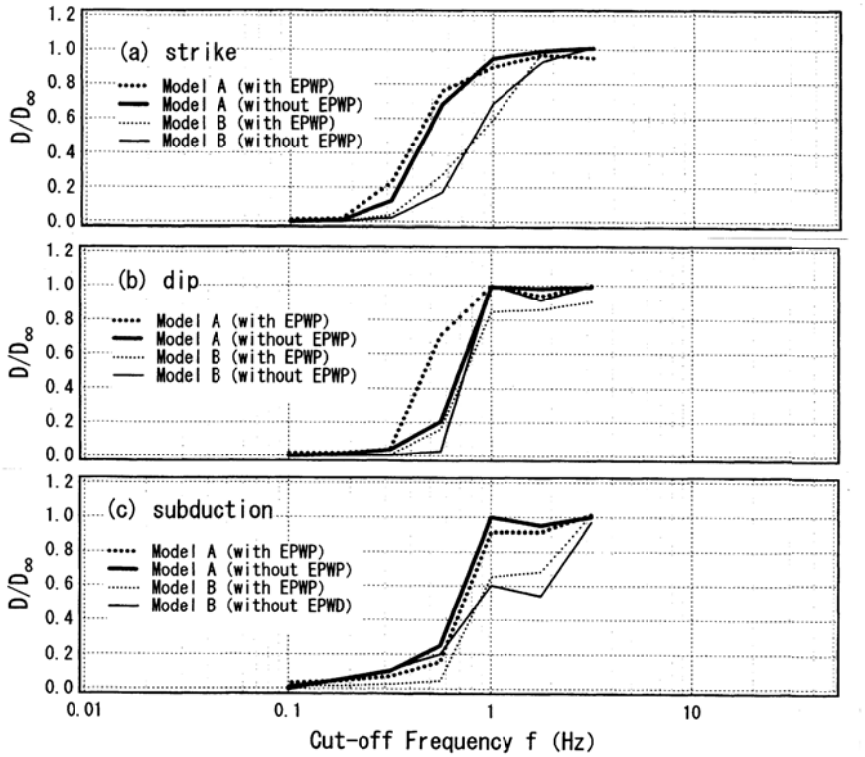


Figure 14 Percentage of wall displacement reproduced by low-pass filtered bedrock motions (D : wall displacement by low-pass filtered motion; D_∞ : wall displacement by original, non-filtered motion) (after Nozu et al, 2000)

CONCLUSIONS

An overview is given for assessment and remediation of seismic performance of port structures.

For retaining structures with dry soil, seismic earth pressures may be more adequately evaluated through a generalized methodology that is based on the multiple-sliding plane concept using both the peak strength, for defining slip plane, and the residual strength, for evaluating earth pressure associated with the slip plane. The earth pressures evaluated using the residual internal friction angle in the conventional design practice may be too conservative especially in designing for the conditions with a high seismic coefficient.

Many of the assumptions made in the conventional seismic design, successfully applicable to retaining walls with dry soil, become questionable when the soil is submerged. Adequate characterization of the undrained behavior of sand under transient and cyclic loads is needed. The mechanism of seismic damage to retaining structures with submerged soil is due to the cumulative

increase in the shear strain induced in the soil around the retaining structures rather than due to the slip failure often seen with dry soil.

Major earthquake motion parameters that govern the wall displacement through the soil-structure interaction analysis using the effective stress model are frequency components lower than about 2Hz, which is lower value than the fundamental natural frequency of the wall-soil system at small strain shaking.

REFERENCES

Ebeling, R.M. & Morrison, E.E.Jr. (1992) "*The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures,"* US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1-256.

Franklin, A.G. & Chang, F.K. (1977) "*Earthquake resistance of earth and rockfill dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis,"* US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 2-71-17.

Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992). "Strain space plasticity model for cyclic mobility," *Soils and Foundations,* 32(2), 1-15.

Iai, S. (1998). "Seismic analysis and performance of retaining structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. , Geotechnical Special Publication No.75, ASCE*, 1020-1044.

Iai, S., Ichii, K., Liu, H. & Morita, T. (1998). "Effective stress analyses of port structures," *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake,* 2, 97-114.

Iai, S. (2005). "International standard (ISO) on seismic actions for designing geotechnical works - An overview," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 25, 605-615.

Iai, S., Tobita, T. & Tamari, Y. (2008). "Seismic performance and design of port structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics VI, Geotechnical Special Publication 181, ASCE*, 1-16.

Ishihara, K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes," *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* San Francisco, Balkema, 327-376.

Japan_Port_and_Harbour_Association_(ed.) (1989) *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan, English version (1991) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan*, 1-438.

Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyma, M. & Kojima, K. (1998). "A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads," *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspectsof the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake No.2*, 209-216.

Mononobe, N. (1924). "Considerations on vertical earthquake motion and relevant vibration problems," *Journal of JSCE,* 10(5), 1063-1094 (in Japanese).

Nadim, F. & Whitman, R.V. (1983). "Seismically induced movement of retaining walls," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,* 109(GT7), 915-931.

Newmark, N.M. (1965). "Effects of earthquake on dams and embankments," *Geotechnique, 5th Rankine lecture,* 15(2), 139-160.

Nozu, A. and K. Ichii (2000). "Effective stress analysis of a bulkhead performance by FLIP," 2.5.2, Technical Committee Report, *Symposium on Seismic Design of Soil Structures for Level 2 Earthquake*, Japanese Geotechnical Society (in Japanese)

Nozu, A., S. Iai, K. Ichii and A. Numata (2000). "Effective frequency components of earthquake motion on seismic displacements of a caisson type quay wall," *Symposium on Seismic Design of Soil Structures for Level 2 Earthquake*, Japanese Geotechnical Society (in Japanese)

Numata, A. (2000). "Total stress analysis of a bulkhead performance by FLIP," 2.5.1, Technical Committee Report, *Symposium on Seismic Design of Soil Structures for Level 2 Earthquake*, Japanese Geotechnical Society (in Japanese)

Numata, A., A. Nozu, S. Iai, S. Miwa and T. Ikeda (2000). "Evaluation of seismic displacements of a caisson type quay wall through the spectral intensity," *Symposium on Seismic Design of Soil Structures for Level 2 Earthquake*, Japanese Geotechnical Society (in Japanese)

Okabe, N. (1924). "General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam," *Journal of JSCE,* 10(6), 1277-1323.

Peck, R.B. (1990). "Fifty years of lateral earth support," *Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No.25, ASCE*, 1-7.

Richards, R.Jr. & Elms, D. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,* 105(GT4), 449-464.

SEAOC (1995). "Performance based seismic engineering of buildings," *Structural Engineers Association of Calfornia*, Sacramento, California

Steedman, R.S. [1998] “Seismic design of retaining walls,” *Geotechnical Engineering, Proc. Institution of Civil Engineers*, 131, pp.12-22

Whitman, R.V. & Liao, S. (1984). "Seismic design of gravity retaining walls," *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering,* San Francisco, 533-540.

Whitman, R.V. (1991). "Seismic design of earth retaining structures," *Proc. of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics,* St. Louis, 1767-1778.

STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL ASPECTS OF THE CHRISTCHURCH (2011) AND DARFIELD (2010) EARTHQUAKES IN N.ZEALAND

YAPI VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ AÇISINDAN 2011 CHRISTCHURCH VE 2010 DARFIELD, YENİ ZELANDA DEPREMLERİ

Eleni Smyrou[1], Panagiota Tasiopoulou[2], İhsan E. Bal[3],
George Gazetas[4] and Elizabeth Vintzileou[5]

ÖZET

Yeni Zelanda'nın Christchurch şehri biri Eylül 2010 ve diğeri Şubat 2011'de olmak üzere iki ciddi deprem ile sarsılmıştır. Bu depremlerin ikisi de mühendislik camiası tarafından daha önceden bilinmeyen faylar üzerinde meydana gelmiştir. İlk deprem ciddi hasarlara neden olmasına rağmen can kayıpları yaşanmamış, ikinci depremde ise 172 insan hayatını kaybetmiştir. Gözlenen hasarlar bölgedeki yapı stoğunun özelliklerine bağlanabileceği gibi çok geniş bir alana yayılan sıvılaşma hasarları ile de kısmen açıklanabilir. Bu makalede bu iki depremde yapılar ve zeminin davranışı ve bu ikisinin etkileşimi konu edilmiştir. Bu çalışmada, gözlenen hasarı mevcut deprem ivme kayıtları ve zemin hasarları ile ilişkilendirebilmek için uğraşılmıştır. Buradan elde edilen sonuçlara göre, özellikle şehrin merkezinde orta katlı ve yüksek yapılarda gözlenen hasar ve yıkımların, depremin spektral büyütmelerinin uzun periyot bölgesinde şehir merkezinde konsantre olması ile açıklanabileceği sonucuna varılmıştır. Ayrıca sıvılaşma hasarlarından en çok etkilenen köprü tipi yapıların her iki depremdeki hasar durumları da ayrıntılı olarak sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Christchurch depremleri, Sıvılaşma, Deprem hasarları, Yüksek yapılar, Köprüler

ABSTRACT

The city of Christchurch, New Zealand, was hit by two severe earthquakes in September 2010 and February 2011. Both earthquakes were generated by faults which were completely unknown. The first earthquake, centred in sparsely-populated countryside, inflicted serious damage but no life losses, whilst the second earthquake in close proximity to the city caused 181 fatalities. The damage and some collapses observed during Darfield and Christchurch earthquakes can be attributed to the structural characteristics of the existing building stock in the region, as well as to the widespread manifestation of liquefaction. This paper aims to investigate aspects of these two earthquakes and their effects on soil and structure. An effort is made to relate the extensive structural damage to the observed soil behaviour and the particular features of the recorded motions. Certain structural types are examined with respect to the acceleration and displacement demands imposed by the two events, in an attempt to explain their behaviour and thus their performance. Bridge structures, which suffered significantly as result of soil liquefaction and lateral spreading, are also studied comparing their behaviour in the two consecutive earthquakes.
Keywords: Christchurch earthquakes, Liquefaction, Earthquake damages, Tall structures, Bridges

[1] PhD, Researcher, National Technical University of Athens, Greece, smiroulena@gmail.com
[2] PhD Candidate, National Technical University of Athens, Greece, ptasiopoulou@gmail.com
[3] PhD, Fyfe Europe S.A. Athens, Greece, ihsanbal@fyfeeurope.com
[4] Professor, National Technical University of Athens, Greece, gazetas@ath.forthnet.gr
[5] Professor, National Technical University of Athens, Greece, elvintz@central.ntua.gr

INTRODUCTION

The city of Christchurch was hit on the 22nd of February 2011 by an earthquake of M6.3, the fault of which was in a distance of approximately 5-7km south of the Christchurch Central Business District (CBD). Due to its magnitude, shallow depth and proximity, as well as the topology characteristics, the earthquake caused a death toll of 181 people (as per 3rd of May 2011 according to the official list) and was proven particularly destructive for the CBD, the buildings in which suffered extensive damage. Since 22nd of February CBD remains excluded, all activities (commercial, financial etc) have ceased, while assessment and demolition procedures are still in progress. The Christchurch earthquake was preceded by a M7.1 earthquake event that occurred on the 4th of September 2010 in Darfield, Canterbury, on a fault extending 20-50km west of the city of. There were no casualties, but phenomena of widespread soil liquefaction and associated ground deformations and surface fault rupture augmented the damage reported in the wider area of Christchurch city and its environs.

The Canterbury Plains are covered with river gravels hiding the evidence for past-active, now buried, faults in this region. The newly-revealed Greendale fault was pre-existing, but unknown, and a patch was reactivated during the Darfield earthquake. There is no obvious fault structure directly connecting the faults that ruptured in the September'10 earthquake with the buried oblique thrust fault mechanism that generated February'11 event. The region remains active as shown by the intense sequence of aftershocks seismic events in Figure 1. For further information on seismological facts, the reader is referred to the work by Gledhill et al. (2011).

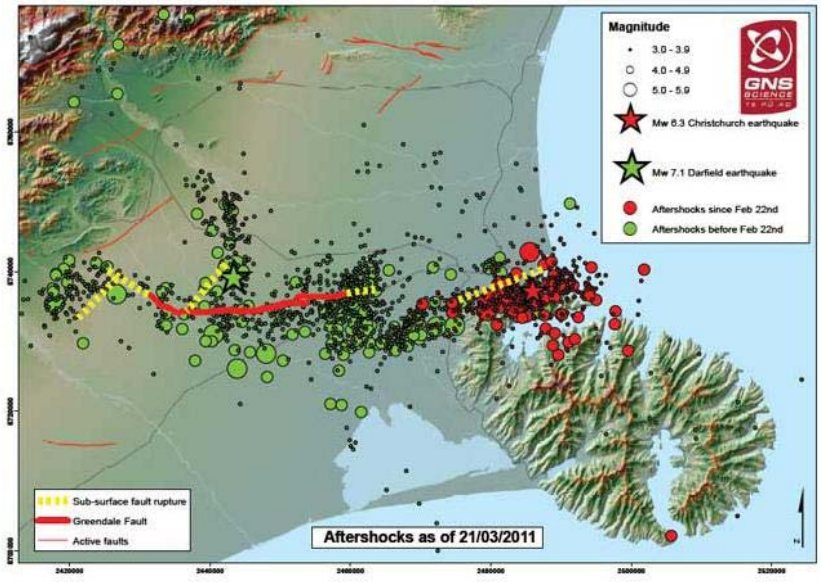


Figure 1. Map of the Canterbury region showing epicentres of the Darfield and Christchurch earthquake sequences. Map axes show N. Zealand Map Grid coordinates in meters. Subsurface rupture segments are based on geodetic and strong motion modelling, with the top edges of the ruptures mapped (Graphic by Rob Langridge and William Ries, GNS Science).

Thanks to a dense network of strong ground motion stations, a large number of records have been obtained, offering valuable information on the two events. Figure 2 presents the spatial distribution of the peak ground acceleration (PGA) values as characteristic indicator of the intensity of the Darfield and Christchurch earthquakes.

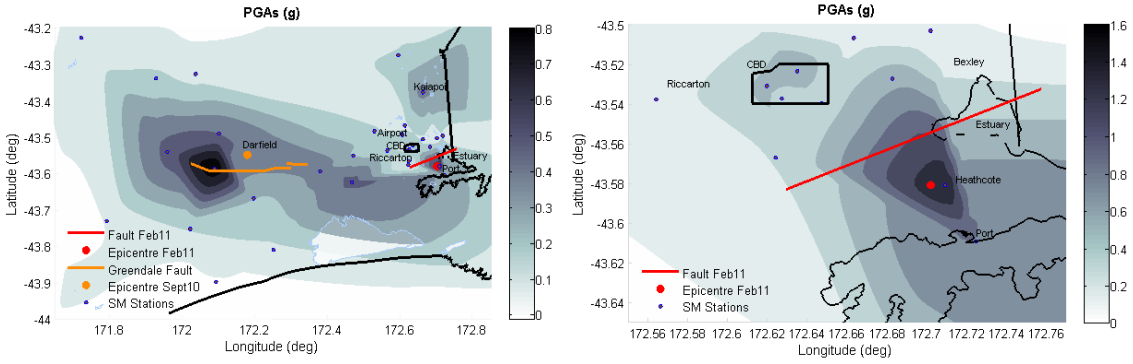


Figure 2. Approximate spatial distribution of the peak ground accelerations from the Darfield (left) and Christchurch (right) earthquakes.

EFFECTS OF THE CHRISTCHURCH EARTHQUAKES ON SOIL

The predominant geotechnical characteristic of both earthquakes events was liquefaction and lateral spreading. The Darfield earthquake caused significant liquefaction with evident signs of surface manifestation mostly in the eastern suburbs of Christchurch along the Avon river such as Avonside, Dallington, New Brighton and Bexley (Cubrinovsky et al., 2010). The CBD was much less affected by liquefaction. The subsequent Christchurch earthquake did not only re-liquefy the previously mentioned areas, but caused a more widespread liquefaction which also affected the southern suburbs and the CBD (Figure 3b). In particular, liquefaction in CBD was demonstrated by numerous sandboils formed in the perimeter of buildings and the large amount of sand emerging on to the surface.

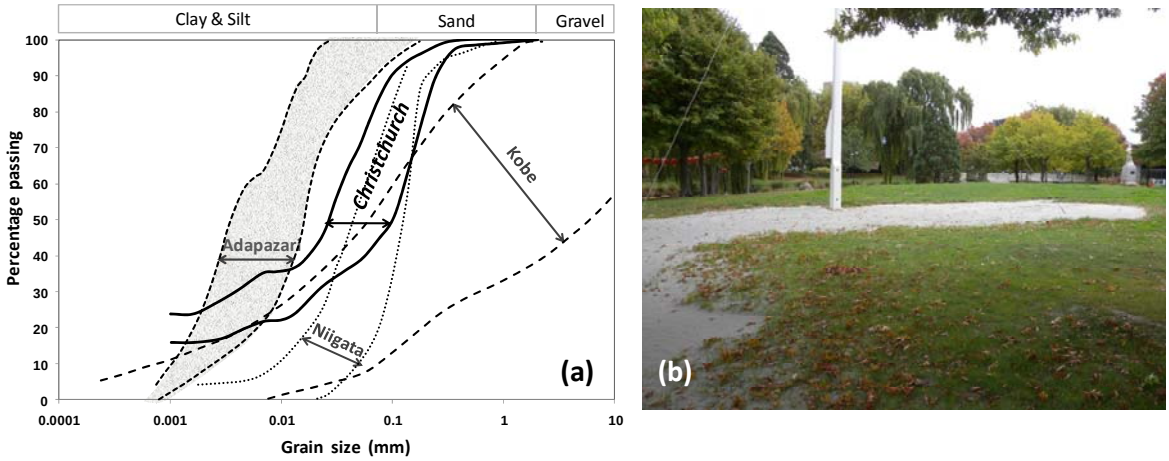


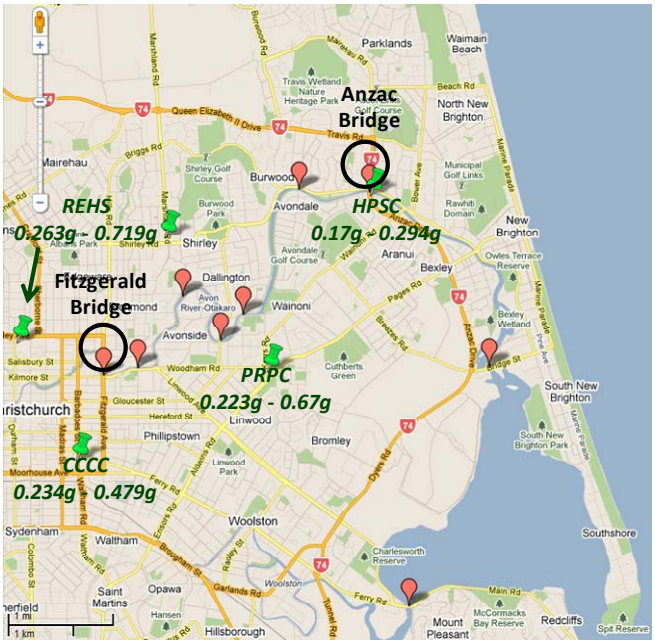
Figure 3. (a) Range of grain size distribution curves of soil samples from Dallington and Bexley areas after Darfield earthquake (Cubrinovski et al., 2010), compared with curves from Adapazari, Niigata and Kobe areas which have sustained liquefaction in past earthquakes. (b) Indicative photo of liquefaction along Avon River in CBD showing sandboils on the ground surface.

After Darfield earthquake several borehole tests were conducted covering a broad area of the eastern suburbs of Christchurch in order to investigate in detail the properties and the layering of the soil (Tonkin & Taylor LTD, 2011). The soil practically consists of layers of silty sand and clean fine to medium sand, with the ground water level reaching almost the ground surface (0.3 - 2.5m deep). The SPT and CPT values indicated very low cyclic shear resistance especially for the first 10m of soil. This suggests that the upper layers were those that mostly liquefied and explains why so large amount of sand reached the ground surface. Moreover, grain size distributions curves were

produced for soil samples taken by Dallington and Bexley areas by sieve and hydrometer analyses after Darfield earthquake (Cubrinovski et al., 2010). Their range is depicted in Figure 3a and is compared with equivalent ranges from Adapazari, Niigata and Kobe areas which area believed to have sustained liquefaction in past earthquakes. All these facts explain the extensive liquefaction occurrence during the two earthquakes and especially the second one with significantly higher PGAs.

BRIDGES	DARFIELD 2010*	CHRISTCHURCH 2011**
Stanmore Bridge	A	B
Fitzerald Bridge	A	B
Medway Pedestrian Bridge	C	D
Gayhurst Bridge	B	C
Snell Footbridge	C	C
Avondale Bridge	A	B
Anzac Bridge	A	B
South Bridge Bridge	B	B
Ferrymead Bridge	A	B

A	*without visible damage or completely undamaged*
B	*safe bridge for use **but** with visible damage*
C	*bridge closed due to large but repairable structural and foundation damage*
D	*bridge failed completely*



** from Bridge Research Group (Natural Hazard Platform) inspection (SEPTEMBER 2010)*
*** from our inspection (APRIL 2011)*

Figure 4. Damage assessment of bridges along Avon and Heathcote river due to lateral spreading during Darfield and Christchurch earthquakes. The map illustrates the location of the bridges (red signs) and the seismic stations (green signs) with the corresponding recorded PGAs (**1**st and **2**nd value correspond to Darfield and Christchurch earthquakes respectively) in the broader area occupied by the bridges.

Liquefaction along Avon River caused lateral spreading of the ground. Evidently, bridges were the structures mostly affected by lateral spreading. As Avon river forms several meanders within the city, there is a large number of bridges crossing the river. During our visit in April 2011, we inspected 9 bridges (8 crossing Avon river and 1 crossing Heathcote river). Typically, most of them are small-span concrete bridges with none to two piers, seat type abutments on piles, with the exception of the two pedestrian bridges, i.e. the steel truss Medway bridge and the arch Snell Footbridge. The table in Figure 4 includes all nine bridges and illustrates their response during Darfield and Christchurch earthquakes according to certain performance states described in the legend below the table. It can be clearly concluded that: i) most of the bridges performed very well during Darfield earthquake, apart from Gayhurst and South Bridge Bridges with moderate visible damage and the two pedestrian bridges with significant damage and ii) the performance of the bridges was worse, but still satisfactory in general, during Christchurch earthquake. This is partially attributed to the smaller ground accelerations of Darfield earthquake and thus, to the smaller inertial forces developed to the bridge decks. However, the deflection of the bridges points out lateral spreading as the prevailing source of load.

The deformation pattern of the concrete road bridges consists of lateral displacement of the abutments towards the river and their rotation around their contact point with the deck, accompanied by subsequent settlement of the fill behind the abutment and distress of the piles. This typical pattern of deformation is attributed to lateral spreading of the ground. Aiming to investigate the reason why the bridges that were damaged during the Christchurch earthquake performed really well in Darfield earthquake, despite the fact that liquefaction occurred in both earthquakes, especially in the eastern suburbs, an evaluation of the liquefaction potential with depth was conducted for Anzac Bridge and Fitzgerald Bridge, for both earthquakes (see map of Figure 4).

Following the classical Seed and Idriss (1971) procedure for assessing the liquefaction potential (as updated by Idriss and Boulanger (2006)), the Cyclic Resistance Ratio (CRR) of soil and the applied Cyclic Shear Ratio (CSR) were computed. The former was obtained from the CPT (in case of Anzac Bridge) or SPT data (in the case of Fitzgerald Bridge) and the latter from the PGAs of the corresponding site.

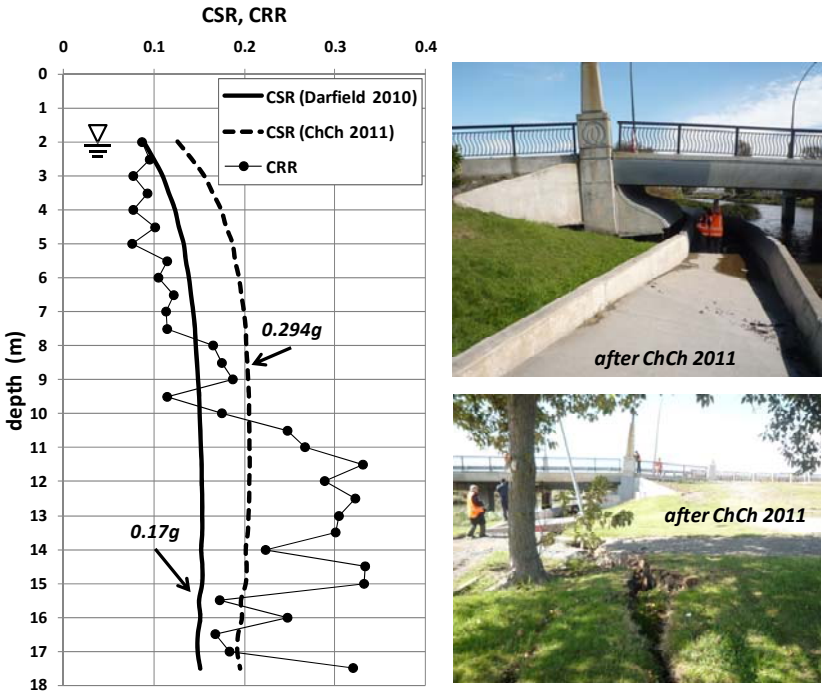


Figure 5. The graph (left) depicts the distribution of CRR with depth of a site between the HPSC station and Anzac Bridge (see map of Figure 4) compared with the CSR one during Darfield and Christchurch earthquakes. The shadowed areas indicate liquefaction susceptibility. The photos (right) illustrate the rotation of the abutments of Anzac Bridge and the cracks due to lateral spreading along the Avon river coast.

The liquefaction potential analysis of the soil profile, obtained from a borehole between the southern abutment of the Anzac Bridge and the HPSC seismic station (located at a distance of 100m approximately) using the PGA records of the aforementioned station (Figure 5), indicates that during the Darfield earthquake (0.17g) the liquefaction took place practically from the ground water level to a depth of 8m (shadowed area). The applied CSR values are larger but close enough to the CRR values, so that liquefaction may not be severe. In the case of Christchurch earthquake (0.29g), the applied CSR is significantly larger than the CRR to a larger depth (10m). These facts imply that liquefaction is certain during Christchurch earthquake and definitely more extensive than the one during Darfield earthquake, causing larger soil lateral movement and at a greater depth – perhaps even below the pile foundation. This justifies partly why the Anzac bridge sustained no damage during Darfield, but 50cm horizontal displacement, plus rotation of abutments during Christchurch earthquake.

In the case of Fitzgerald Bridge the complete soil profile geometry profile (Figure 6a) is available (Bradley et al., 2009). There is an inclination of the third soil layer towards the southern abutment, which tends to cause an additional lateral soil movement at the side of the northern abutment towards East, even below the pile foundation (8m deep), as indicated by the red arrows. This is also supported by the liquefaction potential analysis of the soil profile below the northern and southern abutment (Figure 6b) which indicates that in the soil between 11 and 14m depth the liquefaction susceptibility is greater in the case of the northern abutment. It should be noted that CSR was estimated using an average PGA value of the REHS and CCCC records which are the closest to the bridge site. The southern abutment, shown in Figure 6c, after the Christchurch earthquake, suffered only some moderate cracks, with no significant horizontal displacement or rotation. Moreover, there were no signs of lateral spreading (cracks, gap between abutment and soil) in front of the toe of the abutment. On the other hand, the northern abutment (Figure 6d)

sustained substantial rotation, the backfill has settled and the ground in front of the toe has spread towards the river, exposing the top of the piles.

The fact that there was no visible damage of the bridge during Darfield earthquake can be explained by the lower liquefaction potential of the soil profiles (shadowed areas) and its smallest range in depth compared to that obtained for Christchurch earthquake. In addition, there was no ground manifestation of liquefaction close to the bridge site in the case of Darfield earthquake, in contrast to the case of Christchurch earthquake. This observation is also supported by the analysis showing deeper liquefaction (practically below the depth of 8m) during the first earthquake. Thus, it is more difficult for the sand to be ejected on the ground surface.

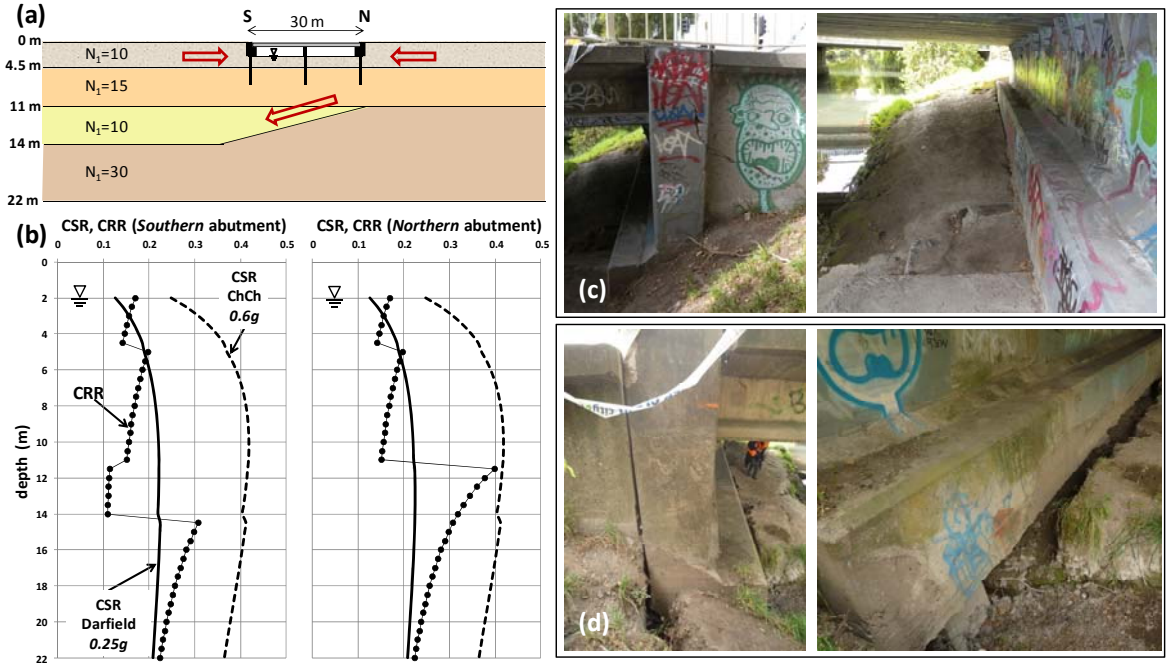


Figure 6. (a) Soil profile geometry along Fitzgerald Bridge. The red arrows indicate the soil displacement due to lateral spreading. (b) Distribution of CRR with depth based on SPT values compared with the CSR for the northern and southern abutments. (c) Performance of southern abutment after ChCh earthquake. (d) Performance of northern abutment after ChCh earthquake.

EFFECTS OF THE EARTHQUAKES ON PARTICULAR STRUCTURAL TYPES

As opposed to the European building stock, the structures in New Zealand exhibit a great variety. Structures built with wood and masonry constitute around 80% of the building stock (Uma at al., 2008). Christchurch in particular has many single storey or 2-storey masonry and timber residential buildings outside the Central Business District (CBD) and very few modern RC high-rise buildings (Figure 7). The building composition in the CBD differs from the rest of the city with medium-rise modern steel and RC structures, as well as mid-rise unreinforced masonry (URM) and timber dwellings and office buildings, some of which have historical value.

It can be said, very roughly, that the Christchurch City, outside of CBD, consists of relatively low-period structures, whilst the long-period structures are more common in CBD. This might be one of the reasons of the high concentration of damages in the CBD area during the February 2011 earthquake. A preliminary study presented in this paper investigates the spatial distribution of the spectral amplifications of the recorded strong motions for several yield period ranges as explained below, noting that the period ranges examined have been chosen in accordance with the observed building characteristics of the region.



Figure 7. Characteristic timber (left), masonry (middle) and modern RC (right) structures outside of CBD.

Damage to Building Structures during the Darfield and Christchurch Earthquakes

Darfield earthquake inflicted severe damage to residential houses and infrastructure mainly due to soil liquefaction and lateral spreading. The damage was concentrated in areas close to major streams, rivers and wetlands throughout Christchurch and the town of Kaiapoi (Cubrinowski et al., 2010). All buildings were assigned a usability rating of green, yellow or red tag. Green indicted no limitation of access and usability, yellow signified restricted use only, while red meant that a building was unsafe and access was banned. According to the Civil Defence Council, 80% of the buildings inspected were tagged green, 14% yellow and 6% red, while no building collapse was reported. As for the unreinforced masonry structures, a preliminary assessment on approximately 600 such buildings (Ingham and Griffith, 2010) resulted in 21% of the URM structures to be assigned red, 32% yellow and 47% green tag.

As for the Christchurch earthquake, at the time of writing this paper the final statistics regarding the building safety evaluation were not yet available. However, as per 18th of March, the data by Civil Defence (Kam et al., 2011) referred to 3621 buildings checked within CBD, out of which 1933, 862 and 826 were posted red, yellow and green respectively. Being more specific, of the "red" buildings 19% were reinforced concrete structures, 14% timber structures and only 7% the steel buildings, which performed in general satisfactorily. The respective percentage for reinforced masonry structures was 16%, jumping to 62% for unreinforced masonry buildings, reconfirming the poor behaviour of such structures, most of which have been built following the dominant construction practice or earlier design codes. Insufficient detailing and bad construction techniques, mostly related to non-structural elements, deteriorated the damage. Although the aforementioned data have come up before the completion of the 2nd level of building safety assessment and thus reflect the situation in CBD one month after the earthquake, they offer a representative picture of the extent and severity of damage in CBD

Correlation of Damage to Spectral Values

Estimation of Yield Period of Characteristic Structural Types

The yield period of a building refers to the stiffness at the point of yielding, which essentially signifies the limit beyond which the structure enters inelasticity and starts to experience substantial damage that may require structural repair. A schematic representation of the characteristic limit states and the relevant bi-linearization of the system are given in Figure 8. A multi-degree-of-freedom (MDOF) system can be represented by an equivalent single-degree-of-freedom system (SDOF) precisely enough, as first suggested by Gülkan and Sözen (1974) and Shibata and Sözen (1976), as long as the equivalent SDOF substitute structure's characteristics are determined. An effort to define the yield period that corresponds to the K_{LS1} is made in this study aiming to have an overall idea about the spatial distribution of the damage.

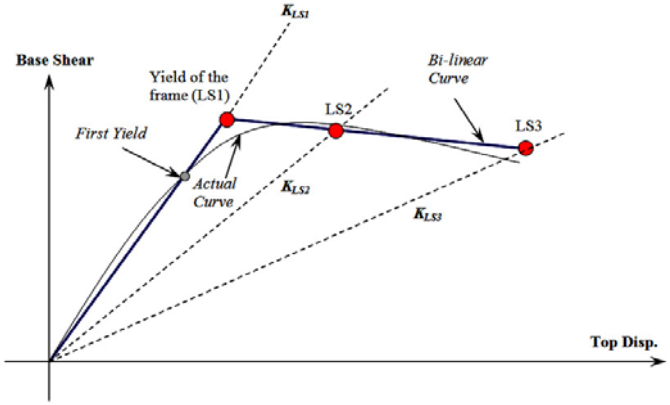


Figure 8. Structural response in base shear vs top displacement format, structural limit states and the bi-linearization process (by Bal et al., 2007).

Due to the space limitations, only two structural types have been considered in the preliminary analyses presented. The first group is the typical mid-rise RC structures in the city, most of which have been built with RC walls around stairs and elevator shafts (Uma et al., 2008), a situation also observed in European building stock (Bal et al., 2007). Studies by Vuran et al. (2008) and Enrique (2010) on such structures, where RC walls have not been built with the primary concern of earthquake resistance, but in reality, nevertheless, they contribute to the seismic response, show that a period value as given in Equation (1) would be a fairly good approximation to the yield period of similar structures.

$$T_y \approx 0.075H \tag{1}$$

where H is the total height in m. The yield period of a 6-storey representative structure with RC walls around the elevator shaft then becomes 1.36sec.

As described above, the majority of residential buildings in Christchurch consist of 1 to 2-storey unreinforced masonry buildings with timber floors and ceiling, thus, this group was also examined. A study by Bothara et al. (2007) on a representative laboratory structure suggests that the threshold drift limits describing slight, moderate, extensive and complete damage states are 0.1, 0.4, 0.9 and 1.3% respectively. The elastic period found in their study is 0.09sec in average for the two transversal directions. This elastic period, refers to the stiffness that corresponds to the drift limit of 0.1%, which defines the limit for the slight damage. If real-size structures with two floors and 2.8m storey height are considered, in conjunction with an assumed value of 0.6 (ATC, 1996) for the ratio of the force where the first crack occurs over the yield force, then the yield period can be calculated as 0.26sec.

Distribution of Spectral Values

The spectral values of acceleration and displacement for the two consecutive earthquakes have been computed and plotted in the contour maps shown below. Only the maximum of the EW and NS components are presented here due to space restrictions. A range of spectral values within a band of ±10% has been averaged in order to produce the following plots, noting that the values have been calculated per station and linearly interpolated among the stations, thus, the plots should be considered more indicative rather than definitive.

Spectral acceleration and spectral displacement plots given in Figure 9 indicate that for the short period range where the low-rise timber and URM buildings fall into, the concentration of spectral amplifications occurs near the western end of the fault. This is somehow interesting since Figure 2 reveals a concentration of PGAs along the fault rupture line, implying that the motion right along the fault may contain mostly long period components. Another observation derived from Figure 9 is the displacement demand for the SDOF systems. Uma et al. (2008) claims that the drift limit state for URM buildings for the moderate damage is 0.4%, which is translated to a

0.012m displacement demand for an equivalent SDOF system, explaining thus the damage concentration of such structures in the Darfield area after the September'10 earthquake.

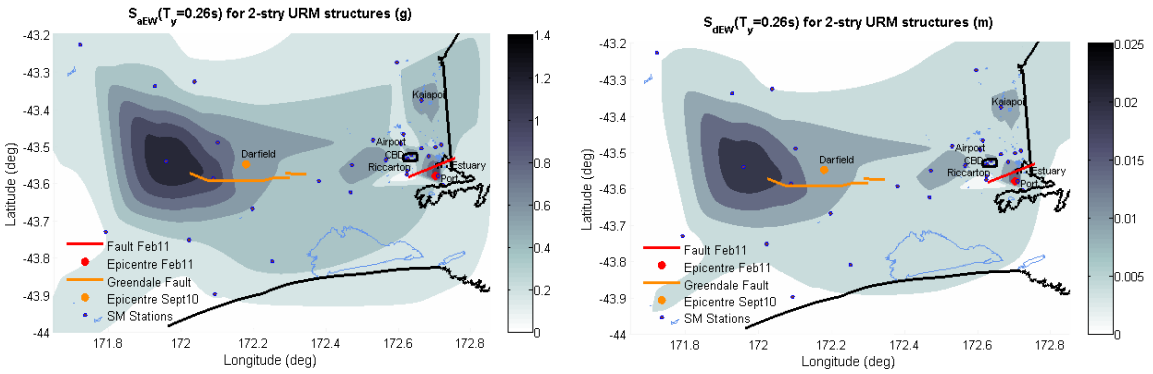


Figure 9. Spatial distribution of spectral accelerations (left) and displacements (right) for Darfield earthquake for yield period of 0.26sec (2-storey typical URM houses-EW direction).

An interesting feature in Figure 10, in relation to the comments given above on Figure 9, is that the long period spectral amplifications appear more pronounced on the western end fault, a probable outcome of forward rupture directivity effects that affect the frequency content of the strong motion records with respect to the position and the site distance from the fault (Somerville, 2003). The spectral acceleration values in Figure 10 highlight the very high acceleration demands imposed (in the range of one g), but, as the building exposure in that region is mostly low-rise residential, extensive damage of mid-rise RC structures was not observed after the September'10 earthquake.

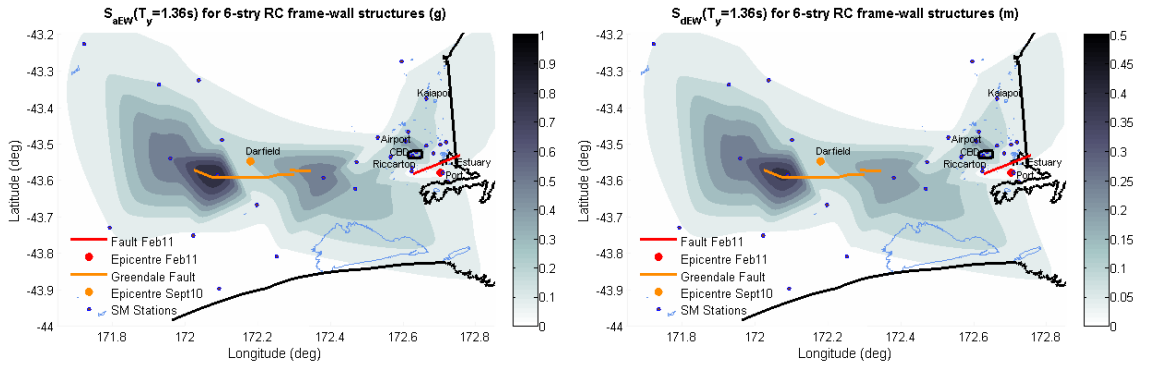


Figure 10. Spatial distribution of spectral accelerations (left) and displacements (right) for Darfield earthquake for yield period of 1.36sec (6-storey typical RC frame-wall structures - EW direction).

The spatial distribution of PGAs and long-period spectral values exhibit a gradual reduction of values with increasing distance from the source, as readily shown by the contour lines, referring to a point-source for the February'11 earthquake rather than a line source as happened in the September'10 earthquake. The seismological definitions concerning the Christchurch earthquake are yet not settled, due to the fact that there was no surface rupture, and even the debate on whether the February'11 earthquake belonged to the aftershock sequence of the Darfield earthquake or not is still open. Nevertheless, from an engineering point of view it is rather interesting noticing in Figure 11 that the short-period components are concentrated in Heathcote Valley, where the epicentre of the earthquake was, while Figure 12 suggests that the long period components are stronger close to CBD, 7km away from the epicentre. This finding can correlate the damage expected to certain structural types in specific areas to the damage really observed.

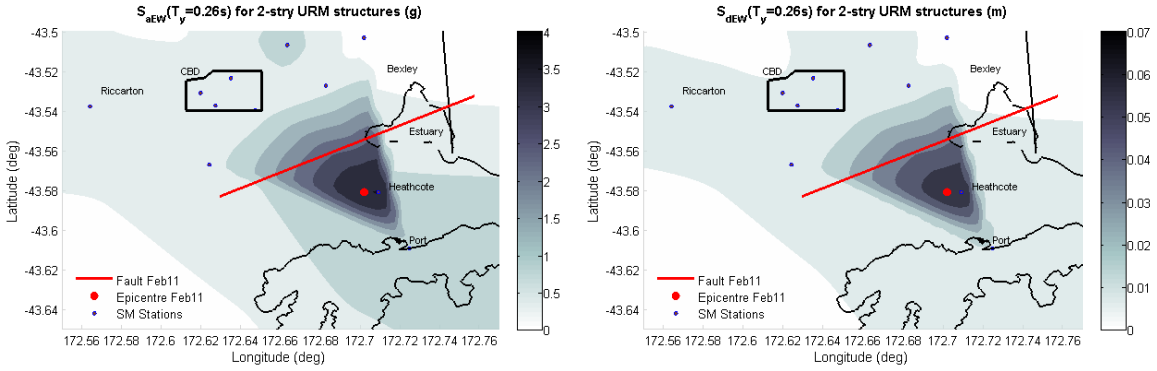


Figure 11. Spatial distribution of spectral accelerations (left) and displacements (right) from Christchurch earthquake for the yield period of 0.26sec (2-storey typical URM houses - EW direction).

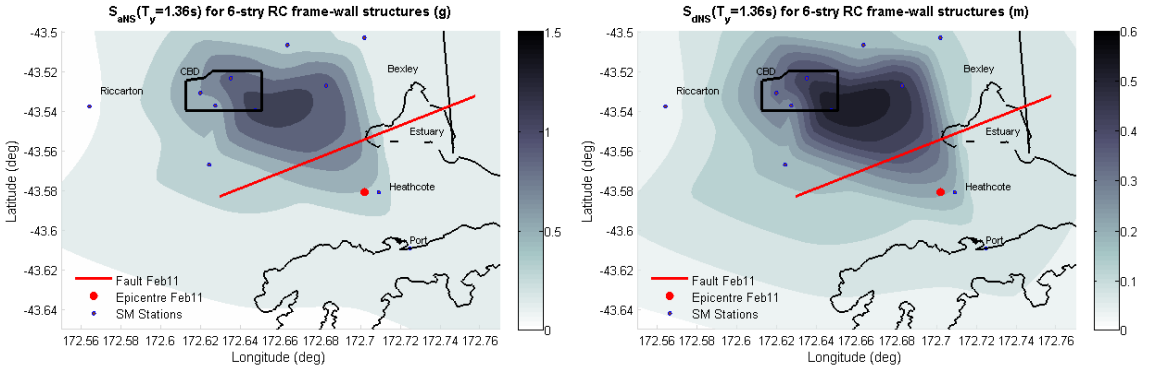


Figure 12. Spatial distribution of spectral accelerations (left) and displacements (right) for Christchurch earthquake for the yield period of 1.36sec (6-storey typical RC frame-wall structures - NS direction).

As mentioned, the life losses from the second earthquake were primarily due to the heavy damage or collapse (mostly partial) of mid-rise and relatively tall RC structures in the CBD. Indicatively, the case of Grand Chancellor Hotel, which is a 26-storey structure with severe damages and more than one meter residual top displacement, is mentioned as an example of a tall RC building with substantial structural damage that rendered it unusable. Figure 12 presents this issue quite clearly showing that the spectral amplification around CBD is much higher than the one close to the fault epicentre. Nevertheless, the effects of the Christchurch earthquake on tall structures in CBD needs to be investigated in detail with respect to the soil-structure interaction and the soil plastification recorded in several parts of the centre.

Finally, it is worth noticing the different composition of the spectral values for short and long periods in different regions in respect to the fault (Figure 9 to Figure 12), which could be partly attributed to potential source effects. However, another plausible explanation is the soil softening due in particular to soil liquefaction that occurred in large scale in both earthquakes. Response spectra obtained in liquefied areas are often characterised by bulges in the long-period range, signifying substantial amplification of the spectral values, much further than the constant acceleration plateau (Figure 13). Such a change in the frequency content, evident also in the spatial plots, has a significant impact on the seismic demand imposed and thus on the response of mid-rise and tall structures.

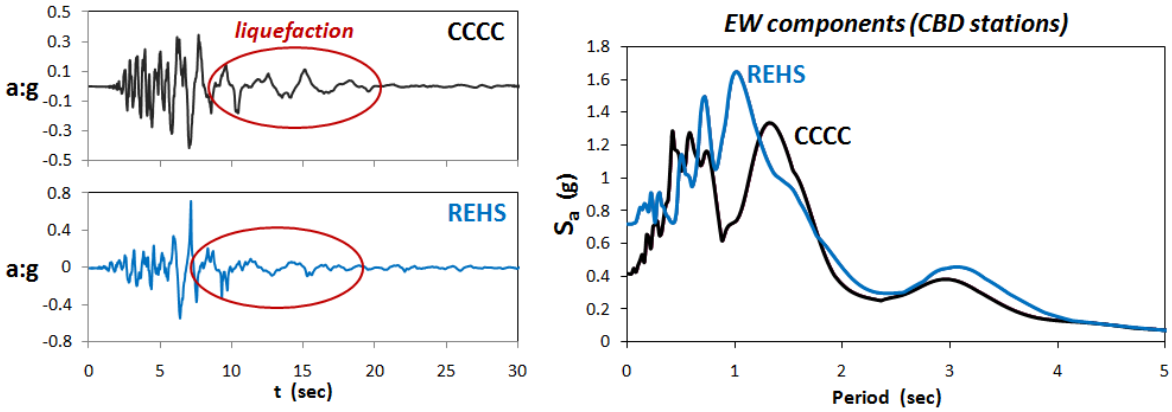


Figure 13. Recorded acceleration time-histories (left) and response spectra from REHS and CCCC stations (right) indicative of liquefaction.

CONCLUSIONS

The city of Christchurch, New Zealand, belonged to a high seismicity zone, however, the two recent earthquakes of September 2010 and February 2011, generated on unknown faults, created ground motions well above the design spectra. Apart from the new seismological data revealed after Darfield and Christchurch earthquakes, several interesting aspects in terms of soil response and performance of structures have also been noted by engineers. Both earthquakes caused severe soil liquefaction and re-liquefaction throughout the city and the surrounding areas. In particular, the Christchurch earthquake was especially destructive for the city centre. Severe damage and/or collapse was concentrated on URM structures and taller RC buildings. This paper examined the reasons that led to extensive structural damage of buildings by trying to relate the dynamic behaviour of characteristic types of structures to the spectral demands. Furthermore, evaluation of liquefaction potential was conducted in order to assess the performance of bridges due to lateral spreading. It was also shown that the effect of soil liquefaction on long-period structures and the near-source effects on buildings were critical for their response and the associated level of damage. Further research, supported by the continuously increasing amount of data, will offer better insight into the structural and geotechnical aspects of these two earthquake events.

Acknowledgements

The authors would like to thank Professors John Berrill, Misko Cubrinovski, Stefano Pampanin and Dr. Umut Akguzel for providing data and assisting the authors during their visit in Christchurch in April 2011. The financial support for this paper has been provided under the research project "DARE", which is funded through the European Research Council's (ERC) "IDEAS" Programme, in Support of Frontier Research-Advanced Grant, under contact/number ERC-2-9-AdG228254-DARE.

REFERENCES

ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. ATC-402, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Bal, İE, Crowley, H, Pinho, R, Gülay, G (2007) Structural characteristics of Turkish building stock in Northern Marmara region for loss assessment applications, ROSE Research Report 2007/03, IUSS Press, Pavia, Italy.

Blair E. (2010) Equivalent linearization of the existing 3D frame-wall structures for displacement-based assessment, MSc Thesis, IUSS Rose School, Pavia, Italy.

Bothara, JK, Mander JB, Dhakal, RP, Klare, RK, Maniyar, MM (2007) "Seismic performance and financial risk of masonry houses", *ISET Journal of Earthquake Technology*, 44(3-4):421-444.

Bradley, BA, Cubrinovski, M, Dhakal, RP, MacRae, GA (2009) "Probabilistic Seismic Performance Assessment of a Bridge-Foundation-Soil System", *Proceedings of the NZSEE Conference*, Christchurch, N. Zealand, 3-5 April.

Cubrinovski, M, Green, R, Allen, J, Ashford, S, Bowman, E, Bradley, BA, Cox, B, Hutchinson, T, Kavazanjian, E, Orense, R, Pender, M, Wotherspoon, L (2010) Geotechnical reconnaissance of the 2010 Darfield (New Zealand) earthquake. Report, University of Canterbury, Christchurch, N.Zealand.

Gledhill, K, Ristau, J, Reyners, M, Fry, B, Holden, C, (2011) "The Darfield (Canterbury, New Zealand) Mw 7.1 Earthquake of September 2010: A Preliminary Seismological Report", *Seismological Research Letters*, 82(3):378-386.

Gülkan, P and Sözen, M (1974) "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", *ACI Journal,* 71 (12): 604-610.

Idriss, IM, Boulanger, RW (2006) "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquake", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:115-130.

Ingham, J and Griffith, M (2010) Performance of unreinforced masonry buildings during the 2010 Darfield (Christchurch, NZ) earthquake. Report, NZSEE Library, N.Zealand.

Kam, WY, Akguzel, U, Pampanin, S (2011) 4 Weeks on: Preliminary reconnaissance report from the Christchurch 22 Feb 2011 6.3Mw Earthquake. Report, NZSEE Library, N.Zealand.

Seed, HB, Idriss, IM (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefactio potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM9):1249-73.

Shibata, A, and Sözen, M (1976) "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete", *ASCE Journal of the Structural Division*, 102(ST1):1-8.

Somerville, PG (2003) "Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse", Physics of the Earth and Planetary Interiors, 137:201-212.

Tonkin & Taylor Ltd (2011) Geotechnical factual reports. available at http://canterbury.eqc.govt.nz

Uma, SR, Bothara, J, Jury, R, King, A. (2008) "Performance Assessment of Existing Building in New Zealand", *Proceedings of the NZSEE Conference*, Wairakei, N.Zealand, 11-13 April, 45.

Vuran, E, Bal, İE, Crowley, H, Pinho, R (2008) "Determination of Equivalent SDOF Characteristics of 3D Dual Structures", *Proceedings of the 14WCEE,* Beijing, China, 8-12 October, S15-031.

BETONARME PERDELERİN DEPREM DAVRANIŞI – EUROCODE'A ETKİSİ

SEISMIC BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS – IMPLICATIONS IN EUROCODE

Matej FISCHINGER[1], Klemen REJEC[2] and Tatjana ISAKOVIĆ[3]

ÖZET

Birinci yazar, betonarme perdelerin doğrusal olmayan davranışı alanında çalışma arkadaşları ve öğrencileri ile nerede ise 30 yıldır çalışmış ve ayrıca çok sayıda büyük deprem sonrasında gözlemlerde bulunmuştur. Bu bildiride esas olarak "çoklu düşey çizgisel eleman" kavramına dayanan etkin bir makro modelin geliştirilmesi ve uygulaması sunulmuştur. Modelin etkinliği, çok sayıda büyük ölçekli sarma tablası deneylerinden elde edilen sonuçlarla gerçellenmiştir. Deneysel sonuçların tahmininde özellikle eğilme davranışında büyük başarı sağlanmıştır. Perdelerin doğrusal olmayan kesme davranışı ve yine doğrusal olmayan kesme-eğilme etkileşimi, son yıllardaki araştırmaların odağında yer almaktadır. Bu problemlere cevap aramak üzere geliştirilmiş bir model önerilmiştir. Bu model, sarsma tablası üzerinde 5 katlı bir bağ kirişli perdede her iki perde parçası göçene kadar denenerek gerçellenmiştir. Doğrusal olmayan davranışa özgü pek çok özellik (devrilme mekanizması, çekme donatılarındaki büyük şekildeğiştirmeler, sargılamanın gerekliliği, döşemelerle etkileşim, kayma direnci mekanizması, doğrusal olmayan bölgede kesme büyütmesi) incelenmiş ve tartışılmıştır. Bu sonuçlar Eurocode 8 yönetmeliğine göre tasarım uygulamalarında kullanılmıştır. Yönetmeliğin en önemli ve aynı zamanda belirsiz olan konuları (ince perdelerin detaylandırılması, sargılamanın gerekliliği ve özellikle sünek duvarların kesme tasarımı) bildirinin ilgili bölümlerinde tartışılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Betonarme perdeler, makro model, perdelerde doğrusal olmayan kesme, Eurocode 8.

ABSTRACT

The first author has worked with his colleagues and students in the field of inelastic seismic response of reinforced concrete structural walls for nearly three decades and was also involved in several reconnaissance missions after major earthquakes The core of the paper presents the development and implementation of the robust and efficient macro model based on the multiple-vertical-line-element concept. The efficiency of the model was verified by experimental results of several large scale shake table tests. Benchmark predictions of predominantly flexural response were very successful. In the recent years the focus of the research shifted towards the still unsolved problems of the inelastic shear response and inelastic flexural-shear interaction. Extended numerical model was proposed to address these problems. It was successfully verified in the case of a large-scale 5-storey coupled wall tested on the shake table until the shear collapse of both piers. Several important features of the inelastic response (i.e. rocking mechanism, large deformations of tensile reinforcement, the need for confinement, coupling effect of the slabs, shear resisting mechanisms, shear magnification in the inelastic range) were studied and discussed. These results have been used in the implementation of Eurocode 8 into the design practice. Several most important or ambiguous requirements of the standard (i.e. detailing of thin walls, the need for confinement and in particular shear design of ductile walls) are discussed in relevant sections of the paper.
Keywords: Reinforced concrete walls, macro model, inelastic shear in walls, Eurocode 8

[1] Professor, University of Ljubljana, Ljubljana, matej.fischinger@ikpir.fgg.uni-lj.si
[2] Ph.D. Student, University of Ljubljana, Ljubljana, klemen.rejec@ikpir.fgg.uni-lj.si
[3] Associate Professor, University of Ljubljana, Ljubljana, tisak@ikpir.fgg.uni-lj.si

INTRODUCTION

Reinforced concrete buildings with structural walls have been frequently built all over the World. In many countries (i.e. in Central Europe and Chile) most of the higher apartment buildings (i.e. 5 to 20 stories in Chile and 5 to 10 stories in Slovenia) are wall structures in which structural walls are being used also as partition walls between the apartment units. This architectural solution results into specific structural system with high wall-to-floor area ratio (Figure 1)

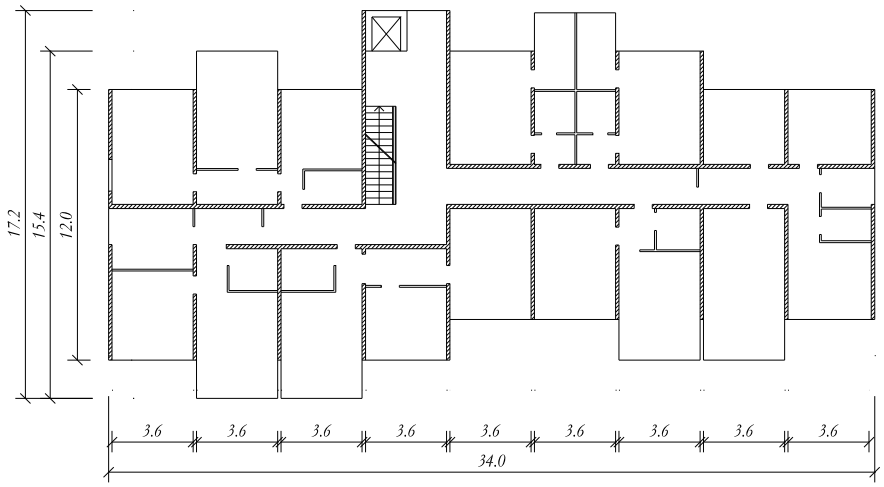


Figure 1. Typical plan of an apartment building with structural walls

In such buildings the walls are typically thin, having thickness of only about 20 cm, and in many cases lightly reinforced. Due to the construction technology, boundary columns are seldom, if ever used (Figs. 2 and 3).



Figure 2. Construction site showing typical structural walls



Figure 3.Typical light reinforcement

Although these structures are so commonly built, the knowledge about their seismic behaviour and performance is limited in comparison with the frame structures (which are more popular in North America and Mediterranean countries). The reason can be attributed to the very complex response as well as to the dimensions of the walls, which have hindered large-scale experiments (in particular shake-table tests) in the past. Furthermore, structures with stronger walls and boundary columns (typically used in Japan and New Zealand) were predominantly investigated. Therefore classical texts on the seismic resistance of RC structural walls (i.e. Paulay and Priestley, 1992) do not always cover all the aspects of seismic behaviour and design of structural walls in Europe. The lack of this knowledge reflects in all codes, including Eurocode. Slovenia was the first country to adopt European standards Eurocode as national code on January 1st, 2008. The chapter in Eurocode 8 covering seismic resistant design of reinforced concrete walls was found to be among the most ambiguous parts of the standard.

The first author of the paper has worked with his colleagues and students in the field of inelastic seismic response analysis and seismic resistant design of RC structural walls for more than 25 years. Recently he has been very active in introducing Eurocode 8 into Slovenian design practice. Based on this experience, the paper presents a short overview and discussion of the most important research results. In view of these results the relevant requirements and design procedures in Eurocode 8 are commented.

Paper starts with the review of the empirical observations on the damage observed after strong earthquakes and their implication in the development of seismic codes. Very complex inelastic response (including such phenomena as crushing of the confined edges in compression, shift of the neutral axis and first of all complex flexural-shear interaction) was identified after the earthquakes as well as demonstrated by the experiments. It has been obvious that such behaviour can not be modelled by classical beam-column elements only. Therefore the key focus of the research group at the University of Ljubljana has been the development of efficient, yet relatively simple and robust inelastic model for the seismic response analysis of RC structural walls. The first version of the modified multiple-vertical-line-element macro model (MVLEM) was proposed in 1987 (Fischinger et. al., 1987). Since then, the element was improved several times and its efficiency to model highly inelastic flexural seismic response was subsequently demonstrated by comparisons with the experimental results obtained by large-scale shaking table tests. The results of 3 such projects and benchmark studies are briefly summarized in this paper.

In most analysed cases the response was predominantly flexural. However, modelling of the inelastic shear – flexural interaction in RC structural walls still remains the main unsolved problem. This problem has therefore become the key focus of the research group in the recent years. The MVLEM has been very recently modified to monitor such interaction. In parallel, the procedures for the shear design of structural walls (in particular shear magnification factors) in Eurocode 8 have been analysed.

Macro elements are defined here as elements consisting of an assemblage of several springs, monitored by force-displacement rather than stress-strain relationships. In the past such elements have served the engineering community well to evaluate life safe performance. With the emerging performance based design procedures and related complex seismic risk studies, engineers need information about the near-collapse response of structures in the case of larger, less probable, ground shaking demands. Question arises to what extent, and if at all, relatively crude macro elements could provide such information.

Based on the extensive research work and experience the authors finally provide commentary of some key requirements for the seismic design of RC structural walls in Eurocodes.

BEHAVIOUR DURING PAST EARTHQUAKES

General observations

Most buildings with structural walls survived strong earthquakes well (Fischinger, 1997-2009). In Montenegro earthquake (1979) wall buildings with simple reinforcement details and average construction quality were undamaged (Figure 4) across the street of heavily damaged frame buildings (Fajfar et al., 1981). Similar and even more drastic observations were made after Armenia Spitak earthquake (1988). Figure 5 shows precast concrete panel buildings standing compared to the collapsed precast frame panel buildings in the foreground.



Figure 4. Undamaged shear wall buildings after the Montenegro Earthquake



Figure 5. Large panel structure standing with the destroyed precast frames in the foreground after the Armenia 1988 earthquake (EERI database)

Reports of excellent behaviour were published after the 1985 Chile earthquake (Wood, 1991; Wallace and Moehle, 1993). Post earthquake analyses in the same publications have indicated that enough (over)strength was provided to limit the ductility demand even in the case of this very strong earthquake. This built up confidence in such structural systems (see also the following subsection).

On the other hand, some collapses of structural walls revealed highly complex seismic response which is still far from being completely understood and controlled. Most of these collapses have been related to shear failure and shear-flexural interaction. The following pictures were taken by the first author during several reconnaissance visits after major earthquakes (see also Earthquake Engineering Slide Information System EASY; Fischinger, 1997-2009). Figure 6 shows most characteristic types of shear failures (weak pier failure, coupling beam failure and sliding shear on the location of construction joint) in a coupled wall in the Santa Monica hospital during 1994 Northridge earthquake. Figure 7 shows typical shear failure observed after 2009 L'Aquila earthquake. The wall in the building with low wall-to-floor area had been reinforced with rather tick and widely spaced distributed reinforcement.



Figure 6. Damage to coupled wall in Santa Monica hospital during the Northridge 1994 earthquake (note shear failure of piers and coupling beams and sliding shear along the construction joint)



Figure 7. Shear failure of a wall during the L'Aquila 2009 earthquake

Figure 8 shows the shear failure of a lightly reinforced pier in a coupled wall due to the combination of shear and tension during 1979 Montenegro earthquake. The detail (Figure 9) reveals a typical construction practice in that time, using weak horizontal and stronger vertical reinforcement. Poor understanding of the actual shear demand led to the fracture of the weak horizontal bars.



Figure 8. Tension shear failure of a pier in a coupled shear wall (Montenegro)



Figure 9. Detail from Figure 8. Weak horizontal reinforcement is fractured

Behaviour of structural walls during Chile 1985 and 2010 earthquakes

The case of Chile earthquakes has been very instructive. As mentioned before, the observations after the 1985 earthquake were very positive. Structural walls in buildings having 10 to 12 storeys survived the strong earthquake very well despite the small thickness and quite simple reinforcement details. This demonstrated that due to typically high overstrength in such buildings, rigorous structural and (confining) reinforcement details for bearing walls might not be necessary. If there were some problems, they were expected/observed on the tension side. Due to the highly elongated cross-section and relatively low normalized axial forces, the deformations on the tensile reinforcement were high and failures of tensile reinforcement could occur (Wood, 1991). Therefore, reports of heavy damage of structural walls in new buildings and the problems initiated on the compression side of the walls (Figure 10) during the 2010 earthquake (of equally extreme magnitude) came first as a surprise. There were also several characteristic failures of structural walls in the first basement (Figure 11). However, during the visit of the damaged area, the causes of this damage and the differences in comparison with the behaviour observed during the 1985 earthquake became obvious.



Figure 10. Typical shear failure during 2010 Chile earthquake



Figure 11. Typical failure of a wall in the first basement (Chile, 2010)

The recent economic prosperity in Chile caused a boom in the real estate market. The demand for the apartments vastly increased. Investors started to build higher and higher apartment buildings (over 20 storeys high). To provide more area to sell, the thickness of the walls did not increase proportionally. There was no provision in the seismic code to limit normalized axial force (like the one in Eurocode). Therefore, compression was sometimes extremely high (up to 60 or 70% of the compression strength) even in the case of vertical loading alone. For the walls of such height the thickness of merely 20 cm was far too small. In addition, reinforcement details did not change. In particular there was still no confining reinforcement on the boundary edges of the cross section. Figure 12 demonstrates typical failure of such boundary area. It should be noted also that the horizontal

reinforcement was not properly anchored. It ended within the concrete cover, which spalls at such large compression loading.

The failures in the first basement were due to 2 reasons (Figure 13): (a) due to the reduction of the cross sections and, first of all, due to inadequate design of shear transfer to peripheral walls in the basement (b).

Ad a) To get more parking spaces and easier traffic flow in the basement, the wall dimensions were frequently reduced. Sometimes not much. But nevertheless the compressive stresses in the already over-loaded walls increased further.

Ad b) Designers obviously assumed that due to the strong peripheral basement walls, the central walls should be safe. However, it is obvious that the moment transfer could be achieved only along the height of the first basement. Even more important is that very large shear forces occurred in the central walls on the level of large stiffness change in the building between the ground floor and basement. Therefore, on the top of the first basement walls were subjected to combination of extreme shear forces, axial compression and bending moments leading to typical collapse shown in Figures 11 and 12.



Figure 12. Failure at the compression edge. Note poor anchorage of the horizontal bars providing no confinement

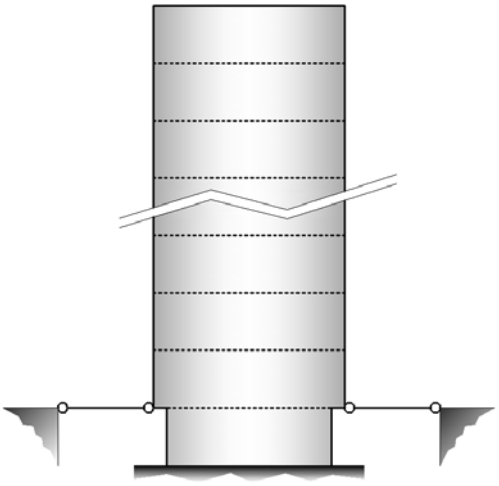
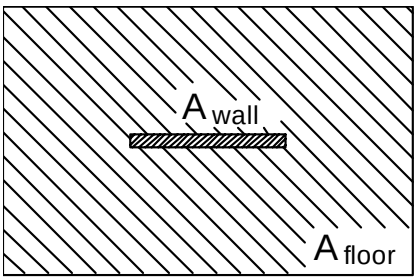


Figure 13. Reduction of dimensions and interaction with stiff peripheral walls caused problems in the first basement

Main parameters determining seismic response of structural walls

Observing damage after the earthquakes, some main parameters influencing seismic behaviour of shear wall buildings (i.e. wall-to-floor area ratio and the number of storeys) were identified. To evaluate the influence of these parameters on the inelastic response, simplified non-linear evaluation method N2 (Fajfar and Fischinger, 1988) and MVLE model described in the next chapter were used in the parametric study of the idealized buildings with rectangular cantilever structural walls.



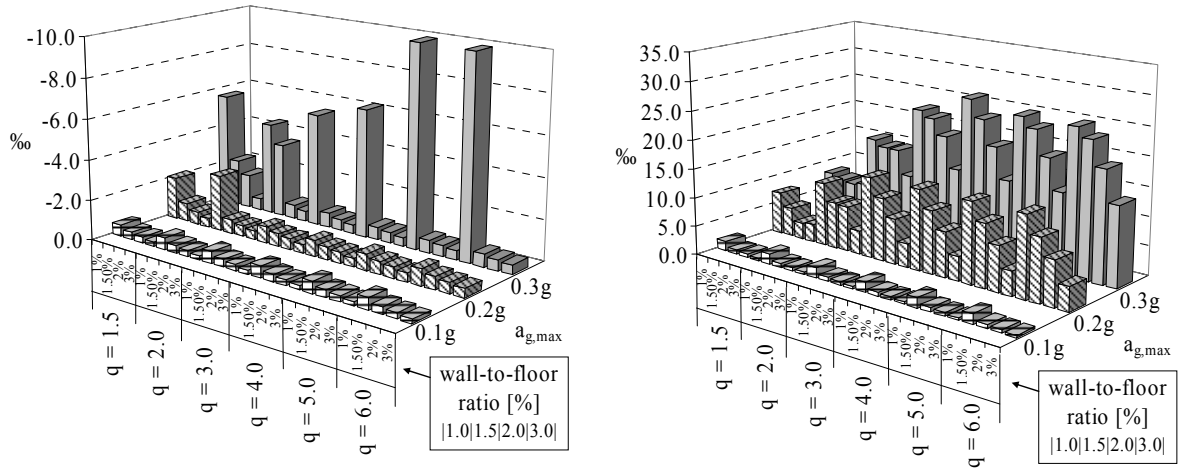
$$\rho_1 = \frac{A_{wall}}{A_{floor}}$$

Figure 14. Idealized floor plan

The area of the wall was kept constant (A_{wall} = 1.0 m^2). The varied parameters included: maximum ground acceleration ($a_{g,max}$ = 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g), seismic force reduction factor (behaviour

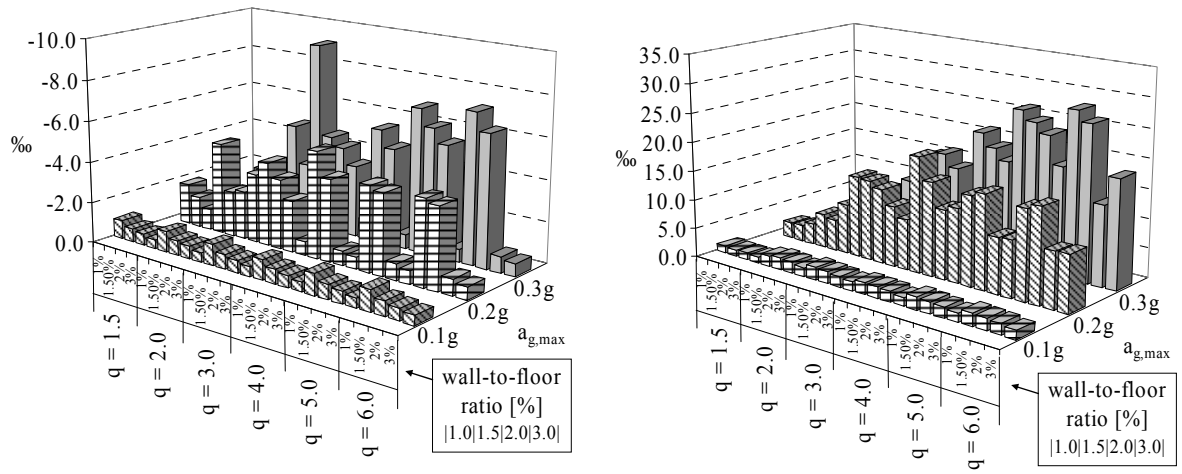
factor q = 1.5, 2, 3, 4, 5 and 6), number of stories (n = 5, 10 and 15) and wall-to-floor ratio (ρ_1 = 1 %, 1.5 %, 2 % and 3 %). Axial force was calculated based on one half of the tributary area (considering the other half is carried by walls in the perpendicular direction). All buildings were designed according to Eurocode.

The results were plotted (Figures 15 and 16) as the function of the behaviour factor (q) and wall-to-floor ratio (ρ_1) represented together on one axis and $a_{g,max}$ represented on the other axis. Maximum deformations of tension and compression edges of the wall were used as the measure for the local response. The global response of all analyzed buildings was practically elastic in the case of weaker earthquake load ($a_{g,max}$ = 0.1 g) and low (five-story) buildings. For higher buildings (10 stories), subjected to moderate earthquakes ($a_{g,max}$ = 0.2 g and 0.3 g), the analysis with the N2 method resulted in larger inelastic deformations. Still the drift did not exceed the value of 1 %, which is typically considered as acceptable value. Nevertheless, several walls had problems in local response. Large compression deformations (more than 0.5 %) as well as tension deformations (about 2.5 %) were observed in higher buildings subjected to moderate earthquakes. In these cases, wall to floor ratio becomes very important. If this ratio is more than 2 %, compression and tension deformations are within acceptable range, while walls in buildings with lower wall-to-floor ratio have got problems.



a) compression b) tension

Figure 15. Maximum deformations on the compression and tension edges of the walls (5-storey building)



a) compression b) tension

Figure 16. Maximum deformations on the compression and tension edges of the walls (10-storey building)

Implications in Eurocode 8

1) Eurocode 8 fully recognizes the observed predominantly good behaviour of structural walls. Behaviour factors are comparable to those of moment resisting frames. To recognize good behaviour of stiff and strong walls, the capacity design for flexural resistance of columns (soft story prevention) is not required. It seems however that the relative contribution of the ductility and typical overstrength towards seismic force reduction has been not fully investigated.

2) The normalized compressive design axial force ν_d is limited to 0.35 for DCH walls and 0.40 for DCM walls. According to 2010 Chile earthquake experience, this is an important requirement and should be adequate. The requirements for the thickness and confinement of the edges are strict for DCH walls and DCM walls with higher compressive loading $\nu_d > 0.15$. However the details of adequate anchorage of horizontal reinforcement into boundary columns are not provided.

3) There is no guidance regarding adequate wall-to-floor area provided. For example, the former Yugoslav code required at least 1.5 % in each direction, which was found adequate for 5-10 stories buildings and design accelerations not greater than 0.25 g.

NUMERICAL MACRO MODEL

Simple beam-column element, extrapolated from the frame analysis, has been frequently used to analyze seismic response of RC walls. However, there has been growing evidence that the behaviour of structural walls near collapse is complex and difficult to predict. The problem was first discussed in detail in the frame of the full-scale pseudo-dynamic tests of a 7-storey RC frame-wall structure (Fig. 17a) in Tsukuba (Kabeyasawa et al, 1983). It was observed that simple beam-column elements had failed to simulate complex interaction between the frame and the wall entering into inelastic region. In addition to the refined FEM element models (not discussed in this paper), improved macro models have been used to overcome this problem. As defined in this paper, macro models consist of a number of discrete springs controlled by force-displacement rather than stress-strain relationships. A specific macro model for the analysis of seismic response of RC structural walls – multiple-vertical-line-element model (MVLEM) has been used by the research group in Ljubljana. The 3-vertical-line-element model was originally proposed after the tests in Tsukuba by Japanese researchers (Kabeyasawa et al, 1983). The modified concept of multiple-vertical-element-model was later used by Fischinger et al (1987) and by Vulcano & Bertero (1989). Further modifications related to hysteretic rules were made by Fischinger et al. (2004) and the element was incorporated into the DRAIN and OpenSees programs.

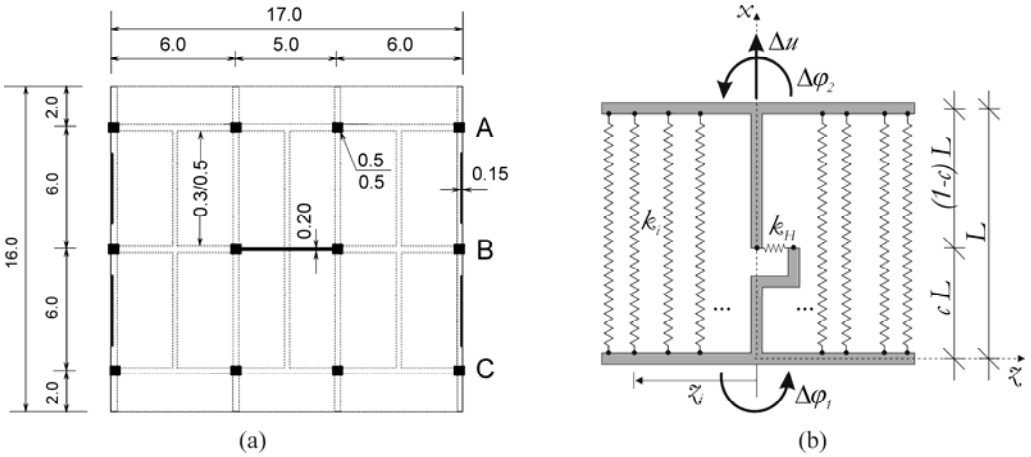


Figure 17. Plan view of the "Tsukuba" building (a), 2D version of the MVLEM (b)

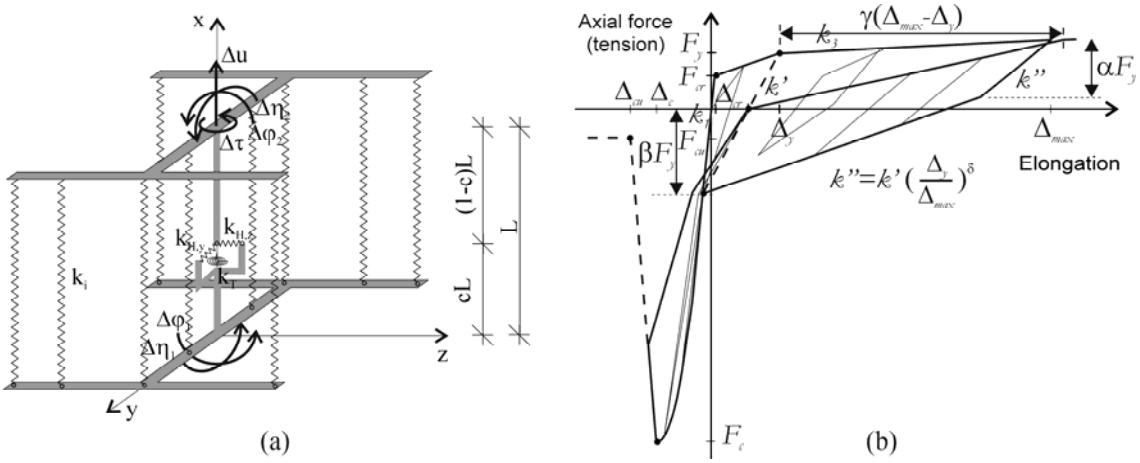


Figure 18. 3D version of the MVLEM (a), hysteretic behaviour of the vertical spring (b)

The 2D version of the MVLEM consists of several vertical springs connected by the rigid beams at the top and bottom level (Fig. 17b). The entire wall is than modelled as a stack of MVL wall elements, which are placed one upon each other. The 3D version of the element (Fig. 18a) was incorporated into the OpenSees by Peter Kante (2005). Relatively simple hysteretic behaviour of the vertical springs was assumed (Fig. 18b). The behaviour in tension is essentially three-linear and behaviour in compression follows the stress-strain curve for the (confined) concrete, modified for the contribution of the steel in compression. In principle horizontal spring enables to model inelastic shear behaviour. However, most of the early studies were performed for the walls with predominant flexural behaviour. Modelling of the inelastic shear behaviour and inelastic shear-flexural interaction is currently the key research topic of the group in Ljubljana. The results of this research will be discussed later.

EXPERIMENTAL RESEARCH AND VALIDATION OF THE MODEL

Introduction

Numerical studies can not be adequately performed without large-scale experimental support. The model was first validated (Fischinger et al., 1992) within independent post-experimental analysis of the "Tsukuba" building (Fig. 17a). MVLEM was able to simulate the tension uplift of the wall boundary column (Fig. 19). This large uplift led to strong wall-frame interaction through the perpendicular beams (these beams, perpendicular to the loading direction, yielded during response).

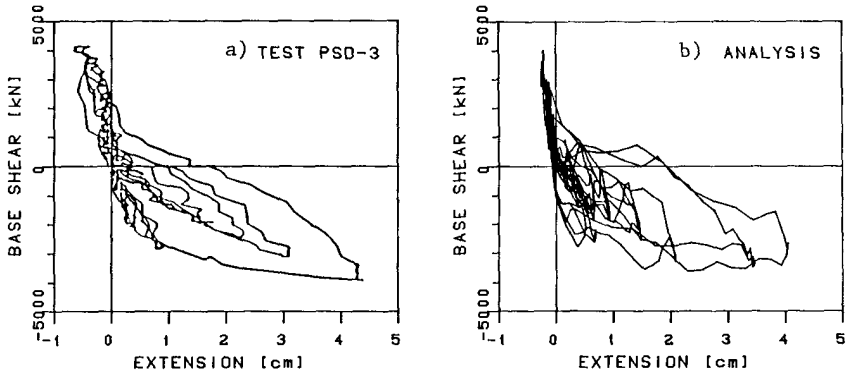


Figure 19. Tension uplift of the wall boundary column in the "Tsukuba" building

In the following 2 decades the research group in Ljubljana has got the opportunity to participate in several other large-scale experiments, post experimental studies and blind predictions of the response of structural walls tested on shaking tables in Europe and the USA:

- CAMUS benchmark studies organized in France related to large 1:3 shaking table uni-axial experiments of 5-storey cantilever walls with rectangular cross section (Fig. 20a);

- NEES blind prediction contest to predict the response of a full-scale seven-storey building slice tested at UC, San Diego (Fig. 20b).

- ECOLEADER bi-axial test on a 1:3 model of 5-storey H-shaped coupled wall organized by Slovenian researchers at LNEC in Portugal (Fig. 20c);

These experiments and benchmarks provided unique opportunity to test the proposed version of the MVLEM. Due to the very extensive topic, referring to 3 major projects, only some of the most important results have been chosen for discussion in the following subsections.



(a) (b) (c)

Figure 20. (a) Cantilever wall, tested within CAMUS benchmark studies; (b) "NEES" building; (c) H-shaped structural wall representing typical Slovenian apartment building

CAMUS cantilever wall with rectangular cross-section

Outline of the research program

A large-scale cantilever wall specimen CAMUS3 (Fig. 20a) was tested on the Azalée shaking table at the CEA (Commissariat a l'Energie Atomique) in Saclay, France. The ductile thin wall with rectangular cross-section was designed according to the EC8 standard (Combescure and Chaudat, 2002). The wall was subjected to a series of subsequent semi-artificial earthquakes with the increasing intensity: $a_{g,max}$ = 0.22 g, 0.64 g and 1.0 g. In between the first (0.22 g) and the second (0.64 g) test, a short but strong ($a_{g,max}$ = 1.35 g) accelerogram was applied, representing near-fault earthquake. Prior to the start of the loading program quite strong shaking was applied during the testing phase.

Only brief summary of the most important observations is given in the following sub-sections. More details can be found in (Fischinger et al, 2002, 2004a and 2004b):

Main experimental results and conclusions (see Fischinger et al, 2004 for more information)

1) The EC8 designed wall behaved well. The wall survived much stronger loading than it was designed for. Capacity design worked as expected. Inelastic flexural deformations were confined to the first floor. Shear failure was precluded even in the case of severe loading. Confining of the edges of the wall was adequate to prevent complete failure up to the end of the test program.

2) Significant axial force variations appeared at the medium and high level accelerations. The weight was sometimes doubled or reduced to zero. Ultimate bending capacity about 420 kNm was foreseen. The higher value, reached during the response (510 kNm), can be explained by the influence of the varying axial force. This variation should be considered in the capacity design for shear.

Main numerical results and conclusions

1) The model was able to predict predominantly flexural response at the low intensity loading as well as the highly inelastic response close to collapse. Due to its physically clear concept, direct force-displacement (rather than stress-strain) monitoring and the ability to include empirically based parameters, the model offers, according to the opinion of the authors, certain advantages in comparison with the fibre elements.

2) Initial and accumulated damage had considerable influence on the response history. In this study, as well as in most other numerical simulations made by the authors, the best results were obtained, if cracked sections were considered since the very beginning of the testing program.

3) Although it is macro-element, MVLEM was able to monitor the local (average) deformations in the reinforcement (Fig. 21) and concrete. Consequently it was able to monitor rocking of the wall and the associated shift of the neutral axis, uplift of the tension edge and uplift of the centroidal axes. The rocking resulted in vertical accelerations associated with varying axial force in a cantilever wall (Fig. 22).

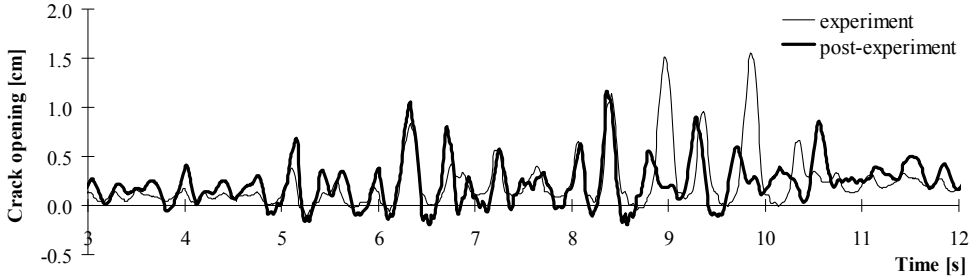


Figure 21. Crack opening in the first storey – time history (final test): comparison of the post-experiment analyses and experiment

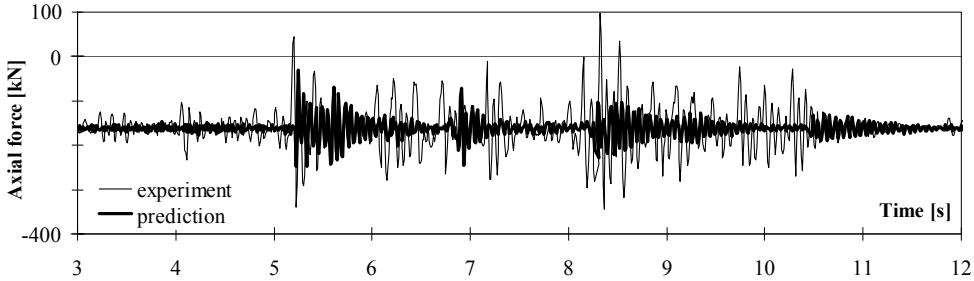


Figure 22. Axial force time-history (final test): comparison of the predicted and experimental results

4) Structural walls have typically low axial force and experience large uplift at the tension side. Failure can occur, if the reinforcement in the boundary columns is not ductile enough.

The numerical analysis predicted fracture of some thin (brittle) bars in the boundary columns during the very strong intermediate test. These bars had to be eliminated from the model in the subsequent tests.

5) In this and all other tests the best results were obtained if 2% viscous damping was considered in the inelastic analysis.

NEES – UC San Diego RC wall

Objectives and outline of the research project

The prime objective of the NEES-UC San Diego (Panagiotou et al., 2006, 2007) benchmark test was to study the response of a 7-storey RC wall with rectangular cross-section (Fig. 20b) and the ability of different analytical models to predict its seismic response. To provide out-of-plane stability of the wall corners, a post-tensioned column was added on one corner of the wall and a flange wall on the other side. This resulted in a rather complex building specimen. Additional steel columns were used to support the gravity load of the slabs. The slack (0.2 - 1.0 cm) in the hinged columns (Fig. 23) was intended to avoid the interaction between the slabs and gravity columns in tension. The flange was slotted from the floor slabs (Fig. 24). The thickness of the slab at the location of the slot was only 5 cm. Therefore, it was assumed that the connection between the slabs and the flange wall was hinged (this was later proved wrong).



Figure 23. Gravity column and connection to the slab (gap was provided to allow for some vertical displacements)

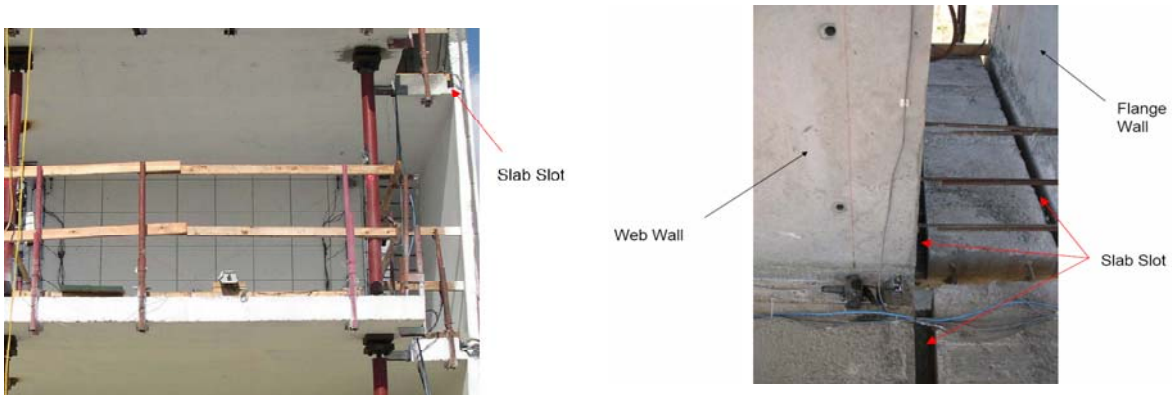


Figure 24. Slotted slab at the connection with the flange

The specimen was subjected to a series of four subsequent earthquakes with increasing intensity up to $a_{g,max}$ = 1 g (this earthquake is marked as EQ4 in Figure 26).

Model

Relatively simple model was chosen. Standard, empirically verified parameters were used to define the hysteretic relations in the vertical springs. Strain hardening in tension was determined with one step of iteration. First, small strain hardening (0.01) was assumed. The deformations of the steel were checked and new stain hardening (0.03) was evaluated. This parameter had important influence on the results. Based on some preliminary checks, the shear behaviour was assumed elastic. Post-tensioned column was modelled as an elastic column. Web wall to flange connection (Figure 24) was modelled as hinged element with the cross section equal to the cross section of the slab.

According to previous experience (see "Tsukuba building") it was expected that large uplift of the tension edge would occur leading to the 3D interaction with the gravity columns (since the slack between the columns and the slab was obviously too small). Therefore special attention was given to modelling of the gravity column – slab connection. In each story additional springs were added at the edges of the web wall. The stiffness of the spring was determined from the elastic flexural stiffness of the slab (Figure 23). The slack was modelled by a gap.

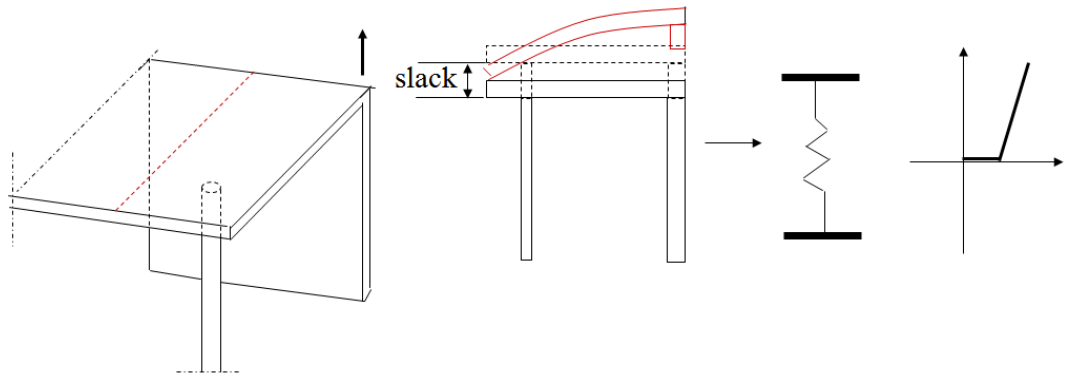
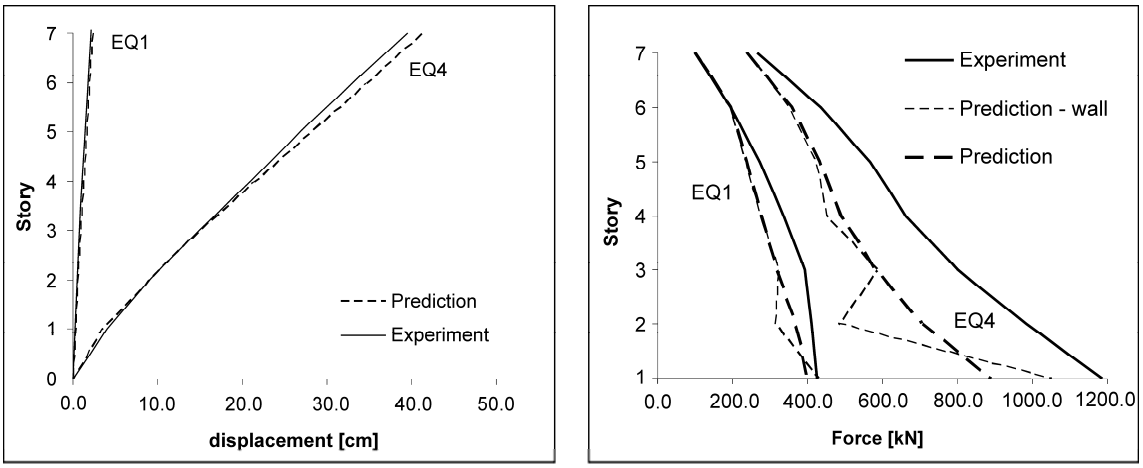


Figure 25. Interaction of gravity column and wall

Main results and conclusions

Results were very good. The researchers of ULJ got the NEES prize (EERI, 2006) for the best blind prediction of the seismic response of this structure. The prediction for displacements was particularly good (Figure 26a). Not only the global parameters matched well, also the predicted tension deformation of the reinforcement at the boundary area (0.0315) was close to the experimental value (0.0263). It has been fully realized that such, almost perfect, match could not be achieved without some luck. Macro elements depend on a number of empirically based parameters, the choice of which is rather arbitrary. Nevertheless, in this project, as well as in several other projects, MVLEM proved the ability to monitor predominantly flexural response of structural walls well into inelastic range.



(a) (b)

Figure 26. Predicted and measured maximum displacements (a); Predicted and experimentally determined maximum storey shears (b)

However, all benchmark participants grossly underestimated the forces (Fig. 26b). Among several reasons, there were two major causes for this:

1. The uplift of the tension edge of the web wall was much larger than the gap provided in gravity columns. When the gap closed, the wall to gravity column interaction was established through the slabs). This phenomenon was taken into account only by the research team in Ljubljana (probably enabling them to make the best prediction). However, the predicted forces were still much smaller than experimentally determined values.

2. As reported by the benchmark organizers, the major cause of the discrepancy was due to the slotted connections between the slabs and the flange wall. All researchers had assumed hinge at the location of the slot (the slab was only 5 cm thick at this location). However, the contribution of the slab to the strength was much larger than it had been expected.

Shake table response of the H-shaped coupled wall

Experiment and experimental results

The 1:3 model of a 5-story wall (Figure 20c) consisted of two coupled T-shaped piers (Fischinger et al, 2006, 2008. 2010a). The piers were reinforced by very light (minimum reinforcement) according to

the Slovenian building practice (Figure 27). Some free edges of the wall piers were confined and some were not. Very simple and weak diagonal reinforcement consisting of 2 crossed bars (Figure 28) was used in the coupling beam. Heavy additional mass was added due to the reduced scale and to account for the mass in the adjacent fields in realistic structures. This required relatively thick slab.

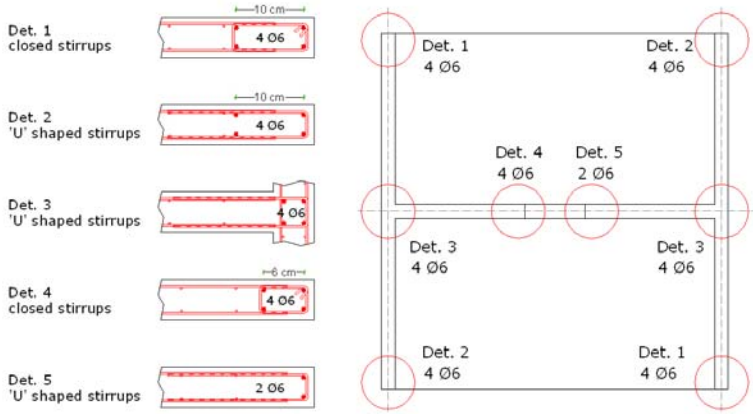


Figure 27. Reinforcement details for piers of the coupled structural wall

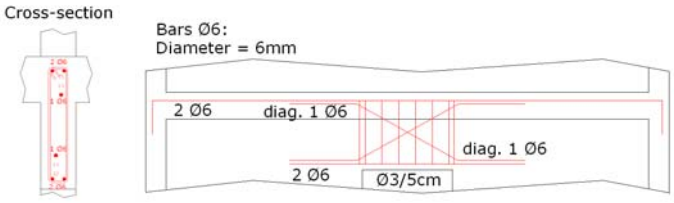


Figure 28. Reinforcement in the coupling beams

The shake table test was performed at LNEC in Lisbon, Portugal in the frame of the ECOLEADER project, coordinated by University of Ljubljana team. The Tolmezzo accelerogram, recorded during the Friuli 1976 earthquake was used in 2 directions in a series of tests with increasing intensity. In the last of the series of the tests (6^{th} run) the table acceleration in the direction of the web wall with openings was 1.02g (instead of 0.75 g originally planned) and the acceleration in the direction of the flange walls was 0.52g.

Therefore the failure occurred in the direction of the web (Figure 29). Typical shear failure of the wall piers was observed. The flange walls were not damaged much. Some damage was observed at the unconfined edges and due to punching caused by the web wall. To a surprise the supposedly weak coupling beams were practically undamaged.



Figure 29. Damage in the coupled wall after the last test

No damage on compression edges was observed, even in the unconfined edges (Detail 2 in Figure 27) until the last (strongest) run. In the last run ($a_{g,max}$ = 0.52g in the direction of flanges) the unconfined edges were damaged while the confined (Detail 1 in Figure 27) were not (Figure 30). Considering that the mass was realistic for actual buildings, one may conclude that strict detailing of confining reinforcement required in Eurocode 8 for ductile walls may not be needed for walls in lower buildings (about 5 stories high) and/or for walls in buildings constructed in areas with low seismicity (ground acceleration about 0.1 g).



(a) (b)

Figure 30. (a) Damage to the unconfined edge after the last ($a_{g,max}$ = 0.52g) test; (b) Confined edge performed well

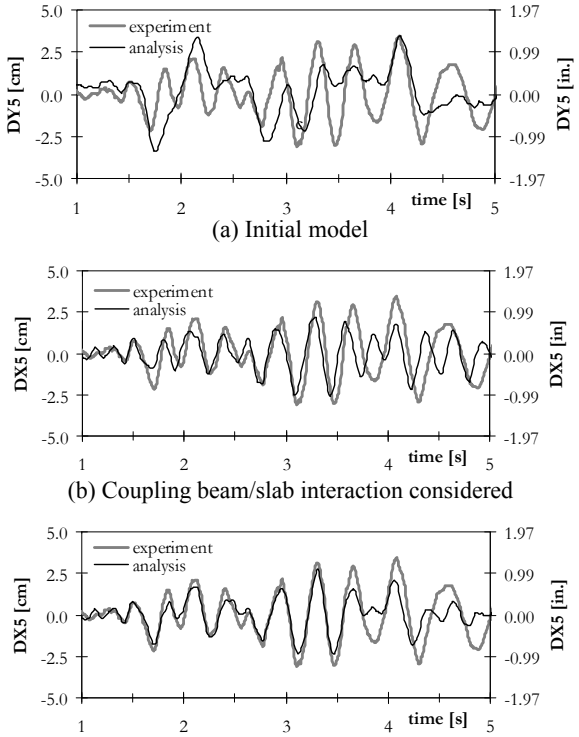
Analytical modelling and comparison with the experimental results

3D – MVLEM model (Figure 18a) was used for the piers. The properties of the confined concrete were used where appropriate. Beam element with concentrated shear springs at the ends was used for coupling beams. The shear strength was calculated as the upper bound determined by the flexural mechanism for the coupling beam with rectangular cross section (without contribution of the slab reinforcement).

The calculated top displacement response history in the 6th (last) run will be compared with the experimental results in the next paragraphs. MVLEM again proved to be successful in predicting predominantly flexural response of the flange walls. However, the prediction of the response of the web wall, where shear failure had occurred, was not good (Figure 31a). The predominant reason for the unsuccessful prediction of the behaviour in the direction of the coupled wall was the underestimated strength of the coupling beams. Consequently, the individual wall piers were heavily loaded and they failed in shear, which was neither predicted nor modelled. Both factors (better estimation of the strength of coupling beams and inelastic shear behaviour of the wall piers) were considered in the improved model:

1) The full 3D model, taking into account the interaction of the slab and coupling beam was analyzed by ABAQUS program upgraded by ANATECH modulus for reinforced concrete. Practically elastic shear behaviour of the coupling beam, observed in the test, was confirmed. Taking into account elastic shear behaviour of coupling beams, the analytical results were improved (Figure 31b).

2) In addition to the improvement (1), inelastic shear behaviour of the wall piers was modelled by the modified compression field theory (Vecchio and Collins, 1986) using the Response-2000 computer program. Values valid for monotonic loading were used in the presented study. The correlation of the analytical and test results for the global response quantities was quite good (Figure 30c) with the exception of the last part of the last run, when the piers of the coupled wall actually collapsed in shear. The web also punched through the flange walls and this was not modelled.



(a) Initial model

(b) Coupling beam/slab interaction considered

(c) Coupling beam/slab interaction and inelastic shear behaviour of wall piers considered

Figure 31. Top displacement response history in the direction of the flange wall with openings

Main conclusions and implications in Eurocode 8

Only the most important observations are repeated here and their implication in EC8 is briefly discussed.

1) All analysed structures had considerable overstrength. Even when the walls were thin, no concrete crushing was observed until very strong earthquakes were applied. This good behaviour has been correlated with the higher values of wall-to-floor area ratios. It can be concluded that for the walls in such buildings strict detailing of confined boundary columns as required by Eurocode 8 for DCH and even DCM structures might not be needed. This is in particular true when they are low (about 5 stories high), or/and built in low seismicity regions (where ground acceleration is about 10% g).

2) Very large deformations on the tension side are typical for structural walls. Therefore the EC8 requirement for ductile Type C reinforcement should be strictly followed.

3) Due to the elongation of the yielded tension edge, important 3D interaction with the surrounding elements could be triggered. This is not possible to consider with the elastic procedures in the codes.

4) The rocking of the wall can induce uplift of the neutral axis and very large fluctuating axial forces even in the cantilever walls. This is considered in EC8 in the case of large, lightly reinforced walls.

5) The coupling effect of slabs has been far larger than ever expected. Even a 5cm tick slotted slab in NEES test induced significant axial forces into the cantilever wall. The increased coupling effect due to slab contribution caused the shear failure of the wall piers in the ECOLEADER test. It is in line with the EC8 requirements that the slab reinforcement is considered in strength evaluation of the beams.

MVLEM was successfully used in benchmark studies and post-experimental numerical simulations. This has been particularly valid for predominantly flexural behaviour. However, it has been realized that inelastic shear in structural walls is still far from being fully understood (see the next chapters).

INELASTIC SHEAR IN "RC" STRUCTURAL WALLS– DESIGN AND NUMERICAL MODELLING

As said, based on the presentations and conclusions in the previous chapter it can be concluded that the research community has been able to control and analyse predominantly flexural inelastic behaviour quite well. However, experience shows that most problems in the past were related to inelastic shear behaviour and first of all to the inelastic shear-flexural interaction. Very clear example of this has been the H-shaped coupled wall presented in the previous chapter. Considering inelastic behaviour of the horizontal spring in the MVLEM improved the result considerably. Nevertheless, it has been clear that the problem of the inelastic shear response of structural walls to strong earthquakes is still far from being completely understood and solved. Therefore this topic has been one of the key research interests of the group in the recent years (Rejec, 2011). This topic will be briefly addressed at the end of the paper.

One option to avoid problems with inelastic shear (in new structures only) is to apply capacity design procedure. However, also this procedure is not straightforward and completely understood. Due to several factors seismic shear forces are much higher than foreseen with traditional equivalent elastic procedures. The research related to this topic and related requirements in Eurocode 8 (Rejec et al., 2011) will be presented in the next section.

SEISMIC SHEAR FORCE MAGNIFICATION IN RC CANTILEVER STRUCTURAL WALLS – IMPLICATIONS IN EUROCODE 8

It has been long realized (Blakely, 1975) that during strong earthquakes actual seismic shear forces are much higher than those predicted by the equivalent elastic procedures used in the codes. Simply said, this magnification occurs due to flexural overstrength and the amplified effect of the higher modes in the inelastic range.

Background

After a plastic hinge has formed at the base of the cantilever wall, the influence of the higher modes on shear demand is amplified in comparison with the first mode contribution (Figure 32).

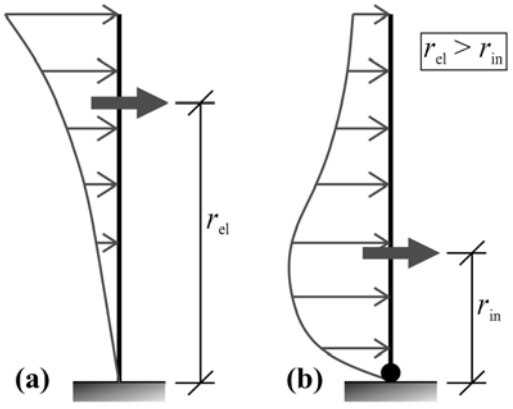


Figure 32. Lateral seismic forces distribution corresponding to an (a) elastic and (b) inelastic response of a cantilever wall (Rejec et al., 2011)

There are 3 factors contributing to this increase.

a) First is flexural overstrength, which is typical for any capacity design procedure.

b) Due to the softening of the structural wall in the inelastic range, the first mode spectrum value typically diminishes, whereas the spectrum values for the higher modes remain on the plateau of the spectrum. The relative influence of the higher modes therefore increases in the inelastic range.

c) Since energy dissipation is predominantly limited to the flexural response in the first mode, the first mode shear forces are reduced due to the energy dissipating mechanism, whereas the shear forces due to the higher modes are not. This significantly increases the relative contribution of the higher modes to the shear force which occurs during the inelastic response.

Eurocode 8 requirements

Eurocode 8 requires that the shear forces obtained by the equivalent elastic analysis V_{Ed}' are multiplied (over the complete height of the wall) by the shear magnification factor ε, in order to obtain the design shear forces V_{Ed}.

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' \tag{1}$$

For DCH walls (which enter far into the inelastic range), the shear magnification factor is calculated from the expression (2) that was originally proposed by Keintzel (1990):

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \begin{cases} \leq q \\ \geq 1.5 \end{cases} \tag{2}$$

where:

q is the behaviour (seismic force reduction) factor used in the design;
M_{Ed} is the design bending moment at the base of the wall;
M_{Rd} is the design flexural resistance at the base of the wall;
γ_{Rd} is the factor to account for overstrength due to steel strain-hardening;
T_1 is the fundamental period of vibration of the building in the direction of shear forces;
T_C is the upper limit period of the constant spectral acceleration region of the spectrum;
$S_e(T)$ is the ordinate of the elastic response spectrum.

In the case of DCM structures, this shear magnification factor can be simply taken as ε = 1.5.

The parametric study of the inelastic shear amplification

The shear magnifications were determined by the inelastic response analyses and compared with the values obtained by the EC8 (Keintzel's) procedure. In the first stage of the study 24 walls (later 72 walls), typical for the construction practice in Europe, were designed according to the Eurocode provisions. All of the design and minimum requirements for DCH walls were considered. The number of stories (n) varied from 4 to 20. Within each group of walls having the same number of stories the following two parameters were varied, depending on the design requirements and the feasibility of the construction:

- the length of the wall l_w (between 2 and 8 m);
- the wall-to-floor area ratio $r_f = A_w/A_f$ (1.5%, 2.0% and 2.5%).

All walls had rectangular cross sections.

14 artificial accelerograms with spectra matching the EC8 elastic spectrum for soil type C and a_g=0.25g were used in the response history analyses.

The actual shear magnifications were defined by the ratio V_{IA}/V_{Ed}'. V_{Ed}' was the base shear obtained by response spectrum analysis considering all important modes (as typically considered by designers). Large magnification factors were re-confirmed (Figure 33).

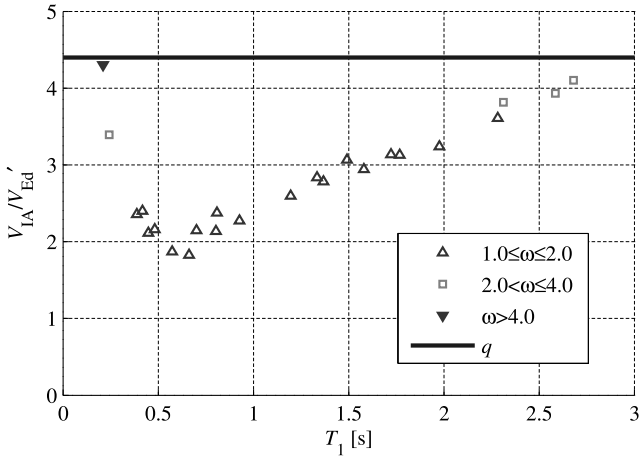


Figure 33. Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' plotted against T_1; ω=M_{Rd}/M_{Ed} at the base of the analyzed walls (Rejec et al., 2011)

Verification of the shear magnification factors in the Eurocode 8

The values of the EC8 seismic design shear forces at the base of the walls (denoted by $V_{Ed} = V_{Ed,EC8}$) are compared with those obtained by inelastic response history analysis (denoted as V_{IA}). The values for $V_{Ed,EC8}$ were derived according to Eq. (1) using the seismic shear forces obtained by modal response spectrum analysis, taking into account all the important modes (denoted by V_{Ed}'), as it is common in the design practice. The normalised results $V_{Ed,EC8}/V_{IA}$ are illustrated in Figure 34 by squares. The conservative results, which EC8 provides in the case of the mid-rise walls in the mid period range, are not difficult to explain. Keintzel's formula should be used in combination with the seismic shears obtained by considering the first mode of the excitation only. Since EC8 does not specify this requirement, designers would typically follow the established practice with standard programs considering all important modes. In the case of flexible buildings (walls), where the contribution of the higher modes is important even in the elastic range, this would yield conservative results. Even greater conservativism would be expected in the case of long-period walls. However for these walls original Keintzel's procedure yields very unconservative values (the upper bound of ε is too low; see the next sub-section). These two errors compensate each other. So it seems that the EC8 procedure yields good results for flexible walls, although in reality this is the result of two wrong assumptions.

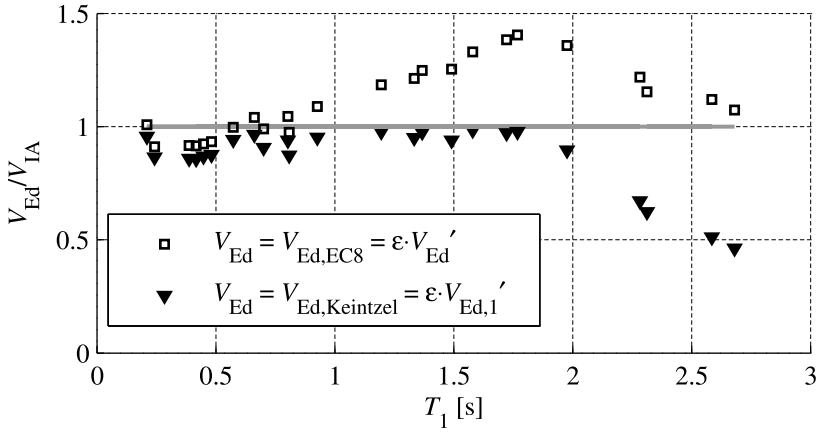


Figure 34. Values $V_{Ed,EC8}/V_{IA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{IA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual shear magnifications (shown by grey horizontal line) in relation to T_1 (Rejec et al., 2011)

Within Keintzel's original procedure, results (denoted by $V_{Ed,Keintzel}$) are obtained by multiplying the shear forces taking into account only the contribution of the first mode ($V_{Ed,1}$'). The results $V_{Ed.Keintzel}/V_{IA}$ are presented in Figure 34 by triangles. The figure shows that Keintzel's procedure (although based on a very simple parametric study) provides a very good estimate of the shear

magnifications for walls with T_1<2.0 s. In other cases (T_1>2.0 s) the actual shears are significantly underestimated. It has been determined that the reason for these discrepancies lies in the inappropriate formulation of the upper bound for the shear magnification factor in the Keintzel's expression. The upper bound should be defined based on the total shear force obtained by the equivalent elastic analysis (considering all important modes), and not on the shear force obtained by considering the fundamental mode only (as is consistent with Keintzel's original procedure).

Proposed improvements of the seismic shear magnification factor in Eurocode 8

The findings described in the previous section:

a) The ε factor, as proposed by Keintzel, should be applied to the shear forces obtained by considering only the fundamental mode ($V_{Ed,1}$') in the equivalent elastic response spectrum analysis. Most modern computer codes are able to identify the contribution of the each mode separately.

b) Proper upper bound of the shear force should be taken into account

were considered and the following modified formula for the magnification factor (ε_a) was proposed:

$$\varepsilon_a = q \cdot \sqrt{\left(\min\left[\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}};\ \ 1 \right] \right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \geq 1.5 \tag{3}$$

It is important to note that the value of ε_a is not limited by q and indeed yields values larger than q for flexible walls (T_1>2.0s).

This formula has yielded very good match with the results of the inelastic response analysis.

By a separate study for DCM walls it was reconfirmed that the uniform magnification factor ε=1.5 provided in EC8 for DCM walls is inappropriate and non-conservative (as it was published before by Rutenberg and Nsieri, 2006). The authors therefore suggest using the modified procedure proposed for DCH walls in this paper in the case of DCM walls, too.

Although Keintzel's equation was derived only for the estimation of the base shear in multi-storey cantilever walls, Eurocode 8 applies the same magnification factor over the entire height of the wall. This typically yields too conservative results at the mid-height of the wall and slightly unsafe results at the top (Figure 35).

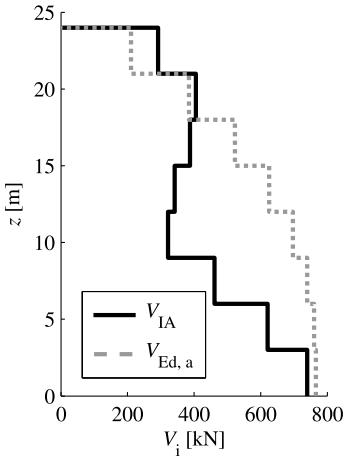


Figure 35. Comparison of seismic shear forces obtained by inelastic response history analyses V_{IA} with the design shear forces $V_{Ed,a}$= $\varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}$' for a typical 8 storey (Rejec et al., 2011)

It should be recalled that the derivation of the shear magnification factor ε is based on the assumed ratio between the second mode and first mode contributions to the base shear force. This ratio was assumed to be equal to 0.3. The authors have proposed that the same distribution of this ratio over the height of the wall as in the case of the elastic flexural cantilever beam should be used. It has been fully realized that this is only an approximation in the inelastic range and that it is applicable only to regular walls with no plastic hinges in the upper stories. But it yields very good results (Rejec 2011; Rejec et al, 2011).

Verification of the shear resistance of RC structural walls in Eurocode 8

Even if the actual shear demand is known, there are still several problems on the capacity side. Eurocode 8 has in principle adopted the basic philosophy and requirements of the Eurocode 2 (CEN, 2005) for non-seismic design of RC buildings. However this concept can not be easily applied without some additional considerations. Through the use of Eurocodes in design and when preparing design examples for seminars attended by designers several problems were identified. Only two critical cases are mentioned below:

1) The latest version of Eurocode 2 demands that shear resistance of the concrete shall be completely ignored when the shear cracking occurs (when the design shear exceeds the design shear resistance of the member without shear reinforcement). For a typical wall this resistance would be about 1 MN. But the actual shear forces (calculated by the capacity design) in most cases still exceed this value. In such a case the standard demands that the resistance of around 1 MN is ignored at the very instance of cracking. This is very conservative because imediately after the cracking the contributions of the friction along the cracks and of the dowel action provided by longitudinal reinforcement are still large. The authors of the code justify the requirement of neglecting the shear resistance of "concrete" (this requirement was not included into the pre-standard) by the use of the variable compression struts angle. However in structural walls (and in earthquake engineering in general) it is difficult to justify angels much different than 45 degrees. This part of Eurocodes needs careful re-consideration.

2) The verification of the diagonal tension resistance is based on the shear ratio $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}\, l_w)$ where M_{Ed} and V_{Ed} are seismic design moment and design shear force, respectively and l_w is the length of the wall. In fact α_s denotes the height of the resultant of the seismic forces compared to the length of the wall. If this value is lower than 2.0, the entire wall should be designed for shear as a low/deep element. Although this requirement seems perfectly OK, it should be noted again that V_{Ed} is the actual shear force

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' \tag{4}$$

, which is several times larger than the shear force calculated by the standard equivalent elastic procedure. Therefore geometrically quite slender walls should be considered and designed like low (squat) walls. While this might have some sense in the lower part of the wall, it is completely wrong in the upper part.

Only these two cases (out of several problems) demonstrate that the part of Eurocode 8 addressing the shear design of structural walls is still far from being completed. In further development a reliable analytical tool is needed. One possible contribution of the research group in Ljubljana is discussed in the following chapter.

INELASTIC SHEAR MODEL CONSIDERING SHEAR-FLEXURAL INTERACTION

MVLE model include shear spring(s) to model shear behaviour. However there were two unsolved problems in the inelastic analysis of predominantly shear response: (1) the characteristics of the shear spring were very difficult to define with acceptable reliability and (2) the interaction of the bending moment and axial force with the shear force was impossible to consider.

Only few researchers (e.g. Orakcal et al., 2006; Chen and Kabeyasawa, 2000; D'Ambrisi and Filippou, 1999) addressed this problem in the past. Recently some improvements were proposed by Rejec and Fischinger (Rejec, 2011).

Background and description of the model

To account for the inelastic shear behaviour and the axial force - bending moment - shear force (*N-M-V*) interaction the MVLEM was modified according to Figure 36. In principle one additional shear spring is introduced into each of the vertical strips (springs).

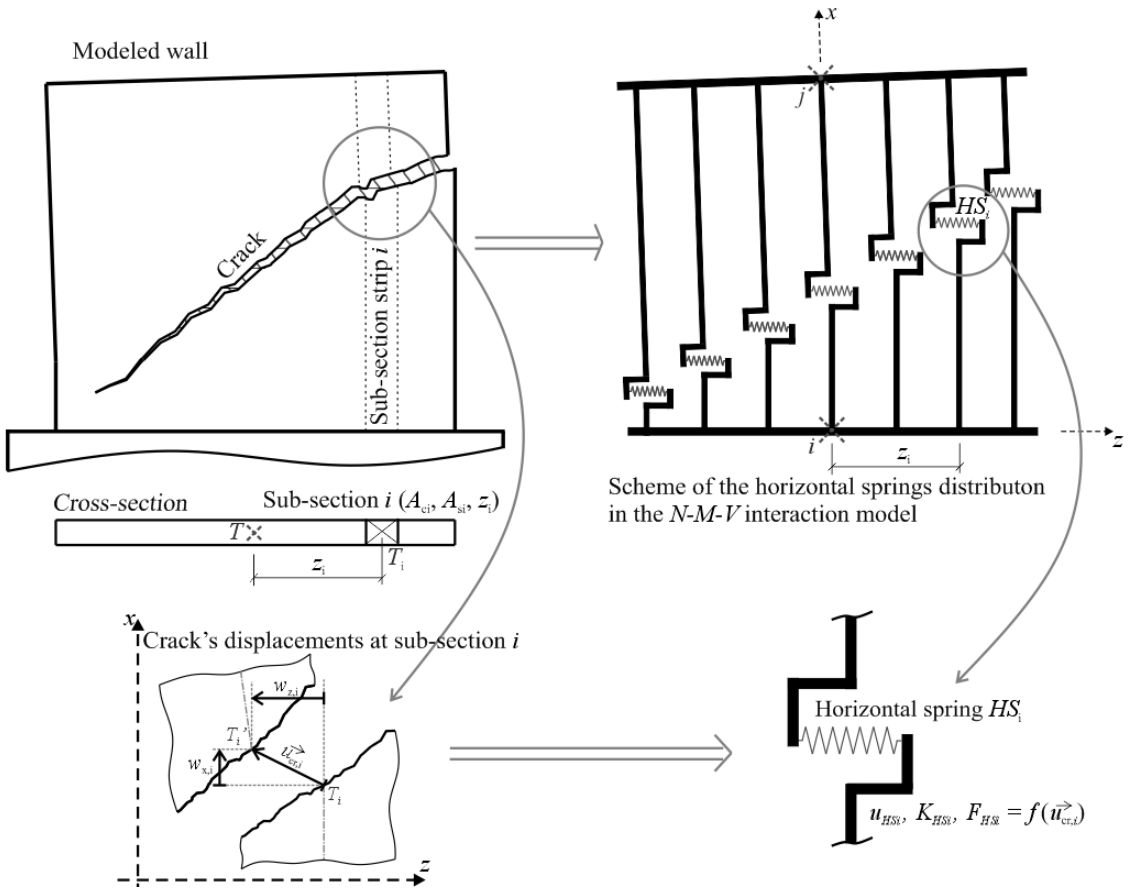


Figure 36. Scheme of *N-M-V* interaction analytical model for structural walls (the vertical springs are not shown)

The shear behaviour and resistance modelled by these springs depend on the mechanisms that transfer shear force over the cracks (Fig. 37). The mechanisms consist of (a) dowel effect of vertical bars, (b) axial resistance of horizontal/shear bars and (c) interlock of aggregate particles in the crack. The capacity of the latter is highly dependent on cracks' width.

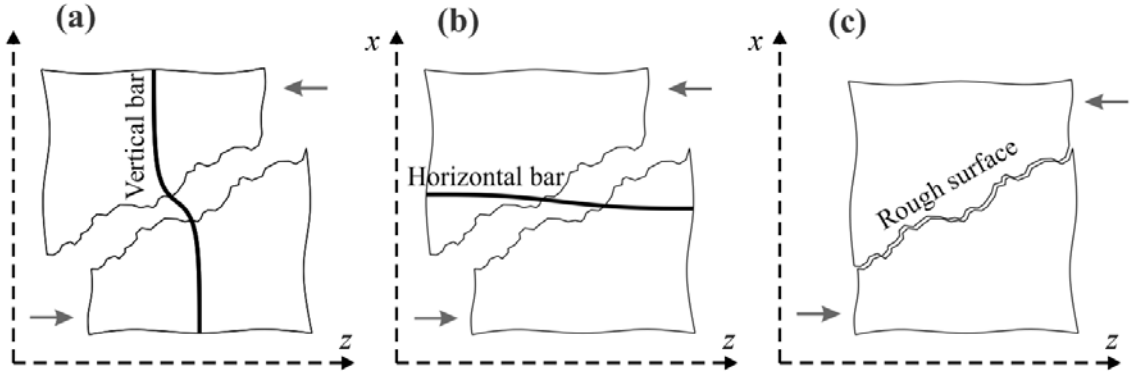


Figure 37. Mechanisms of shear force transfer over the cracks: (a) dowel effect of vertical reinforcement; (b) axial resistance of horizontal/shear reinforcement and (c) interlock of aggregate in the crack.

Therefore each spring is composed of 3 components, each accounting for one of these mechanisms. The current characteristics of each component depend on the deformations/displacements at the crack within the individual strip. The displacements are linked to the current displacements of the nodes of the element.

Based on the experimental and empirical evidence, several assumptions had to be made to address this highly complex interaction. The assumption of equal spacing and uniform orientation of cracks was adopted. This enabled the development of simple equations for calculating the current crack displacement according to the current displacement of the element's nodes. The orientation of the cracks was assumed to be influenced by the current deformation state of the member. The rules for horizontal springs were developed according to the material models for the 3 basic mechanisms (interlock, dowel, horizontal reinforcement) provided by different authors.

Numerical simulation of the H-shaped coupled wall

In this section the performance of the proposed element is demonstrated by the case of the "ECOLEADER" bi-axial test on a 1:3 model of a 5-storey H-shaped coupled wall organized by Slovenian researchers at LNEC in Portugal (Fig. 20c). As discussed in the previous sections, the piers of this wall experienced severe shear failure in the last (6^{th}) run of the test with ground acceleration in the direction of the web slightly over 1 g. In early post-experiment studies the characteristics of the horizontal spring in the original MVLEM were based on the compression field theory for monotonic loading. The results were quite good, but it was clear that general solution of the problem was not known. Recently, the newly proposed element, described in the previous section, was used to analyze this experiment. Since this had been a shake-table test, additional assumption about the degradation of the interlock mechanism had to be made. An approximate 50% reduction in each large cycle was assumed. Due to the space limitations only few most characteristics results for the last two runs of the experiment are discussed below.

No significant inelastic behaviour was observed in the first 4 runs. Moderate inelastic response of the specimen was observed in the 5^{th} run ($a_{g,max,X}$ = 0.42 g; $a_{g,max,Y}$ = 0.73 g), which was the one before the last. The vertical bars in flanges yielded, the cracks in the flanges expanded and shear cracks formed in webs of both piers in the first storey. The match with the experimental results was very good. The model correctly predicted a slight elongation of the period after the fourth second. This elongation can be attributed to the cracking of the webs.

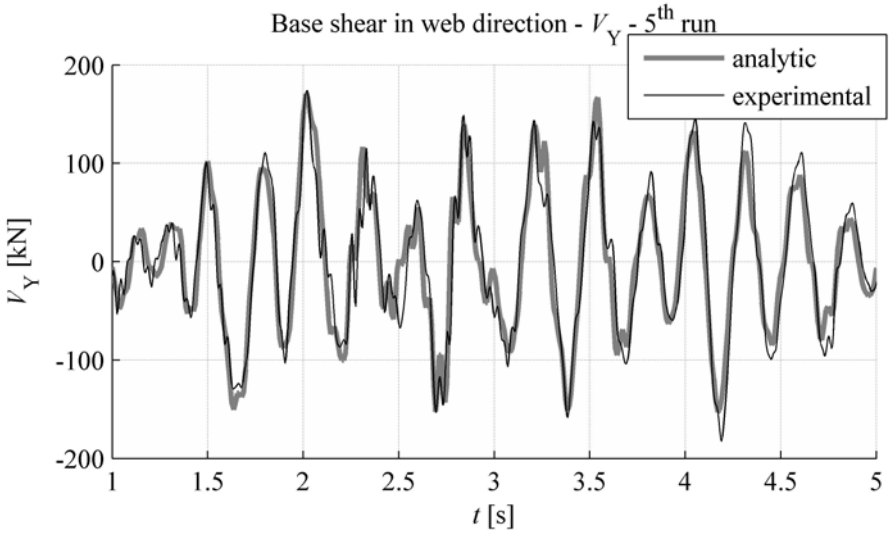


Figure 38. Base shear response history in the direction of the web wall during the 5^{th} run

The response of the individual components of a typical shear spring is presented in Figure 39. The aggregate interlock component (HSA spring) behaved in-elastically. The analytical model correctly predicted the opening of cracks in the web causing the softening and reduction of the capacity of the interlock component. The positive displacements in Figure 39 correspond to the situation where the pier of the coupled wall was in tension. Flexural and in particular tensile axial deformations caused the cracks to open wide, which led to the reduction of the interlock capacity. The sliding along the cracks activated the dowel (HSD spring) and horizontal bars (HSS spring) components which compensated for the reduced capacity of the interlock mechanism. However these two components were still far from being exhausted. In the opposite direction of the loading (negative displacements of the springs in Figure 39) the compressive axial load closed the cracks and the interlock mechanism contributed with unreduced capacity. Consequently practically the whole seismic shear was carried by HSA spring. For this direction of loading the displacements within the crack were very small.

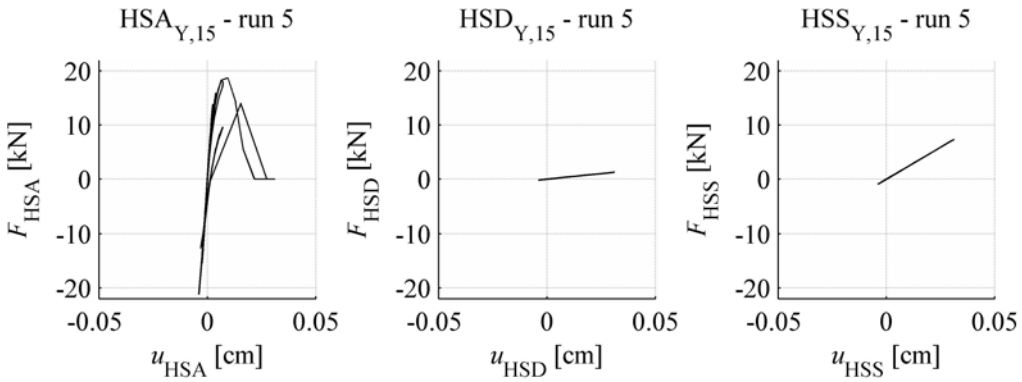


Figure 39. Force-displacement diagrams in the 5th run for some representative horizontal springs: HSA represents the interlock mechanism; HSD represents the dowel mechanism and HSS represents the horizontal bars

In the 6th (last) run ($a_{g,max,X}$ = 0.52 *g*; $a_{g,max,Y}$ = 1.02 *g*) complete shear failure of the web in both piers occurred (Figure 40).



Fig. 40. Shear failure of the web in the first storey in both piers

First it should be mentioned that interlock mechanism had been already degraded in the previous run. In the middle of the 6th run (at 3.3 seconds) the shear capacity of the web in both piers was exhausted and the web reinforcement fractured within the crack. Numerical model of the shear springs simulated the behaviour well (Figure 41).

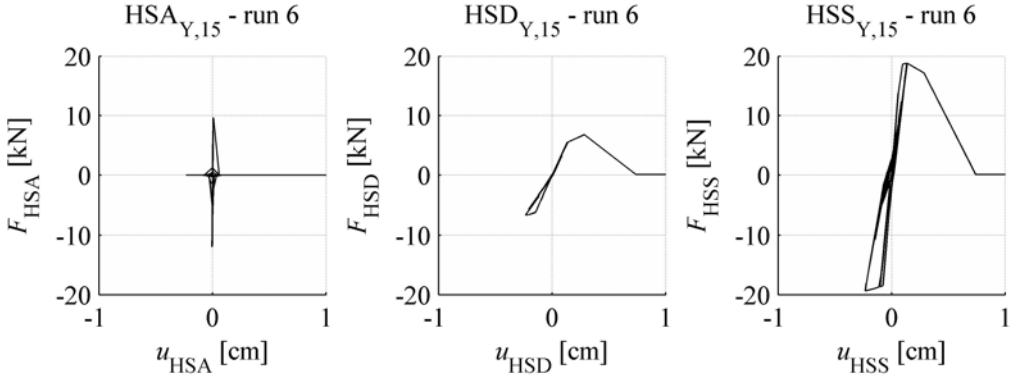


Figure 41. Force-displacement diagrams in the 6th run for some representative horizontal springs: HSA represents the interlock mechanism; HSD represents the dowel mechanism and HSS represents the horizontal bars

The contribution of the HSA component representing the interlock mechanism was practically zero. After reaching the peak, the capacity of the HSD and HSS components representing the dowel mechanism and the horizontal reinforcement mechanism was also exhausted. Therefore the numerical model indicated total loss of strength (Figure 42).

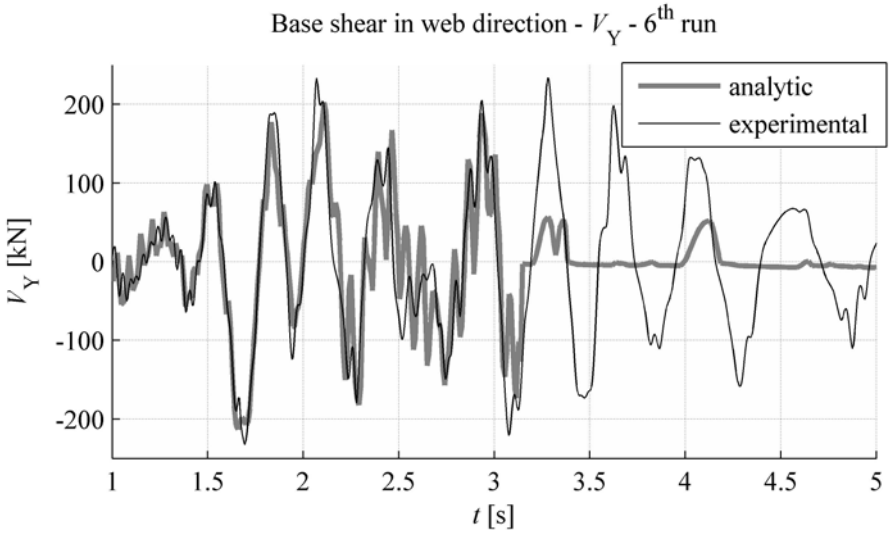


Figure 42. Base shear response history in the direction of web wall during the 5th run

In experiment, however, the frame action of the flange walls and (relatively thick) slabs was activated. This action, which was not numerically modelled, has been demonstrated by the damage to the flange walls to slab connections observed in the test. While the strength of such frame is small compared to the strength of the undamaged wall in the loading direction (as such it is always neglected in design) it had crucial contribution after the failure of both web walls.

CONCLUSIONS

Out of many conclusions already summarized at the ends of individual sections some most important are summarized below:

1) In general good behaviour of buildings with RC structural walls was observed in past earthquakes. Also in those walls not specially designed for high ductility, large overstrength typically compensated for the eventual lack of deformation capacity. However, if such walls and systems are pushed beyond their limits (as was demonstrated during the Chile 2010 earthquake) brittle failures can occur.

2) Most failures have occurred due to the lack of proper understanding of the shear behaviour, both, on the demand and on the capacity side. Other examples of failures include crushing of the poorly confined edges and fractures of the tension reinforcement due to the very large deformations which can be induced on the tension side.

3) In the recent years the experimental facilities have developed to the stage which makes possible large scale shake-table tests. Several of them were addressed in the paper. These experiments demonstrated first of all:

- Large increase of seismic shear forces during the inelastic response.
- Complex inelastic axial-flexural-shear interaction.
- Large coupling effect of slabs, which is usually ignored in design.
- Important influence of 3D interaction between structural elements due to the uplift of the tension side of the wall after yielding
- Important influence of fluctuating axial forces. This occurs not only in coupled walls but also in cantilever walls (induced either by rocking or by coupling effects of the slabs)
- Relatively good behaviour of thin lightly reinforced walls at moderate seismic demand

4) Macro elements, defined here as elements composed of discrete springs monitoring force displacement rather than stress-stain relationships, have been preferred by the research group in Ljubljana to model this highly complex inelastic behaviour. The simplicity and robustness of the multiple-vertical-line element (MVLEM) contributed to its efficiency. MVLEM was very successfully used to simulate predominantly flexural highly inelastic behaviour, not only in the post-experimental studies but also in the benchmark predictions. The model can account for confinement of the wall edges as well as for the 3D response at bi-axial loading.

5) Features to account for highly complex inelastic axial-flexural-shear interaction have been recently incorporated into the element. This innovative capability is particularly important in the analysis of the coupled walls.

6) The research results were used to support the implementation of Euro code 8 in Slovenia, which was the first country to adopt Euro code standards as the national code. The chapter covering seismic design of RC structural walls was found to be one of the most ambiguous parts of the standard.

7) Requirements for the confinement in boundary columns need some additional explanations.

8) The design for shear was studied in more depth. Some modifications of the seismic shear modification factors were proposed. But first of all several requirements related to the evaluation of shear capacity should be urgently re-considered. It is believed that procedures proposed for non-seismic design in Euro code 2 can not be simply extrapolated into Euro code 8. It is believed that shear strength of concrete should not be completely ignored after cracking; neither can it be considered by variable compression strut inclination (the inclination of cracks at cyclic loading is pretty much close to 45 degrees). The definition of the squat wall and related shear design procedures should be also changed.

Acknowledgement

The first author would like thank many Ph.D. students that worked with him on the related topics within the past 3 decades, and in particular Franc Capuder who participated in the development of the first modified MVLEM, Tomaz Vidic and Peter Kante who developed the 3D version of the element, supervised the ECOLEADER test and made the actual NEES benchmark numerical prediction. The advise of Prof. Avigador Rutenberg in discussion of shear magnification factors and Prof. Nigel Priestley is greatfully acknowledged. Authors would like to express their gratitude to the benchmark organizers of the CAMUS program in France and NEES/NSF program at the UC San Diego (in particular Prof. Jose Restrepo and Dr. Marios Panagiotou) as well as to the National Laboratory of Civil Engineering to perform the ECOLEADER test within the 5th EU Framework program. The research work in Slovenia was supported by the Ministry of Higher Education, Science and Technology of Slovenia.

REFERENCES

Blakeley RWG, Cooney RC, Megget LM (1975) "Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures", *Bull New Zeal Natl Soc Earthquake Eng*, 8(4):278–290

CAMUS (1998) International Benchmark, Experimental results, Synthesis of the participants' reports, CEA, GEO and AFPS

CEN (2005) Eurocode 2 – design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels

CEN (2004) Eurocode 8 – design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels

Chen S and Kabeyasawa T (2000) "Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analyses", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand

Combescure D and Chaudat T (2002) ICONS European program: Seismic Tests on R/C Bearing Walls CAMUS 3 Specimen, Report DMT, CEA, SEMT/EMSI/RT/02-067/A

EERI Newsletter (2006), 40(9):4

D'Ambrisi A and Filippou FC (1999) "Modeling of Cyclic Shear Behavior in RC Members", *Journal of Structural Engineering*, 125(10):1143-1150

Fardis MN (2009) Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8, Springer Dordrecht, Heidelberg, London, New York

Fajfar P, Duhovnik J, Reflak J, Fischinger M, Breska Z (1981) The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro, IKPIR Publication No. 19A, University of Ljubljana, Slovenia

Fischinger M, Rejec K, Isaković T (2010a) "Seismic behavior of RC structural walls and Eurocode 8 provisions", *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering : reaching beyond borders*, Toronto, Canada, July 25-29, 1-10

Fischinger M, Rejec K, Isaković T (2010b) "Shear magnification factors for RC structural walls in Eurocode 8", *Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, August 30 – September 3, 1-8

Fischinger M, Kante P, Isaković T (2009) "NEES RC Wall Building - Blind Prediction Based on a Macro Model", *The Proceedings of the First International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures (CTCS 09)*, Jeju, Korea, 24-27 May, 1065-1076

Fischinger M, Kramar M, Isaković T (2008) "Using macro elements to predict near-collapse performance of two typical RC building structural systems with lightly reinforced walls and slender precast columns", *14th World Conference on Earthquake Engineering, Conference proceedings*, Beijing, China, 12-17 October, 1-8

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2006) "Shaking Table Response of a Thin H-shaped Coupled Wall" *"Managing Risk in Earthquake Country - 100th Anniversary Earthquake Conference : Centennial Meeting, Disaster Resistant California Conference : Proceedings CD-ROM*, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, USA, 1-10

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2004a) "Implementation of a macro model to predict seismic response of RC structural walls", *Computers & Concrete*, 1(2):211-226

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2004b) "Seismic vulnerability evaluation of lightly reinforced walls", *13th World Conference on Earthquake Engineering - Conference proceedings*, Vancouver, Canada, 1-6 August

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2002) "Inelastic response of the "Camus 3" structural wall - prediction and post-experiment calibration", *The Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*, London, 9-13 September 2002, Elsevier, Amsterdam, 1-10

Fischinger M (1997-2009) EASY – Earthquake Engineering Slide Information System, http://www.ikpir.com/easy/easyang.cgi/HomeEasy

Fischinger M, Vidic T, Fajfar P (1992) "Non-linear seismic analysis of structural walls using the multiple-vertical-line-element model", *Non-linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler, Elsevier, Bled, Slovenia, 191-202

Fischinger M, Fajfar P, Capuder F (1987) "Earthquake resistance of the "SCT" large panel building system", *Bull New Zeal Natl Soc Earthquake Eng*, 20(4):281-289

Kabeyasawa T, Shiohara H, Otani S, Aoyama H (1983) "Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure," *Journal of the Fac. of Eng*., 37(2):431-478

Kante P (2005) Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Walls (in Slovenian), Ph.D. Thesis, University of Ljubljana, Slovenia

Keintzel E (1990) "Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures," *Eur Earthquake Eng*, 3:7-16

Orakcal K, Massone LM, Wallace JW (2006) Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled Shear-Flexural Responses, PEER Report 2006/07, University of California, Berkeley, USA

Panagiotou M, Restrepo JI, Conte JP (2007) Shake Table Test of a 7 Story Full Scale Reinforced Concrete Structural Wall Building Slice Phase I: Rectangular Wall Section, SSRP 07-07 Report, Department of Structural Engineering, University of California San Diego, USA

Panagiotou M, Restrepo JI, Conte JP, Englekirk RE (2006) "Seismic response of reinforced concrete wall buildings", *8thUS NCEE*, San Francisco, USA

Rejec K (2011) Inelastic Seismic Shear Behaviour of Reinforced Concrete Walls (in Slovenian), Ph.D. thesis to be published, Mentor M. Fischinger

Rejec K, Isaković T, Fischinger M (2011) "Seismic shear magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8", tentatively accepted with minor revisions for the publication in the Bulletin of Earthquake Engineering

Rutenberg A, Nsieri E (2006) "The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions," *Bull Earthq Eng*, 4:1-21

U.S. – Japan Cooperative Research Programs (1984) "Tests of reinforced concrete structures", *Proceedings of the 8th WCEE*, San Francisco, USA, 593-706

Vecchio FJ and Collins MP (1986) "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, 83(2):258-268

Vulcano A, Bertero VV, Caloti V (1989) "Analytical modeling of R/C structural walls", *Proceedings of the 9th WCEE*, Tokyo-Kyoto, Japan, 6:41-46

Wood SL (1991) "Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls," *Earthquake Spectra*, 7(4):607-637

YAPILARDA SİSMİK İZLEME VE YENİ GELİŞMELER

SEISMIC MONITORING OF STRUCTURES AND NEW DEVELOPMENTS

Mehmet ÇELEBI[1]

ÖZET

Bu makalede, geçmişte uygulanan sismik izleme konularına genel bir bakışa ilaveten, güncel uygulamaları, ve mühendislik ve toplumun ihtiyaçlarını karşılamak için yeni geliştirilen yapı izleme metodları ve projeleri sunulmaktadır. Düşük genlikli titreşimlerde veya kuvvetli depremlerde, yapıların, performansa dayalı tasarım yöntemleri dahil olmak üzere, davranışlarını anlamak suretiyle tasarımın doğrulanması, ve hasar durumu ve işlevselliklerinin değerlendirilmesinde kullanılabilecek en son uygulamaları ve yapı izleme projelerini sergileyen bir dizi örnekler verilmektedir. Buna ek olarak, özellikle, yapilarin, hasar durumlarinin veya işlevselliklerinin gerçek zamanda değerlendirilmeleri için deplasman ölçmeleri ve drift orani hesaplanmasiyla gerçekleştirilen metod ve uygulamalardaki son gelişmeler ve yaklaşımlar takdim edilmektedir. Uzun vadeli izleme gerektiren projeler de kullanilabilecek fakat uygulamaları şu anda sınırlı ancak çoğalmakta olan kablosuz sensörlerle ilgili gelişmeler bir örnekle sunulmaktadir. Zemin-yapı etkileşimi ve dalga yayılımı çalışmalarına yön verecek özel enstrümantasyon sistemleri, kaydedilen verilerle açıklanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sismik izleme, davranış, performans, zemin-yapı etkileşimi

ABSTRACT

Presented in this paper is an overview of the seismic monitoring issues as practiced in the past, as well as current applications and new developments to meet the needs of the engineering and user community. A number of examples exhibit the most recent applications that can be used for verification of design (including performance based design) and construction practices, real-time applications for assessing the functionality, damage condition of built environment and understanding the behavior of a particular building during strong and low-amplitude excitations. In addition and in particular, recent developments and approaches to obtain displacements and, in turn, drift ratios, in real-time or near real-time that are related to damage condition and therefore functionality of a structure are introduced. Development of wireless sensors that are now finding limited but growing applications in projects that require long-term monitoring are discussed with an example. Other special instrumentation arrays that include additional sensors to study soil-structure interaction and wave propagation are described with available recorded data.

Keywords: Seismic monitoring, structural behavior, performance, soil-structure interaction

INTRODUCTION

Seismic monitoring of structural systems constitutes an integral part of the National Earthquake Hazard Reduction Program in the United States and similar hazard reduction strategies in seismically active regions of the world. In addition to the United States, extensive seismic monitoring of structures programs have been established in Japan, China, Taiwan, Korea and Mexico. Other active programs exist in Italy, Turkey, Greece and Chile.

[1] Senior Research Civil Engineer, USGS, Menlo Park, CA. 94025 USA, celebi@usgs.gov

An instrumented structure should provide enough information to (a) reconstruct the response of the structure in sufficient detail to compare it with the response predicted by mathematical models and with those observed in laboratories, the goal being to improve the models, (b) make it possible to explain the reasons for any damage to the structure, and (c) to facilitate decisions to retrofit/strengthen the structural systems when warranted.

In general, and until recently, accelerometers have been used to capture the time-variant level of shaking at strategically selected orientations and locations within a structure. In addition, a structural array should include, if feasible, an associated free-field tri-axial accelerograph so that the interaction between the soil and the structure can be quantified. Recordings of acceleration responses from instrumented structures have served the scientific and engineering community well and have been useful in assessing design/analysis procedures, improving code provisions, and in correlating the system response with damage. Unfortunately, there are only a few records from damaged instrumented structures to facilitate studies of the initiation and progression of damage during strong shaking (e.g. Imperial County Services Building during the 1979 Imperial Valley earthquake, [Rojahn and Mork, 1981]).

Recent trends in the development of performance-based earthquake resistant design methods, related needs of the engineering community, and advances in computation, communication and data transmission capabilities have prompted development of new goals and approaches for structural monitoring. In particular, such goals now include (a) verification of performance-based design methods and (b) needs of owners to rapidly, informedly and accurately assess the damage condition, and therefore the functionality of a building during and soon after an event. Such assessment of the damage condition or performance of a building is of paramount importance to stakeholders, which include owners, leasers, permanent and/or temporary occupants, city officials and rescue teams that are concerned with safety of those in the building, and those that may be affected in nearby buildings and infrastructures. These stakeholders will require answers to key questions such as: (a) Is there visible or hidden damage? (b) If damage occurred, what is its extent? (c) Does the damage threaten other neighboring structures? (d) Can the structure be occupied immediately without compromising life safety or is life safety questionable? As a result, property damage and economic loss due to lack of permit to enter and/or re-occupy a building may be significant. Hence, rapid and accurate assessments of the performance of a structure require measurements of displacement rather than (or in addition to) accelerations, as is more commonly done.

However, the development of new monitoring tools is being driven not only by the evolving needs of engineers but also by the advent of data acquisition systems with specific software that can record, digitize and process accelerations, integrate accelerations to obtain displacements in near real-time, and transmit both accelerations and displacements in real-time or near real-time. Such advances allow packaging structural health monitoring algorithms to meet stakeholders' needs as described above.

This paper describes the past and current status of the structural instrumentation applications for seismic monitoring and new developments. The scope of the paper also includes the following issues: (a) types of current building arrays and responses to be captured, (b) recent developments in instrument technology and implications, and (c) issues for the future. The scope does not include detailed cost considerations.

U.S. HISTORICAL PERSPECTIVE & STATISTICS

In the United States, the California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP) of the California Geological Survey and the United States Geological Survey (USGS) manage the largest two structural instrumentation programs. The program operated by USGS is a nationwide cooperative effort with several states and governmental organizations (e.g. General Services Administration and Veterans Administration). Separately, some municipalities and private organizations and private enterprises have supported limited instrumentation programs aimed at their own properties and infrastructures (e.g., the Pacific Gas and Electric Company and a few financial institutions). Until recently, these programs have aimed to facilitate only response studies

in order to improve our understanding of the behavior and potential for damage to structures under the dynamic loads caused by earthquakes. The principal objective of these programs has been the quantitative measurement of structural response to strong and possibly damaging ground motions for purposes of improving seismic design codes and construction practices. Detailed procedures and overall description used by the USGS structural instrumentation program are described by Çelebi (2000, 2001). CSMIP aims to cover a wide variety of structural systems according to a predefined matrix of types of structures (Huang and Shakal, 2001; Shakal, Huang, Rojahn and Poland, 2001).

CSMIP has instrumented approximately 200 buildings, 27 dams, 66 bridges and additional 42 geotechnical arrays and special structures only in California (Anthony Shakal, *pers. comm.*, 2008). USGS has instrumented approximately 130 buildings and 77 dams, bridges and special structures. With the launching of the Advanced National Seismic System (ANSS; http://earthquake.usgs.gov/monitoring/anss/, last accessed January 27, 2011) authorized by U.S. Congress in 1999 (USGS, 1988) and administered by USGS, as funds are appropriated, more and more structures are being instrumented throughout seismic areas of the United States. One of the criteria used by ANSS in establishing plans for the geographical distribution of instruments on structures, is population exposure to earthquake hazards (e.g., COSMOS, 2001).

In general, it has not been the dominant objective of either instrumentation program to create a health monitoring environment for structures. However, recent developments in feasible sensors and recorder systems is changing the applications to include health monitoring. Data from both programs are readily available through the internet[2].

Except for a few cases that can be described as array deployments with real-time data transmittal capabilities that serve special purposes (an example of which is provided later in the paper), the overwhelming majority of the deployments follow the non-telemetered (hereinafter called "classical") method whereby the data is not transmitted in real-time.

It should be mentioned that obtaining strong-shaking data from structures requires patience and expenditures, as strong-shaking (e.g. M>6.0) in even the most seismic urban environments occurs with return periods normally in decades. However, even in the absence of strong shaking, in some cases, permanent instrumentation of structures can be used to obtain low-amplitude shaking data either from small earthquakes, large earthquakes that originate at large distances to instrumented structures, ambient vibrations or forced vibrations.

GENERAL SEISMIC INSTRUMENTATION ISSUES

Data Utilization

Ultimately, the types and extent of instrumentation must be tailored to how the data acquired during future earthquakes will be utilized, even though there may be more than one objective for instrumentation of a structure. Table 1 summarizes some data utilization objectives with sample references.

Code versus Extensive Instrumentation

Until 2000, the most widely used code in the United States, the Uniform Building Code (UBC-1997 and prior editions), recommended, for seismic zones 3 and 4, a minimum of three tri-axial accelerographs be placed in every building over six stories with an aggregate floor area of 60,000 square feet or more and in every building over ten stories regardless of the floor area. The purpose of this recommendation by the UBC was to monitor rather than to analyze the complete response modes and characteristics. UBC recommended instrumentation is illustrated in Figure 1a. However, this recommendation was not easily or uniformly followed. For example, following the 1971 San Fernando earthquake, in 1982, the code requirement in Los Angeles was reduced to one tri-axial

[2] USGS data are available via www.nsmp.wr.usgs.gov and CSMIP data are available via www.consrv.ca.gov/cgs/smip. Both are accessible via www.cosmos-eq.org and www.strongmotioncenter.org

accelerometer at the roof (or top floor) of a building meeting the aforementioned size requirements (Darragh and others, 1994). Later, the recommendation in City of Los Angeles was changed again similar to the original UBC recommendation but improved for taller buildings.

Beginning in 2000, International Building Code (IBC) started replacing UBC. Until recently, IBC did not have provisions for seismic instrumentation. However, the IBC 2012 will have an Appendix L that will include provisions for non-mandatory seismic instrumentation recommendation similar to that in the UBC described earlier (*pers. comm*., R. Bachmann, 2011).

Table 1. Sample List of Data Utilization Objectives & Sample References

Data Utilization Objective	**Sample References and Comments**
GENERIC UTILIZATION	
Verification of mathematical models (usually routinely performed)	Boroschek et al, 1990
Comparison of design criteria vs. actual response	usually routinely performed
Verification of new guidelines and code provisions	Hamburger, 1997
Identification of structural characteristics (Period, Damping, Mode Shapes)	usually routinely performed
Verification of maximum drift ratio	Astaneh, 1991, Çelebi, 1993
Torsional response/Accidental torsional response	Chopra, 1991, De La Llera, 1995
Identification of repair & retrofit needs & techniques	Crosby, 1994
SPECIFIC UTILIZATION	
Identification of damage and/or inelastic behavior	Rojahn & Mork, 1981
Soil-Structure Interaction Including Rocking and Radiation Damping	Çelebi, 1996, 1997, Çelebi, Toksöz and Büyüköztürk, 2011
Response of Unsymmetric Structures to Directivity of Ground Motions	Porter, 1996
Responses of Structures with Emerging Technologies (base-isolation, visco-elastic dampers, and combination	Kelly and Aiken, 1991, Kelly, 1993, Çelebi, 1995
Structure specific behavior (*e.g*. diaphragm effects)	Boroschek and Mahin,1991, Çelebi, 1994
Development of new methods of instrumentation hardware (e.g. GPS, wireless)	Çelebi et. al., 1997, 1999, 2001; Straser, 1997
Improvement of site-specific design response spectra and attenuation curves	Boore, et. al. 1997, Campbell, 1997, Sadigh *et. al*., 1997, Abrahamson and Silva, 1997
Associated free-field records (if available) to assess site amplification, SSI and attenuation curves	Borcherdt, 1993, 1994, 200a, 2002b, Crouse and McGuire, 1996
Verification of Repair/Retrofit Methods	Crosby et al, 1994, Çelebi and Liu, 1996
Identification of Site Frequency from Building Records	Çelebi, 2003
RECENT TRENDS TO ADVANCE UTILIZATION	
Studies of response of structures to long period motions	Hall et al, 1996
Need for new techniques to acquire/disseminate data	Straser, 1997, Çelebi, 1998, Çelebi and Sanli, 2002, Celebi and others, 2004
Verification of Performance Based Design Criteria	future essential instrumentation work
Near Fault Factor	more free-field stations associated with structures needed
Comparison of strong vs weak response	Marshall, Phan and Çelebi, 1992, Çelebi, 1998
Functionality	Çelebi, 2004
Health Monitoring, Damage Detection, Wave Propagation and other Special Purpose Verification	Heo et al, 1997, Sohn et. al., 2003, Safak, 1999, Çelebi et. al. , 2004, Jang et. al 2010, Cho et al, 2010

In general, code instrumentation is naturally being de-emphasized as a result of strong desire by the structural engineering community to gather more data from instrumented structures to perform more detailed structural response studies. Experiences from past earthquakes show that the minimum guidelines established by UBC for three tri-axial accelerographs in a building are not sufficient to perform meaningful model verifications. For example, three horizontal accelerometers are required to define the (two orthogonal translational and a torsional) horizontal motions of a floor. Rojahn and Mathiesen (1977) concluded that the predominant response of a high-rise building can be described by the participation of the first four modes of each of the three sets of modes (two translations and torsion); therefore, a minimum of 12 horizontal accelerometers would be necessary to record these modes. Instrumentation needed to provide acceptable documentation

of the dominant response of a structure is addressed by Hart and Rojahn (1979) and Çelebi and others (1987). This type of instrumentation scheme is called the ideal extensive instrumentation scheme as illustrated in Figure 1b.

Specially designed instrumentation arrays are needed to understand and resolve specific response problems. For example, thorough measurements of in-plane diaphragm response requires sensors in the center of the diaphragm (Figures 1c) as well as at boundary locations. Performance of base-isolated systems and effectiveness of the isolators are best captured by measuring tri-axial motions above and below the isolators as well as the rest of the superstructure (Figure 1d). In the case of base-isolated buildings, the main objective usually is to assess and quantify the effectiveness of the isolators. If there is no budgetary constraint, additional sensors can be deployed between the levels above the isolator and roof to capture the behavior of intermediate floors.

Recently, during a workshop, there was consensus on "20-50 recording channels needed for detailed response definition in a building" (COSMOS, 2001). With such denser deployments, reliable computations of interstory drifts (necessary for damage assesments) are possible.

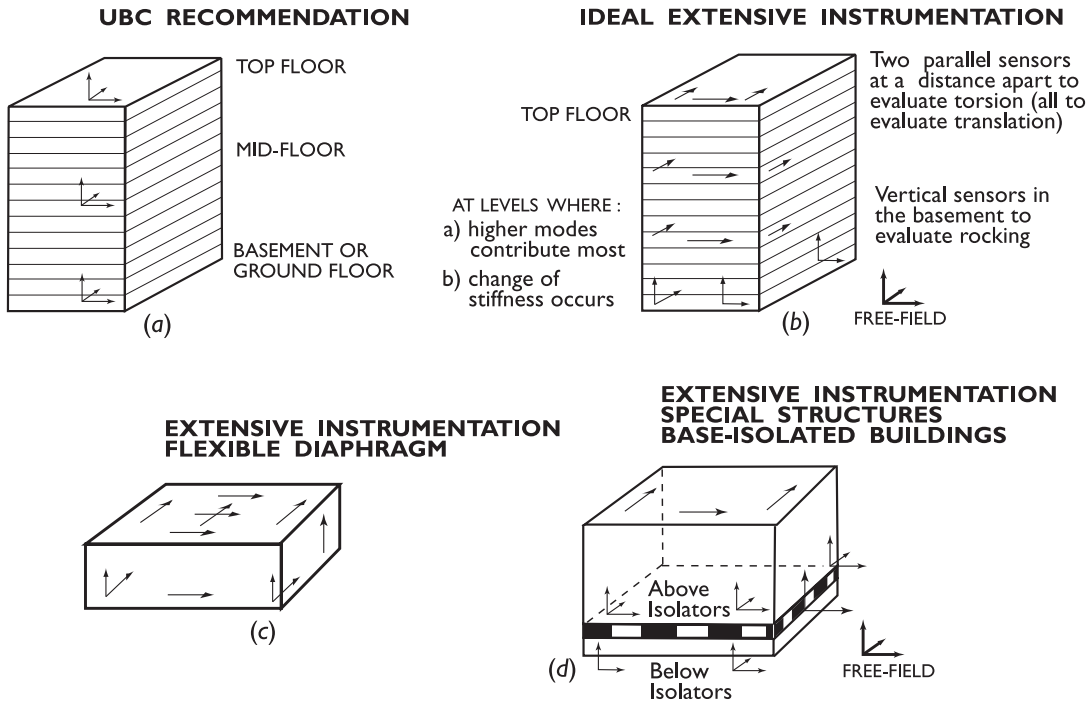


Figure 1. Typical instrumentation schemes

Associated Free-Field Instrumentation

More information is required to interpret the motion of the foundation substructure relative to the ground on which it rests. This requires free-field instrumentation associated with a structure (Figure 1b). However, this is not always possible in an urban environment[3]. Engineers use free-field motions as input at the foundation level, or they obtain the motion at foundation level by convolving the motion through assumed or determined layers of strata to base rock and deconvolving the motion back to foundation level. Confirmation of these processes requires downhole instrumentation near or directly beneath a structure. These downhole arrays will yield data on:

[3] For example, in San Francisco, California, it is not possible to find a suitable free-field location around the Transamerica building, which is extensively instrumented.

(1) the characteristics of ground motion at bedrock (or acceptably stiff media) at a defined distance from a source and
(2) the amplification of seismic waves in layered strata.

Downhole data from sites in the vicinity of instrumented building or other structures are especially scarce. Two new building monitoring arrays in the United States that include downhole sub-arrays are described later in the paper.

Record Synchronization Requirement

High-precision record synchronization must be available within a structure (and with the free-field, if applicable) if the response time histories are to be used together to reconstruct the overall behavior of the structure. Such synchronization has been achieved through extensive cabling from each individual sensor unit to the recorder. Recent technological developments enable decreasing or minimizing, and in certain cases eliminating, the use of extensive cabling. For example, global positioning system (GPS) is now widely used to synchronize building instrumentation with a separate free-field recorder; thus, eliminating cable connection between the free-field recorder and recorder within a structure. The issue here is that synchronization must be an integral part of any structure monitoring scheme whether cable or wireless transmission is the means to realize it.

Recording Systems, Accelerometers, Constraints and New Developments

Before about 2005, commercially available recording systems were limited to a maximum of 12-18 channels *(e.g.* analog recorder CRA-1[4] , up to 13 channels; the digital K-2[3], 12 channels; digital Mt. Whitney[3], 18 channels). Recently, more modern versions such as Granite[3], Dolimite[3] and 130-MC[3] have been designed specifically to record and transmit via various media, including the internet, combinations of 12, 24 or 36 channels of data. Recently and in addition, PC-based data acquisition systems that utilize multiple A/D converters are developed and can accommodate several dozen channels of data. In such systems, the only constraints are the cost of the sensors and data transmission media required. One such system is described later in the chapter. Most recorders run on AC power (from mostly) one location in a building but have internal batteries to supply 12-volts to the sensors via special cables that also transmit data.

Until recently, the development of and applications with wireless sensors have been very limited, mainly due to short life of batteries used as back-up power when AC power is interrupted. However, there are also new developments on this topic as reported later in the paper.

SPECIAL ARRAYS – LOOKING TO THE FUTURE

Special Arrays in Los Angeles, California

Figure 2 shows the nine-story Millikan Library at the Caltech in Pasadena, CA and the 15-story UCLA Factor Building in Los Angeles, CA. Every floor is instrumented in these buildings with the objective of thoroughly documenting the response of a multi-story building, including the propagation of seismic waves (Safak, 1999). Other special arrays have been developed for research and health monitoring applications. The special-purpose instrumentation scheme for the twin towers at Century City, in greater Los Angeles, CA is shown in Figure 3. The objective of the recently-upgraded instrumentation of these two buildings is to better facilitate studies of inter-story drift, wave propagation and damage detection by recording the responses at pairs of consecutive floors.

[4] Use of commercial names or trademarks cited herein does not imply endorsement of these products by the U.S. Geological Survey.

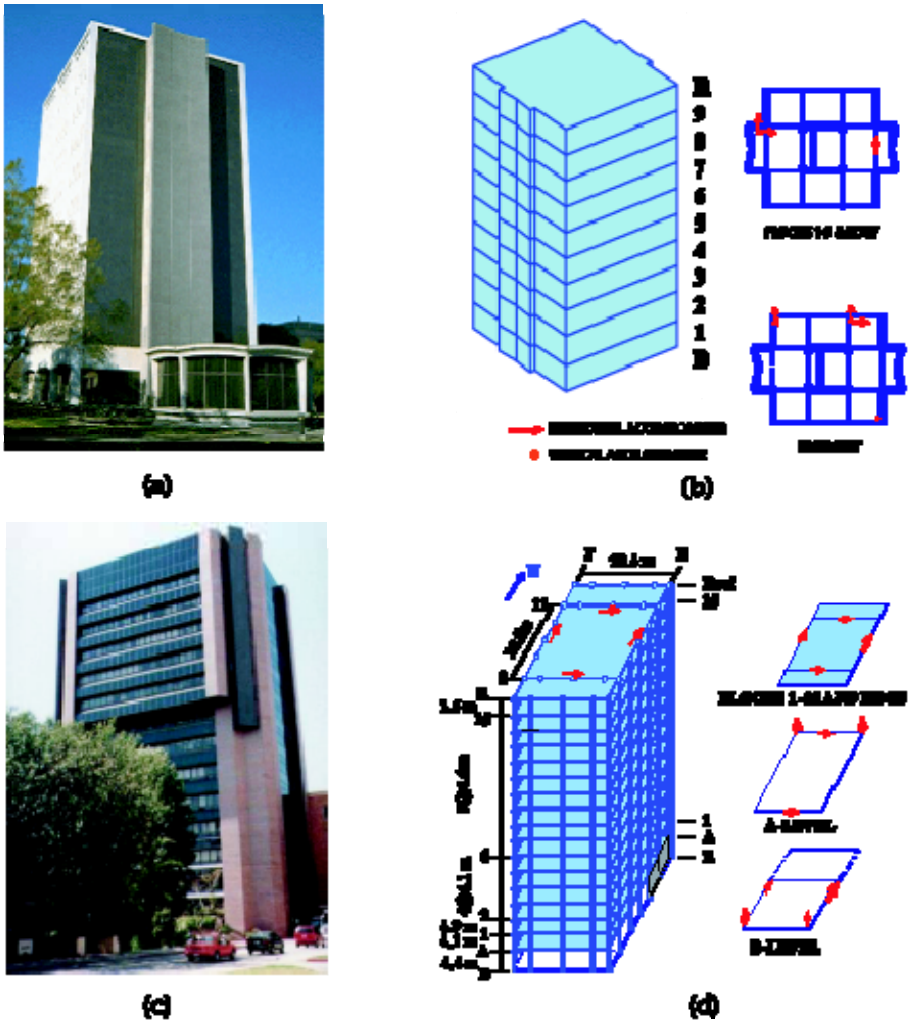


Figure 2. (a) Millikan Library (Pasadena, CA) and (b) its instrumentation scheme, and (c) Factor Building at UCLA (Los Angeles, CA) campus and (d) its instrumentation scheme (Safak, *pers. comm. 2001*).

Displacement Measurement Needs and Arrays, and Real-Time Data

Two important reasons are driving the recent push for developing technologies for measuring displacements in real-time or near real-time: (a) the evolution of performance-based design methods and procedures, which rely on displacement as the main parameter, and (b) the needs of local and state officials and prudent property owners to establish procedures for assessing the functionality of buildings and other important structures, such as lifelines, following a significant seismic event. As a result, structural engineers increasingly want the measurement of displacements during strong shaking events in order to readily compute drift ratios that in turn are related to performance of the structure. Furthermore, such needs are driving development of ever improving monitoring methods and tools to produce data in real-time.

Until recently, assessments of damage following an earthquake were essentially carried out through inspections by city-designated engineers following procedures similar to ATC-20 tagging requirements *(ATC,* 1989). Tagging usually involves visual inspection only, and is implemented by posting colored tags indicative of potential hazard to occupants: green indicating the building can be occupied - that is, the building does not pose a threat to life safety; yellow indicating limited occupation - that is, hazardous to life safety but not so as to prevent limited entrance to retrieve possessions; and red indicating entrance prohibited - that is, hazardous to life. However, one of the impediments to accurately assessing the damage level of structures by visual inspection is that

some serious damage may be hidden by building finishes and fireproofing. In the absence of visible damage to the building frame, most steel or reinforced concrete moment-frame buildings will be tagged based on visual indications of deformation, such as damage to partitions or glazing. Lack of certainty regarding the actual deformations may lead an inspector toward a relatively conservative tag. In such cases, expensive and time-consuming intrusive inspections may be recommended to building owners (e.g. following the M_W=6.7 1994 Northridge, CA earthquake, approximately 300 buildings ranging in height from 1 to 26 stories were subjected to costly intrusive inspection of connections ([EMA352, SAC 2000]). Thus enters the approach to real-time measurements of deformations of a structure for assessment of the structure's performance during an event. The rationale for such an approach is that, for example, a building owner and designated engineers are expected to use the response data acquired by a real-time health monitoring system to justify a reduced inspection program as compared to that which would otherwise be required by a city government for a similar non-instrumented building in the same area[5] (e.g. Program in San Francisco, CA [BORP, 2001]). An example of development of such a solution and algorithm is presented later in the paper.

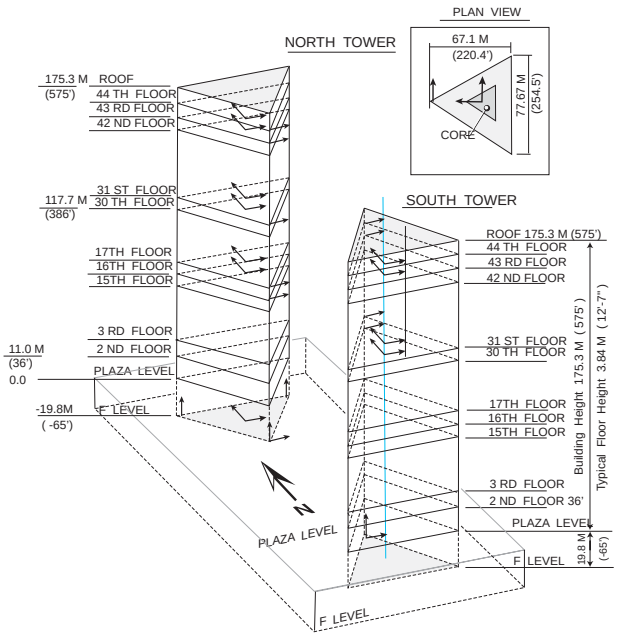


Figure 3. Twin Towers of Century City (extensively instrumented for drift studies)

A challenge to meeting these objectives is the fact that dynamically measuring relative displacements between floors directly is still very difficult and, except for tests conducted in a laboratory (*e.g.*, using displacement transducers), has yet to be readily and feasibly achieved for a variety of real-life structures. However, recent technological developments have already made it possible to successfully develop and implement two approaches to dynamically measure and/or compute real-time displacements from which drift ratios or average drift ratios can be computed.
Both approaches can be used for performance evaluation of structures and can be considered as building health-monitoring applications.
The relationship between drift ratios and damage is schematically shown in Figure 4. Threshold stages of damage condition as defined by drift ratios can be pre-computed using relevant structural parameters such as the type of connections and story geometry (e.g. story height).Thus, once drift ratios can be readily computed in near real-time, assessment of the damage condition of a building can be made.

[5] The City of San Francisco, California, has developed a "Building Occupancy Resumption Program" (BORP, 2001) whereby a pre-qualified occupancy decision-making process, as described in this paper, may be proposed to the City as a reduced inspection program and in lieu of detailed inspections by city engineers following a serious earthquake.

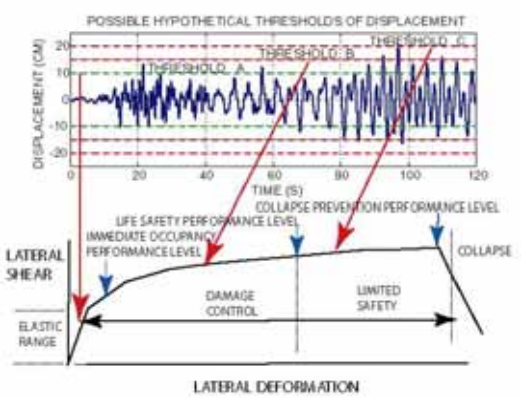


Figure 4. Hypothetical displacement time-history as related to FEMA- 274 (ATC, 1997).

Use of GPS for direct measurements of displacements

For long-period structures such as tall buildings and long-span bridges, dynamic displacement measurements using differential Global Positioning Systems (GPS) are now possible (Çelebi and Sanli 2002). However, GPS technology is limited to sampling rates of 10-20 Hz and, for buildings, these measurements are possible only at the roof[6]. A decade ago, the accuracy of measurements using the older model GPS units were ± 1 cm horizontal and ± 2cm vertical. Current GPS units have ± 1 mm horizontal accuracy. A schematic and photos of an application in the use of GPS to directly measure displacements is shown in Figure 5. In this particular case, two GPS units are used to capture both the translational and torsional response of the 34-story building in San Francisco, CA. Furthermore, at the same locations as the GPS antennas, tri-axial accelerometers are deployed to compare the displacements measured by GPS during strong-shaking events with those obtained by double-integration of the accelerometer records. Real-time acceleration and displacement data streaming in the PC-based monitoring system is also shown in Figure 5.

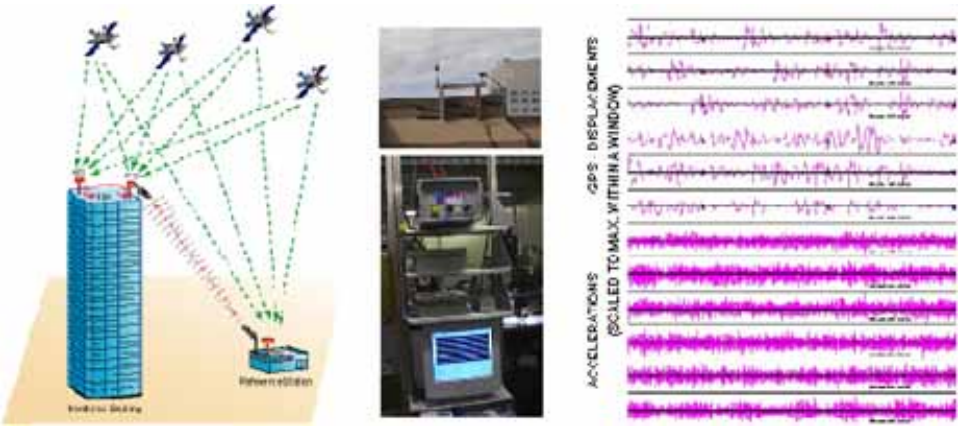


Figure 5. Special instrumentation using GPS and accelerometers (San Francisco, CA.): (Left) Schematic of the overall system, (Center) GPS and radio modem antenna and the recorders connected to PC, (Right) streaming of acceleration and displacement data in real-time.

In the absence of strong shaking data, ambient data obtained are analyzed to infer the validity of the recorded vibration signals even though the amplitudes of both the acceleration and

[6] Presently up to 50 sps differential GPS systems with up to 50 samples per second (sps) are available on the market and have been successfully used to monitor drift ratios (Panagitou et al, 2006, Restrepo, *pers. comm*.. 2007) – thus enabling future usefulness of GPS to all types of structures.

displacement data are very small and the data is noisy (Figure 6). The GPS displacement data is within the margin of error specified by the manufacturer (< 1 cm. horizontal), and even then, signals are strong enough to infer structural frequencies.

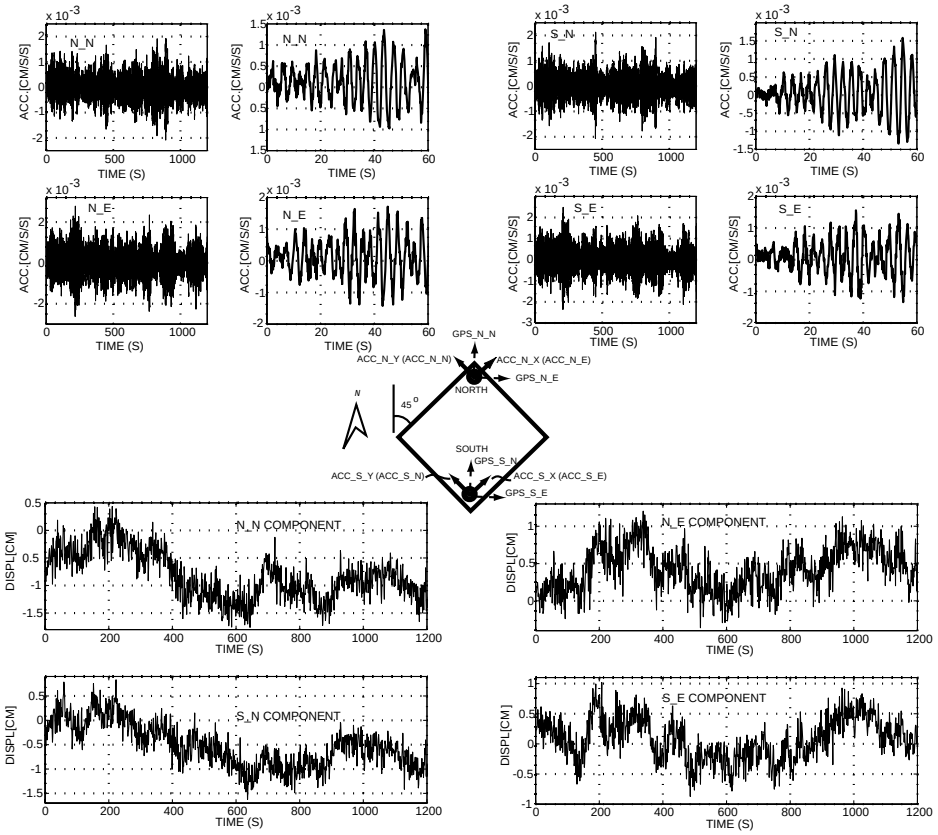


Figure 6. Locations of accelerometers and GPS antennas defined in the central schematic. (*Top*) Remotely triggered and recorded ambient accelerations at N (North) and S(South) accelerometer locations. The figure shows pairs of 1200 second long (and 60 second window from the same) record. (*Bottom*) Remotely triggered and recorded ambient displacements at N (North) and S (South) GPS Locations.

In Figure 7, cross-spectra (Sxy) of pairs of parallel records (north-south components of north [N_N] and south [S_N] deployments, and east-west components of north [N_E] and south [S_E] deployments) from accelerometers are calculated. The same is repeated for the differential displacement records from GPS units. The cross-spectra (Sxy) clearly indicate a dominant frequency (period) of 0.24-.25 Hz (~4 sec) from both acceleration and displacement data. This frequency is within the band of expected frequency for a 34-story building. The lower amplitude peak in frequency (near ~ 0.1 Hz) seen in the cross-spectra of displacement records is due to noise, which is probably microseisms. It is expected that during larger amplitude motions with higher signal to noise ratios, such low frequency amplitudes due to noise will be relatively much smaller. In the acceleration data, a second frequency at 0.31 Hz is apparent. The 0.24-0.25 Hz is the fundamental translational frequency (in both directions). This is confirmed by the fact that at this frequency, the cross spectra of parallel acceleration records have a coherency of approximately unity (~ 1) and are in-phase (0^o). On the other hand, the Sxy of parallel acceleration records at 0.31 Hz also show coherency of approximately unity but they are out of phase (180^o). Therefore, this frequency corresponds to a torsional mode.

For the fundamental frequency at 0.24 Hz, the displacement data also exhibit a 0^o phase angle; however, the coherencies are lower (~0.6-0.7) . The fact that the fundamental frequency (0.24 Hz) can be identified from the GPS displacement data, amplitudes of which are within the manufacturer specified error range, and that it agrees with that computed by using the acceleration data, is an indication of promise of better results when larger displacements can be recorded during strong shaking caused by earthquakes or strong winds.

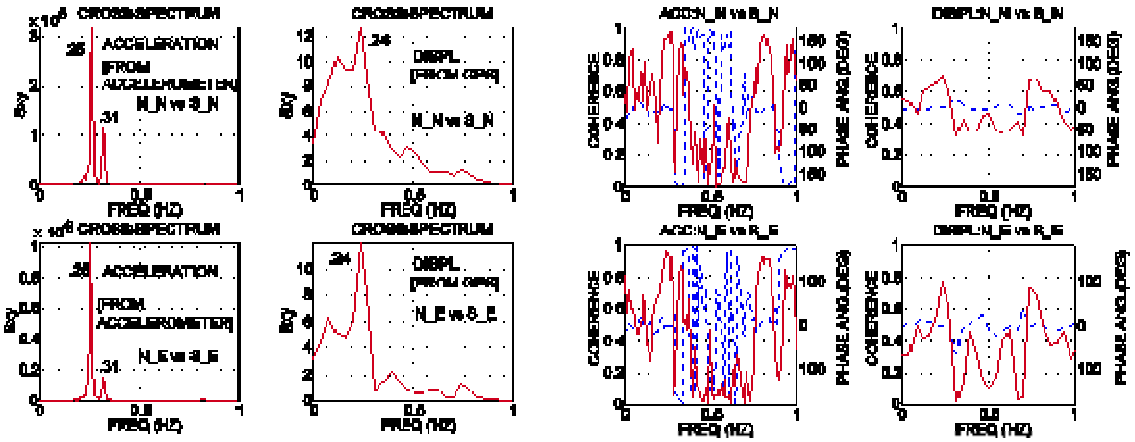


Figure 7. Cross-spectra (Sxy) and associated coherency and phase angle plots of horizontal and parallel accelerations and displacements. [Note: In the coherency-phase angle plots, solid lines are coherency and dashed lines are phase-angle].

Since the deployment of the pioneering GPS units in San Francisco, CA, multiple other such arrays have been developed. An important array for monitoring the wind response of five tall buildings in Chicago, IL has been developed by Kijewski-Correa and Kareem (2004).

Displacement via real-time double integration

As mentioned, GPS applications are currently limited to sampling at ≤ 20 Hz, and for building monitoring, displacement measurements (using GPS) are possible only on at the roof. This limits the application to long period structures rather than a wide variety of structural systems. Therefore, the challenge is to compute displacements from recorded acceleration responses in real-time or near real-time.

A new approach for obtaining displacements in real-time is depicted in Figure 8, which also shows the distribution of thirty accelerometers in a 23-story building also in San Francisco, CA. The array is designed to provide data from several pairs of neighboring floors to facilitate drift computations. This monitoring system was primarily realized because of the needs of the building owner to utilize real-time data to meet the goals of the previously discussed BORP (2001) program in San Francisco, CA. The system has a server that (a) digitizes continuous analog acceleration data, (b) pre-processes the 1000 sps digitized data with low-pass filters (herein called as the preliminarily filtered uncorrected data), (c) decimates the data to 200 sps and streams it locally, (d) monitors and locally records (with a pre-event memory) when prescribed triggering thresholds are exceeded, and (e) broadcasts the data continuously to remote users by high-speed internet.

The system employs software based on a general flowchart (Figure 9) developed to compute displacements and drift ratios in real-time from signals of accelerometers strategically deployed throughout a building (Çelebi, 2008). This approach is now implemented in several other buildings in San Francisco, CA (Çelebi, 2009).

Thus, the objective of timely assessment of performance level and damage conditions of the building can be fulfilled. In addition, to facilitate studies while waiting for strong shaking events, data can also be recorded locally or remotely on demand.

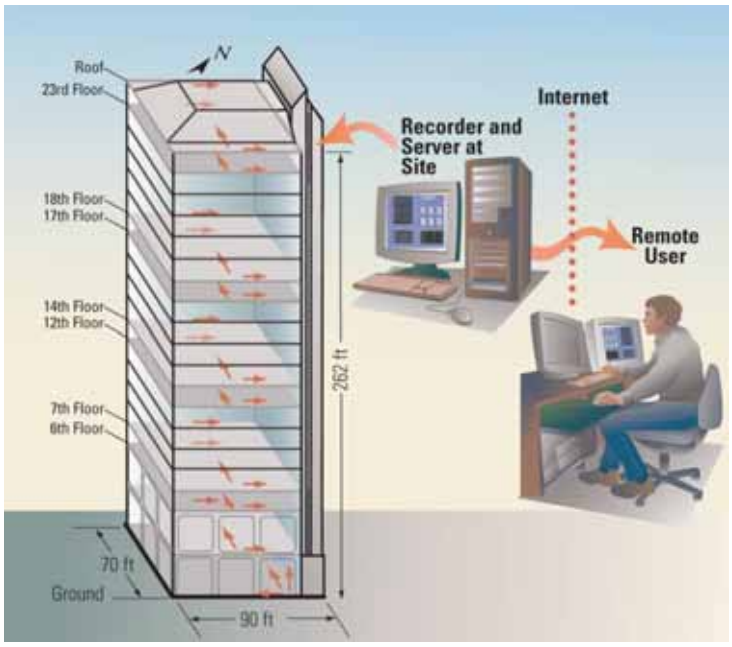


Figure 8. General schematic of data acquisition and transmittal for real-time seismic monitoring of a 23-story building in SanFrancisco, CA.

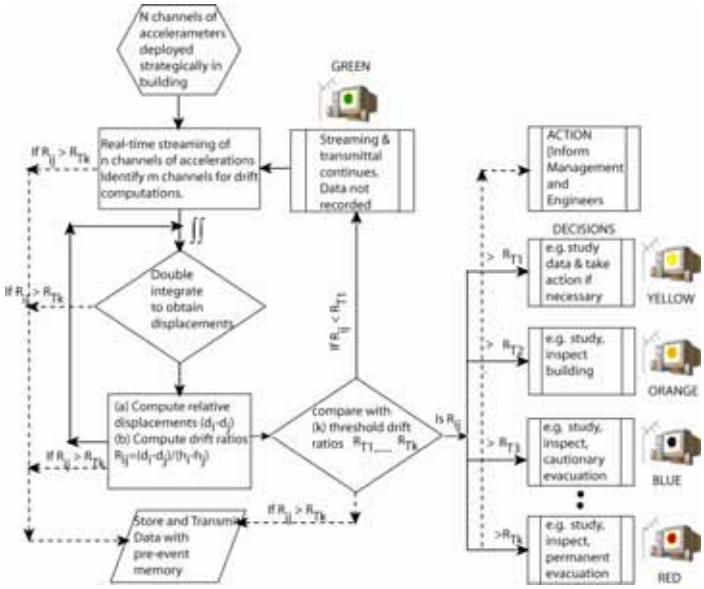


Figure 9. Flow-chart for observation of damage levels based on threshold drift ratios (from Çelebi, 2008).

The broadcast-streamed real-time acceleration data are acquired remotely using a "Client Software" configured to compute velocity, displacement and a selected number of drift ratios. Figure 10 shows two PC screen snapshots of the client software display configured for 12 channels of streaming acceleration or velocity or displacement or drift ratio time series. In the left frame, each paired set of acceleration response streams is displayed with a different color. In that same frame, also shown is the amplitude spectra of acceleration for one of the channels selectable by the user. It is noted that several frequency peaks are clearly identifiable (as discussed later in the chapter). In the lower left of the frame, time series of drift ratios are shown for 6 locations, each color corresponding to the same pair of data from the window above. In order to compute drift

ratios, displacements are computed by real-time double integrations of filtered acceleration data. Filter options are built into the client software for processing of the acceleration data. To compute drift ratios, story heights, as shown in (the right frame of) Figure 10 need to be manually entered. This figure also shows the computed pairs of displacements that are used to compute the drift ratios. Corresponding to each drift ratio, there are 4 stages of colored indicators. When only the "green" color indicator is activated, it indicates that the computed drift ratio is below the first of three specific thresholds. The thresholds of drift ratios for selected pairs of data must also be manually entered in the boxes. As drift ratios exceed the designated three thresholds, additional indicators are activated with a different color (Figure 10 right). The drift ratios are calculated using data from pairs of accelerometer channels oriented in the same direction. The threshold drift ratios are computed and decided by structural engineers using structural information and are compatible with the performance-based theme, as illustrated in Figure 4 (Figure C2-3 of *FEMA-274* [ATC 1997]) and summarized in Table 2 for this particular building. Figure 10 (right) hypothetically shows that the first level of threshold is exceeded, and the client software is recording data as indicated by the illuminated red button (in the upper right).

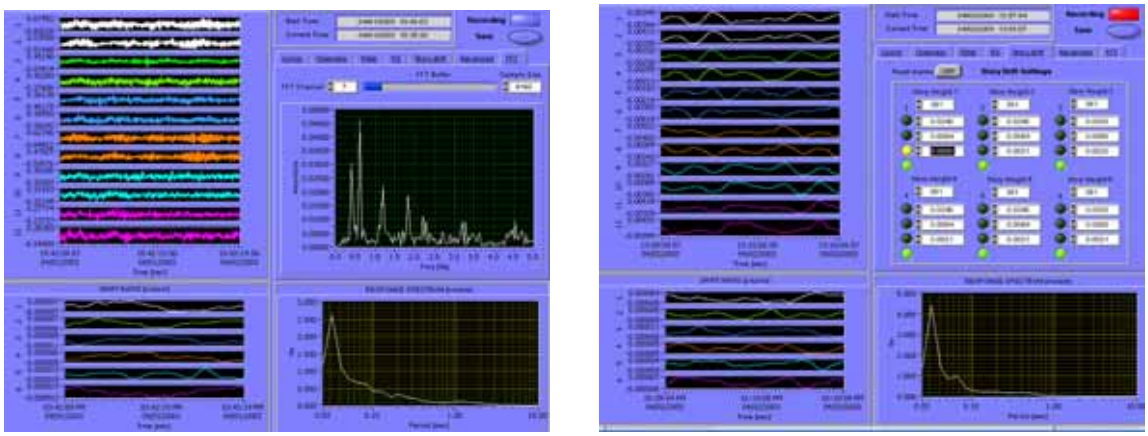


Figure 10. (*Left*) Screen snapshot of client software display showing acceleration streams and computed amplitude and response spectra. (*Right*) Screen snapshot of client software display showing 12-channel (six pairs with each pair a different color) displacements and corresponding six drift ratios (each corresponding to the same color displacement) streams. Also shown to the upper right are alarm systems corresponding to thresholds that must be manually input. The threshold for the first drift ratio is hypothetically exceeded to indicate the starting of the recording and change in the color of the alarm from green to yellow.

Table 2. Summary of Threshold Stages and Corresponding Drift Ratios

Threshold Stage	1	2	3
Adopted Drift Ratio	0.2%	0.8%	1.4-2.0%

Sample Recorded Ambient Data and Analyses

Sample data obtained on 12 February 2003 via the client software are shown in Figure 11. The data are from two parallel channels (CH12 and CH21), their difference, and an orthogonal channel (CH30) at the roof. The differential accelerations of parallel channels (CH12-CH21) identify a strong presence of torsion. The recorded peak accelerations are about 0.1-0.2 gals (~0.1-0.2 cm/s/s). The computed amplitude spectra clearly indicate a peak frequency for the fundamental translational mode (in both directions) at ~0.4 Hz (~2.5 second period) for all channels and at ~0.6 Hz (~1.67 s) for the torsional motion. Furthermore, the signals are good enough to identify the second translational mode at ~ 1.2Hz (~0.83 s). Similarly, the second torsional mode is at ~ 1.8 Hz (0.56 s). The identified translational frequency is typical of a framed building that is 24 stories high. The identified modes and frequencies are further supported with the cross-spectrum, coherency, and phase angle plots in Figure 12 (left). The cross spectrum, coherency, and phase angle plots of the motions recorded by CH12 and CH21 (the two parallel accelerometers at the roof level) are shown in Figure 12 (left). The cross spectrum exhibits all of the significant frequencies identified in Figure 11 with very high coherency (~1). At 0.4 and 1.2 Hz, the phase angles between

the parallel motions are both 0 degrees, which indicate that they are in phase and therefore belong to translational modes. At 0.6 Hz and 1.8 Hz, the phase angles are ~180 degrees which indicate that they are out of phase and belong to torsional modes. The strong torsional response is further illustrated through Figure 12(right) which exhibits cross spectrum, coherency, and phase angle plots of the differences of motions recorded by parallel channels (CH12-CH21) at the roof and (CH10-CH19) at the 18th floor. Again, at ~ 0.6 Hz, these torsional motions exhibit significant cross-spectral amplitude with very high coherency (~1) and 0 degree phase angle. Therefore, 0.6 Hz belongs to the first torsional mode.

Even at the low amplitude acceleration levels exhibited in this set of sample data, the signal-to-noise ratio is satisfactory to indicate several modal frequencies. It is expected that the coherency of motions between pairs of channels will further improve when the signal-to-noise ratio is even higher during strong-shaking events. Further detailed analyses of strong shaking data will be carried out when recorded in the future.

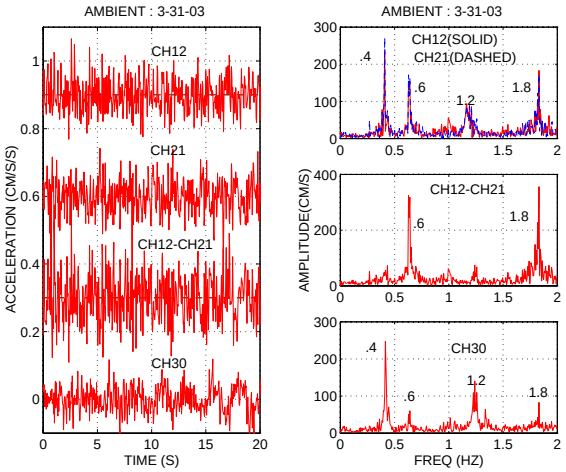


Figure 11. (*Left*) Twenty seconds of ambient acceleration response data and (*Right*) corresponding amplitude spectra obtained at the roof from parallel channels (CH12 & CH21), their difference (CH12-CH21), and from CH30, orthogonal to CH12 and CH21.

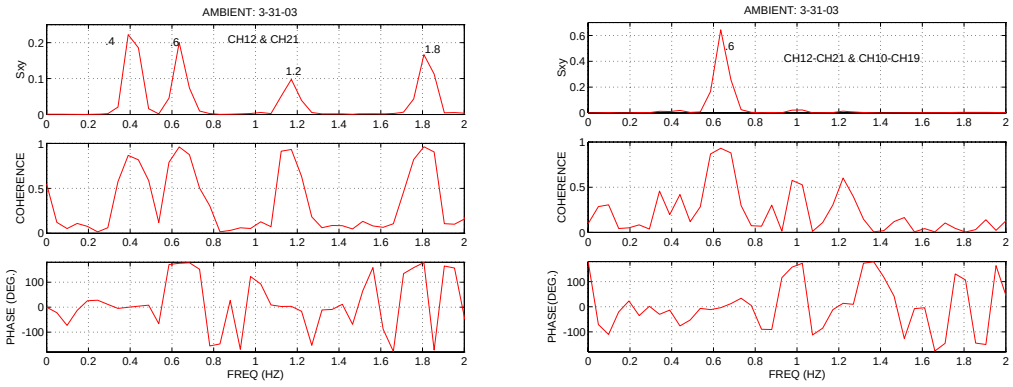


Figure 12. (*Left*) Cross spectrum, coherency, and phase angle plots of ambient acceleration response data obtained from parallel channels (CH12 and CH21) at the roof. (*Right*) Cross spectrum, coherency, and phase angle plots of ambient acceleration response data obtained from differences of parallel channels, CH12-CH21 at the roof and CH10-CH19 at the 18th floor.

Sample Recorded Low-amplitude Earthquake Response Data and Analyses

During the December 22, 2003 San Simeon, CA. earthquake (Mw=6.4), at an epicentral distance of 258 km., a complete set of low-amplitude earthquake response data was recorded in the building. The largest peak acceleration was approximately 1 % of g. Synchronously recorded accelerations were double-integrated to obtain the displacements exhibited in Figure 13 for one side of the

building. Figure 14 further exhibits computed displacements 20-40 s into the record and reveals the propagation of waves from the ground floor to the roof. The travel time is about 0.5 second. Since the height of the building is known (80 m), the travel velocity is computed as 160 m/s. One approach for detection of possible damage to structures is by keeping track of significant changes in the travel time, since such travel of waves will be delayed if there are cracks in the structural system (Safak, 1999).

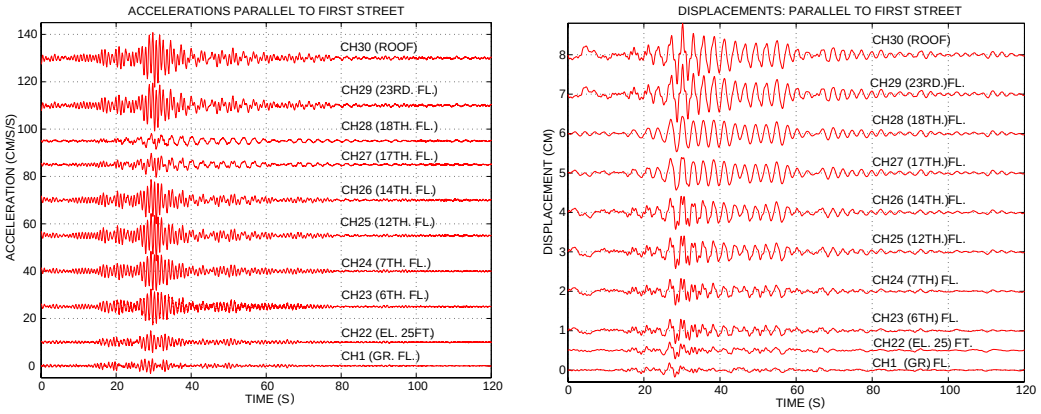


Figure13. Accelerations (left) and displacements derived by double-integration (right) at each instrumented floor (from Ground floor to the roof) on one side of the building [San Simeon earthquake, December 22, 2003].

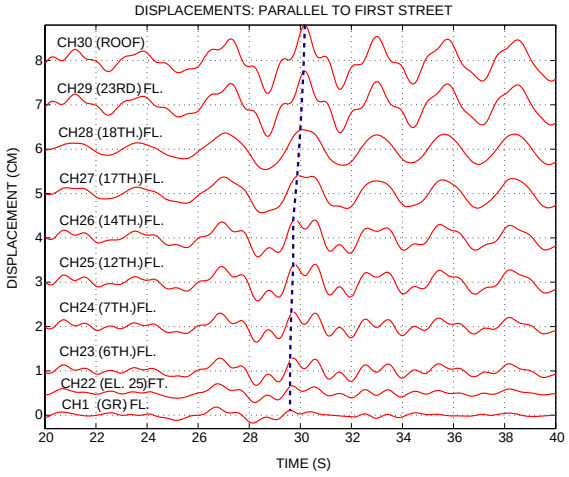


Figure 14. A twenty second window plotted from 20-40seconds into the record of computed displacements. Travel time of propagating vibrational waves from the ground floor to the roof of the 80 m tall building is approximately 0.5 second.

As with the ambient data, in Figure 15, the two parallel and orthogonal motions recorded at the roof are used to identify translational and torsional frequencies as 0.38 Hz and 0.60Hz respectively. Both frames in Figure 16 similarly exhibit the cross-spectra (Sxy) and coherencies and phase angles at these frequencies.

Benefits of using such real-time systems for either direct measurement of displacements using GPS or real-time computation of displacements by double-integration of accelerations during very strong shaking caused by earthquakes or other extreme events are yet to be proven. However, analyses of data recorded during smaller events or low-amplitude shaking show promise.

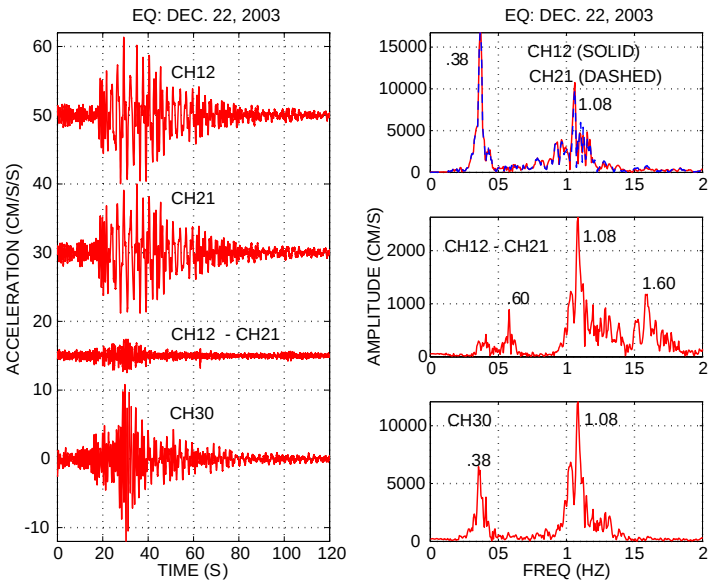


Figure 15. Acceleration response data (San Simeon, Ca. earthquake of December 22, 2003) obtained at the roof from parallel channels (CH12 & CH21), their difference (CH12-CH21), and from CH30, orthogonal to CH12 and CH21 (left) and corresponding amplitude spectra (right).

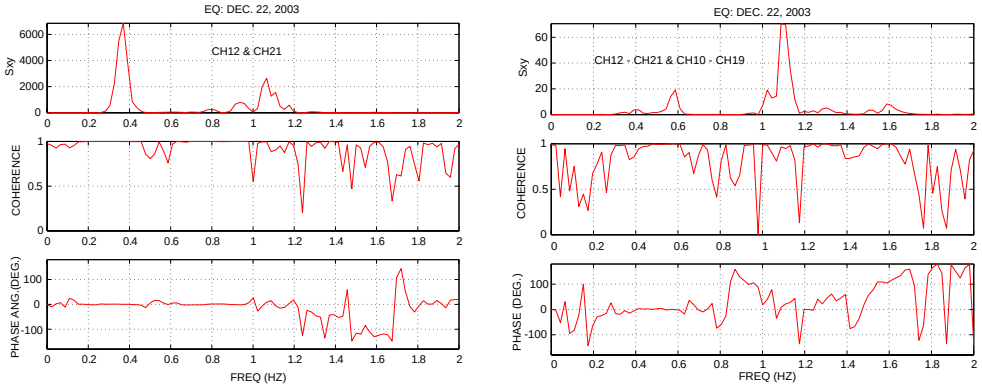


Figure 16. (*Left*) Cross spectrum, coherency, and phase angle plots of ambient acceleration response data obtained from parallel channels (CH12 and CH21) at the roof. (*Right*) Cross spectrum, coherency, and phase angle plots of ambient acceleration response data obtained from differences of parallel channels, CH12-CH21 at the roof and CH10-CH19 at the 18th floor.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION ARRAYS

State-of-the-art practice and analytical approaches require, when warranted, that the structure-foundation system be represented by mathematical models that include the influence of the sub-foundation media. In many cases, under a specific geotechnical environment, certain structures will respond differently than if that structure were built as a fixed-based structure on a very stiff (e.g rock) site condition. This alteration of vibrational characteristics of structures due to soil-structure interaction (SSI) can be either beneficial or detrimental to their performance. To date, the engineering community is not clear about the pros and cons of SSI.

Adverse effects of SSI during the 1985 Michoacan (Mexico) earthquake were addressed by Tarquis and Roesset (1988), who showed that, in the lakebed zone of Mexico City, 400 km away from the epicenter, fundamental periods of mid-rise buildings (5-15 stories) lengthened due to SSI. Thus, such buildings were negatively affected due to SSI because the lengthening of their fundamental periods placed them in a resonating environment close to the approximately 2-second resonant period of the Mexico City lakebed. Conversely, under different circumstances, SSI may

be beneficial, for example, when in an appropriate geotechnical environment, a structure escapes the severity of shaking due to a shifting of its fundamental frequency.

Thus, the identification of the circumstances under which SSI is beneficial or detrimental and the relevant controlling parameters is a necessity. In-situ and on-scale measurements of soil-structure interaction effects are required to fully understand the response of a major structure. In turn, such measurements to capture SSI effects can be accomplished by careful planning the deployment of sensors in addition to the number of sensors deployed to capture only the response of the superstructure. Such an integrated array could include the following components:

1. the superstructure array, consisting of sensors distributed within the floors of a building to capture its translational and torsional motions,
2. the foundation array, to include sensors not only within the building and on the foundation but also beneath and on the outside sidewalls of the foundation to capture the variation of accelerations, displacements and pressures in the horizontal and vertical directions [*e.g.*, if vertical motion and rocking are expected to be significant and need to be recorded, at least three vertical accelerometers are required at the basement level (Figure 1b)],
3. the spatial arrays including a vertical downhole array below or in the immediate vicinity of the structure and, a horizontal array in the immediate vicinity of the structure. Horizontal and vertical spatial downhole sensors will provide information on how the motions change while traveling through the media, and how much they are affected by the building response.

Specialized arrays that will capture SSI effects will further advance the verification of SSI effects that are currently very much limited to theoretical studies. Detailed proposals for soil-structure interaction experiments resulting from a workshop are presented in USGS OFR-92-295 (Çelebi and others, 1992). Two structural instrumentation arrays that include parts of the sub-arrays described above are now operational and promise to yield data for SSI research.

Transamerica Building, San Francisco, CA

One of the existing structural arrays is in the Transamerica Building, a landmark in San Francisco, CA. Figure 17 shows a photo of the building.



Figure 17. Photo of Transamerica Building, San Francisco, CA.

The Transamerica Building was designed according to code requirements in force in 1972; however, design evaluation was made using a site-specific design response spectrum with seismic forces that were higher than the code requirements (Clough, R., personal communication, 1990). The pyramid-shaped, steel Transamerica Building is sixty stories, 257.3 m (844 ft) high and square in plan. At the ground level, the plan dimensions are 53 m x 53 m (174 ft. x 174 ft). This plan area starts reducing at the second floor to 44 m x 44 m (145 ft x 145 ft) at the fifth floor and then follows an exterior wall slope of 1 to 11 upwards. A perimeter truss system decorates and supports the building between the second and fifth floors. In addition to the exterior frame system, interior frames extend to the top of the structure with some of them ending at the 17th and 45th floors. The exterior pre-cast concrete panels are attached structurally to the exterior frames. The basement (three levels below the ground level) consists of a very rigid shear wall box system. The foundation of the building consists of a 2.7 m (9 ft.) thick basemat without piles. The underlying soil media below the foundation consists, in general, of clays and dense sands. Below the ground level down to a depth of 8 m (25 ft.), there is weak and compressible sand and rubble fill and recent bay deposits of sand and clay. Below 20 m (60 ft.), the sands are partially cemented. The bedrock is between 48-60 m (145-185 ft.) below the present street grade.

Through an array of strong-motion instruments deployed by USGS in 1985, the response of the Transamerica Building was recorded during the October 17, 1989 Loma Prieta, CA earthquake (M_s= 7.1), the epicenter of which is at 97 km from building. This data set is very important as it reveals significant SSI effects associated with the earthquake response of the building. The array of instruments that recorded this effect are depicted in Figure 18, which shows a three-dimensional schematic of the building, overall dimensions, the instrumentation scheme and recorded accelerations and displacements at some locations. The instrumentation scheme was designed and implemented to study the response and associated dynamic characteristics of the building, including its translational, rocking and torsional motions[7]. At the 21st, 5th and ground levels, three uniaxial accelerometers are deployed, two parallel to one another at the nominal West and East ends (nominal N-S orientation - actually 351^o clockwise from true north) and the third with a nominal E-W orientation (081 ^{o} clockwise from true north). These orientations are coincident with the orientations of the horizontal channels of the three SMA-1s at the 49th, 29th and basement levels. Four uniaxial accelerometers are deployed in the basement: 3 positioned vertically at three corners of the building, and one positioned horizontally, parallel to the nominal N-S horizontal channel of the triaxial accelerograph in the basement. The orientations of the channels are also shown in Figure 18. In summary, there are parallel pairs of horizontal accelerometers in each of the 21st, 5th, ground, and basement levels, and another single accelerometer deployed orthogonally to the pair in the horizontal direction at the same levels. However, because the building is in a heavily built-up area of San Francisco, there was no appropriate location for a free-field array in its immediate vicinity.

The response of the Transamerica Building during the 1989 Loma Prieta earthquake has been studied in detail (Çelebi and Safak, 1991, Safak and Çelebi, 1991, Çelebi, 1996 and 1998). The dominant frequency (or period) for the fundamental mode is 0.28 Hz (3.6 seconds)[8] in both the N-S and E-W directions as extracted from spectral analyses and system identification techniques. The ARX (acronym - AR for autoregressive and X for extra input) model, based on the least squares method for single input-single output, and coded in commercially available system identification software (Mathworks, 1988), is used in the system identification analyses performed herein (Ljung, 1987). Simply stated, the input is the basement or ground floor motion and the output is the roof level motion or motion at one of the levels where the structural response is detectable. Damping ratios are extracted with the procedures outlined by Ghanem and Shinozuka (1995) and Shinozuka and Ghanem (1995). Other modal frequencies are 0.5, 1.2, 1.5 and 1.8 Hz for the E-W direction and 1.0, 1.35, 2.0, and 2.6 Hz for N-S direction. Sample results from the application of system identification technique for the Transamerica Building records are shown in Figure 19. In this

[7] The instrumentation configuration is now updated to include a modern digital recording system and uniaxial accelerometers on the 29th and 49th floors, similar to the 21st floor.

[8] Ambient and forced vibration tests before and ambient tests after the Loma Prieta earthquake show the fundamental period as 2.94 s (0.34 Hz) [Çelebi, 1998].

application, motions at the 49th floor are used as output and those at the basemat as input (Çelebi, 1996). The match between the observed and calculated response is excellent as evidenced by comparisons of the calculated and observed acceleration responses and their corresponding amplitude spectra at the 49th floor. The critical viscous damping ratios extracted from the system identification analyses corresponding to the 0.28 Hz first mode frequency are 4.9 % (NS) and 2.2 % (EW) (Çelebi, 1996).

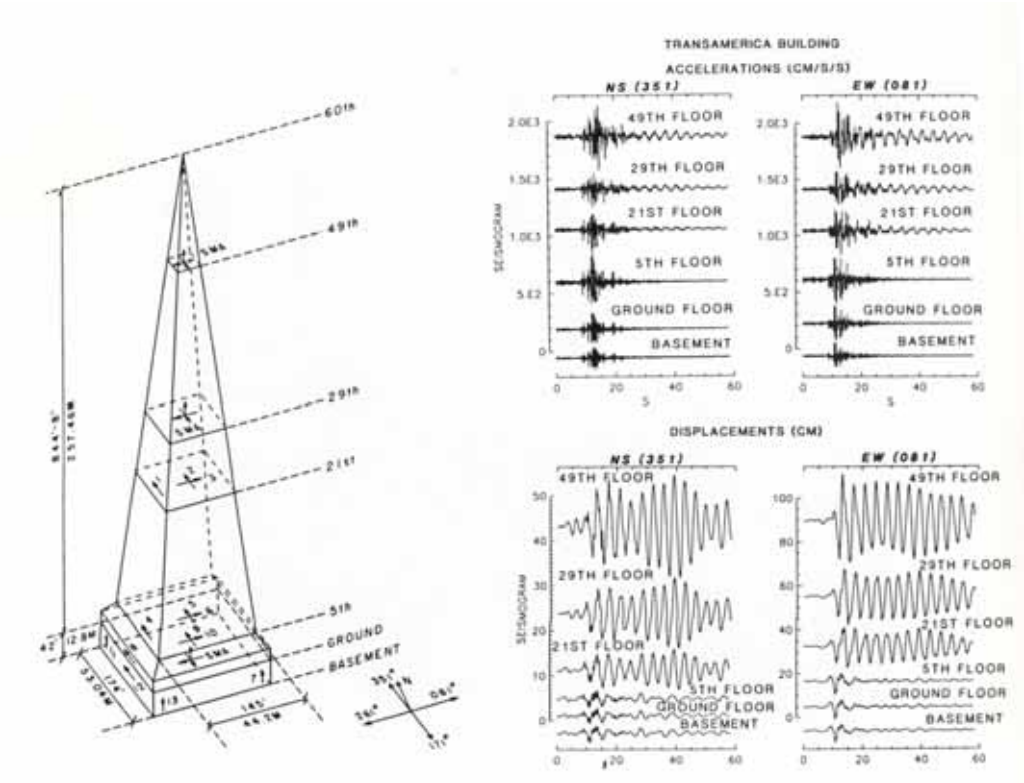


Figure 18. Instrumentation schematic of Transamerica Building during the 1989 Loma Prieta (CA) earthquake and the recorded accelerations and displacements computed by double integration of accelerations. Instrumentation scheme is now upgraded.

Analysis of the records showed that there is no significant torsional motion (Çelebi and Safak, 1991).

To demonstrate the possibility of rocking, a significant contributor to SSI, horizontal motions recorded at the 21st floor and vertical motions recorded at the basemat are used. Shown in Figure 20 are the coherency, phase angle and cross-spectrum for the N-S (351°) horizontal acceleration on the 21st floor and the vertical acceleration of the basemat. The rocking motion occurs at 0.5 seconds (or 2.0 Hz) in the N-S (351°) direction, and that at this frequency, the horizontal motion at the 21st floor and the vertical motion in the basement are coherent and in phase. This demonstrates significant and coherently identifiable rocking motion of this particular building that manifests itself in altering dynamic characteristics and response (*e.g.* lengthened period [shortened frequency] of 3.57 seconds [0.28 Hz] of the building as compared to those from low-amplitude tests with 2.94 s [0.34 Hz]). No SSI effects are attributable during the low-amplitude tests. Further detailed analyses of these records are provided in Çelebi (1998).

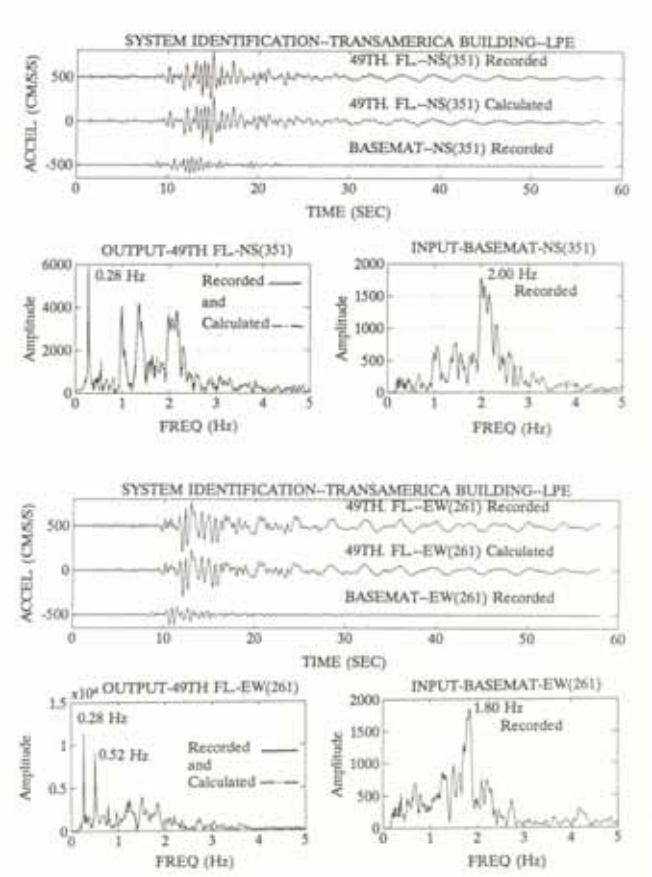


Figure 19. System identification applied to motions recorded at 49th floor (output) and the basemat (input) for the Transamerica Building.

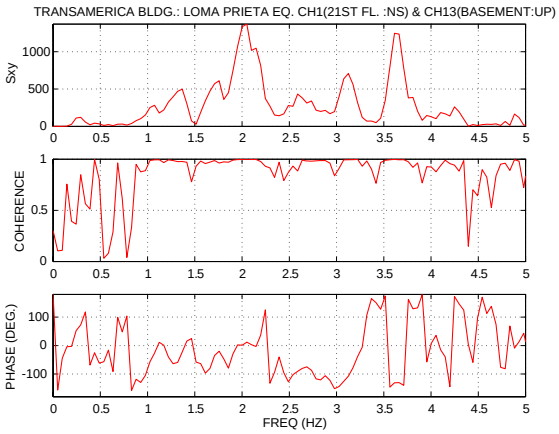


Figure 20. Cross-spectrum, coherency and phase angle plots of pairs of motions (NS at 21st floor and vertical in the basement) indicate rocking at 2 Hz (0.5 sec).

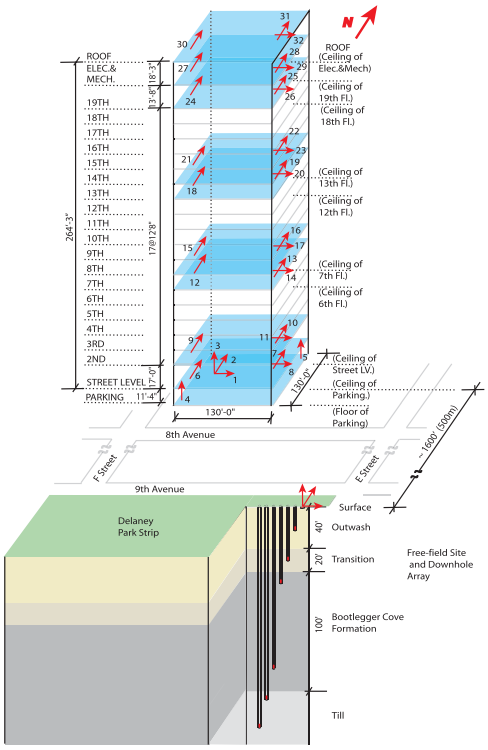
Atwood Building, Anchorage, Alaska

The Atwood Building is 20 stories tall and is located in downtown Anchorage, Alaska (Figure 21). The building is (1) a steel moment-resisting framed structure with one level of basement, (2) 130'x130' (39.6 m x 39.6 m) in plan, and (3) 264' (80.5 m) tall. The building foundation is without any piles and consists of a 5' (1.52 m) thick reinforced concrete mat below the core and a 4'6" (1.37 m) thick reinforced concrete perimeter mat interconnected with grade beams.



Figure 21. Photo of Atwood Building, Anchorage, Alaska.

Superstructure and foundation arrays consist of accelerometers deployed in the basement, at street level and the 2nd, 7th, 8th, 13th, 14th, 19th, (mechanical) 20th floors and roof. This configuration, depicted in Figure 22, is designed to detect motion of the building in the E-W, N-S, and, (in the basement) vertical directions to capture (a) translational, (b) torsional, (c) drift ratios (displacement differences between selected two consecutive floors) or average drift ratios (displacement differences between any two floors), and (d) rocking responses of the building.



Figures 22. Three-dimensional schematic of the Atwood Building (Anchorage, AK) showing the general dimensions and locations of deployed accelerometers within the structure and at free field with tri-axial downhole accelerometers. This particular building monitoring scheme is designed to capture SSI effects in addition to the traditional translational and torsional responses and has the necessary components of sub-arrays (*e.g.* superstructure, foundation, surface and downhole free-field sub-arrays).

The building array is complemented by a free-field array consisting of tri-axial surface and downhole accelerometers located approximately 2 city blocks from the structure – thus sufficiently

removed from the vibrational effects of the building. The associated downhole array is designed to capture the response of varying layers of soil and how such layering affects the changes in the characteristics of earthquake motions as they travel and hit the surface and affect the shaking of the structure. The downhole accelerometers of this array are deployed in six boreholes with depths ranging from 15 to 200 feet [~5-60m] (Figure 22). With the integrated downhole, surface and superstructure arrays, propagation of motions starting from the downhole to the roof of the building can be captured, allowing engineers to study the interaction between the soil and the structure.

Downtown Anchorage is underlain by an approximately 100-150-feet (30.5 – 45.7 m) thick soil layer known as the Bootlegger Cove Formation, where considerable ground failures occurred during the 1964 Great Alaska earthquake. For various levels of shaking, recording the response and assessing the behavior of structures at such sites and of the sites themselves is of interest to the engineering community as the next large earthquake will most likely affect the performance of structures at such sites. Detailed analyses of low-amplitude responses of the building recorded from several small amplitude earthquakes are provided in Çelebi (2006). Only sample data recorded from the structure array is introduced below.

Accelerations and computed displacements (double-integrated accelerations) from both the site and the superstructure arrays of the Atwood Building during the April 6, 2005 Tazlina Glacier (AK) earthquake (M_L=4.9, Event 18), epicenter at 183 km from the building, are shown in Figures 23 and 24. The largest peak acceleration recorded in the building array is on the order of 0.5% g. The figures clearly show the propagation of waves from the basement to the roof of the building. The height of this building is 264 ft [~81m] from ground floor and 275 ft [~85m] from basement. The travel time of waves from the basement to the roof is about 0.4-0.5 seconds and, as expected because of the low-amplitude shaking, the propagation of the waves does not display abrupt changes (e.g. transients or spikes) to indicate damage to structural members, components and the overall structural system. Capturing the propagation characteristics and travel time is important as large and abrupt changes may indicate damage to structural members, components and system (Şafak, 1999). If there are cracks in the structural system, the travel time will be longer because of the delay due to damage (Şafak, 1999). In addition to displaying propagation of waves, Figures 23 and 4 also show the beating response of the building, particularly in the NS direction displacement responses (between 80-100 s and also 100-120 s).

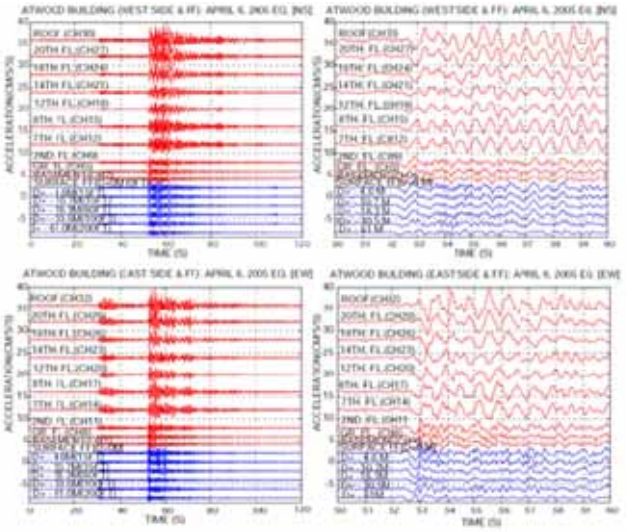


Figure 23. NS (upper panels) and EW (lower panels) accelerations from both the structure and site arrays. The 10-second records on the right are expanded views between 50-60 seconds of the longer records on the left, and show in detail the propagation of S-wave from the deepest downhole to the roof of the building. (Note: vertical axes are not in scale with the vertical elevations).

Figure 25 shows the roof accelerations and corresponding amplitude spectra of the two parallel NS components, their difference, and the EW component. In the spectra, significant structural frequencies [NS (0.58 and 1.83 Hz)] and EW [(.47 and 1.56 Hz)] are identified. These

frequencies, and in particular predominant torsional frequencies computed from differential accelerations of parallel sensors at roof level (CH30-CH31) are better displayed in Figure 26 showing spectral ratios of amplitude spectra of (a) NS and (b) EW accelerations (at the roof [CH30 and CH32] and 8th floor [CH15 and CH17] with respect to basement [CH2 and CH1] respectively) and (c) torsional accelerations at the roof [Ch30-Ch31] and 8th floor [CH15-CH16] with respect to those at the ground floor [CH5-CH7]. The torsional frequencies [0.47-0.58 and 1.5-1.9 Hz] computed from differential accelerations (Figure 5 and 6) are similar to the predominant frequencies computed from NS and EW roof accelerations, indicating possible coupling and also possibly causing the beating effect visually most prominent in the displacement time-history plots (Figure 24). Furthermore, the narrow band of the structural frequencies in the amplitude spectra or the spectral ratios reflect the low damping ratios that is also a cause of beating effect.

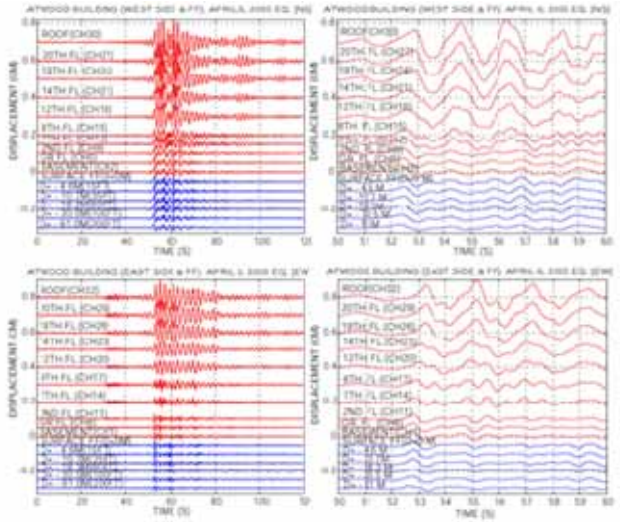


Figure 24. NS and EW displacements corresponding to Figure 23. (Note: vertical axes are not in scale with the vertical elevations).

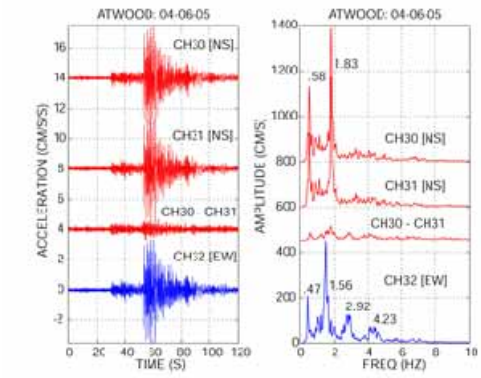


Figure 25. Roof acceleration time-histories and corresponding amplitude spectra

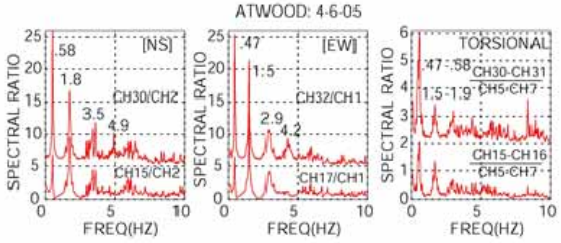


Figure 26. Spectral ratios computed from amplitude spectra of NS and EW accelerations at the roof (CH30 and CH32, respectively) and 8th floor (CH15 and 17with respect to those at basement, and torsional accelerations at the roof and 8th floor with respect to those at ground floor (CH5 and 7).

Figure 27 presents cross-spectrum, coherence and phase angle plots of pairs of NS ([a] CH30 and CH15), EW ([b] CH32 and CH 17) and torsional (differential of NS) accelerations [c] (CH30-CH31 and CH15-CH17) at the roof and 8th floor. The pairs of accelerations in each case are perfectly coherent for the modal frequencies indicated, and are 0^o in phase for the lowest frequencies (indication of first mode) and 180^o out of phase for the second and third lowest frequencies (indicating second and higher modes). It is noted again that the frequencies for the torsional responses are similar to the translational frequencies.

No evidence of soil-structure interaction (SSI) effects was found for the low-amplitude shaking caused by this distant small earthquake. Even though the vertical motions at the basement are not identical for the three locations, no phase differences were observed. As a result, no rocking effects have been identified. Stronger shaking at the site and building from future earthquake may reveal such effects. However, the fundamental frequency of the site (1.3-1.7 Hz) is very close to the second modal frequencies of the building (1.83 Hz for NS and ~1.5 Hz for EW direction), thus inferring that resonance of the building at this mode might occur.

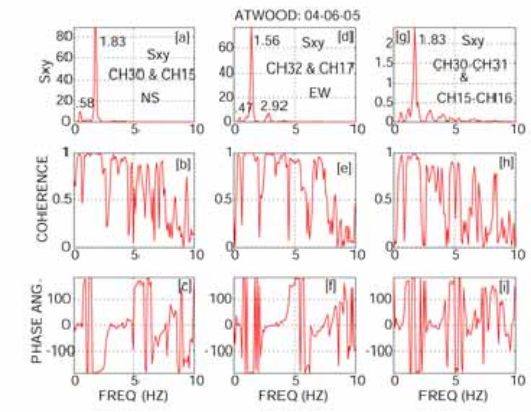


Figure 27. Cross-spectrum, coherence and phase angle plots of pairs of NS (CH30 and 15), EW (CH32 and CH 17) and differential of NS accelerations (CH30-CH31 and CH15-CH17) at roof and 8th floor identifies significant frequencies and associated modes.

New Array in Boston, Massachusetts

In late 2010, a cast-in-place reinforced concrete building at Massachusetts Institute of Technology (MIT) Campus in Cambridge, MA was instrumented with state-of-the-art seismic monitoring system. The building, constructed in the early 1960's and opened to service in 1964, has twenty stories (87.3 m [286.5'] overall height) plus a one-story basement below ground level. The shape is rectangular in plan (14.6 m [48'] x 34 m [116.5']) with solid shear walls extending from the basement-foundation level to the roof level at the two narrow ends. The foundation system comprises individual and spread footings supported by 14-inch [36 cm] diameter piles with caps partially or totally monolithic with basement slab. A picture of the building and its typical in-plan view are presented in Figure 28. Significant features expected to influence the shaking response of the building include the monolithic shear walls at its two narrow ends, large openings in its narrow direction at ground floor level, and large and heavy equipment anchored asymmetrically at its roof. Furthermore, there are vertical discontinuities immediately above the ground level and the level above it. The top two floors (19^{th} and 20^{th} levels) are mechanical floors. Heavy equipment is installed asymmetrically on the roof. The narrow ends of the building are aligned at 20^o ccw from true North, but, in this paper, the direction of the narrow and wider edges of the building will be referred to as the structural NS and EW directions, respectively.

Geotechnical aspects of the building site and its vicinity are well characterized. The ground surface is approximately ~6.1 m (20 ft) above sea level, and depth to bedrock is approximately 30.5-34.0 m (100-110 ft) below sea level. Available borehole logs in the vicinity of the building allowed computation of the fundamental site frequency as ~1.5 Hz (Çelebi, Toksöz and

Büyüköztürk, 2011). This value will be useful in assessing any site-related resonance of the building that might occur during the shaking from an earthquake or other significant excitation.

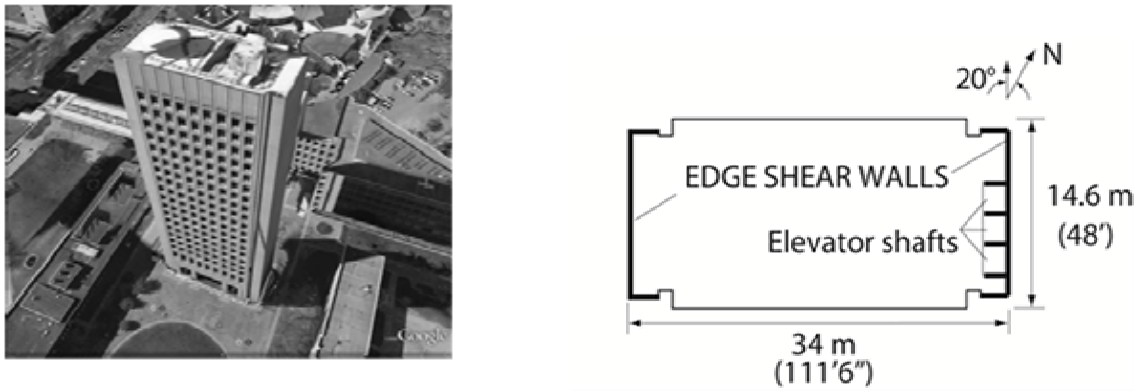


Figure 28: (*Left*) Image of Building 54 at MIT Campus (captured using Google Earth©). (*Right*) Typical plan-view of the building depicting the distribution of shear walls at the western and eastern ends of the building.

Figure 29 shows a schematic of the building depicting important dimensions as well as locations and orientations of the 36 (4-g) accelerometers deployed throughout the building. Each accelerometer channel is connected via cable to a 36-channel central recording system. Accurate (< 1μs) timing for data sampled at 200 Hz is synchronized to UTC by connecting to a GPS antenna deployed at the roof . The array is designed for recording (a) translational, (b) torsional and (c) rocking motions of the building, as well as for computing (d) drift ratios between adjacent floors or average drift ratios between non-adjacent floors. The capabilities of the state-of-the-art recording system include: (1) local and remotely accessible real-time data streaming, (2) adding data from pre-event memory of desired duration of an event recorded according to desired thresholds, (3) local and remote access to any data in the buffer (4) easy transmittal or retrieval event data, (5) system health monitoring and (6) on demand ambient data recording on site or remotely.

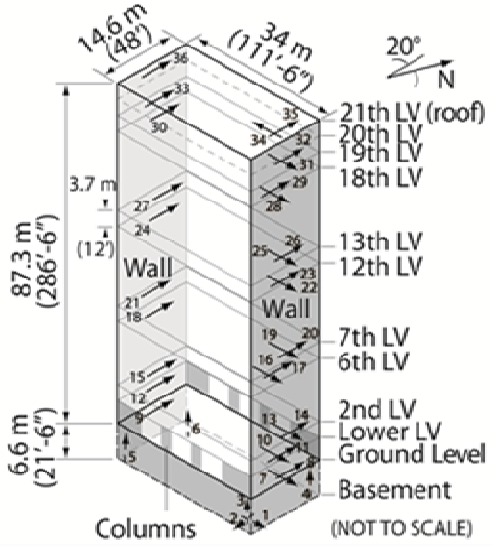


Figure 29: Schematic showing accelerometers deployed throughout the various floor levels of the building. The arrows indicate the orientation of positive acceleration for each sensor. Accelerometers are located as close as possible to the east and west shear walls. Vertical accelerometers are deployed at the four corners of the basement. Level 20 (shown in dashed lines) is not instrumented.

Since this array is relatively new, strong-shaking data is not available. In absence of strong shaking data, several sets of ambient data with durations of about 120-300 s were recoded. A quick check of these data indicated that the dynamic characteristics of the building appear to be repeatable at the low-amplitude motions recorded. Therefore, analyses of data from only one set that was recorded on October 28, 2010 is presented.

Figure 30 shows a sample time-history plot of ambient data (in relative accelerations) from the roof. As will be shown, torsion is significant in this building because the building is torsionally unbalanced, most likely due to the asymmetric shear walls around the elevator shafts on the east end of the building (Figure 28). Asymmetrically installed heavy equipment at the roof and elsewhere in the building surely contributed to its significant torsional behavior.

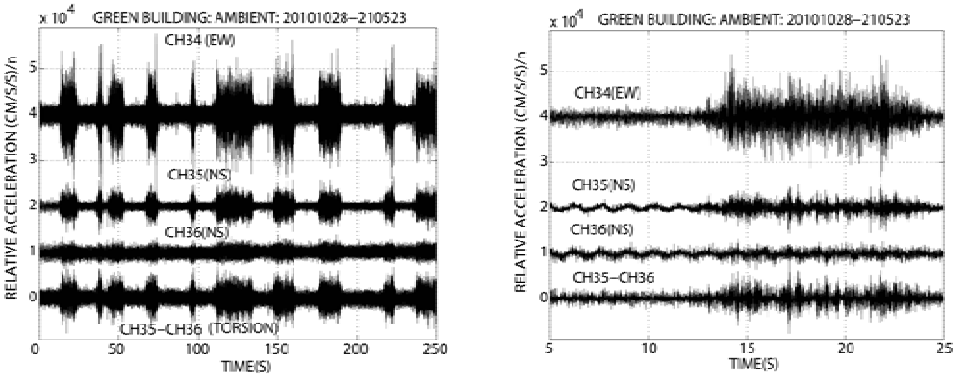


Figure 30: (*Left*) Relative ambient acceleration data of 250 second duration remotely recorded on demand from the roof of the building. Relative torsional motions (at bottom of each frame) are indicated by the difference of two parallel channels at the roof. (*Right*) 20-second window of the same data.

Figure 31 shows relative amplitude spectra computed for the ambient acceleration data presented in Figure 30. Because the ambient data has a high signal-to-noise ratio, the distinction between the lowest (fundamental) frequencies (periods) is clear [NS translation 0.75 Hz (1.33 s), EW translation 0.68 Hz (1.47 s) and torsion 1.42 Hz (0.70 s)]. It is noted that torsion calculated by taking the difference of the two parallel accelerations recorded by channels (denoted CH) 35 and 36 (last curve in the upper panel of Figure 31) does not show any peaks in common with the fundamental translational frequencies, thus indicating that the fundamental translational and torsional modes are not coupled. The second modes in the NS direction at ~2.6 Hz (0.39 s) and in the EW direction at ~ 2.45 Hz (0.41 s) are also visible in the spectra. The two additional plots in Figure 32 further verify the identified frequencies and associated modes as explained later in this section.

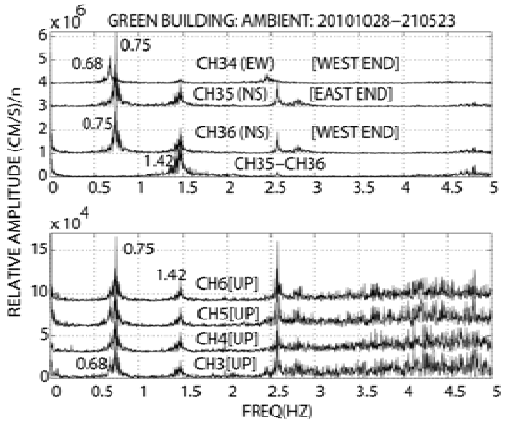


Figure 31: Relative amplitude spectra of (*Top Frame*) horizontal motions and of torsion (curve at bottom) at the roof, and (*Bottom Frame*) vertical motions in the four corners of the basement.

In the lower frame of Figure 31, spectra for all four vertical components of acceleration in the basement are very similar, and exhibit frequency peaks in common with those of the horizontal translational and torsional modes (note the minor peak at 2.4 Hz that corresponds to the 2nd mode in EW translation). This clearly indicates that the basement vertical motions are most likely influenced by the horizontal translational and torsional modes by means of rocking - a form of structure-foundation-soil interaction. This is significant in that this interaction takes place even during low-amplitude ambient shaking. (Further evidence of this interaction is shown later in the plots of cross-spectra, coherency and phase angles of Figures 33 and 34.)

The left frame in Figure 32 shows the cross-spectrum, coherency and phase angles for CH35 at the roof and CH23 at the 12th level and depicts with high coherency the fundamental and second mode frequencies in the NS direction: 0.75 Hz and 2.60 Hz with and 0^o and 180^o phases respectively. The peak at ~1.4 Hz belongs to the fundamental torsional motions (with 0^o phase angle). This is also more clearly depicted in the right frame of Figure 32 that shows cross-spectrum, coherency and phase angles for torsional motions CH35-CH36 at roof and CH23-CH24 at 12th level. A small peak at ~ 4.7 Hz indicates second torsional mode with 180^o phase angle.

That rocking occurs in the building is demonstrated by cross-spectrum, phase angle and coherency functions between pairs of vertical motions in the basement. Figure 33 shows plots for two pairs of vertical motions around the EW axis (that is, rocking in the NS direction). Clearly, the peaks at ~0.75 Hz and ~2.5 Hz in the cross-spectra, which have coherency nearly equal to unity and are out of phase by 180^o, indicate rocking in the NS direction. In contrast, Figure 34 shows two pairs of vertical motions around NS axis, where, at the same frequencies, the motions have near-unity coherence but are in phase (0^o), thus indicating no rocking around the NS axis (EW direction).

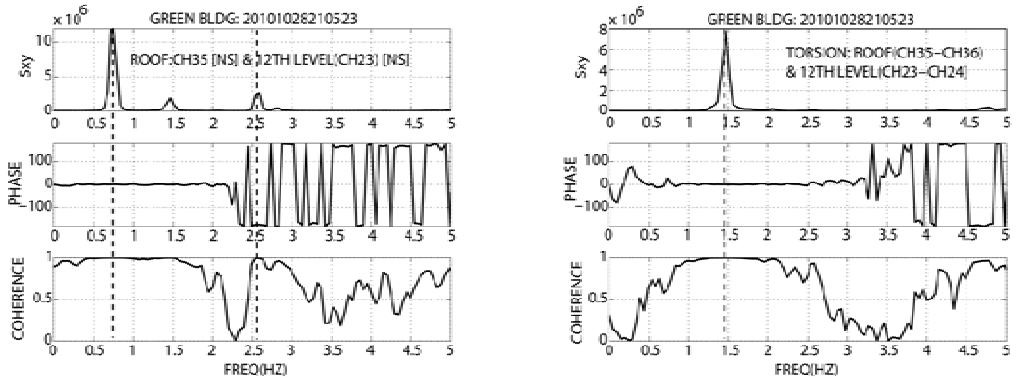


Figure 32: Cross spectra, coherency and phase angles for selected components of motion. (*Left*) The fundamental and second mode frequencies at 0.75 Hz and 2.60 Hz in the NS direction are clearly illustrated using CH35 at the roof and CH23 at the 12th Level, which are highly coherent and have phase angles of 0^o and 180^o, respectively. The peak at ~1.4 Hz with 0^o phase angle belongs to the fundamental torsional mode. (*Right*) Torsional motions at the roof (CH35-CH 36) and at 12th level (CH23-CH24). A small peak at ~ 4.7 Hz with 180^o phase angle corresponds to the second torsional mode.

System identification analysis was performed using the ambient data to identify and/or validate key frequencies and compare them with those determined by spectral analyses. A model is estimated using appropriate pairs of recorded acceleration responses as single-input, single-output. The auto-regressive extra input (ARX) model based on least squares method is used in this analysis. The reader is referred to Ljung (1987) and Matlab User's Guide (1988 and newer versions) for detailed formulations of the ARX and other system identification models. Some of the key frequencies for four of the important modes were identified along with the corresponding modal damping ratios. These results are summarized in Table 3.

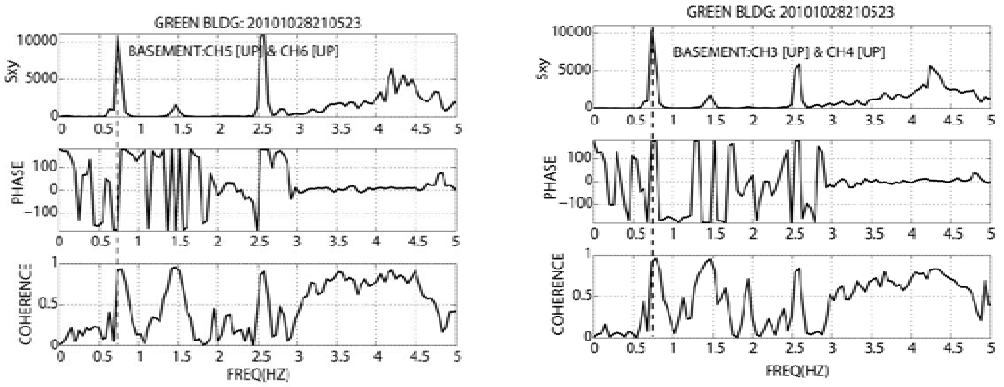


Figure 32: Cross-spectra (Sxy), phase angle, and coherence for pairs (W end on the left, E end on the right) of vertical sensors in the basement. Rocking around the EW axis (NS direction) is identified on the basis of unity coherency and 180^o phase angle at ~0.75 Hz and ~2.5 Hz in both plots.

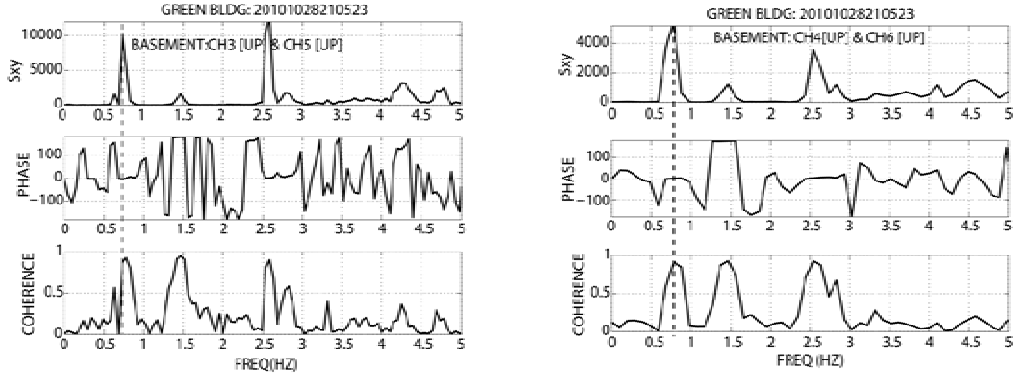


Figure 34: Cross-spectra (Sxy), phase angle, and coherence for pairs (S side on the left, N side on the right) of vertical sensors in the basement. Zero phase angles and near unity coherency at ~0.75 Hz and ~2.5 Hz (for two pairs of vertical motions around NS axis from the basement) indicate that there is no rocking in the EW direction.

Table 3. Summary Table of frequencies (f), periods (T) and damping percentages (ξ) determined by system identification.

MODE	TRANSLATIONAL						TORSION		
	NS			EW					
	f (Hz)	T (s)	ξ [%]	f (Hz)	T (s)	ξ [%]	f (Hz)	T (s)	ξ [%]
1	0.75	1.33	0.03	0.67	1.47	0.04	1.49	0.33	0.19
2	2.63	0.38	0.06	2.49	0.40	0.01	-	-	-

Thus, it is shown that, in absence of strong shaking, low-amplitude ambient vibration can be used to infer the behavior of the building and its dynamic characteristics. The data reveal distinct translational frequencies for the two major orthogonal axes (0.75 Hz NS , 0.67 Hz EW), a torsional frequency of ~ 1.49 Hz, and a rocking frequency around EW axis of 0.75 Hz which is same as the NS translational frequency. The fact that the two frequencies (NS translation and rocking around EW axis) are same clearly implies that motions in the NS direction are dominated by rocking motions with little or no bending contribution. Very stiff shear walls at the east and west ends of the building and weak geotechnical layers underlying its foundation provide the best

combination for soil-structure interaction in the form of rocking behavior around the east-west axis of the building. Clear evidence of such rocking behavior is rarely observed from low-amplitude data. In addition, a site frequency of ~1.5 Hz is determined from a shear wave velocity versus depth profile obtained from a borehole in the vicinity of the building. While the translational frequencies of the building are not close to the site frequency, the torsional frequency is almost identical and may have contributed to resonant behavior during which the torsional frequency of the building is injected into the horizontal and vertical motions in the basement because of the rocking. In addition, the observation that the fundamental structural frequency in the NS direction (0.75 Hz) also appears in the vertical motions of the basement suggests that these spectral peaks reflect rocking motions of the building at this frequency.

It has been observed and documented that dynamic characteristics of structures can vary considerably during strong shaking as compared to low-amplitude shaking (Çelebi, 2007). Therefore, while it is likely that for this building also, the dynamic characteristics identified from the ambient motions may differ considerably during stronger motions that may be generated from nearby earthquakes or site-amplified motions from earthquakes at large distances, the study results serve as baseline to behavior and response characteristics of the building at stronger shaking.

CAPE GIRARDEAU (BILL EMERSON) BRIDGE, MO

Figure 35 exhibits the cable-stayed Bill Emerson Memorial Bridge (also known as Cape Girardeau Bridge) in Cape Girardeau (Missouri, USA) which is instrumented with a monitoring system capable of streaming real-time acceleration response data that can be configured to establish performance indicators using the sensor data at the deck center or tops of towers or other instrumented locations for which data are readily available.

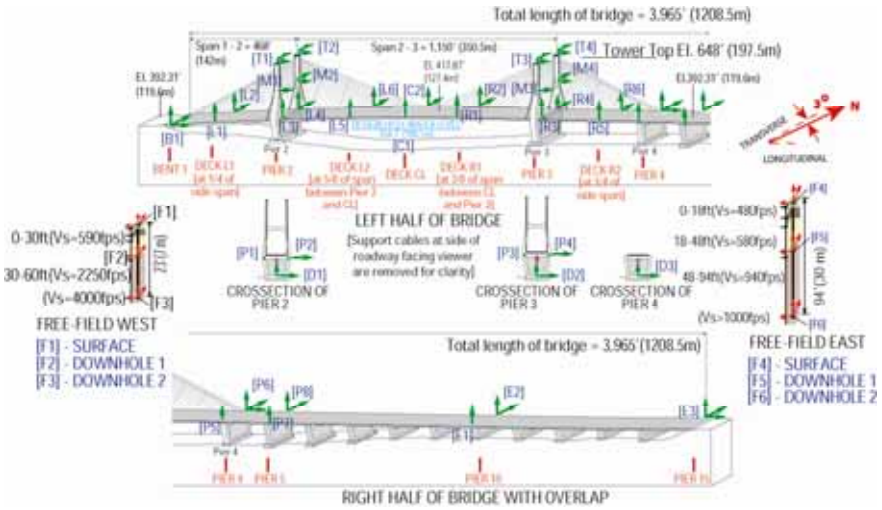


Figure 35. Example of extensively instrumented cable-stayed Bill Emerson Memorial Bridge (also known as Cape Girardeau Bridge) (Missouri, USA) that has real-time streaming of responses.

Figure 36 displays the real-time data acquisition and transmission design with local telemetry to the central recording building from where, via internet, data are transmitted to the Data Management Center (DMC) of IRIS (Incorporated Research Institutions for Seismology [www.iris.washington.edu]). In this case, streaming data stored at buffer of DMC can be obtained by anyone. Figure 37 shows a 267 s window of streamed data that was obtained from the DMC and re-plotted to show an event and a sizeable ambient response of the bridge. With the state-of-the-art sensor and recorders, the monitoring system at this bridge can be configured as a health monitoring system.

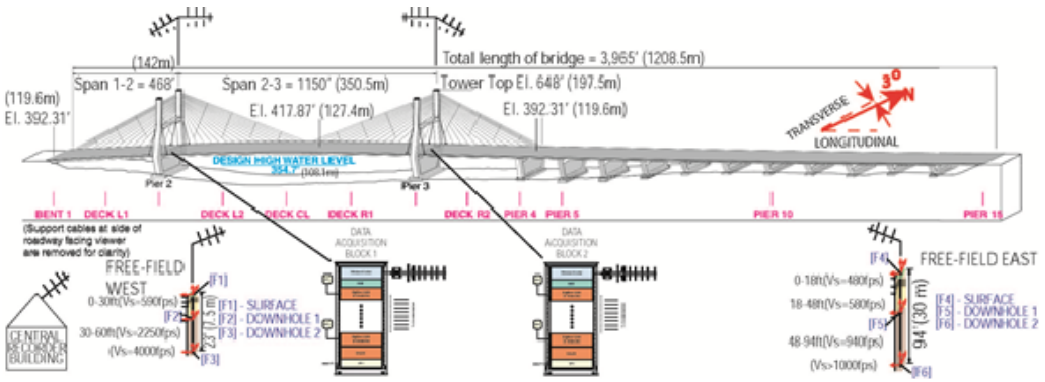


Figure 36. Data Acquisition units at different locations of the bridge and local telemetry set-up transmitting data to central recording building.

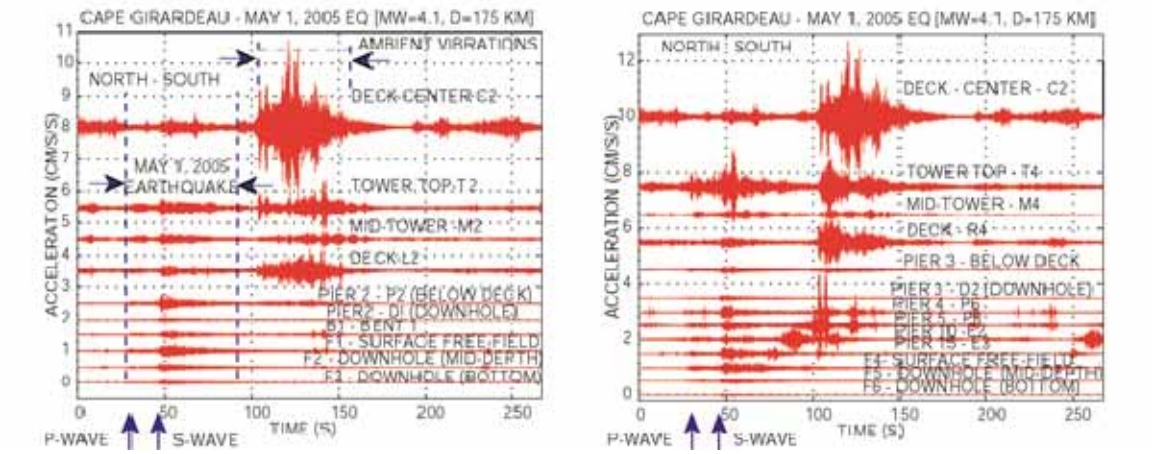


Figure 37. Re-plotted from streamed data displaying response of the bridge to May 1, 2005 event (between 30 to 130 s of the 267 second record) that occurred at 175 km away. The plot also displays important ambient response that is caused by tower, cable and deck interaction.

WIRELESS SENSORS

As previously mentioned, within the last decade, there has been intensive efforts to develop wireless sensors – the main motivation being to eliminate in seismic (and other) monitoring projects expensive costs to use cables required to connect the accelerometers (or other sensors) distributed at various floors and locations of a structure to a central location where the recorders are housed. At a central recorder location of most cable-connected monitoring projects, usually AC power is available to constantly charge packages of (normally 12-volt) batteries as back-up power supply to the sensors and recorders. Main obstacle to developing wireless sensors has been the power supply. Other issues related to A/D boards are solvable.

Using AC supply to constantly charge batteries at many locations of a structure and power individual sensors at those locations voids the definition of "wireless" as special safety designs must be incorporated when 110-220 volts are directed to where the sensors are. Thus, most wireless sensors developed to date have been for short duration applications (*e.g.* laboratory tests). However, recently, 5-year battery life has been achieved. In combination with solar panels, such sensors promise to be useful in some applications (*e.g.* dams and bridges where solar panels can be easily utilized). Recently, wireless sensors have been deployed on the long span cable-stayed 2nd Jindo Bridge in South Korea (Spencer, B.F. and Yun, B-C., 2010, Jang et. al, 2010 and Cho, S., et .al.

2010). Figure 38 shows photo of the 2nd Jindo Bridge. Figure 39 shows extensive instrumentation on the bridge with wireless sensors.



Figure 38. Densely instrumented cable-stayed 2nd Jindo Bridge in South Korea uses wireless sensors *(Photo courtesy of B. Spence, 2011)*

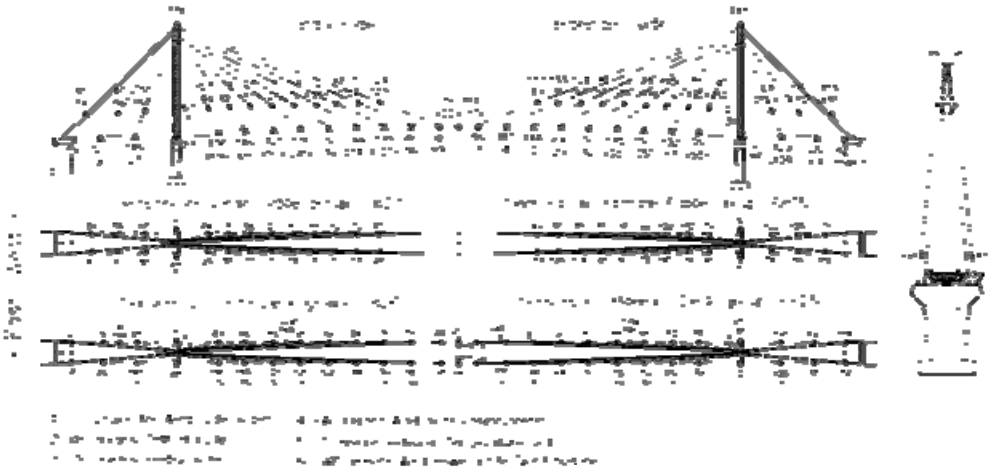


Figure 39. Extensive sensor layout at 2nd Jindoa Bridge, South Korea. There are 113 nodes and each node has a tri-axial wireless sensor. Some nodes have other sensors as well. *(Figure courtesy of B. Spence, 2011)*

SUMMARY

In this paper, a summary of seismic monitoring as practiced in the past, as well as current applications and new developments to meet the needs of the engineering and user community is presented. Both historical and current trends and methods used for seismic monitoring of structures are discussed in terms of utilization of data acquired by seismic monitoring. The extent to which a structure should be instrumented to meet the code recommendations versus special needs are discussed without consideration of cost issues. Several examples of instrumented buildings are shown. Some of these examples of instrumented buildings are configured to obtain multiple types of response characteristics or phenomenon such as soil-structure interaction. A number of examples demonstrate the

most recent applications that can be used for verification of design and construction practices as well as real-time applications for the functionality of built environment and assessment of damage conditions of structures.

Capitalizing on advances in computational and data transmission technology, it is now possible to configure and implement a seismic monitoring system for a specific building with the objective of rapidly obtaining and evaluating response data during a strong shaking event in order to help make informed decisions regarding the health and occupancy of that specific building.

Engineers increasingly demand approaches to measure displacements rapidly to be used for functionality assessments. On the other hand, dynamically measuring relative displacements between floors directly is very difficult and, except for tests conducted in a laboratory (*e.g.*, using displacement transducers), has yet to be readily and feasibly achieved for a variety of real-life structures. However, recent technological developments have already made it possible to successfully develop and implement two approaches to dynamically obtain real-time displacements from which drift ratios or average drift ratios can be computed. New approaches in monitoring (using GPS technology and real-time double-integration) and related data acquisition systems to meet the special needs in obtaining displacements and, in turn, drift ratios, in real-time or near real-time are introduced. Thus, once drift ratios can be readily computed in near real-time, technical assessment of the damage condition of a building can be made since several threshold stages at which damage condition of a story as defined by drift ratios are pre-computed using relevant parameters of the type of connections and story structural characteristics including its geometry. Both approaches can be used for performance evaluation of structures and can be considered as building health-monitoring applications. Specific examples are provided for GPS and double integration applications.

Although there are other significant developments, there are still outstanding needs that require further development even though they have not been discussed herein. For example, two such needs are: (a) development of wireless instrumentation and (b) inexpensive sensors to deploy in large quantities in each selected building and in large number of selected buildings in an urban environment. The case for wireless instruments has been around for a while. New example of recent application of a long-span cable-stayed bridge equipped with wireless sensors powered by "5-year life" batteries combined with solar panels is reported. Such applications are practical for bridges and dams where solar panels can be deployed. However, the lack of much longer-life (in terms of decades) DC power supplies that can be used to power the instruments deployed in numerous locations of a building, inhibits its current usefulness in buildings and further development.

REFERENCES

Abrahamson, N.A. and Silva, W.J.(1997). "Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes", *Seismological Research Letters*, 68, 94—127.

ANSS- An Assessment of Seismic Monitoring in the United States – Requirement for an Advanced National Seismic System (1999). U.S. Geological Survey, Circular 1188 , 1999

Applied Technology Council (ATC). (1997). NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared for the Building Seismic Safety Council, published by the Federal Emergency Management Agency, FEMA 274, Washington, D.C..

Applied Technology Council (ATC). (1989). Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings, ATC-20, Redwood City, CA.

Astaneh, A., Bonowitz, D., and Chen, C. (1991). Evaluating design provisions and actual performance of a modern high-rise steel structure, *in* Seminar on Seismological and Engineering Implications of Recent Strong-Motion Data: California Department of Conservation, Division of Mines and Geology, p. 5-1–5-10.

Bendat J. S. and Piersol, A. G. (1980). Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis. John Wiley and Sons, New York, N.Y.

Boore, D.M., Joyner, W.B.and Fumal, T. E.(1997).”Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work”, *Seismological Research Letters*, 68,128—153.

Borcherdt, R.D.(1993). “On the estimation of site-dependent response spectra”, Proc., International Workshop on Strong-Motion Data, Menlo Park, CA, Publ. By Port and Harbor Research Institute, Japan, (Preprint of manuscript submitted as "Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions", for Proc. NCEER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions, Univ. S. Calif., Los Angeles, CA, November 18 - 20, 1992), vol. 2, p 399 - 427.

Borcherdt, R.D.(1994). “Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification)”, *Earthquake Spectra*, 10, pp. 617-653.

Borcherdt, R. D.(2002a). “Empirical evidence for acceleration-dependent amplification factors”, *Bull. Seismol. Soc. Am*., **92**, 761-782.

Borcherdt, R. D.(2002b). “Empirical evidence for site coefficients in building-code provisions”, *Earthquake Spectra*, 18, 189-218.

Boroschek, R. L., Mahin, S. A., and Zeris, C., A.(1990). “Seismic response and analytical modeling of three instrumented buildings”, *PROC., 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, v.2, pp. 219-228, Palm Springs, Ca., May 20-24.

Boroschek, R. L., and Mahin, S.(1991). “An Investigation of the Seismic Response of a Lightly-Damped Torsionally-Coupled Building”, University of California, Berkeley, California, Earthquake Engineering Research Center Report 91/18, December, 291 p.

Building Occupancy Resumption Program (BORP). (2001). City and County of San Francisco, Department of Building Inspection, Emergency Operation Plan, (Rev. 2001). [www.seaonc.org/member/committees/des_build.html)

Campbell, K.W.(1997). “Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra”, *Seismological Research Letters*, 68, 154—179.

Çelebi, M., Safak, E., Brady, G., Maley, R., and Sotoudeh, V.(1987). “Integrated instrumentation plan for assessing the seismic response of structures--a review of the current USGS program”, ***USGS Circular 947.***

Çelebi, M., Bongiovanni, G., Safak, E., and Brady, G.(1989).”Seismic response of a large-span roof diaphragm”, *Earthquake Spectra*, v. 5, no. 2, p. 337-350.

Çelebi, M., and Safak, E.(1991). “Seismic response of Transamerica Building—I, data and preliminary analysis”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 117, no. 8, p. 2389-2404.

Çelebi, M. and Safak, E.(1992). “Seismic response of Pacific Park Plaza—I, data and preliminary analysis”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 118, no. 6, p. 1547-1565

Çelebi, M. (compiler), Lysmer, J, and Luco, E. (1992). “Recommendations for a Soil-Structure Interaction Experiment Report Based on a Workshop Held at San Francisco, California on February 7, 1992”, U.S. Geological Survey Open-File Report 92-295.

Çelebi, M., Phan, L. T., and Marshall, R. D.(1993). “Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions”, *Journal of Structural Design of Tall Buildings*, J. Wiley, v. 2, pp. 1-15.

Çelebi, M. (1993). “Seismic response of eccentrically braced tall building”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 119, no. 4, p. 1188-1205.

Çelebi, M. (1994). “Response study of a flexible building using three earthquake records”, PROC.ASCE Structures Congress XII ‘94, Atlanta, GA, April 24-28, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 2, 1220- 1225.

Çelebi, M. (1995). “Successful Performance of base-isolated hospital building during the 17 January 1994 Northridge earthquake”, *Journal of the Structural Design of Tall Buildings*, v. 5, pp.95-109.

Çelebi, M. (1996). “Comparison of damping in buildings under low-amplitude and strong motions”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* Elsevier Science, v. 59, pp. 309-323.

Çelebi, M. and Liu, H-P. (1996). “Before and After Retrofit – Response of a Building During Ambient and Strong-motions”, 8USNational Conference on Wind Eng,, The John Hopkins Univ. June 5-7.

Çelebi, M., Presscott, W., Stein, R., Hudnut, K., and Wilson, S. (1997). “*Application of GPS in Monitoring Tall Buildings in Seismic Areas”*, Abstract, AGU Meeting, San Francisco, Ca., Dec. 1997.

Çelebi, M. (1997). “Response of Olive View Hospital to Northridge and Whittier earthquakes”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, April ,v.123, no. 4, p. 389-396.

Çelebi, M. (1998). “Performance of Building structures – A Summary”, *in* The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 – Building Structures (M. Çelebi, *editor*), USGS Prof. Paper 1552-C, pp. c5-c76, January 1998.

Çelebi, M., Presscott, W., Stein, R., Hudnut, K., Behr, J. and Wilson, S. (1999). "GPS Monitoring of Dynamic Behavior of long-Period Structures", *Earthquake Spectra*, 15,1, pp.55-66, Feb. 1999.

Çelebi, M. (2000). "*Seismic Instrumentation of Buildings*", U.S. Geological Survey Open-File Report 00-157.

Çelebi, M. (2001). "Current practice and guidelines for USGS instrumentation of buildings including federal buildings", *in* COSMOS PROC., Invited Workshop on Strong-motion Instrumentation of Buildings, Emeryville, Ca. November 2001, *Cosmos Publication No: CP-2001/04*.

Çelebi, M., and Sanli, A. (2002). "GPS in Pioneering Dynamic Monitoring of Long-Period Structures", *Earthquake Spectra*, Journal of EERI,. Vol. 18, No. 1, pages 47–61, February 2002.

Çelebi, M. (2003). "Identification of Site Frequencies from Building Records", Journal of EERI, *Earthquake Spectra*, v.19, Issue 1, pp.1-23.

Çelebi, M., Sanli, A., Sinclair, M., Gallant, S., and Radulescu, D. (2004). "Real-Time Seismic Monitoring Needs of a Building Owner and the solution – A Cooperative Effort", Journal of EERI, *Earthquake Spectra*, vol. 20, no. 2, pp. 333-346, May 2004.

Çelebi, M.. (2006). "Recorded Earthquake Responses from the Integrated Seismic Monitoring Network of Atwood Building", Anchorage, (AK), *Earthquake Spectra*, v.22, no.4, pp 847-864, November 2006.

Çelebi, M. (2006). "Real-time seismic monitoring of the new Cape Girardeau (MO) Bridge and preliminary analyses of recorded data: An Overview", *Earthquake Spectra*, 22, 3, August 2006, pp.609-630.

Çelebi, M. (2007). "On the variation of fundamental frequency (period) of an undamaged building – a continuing discussion", PROC[CD]. Int'l Conf. on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'07), Porto, Portugal, Oct. 24-27, 2007, pp.317-326.

Çelebi,M. (2008). "Real-Time Monitoring of Drift for occupancy Resumption", PROC. 14WCEE, Beijing, China, Oct.13-17, 2008.

Çelebi M (2010) "Real-time seismic monitoring of structures: data handling and case studies". In Earthquake Data in Engineering Seismology: predictive models, data management and networks (Eds: Akkar S, Gulkan P, Eck van T), Chapter 16, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering Series, Vol 14, pp. 235-246.Springer.

Çelebi, M., Toksoz, N. and Buyukozturk, O. (2011). "Revelations from ambient shaking data of a recently instrumented unique building at MIT Campus", paper for IOMAC 2011 (Int'l Operational Modal Analysis Conference), Istanbul, Turkey.

Cho, S., Jo, H., Jang,S., Park,J., Jung, H-J., Yun,C-B., Spencer, Jr.,B. F., and Seo, J-W. (2010). "Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using wireless smart sensor technology: data analyses", Univ. of Illinois, Urban-Champaign, NSEL Report Series No. NSEL-024, June 2010, pp. 461-480.

Chopra, A., and Goel, R.K., 1991, "Evaluation of torsional provisions of seismic codes", *ASCE* ***Journal of Structural Engineering***. 117, 12, 3762-3782.

COSMOS, (2001). Proceedings of Invited Workshop on Strong-Motion Instrumentation of Buildings, Publication No. CP-2002/04.

Crosby, P., Kelly, J., and Singh, J. P. (1994). "Utilizing visco-elastic dampers in the seismic retrofit of a thirteen story steel framed building", ASCE Structures Congress XII, Atlanta, Ga., v. 2, 1286-1291.

Crouse, C. B., and McGuire, J.W. (1996). "Site response studies for purpose of revising NEHRP seismic provisions", *Earthquake Spectra*, 12, 407-439.

Darragh, R., Cao, T., Graizer, V., Shakal, A. and Huang, M. (1994). "Los Angeles code-instrumented building records from the Northridge, California earthquake of January 17, 1994: Processed Release No. 1", Report No. OSMS 94-17, California Strong Motion Instrumentation Program, California Department of Conservation, Dec. 10, 1994.

De La Llera, J., and Chopra, A. (1995). "Understsanding of inelastic seismic behavior of symmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, pp.549-572.

FEMA-352 (2000): Recommended Post-earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings (also SAC Joint Venture 2000 prepared for FEMA), Washington, DC.

Hart, G., and Rojahn, C. (1979). "A decision-theory methodology for the selection of buildings for strong-motion instrumentation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 7, p. 579-586.

Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W., and Wald, D. J. (1996). "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings", *Earthquake Spectra*, v. 11, no.4, pp. 569-605.

Hamburger, R. O. (1997). "FEMA-173 Seismic Rehabilitation Guidelines: The next step – Verification", in Proc.SMIP97 Seminar on Utilization of Strong-motion Data, California strong Motion Instrumentation Program, Div. of Mines and Geology, California Dept. of Conservation, Sacramento, Ca., 51-69.

Heo, G,, Wang, M. L., and Satpathi, D. (1977). "Optimal transducer placement for health monitoring", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16, pp-496-502.

Huang, M. J., and Shakal, A.F. (2001). "CSMIP Building Instrumentation Measurements and Objectives", in Proceedings, Invited Workshop on Strong-motion Instrumentation of Buildings, COSMOS, Emeryville, Ca. November 2001, Cosmos Publication No: CP-2001/04, pp. 15-19.

International Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA. (2000) and also 2003,2006,2009 editions.

Jennings, P.C. (1997). "Use if strong-motion data in earthquake resistant design", in Proc.SMIP97 Seminar on Utilization of Strong-motion Data, California strong Motion Instrumentation Program, Div. of Mines and Geology, California Dept. of Conservation, Sacramento, Ca.,1-8.

Jang, S., Jo, H., Cho, S., Mechitov, K, Rice, J. A., Sim, S-H, Jung, H-J., Yun, C-B., Spencer, Jr., B. F., and Agha, G. (2010). "Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: deployment and evaluation", Univ. of Illinois, Urban-Champaign, NSEL Report Series Report No. NSEL-024, June 2010, pp. 439-460.

Kelly, J. (1993). "Seismic isolation, passive energy dissipation and active control", *PROC. ATC 17-1 Seminar on State of the Art and State of the Practice of Base Isolation*, vol. 1, 9-22.

Kelly, J.M., Aiken, I.D., and Clark, P.W. (1991). "Response of base-isolated structures in recent California earthquakes", *in* Seminar on Seismological and Engineering Implications of Recent Strong-Motion Data, Preprints: California Division of Mines and Geology, Strong Motion Instrumentation Program, p. 12-1--12-10.

Kijewski-Correa, T. and Kareem, A. (2004). "The Height of Precision: New Perspectives in Structural Monitoring," *Proceedings of Earth & Space: 9th Aerospace Division International Conference on Engineering, Construction and Operations Challenging Environments*, 7-10 March, Houston

Ljung, L. ,1987, System Identification: Theory for the User. Prentice-Hall

Marshall, R. D., Phan, L. T., and Çelebi, M. (1992). "Measurement of structural response characteristics of full-scale buildings: Comparison of results from strong-motion and ambient vibration records", NISTIR REPORT 4884, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.

Kijewski-Correa, T. and Kareem, A. (2004) "The Height of Precision: New Perspectives in Structural Monitoring," *Proceedings of Earth & Space: 9th Aerospace Division International Conference on Engineering, Construction and Operations Challenging Environments*, 7-10 March, Houston.

Panagitou, M., Restrepo, J.I., Conte, J. P., and Englekirk, R. E. (2006). "Seismic Response of Reinforced Concrete Wall Buildings", 8NCEE (paper no. 1494), San Francisco, Ca. April 18-22, 2006.

Porter, L.D. (1996). "The influence of earthquake azimuth on structural response due to strong ground shaking", *in* Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico (June), (No. 1623): Elsevier Science Ltd. (CD-ROM).

Rojahn, C., and Matthiesen, R.B. (1977). "Earthquake response and instrumentation of buildings", *Journal of the Technical Councils*, American Society of Civil Engineers, v. 103, no. TCI, Proceedings Paper 13393, p. 1-12.

Rojahn, C., and Mork, P.N. (1981). "An analysis of strong-motion data from a severely damaged structure, the Imperial County Services Building, El Centro, California". U.S. Geological Survey Open-File Report 81-194.

SAC Joint Venture. (2000). "Recommended Post-earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings", Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, FEMA 352, Washington, D.C.

Sadigh, K., C.-Y. Chang, J.A. Egan, F. Makdisi, and R.R. Youngs. (1997). "Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data", *Seismological Research Letters*, 68, 180—189.

Şafak, E., and Çelebi, M. (1991). "Seismic response of Transamerica Building—II: system identification preliminary analysis", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, Volume #117, Issue #8, Aug. 1991, 2405-2425.

Şafak, E. (1999). "Wave-propagation formulation of seismic response of multistory buildings", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 4, April 1999, pp. 426-437.

Shakal, A. F. , Huang, M. J., Rojan, C., and Poland, C. (2001). "Selection and Criteria for the Selection of Buildings for Instrumentation", *in* Proceedings, Invited Workshop on Strong-motion Instrumentation of Buildings, COSMOS, Emeryville, Ca. November 2001, Cosmos Publication No: CP-2001/04, 5-14.

Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemate, D. W., and Nadler, B. R. (2003). "A review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001", Los Alamos National Laboratory report, LA-13976-MS, 2003.

Spencer, Jr. B.F. and Yun C.-B. (eds.) .(2010). "Wireless Sensor Advances and Applications for Civil Infrastructure Monitoring." Newmark Structural Engineering Laboratory Report Series, No. 24 (http://hdl.handle.net/2142/16434).

Straser, E. (1997). “Toward wireless, modular monitoring systems for civil structures”, *in* the John A. Blume Earthquake Engineering Center Newsletter, Issue No. 2.

Tarquis, F., and Roesset, J. (1988). “Structural response and design response spectra for the 1985 Mexico City earthquake”. University of Texas, Austin, Texas, Report No. GD89-1, 208p.

The MathWorks, Inc. (1988). User's Guide: System Identification Toolbox for use with Matlab, South Natick, MA. (1988 and newer versions.

Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA. (1970 and, 1976, 1979, 1982, 1985, 1988, 1991, 1994, 1997 editions).

BİNALARDAN ALINAN TİTREŞİM KAYITLARININ ANALİZİ İÇİN BASİT YÖNTEMLER

SIMPLE TECHNIQUES TO ANALYZE VIBRATION RECORDS FROM BUILDINGS

Erdal ŞAFAK[1]

ÖZET

Kayıt, sensor, ve iletişim teknolojilerindeki hızlı gelişmelere parallel olarak yapıların dinamik hareketlerinin izlenmesine amaçlayan yapı enstrümantasyonu uygulamaların sayısı bütün dünyada hızla artmaktadır. Titreşim datalarının analizi ile ilgili bilim dalı System Identification olarak bilinir ve uygulanmasında uzmanlık gerektiren bir çok ileri metotlar içerir. Yapı izleme sistemlerinden alınan titreşim datalarının analizi genelde yapı mühendisliğindeki uzmanlık alanlarından biri olmadığı için, literatürde bu dataların gerektiği şekilde ve doğru olarak analiz edilmediğinin örneklerine sıkça rastlanmaktadır. Yapı izleme sistemlerinden alınan titreşim dataları basit yöntemler kullanılarak da analiz edilebilir. Sadece Fourier genlik spektrumlarını ve band-pass filtreleri kullanarak alınan kayıtlardan yapının temel dinamik parametrelerini tayin etmek mümkündür. Bu makalede bina tipi yapılar için yapının modal frekansları, sönüm oranları, mod şekilleri, kat arası ötelemeler, burulma titreşimleri, salınım titreşimleri, ve yapı-zemin etkileşimlerinin tayini için basit yöntemler verilmiştir.

ABSTRACT

In parallel to rapid developments in recording, sensor, and communication technologies, the number of structural monitoring applications to monitor their dynamic behavior is increasing rapidly all over the world. The scientific field dealing with the analyses of structural monitoring data is known as System Identification, and involves a large number of advanced techniques requiring expertise and background for usage. Since analysis of structural monitoring data is not one of the specialties in structural engineering education, it is seen frequently in structural engineering literature that such data are not analyzed properly and correctly. Vibration data from structural monitoring systems can also be analyzed by using simple techniques. It is possible to identify basic dynamic characteristics of a structure by using only Fourier transforms and band-pass filters. This paper presents simple techniques for building-type structures to identify their modal frequencies and damping ratios, mode shapes, interstory drifts, torsional vibrations, rocking vibrations, and the soil-structure interactio.n

[1] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, erdal.safak@boun.edu.tr

GİRİŞ

Kayıt, sensor, ve iletişim teknolojilerindeki hızlı gelişmelere parallel olarak yapıların dinamik hareketlerinin izlenmesine amaçlayan yapı enstrümantasyonu uygulamaların sayısı bütün dünyada hızla artmaktadır. Ülkemizde, özellikle deprem mühendisliği amaçlı, bir çok tarihi ve önemli yapılarda (örneğin, camiler, müzeler, İstanbul Boğaz köprüleri gibi) yapı titreşimlerini sürekli olarak izleyen yapı sağlığı izleme sistemleri kurulmuştur ve işletilmektedir. (Şafak, 2010).

Yapı izleme sistemlerinden alınan titreşim datalarının analizi genelde yapı mühendisliğindeki uzmanlık alanlarından biri olmadığı için, literatürde bu dataların gerektiği şekilde ve doğru olarak analiz edilmediğinin örneklerine sıkça rastlanmaktadır.

Titreşim datalarının analizi ile ilgili bilim dalı *System Identification* olarak bilinir ve uygulanmasında uzmanlık gerektiren bir çok ileri metotlar içerir. Bu alandaki son teknikler Şafak et al. (2010) da bulunabilir. Bu makalenin amacı bina datalarının analizi içi bazı basit yöntemler sunmaktır. Sunulacak yöntemler data analizi ve sistem tanımlanması konusunda ileri teorik bilgiler gerektirmeyen sadece Fourier transformları ve band-pass filtrelerin kullanıldığı basit tekniklerden oluşmaktadır.

FOURIER TRANSFORMLARI VE BAND-PASS FİLTRELER

Yapılardan alınan titreşim dataları zaman alanında tanımlanmıştır, örneğin yapının ivmesinin zamanla değişimini gösteren kayıtlar gibi. Fourier transformları aynı datanın frekans alanında tanımlanmasını sağlar. Eğer $x(t)$, Δ aralığında örneklenmiş N-*nokta* uzunluğundaki bir kayıdı gösterirse, bunun Fourier transformu $X(f)$ aşağıdaki denklemle hesaplanır:

$$X(f_k) = \frac{1}{\sqrt{N}} \sum_{j=0}^{N-1} x(t_j) e^{-i2\pi kj/N}$$

$$t_j = j\Delta\,; \quad f_k = \frac{k-1}{N\Delta}\,; \quad j = 0,\cdots,(N-1); \qquad k = 1,\cdots,(N/2+1); \qquad i = \sqrt{-1}$$

Denklemden de görüldüğü gibi $X(f)$ kompleks bir değerdir. Fourier genlik ve faz spektrumları, $A(f)$ ve $\phi(f)$, aşağıdaki şekilde tarif edilir:

$$A(f_k) = \sqrt{X(f_k)X^*(f_k)} \quad \text{ve} \quad \phi(f_k) = \tan^{-1}\left(\frac{\mathrm{Im}[X(f_k)]}{\mathrm{Re}[X(f_k)]}\right)$$

$X^*(f_k)$, $X(f_k)$ nın kompleks bileşenini, Im[…] $X(f_k)$ ın kompleks kısmını ve Re[…] de reel kısmını tanımlar.

Fourier transformu zaman alanında verilen kaydın frekans alanındaki eşdeğeridir. Fourier transformunu kullanarak herhangi bir sinyali değişik frekanslardaki sinus eğrilerinin toplamı olarak yazabiliriz. f_k bu sinüzoidlerin frekanslarını, $A(f_k)$ genliklerini, ve $\phi(f_k)$ da faz farklarını (yani zaman alanında toplarken her bir frekansın $t=0$ noktasına göre ne kadar öteleneceğini) gösterir.

Band-pass filtreler sinyalde istenmeyen frekanslardan gelen katkıları kaldırmaya yarar. Örneğin kayıtta sadece yapının doğal frekansından gelen katkıları görmek istersek önce doğal frekansın ne olduğunu Fourier genlik spektrumuna bakarak tayin eder, sonar da sinyali doğal frekansın altında ve üstündeki katkıları elimine edecek şekilde doğal frekans merkezli dar bir band-pass filter kullanarak filtre ederiz. Elde edilen sinyal yapının o doğal frekansa karşı gelen modal hareketini gösterir. Band-pass filtrelerin genel formu aşağıdaki gibi yazılabilir

$$y(t_k) = \sum_{r=1}^{m} a_r y(t_{k-r}) + \sum_{s=0}^{n} b_s x(t_{k-s})$$

Burada *a* ve *b* filtre katsayılarını, *m* ve *n* filtrenin derecesini gösterir ve her seçilen filtre tipi ve frekans bandı için hesaplanması gerekir.

Filtreleme işleminde önemli bir nokta, kullanılan filtrenin sinyalin faz özelliklerini değiştirmediğinden emin olmaktır. Bunun için ya sıfır fazlı bir filtre kullanılmalıdır (örneğin Ormsby filtresi), ya da filtre sıfır fazlı değilse (Butterworth filtreleri gibi) sinyali bir düzden bir de tersten olmak üzere iki defa filtre etmelidir. Dijital sinyallerin Fourier transformları ve filtrelenmesi için gerekli yazılımlar literatürde ve Internette bulunabilir. Piyasada satılan numerik analiz yazılım paketlerinin çoğunda bu modüller mevcuttur, örneğin MATLAB (MathWorks, 2011).

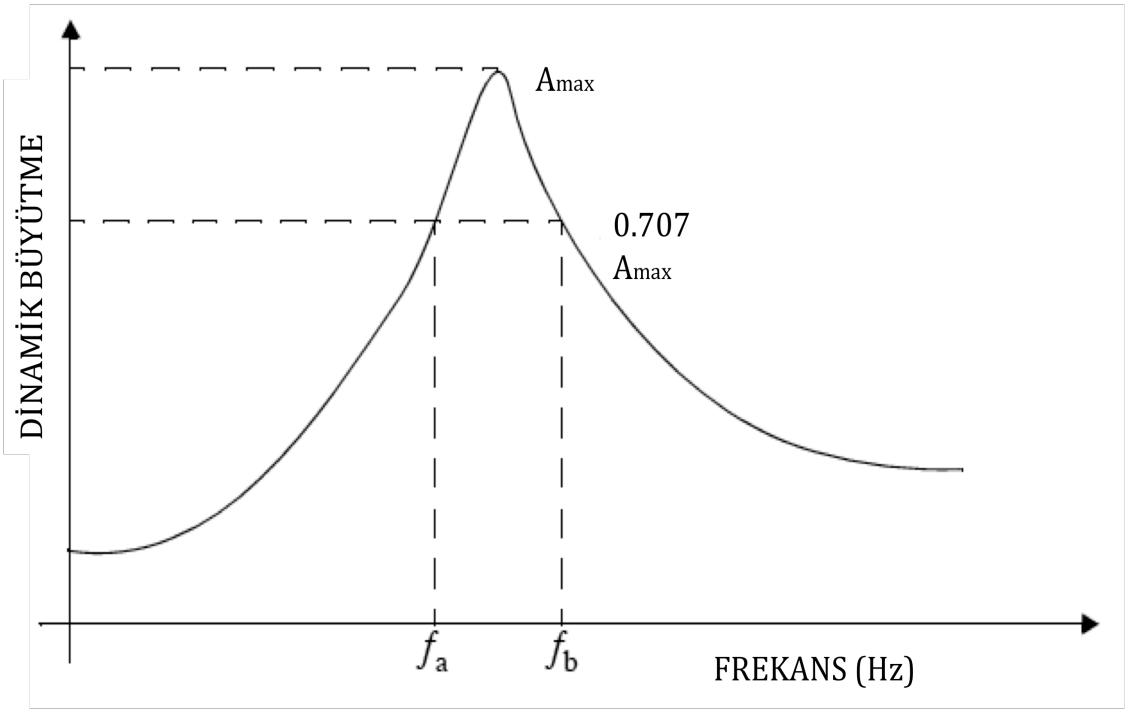
MODAL FREKANSLAR VE SÖNÜMLER

Modal frekanslar sinyalin Fourier genlik spektrumuna bakarak tayin edilir. Rezonans etkileri nedeniyle, yapının modal frekanslarına karşı gelen frekanslarda Fourier genlik spektrumu maksimum (pik) değerlere ulaşır. Eğer yapıya etkiyen kuvvetler belli bir frekansta ise kaydın Fourier genlik spektrumunda bu frekans da maksimumlardan biri olarak gözükebilir. Bu nedenle sadece yapının doğal frekanslarına ait maksimumları bulmak için o noktadaki kayıdın Fourier genlik spektrumunu etkiyen kuvvetin genlik spektrumuna bölmek gerekir. Bu oran o noktanın transfer fonksiyonu olarak adlandırılır. Transfer fonksiyonundaki maksimumlar sadece yapıya ait modal frekansları gösterir. Depremlerden oluşan kayıtlarda transfer fonksiyonu üst yapıdaki kayıtların Fourier genlik spektrumunu zemin seviyesindeki kayıtların Fourier genlik spektrumuna bölerek bulunur. Rüzgardan veya diğer çevresel etkilerden oluşan titreşimlerde (*ambient vibrations*) genelde yapıya gelen yüklerin enerjisi geniş bir frekans bandına yayıldığı için transfer fonksiyonu hesaplamaya gerek yoktur. Modal frekanslar kaydın Fourier spektrumundan tayin edilir. Birden fazla kayıt olan yapılar için transfer fonksiyonları (veya Fourier spektraları) bütün istasyonlar için hesaplanıp üst üste çizilmeli ve modal frekanslara ait maksimumların her kayıtta aynı frekanslarda olduğundan emin olunmalıdır.

Her moda karşı gelen sönüm oranları en basit şekilde *half-power bandwidth* metoduyla bulunabilir. Bunun için kayıtlar o modal frekans etrafında band-pass filtre edilir ve moda ait transfer fonksiyonu veya Fourier spektrumu çizilir. Maksimum genliği 0.707 ile çarparak bulunan genliğe karşı gelen iki frekans f_a ve f_b ise, o moda karşı gelen sönüm oranı aşağıdaki formülden hesaplanır:

$$\xi = \frac{f_b - f_a}{f_b + f_a}$$

Metod şematik olarak aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

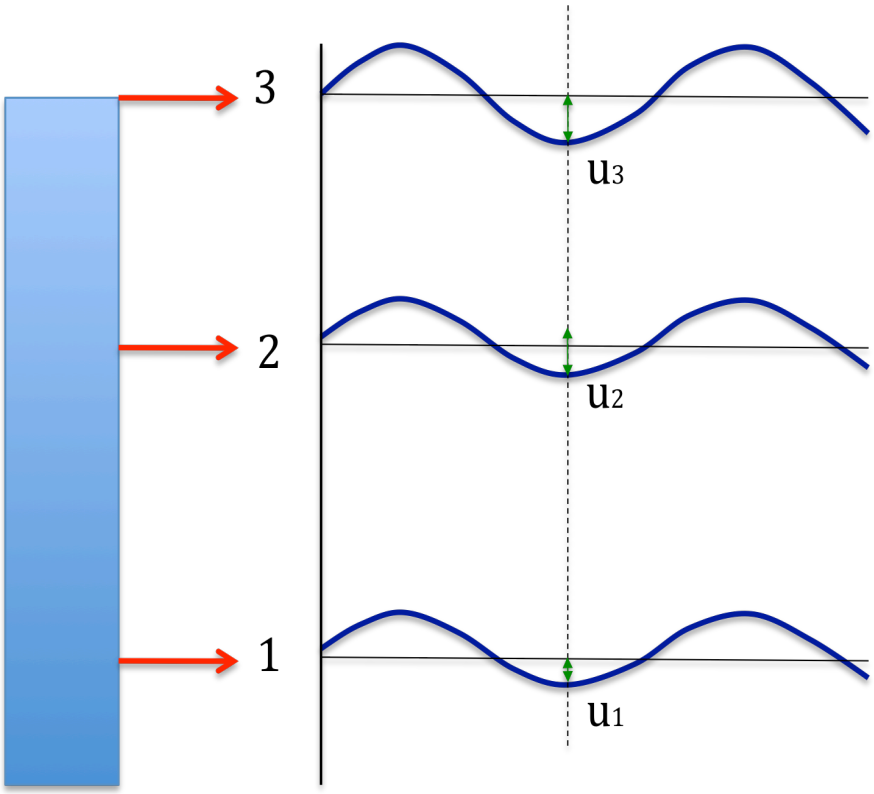


Şekil 1. Sönüm oranının *half-power bandwidth* metoduyla bulunması.

Titreşim kayıtları yapının özelliklerinin yanı sıra gürültü dediğimiz çevresel etkilerden ve aletlerin mekanik ve elektronik özelliklerinden oluşan gelişigüzel sinyalleri de içinde barındırır. Gürültü sinyali Fourier spektrumu ve transfer fonksiyonlarında gerçekçi olmayan maksimumlar yaratabilir, ve bu maksimumlar yanlışlıkla binanın modal frekansıymış gibi algılanabilir. Gürültü etkilerini azaltmak için hesaplanan Fourier spektrumları *smoothing windows* denilen kısa uzunluklu pencereler kullanılarak düzleştirilir. Bu pencereler her frekanstaki genliği, o frekansta ve iki yanındaki frekanslardaki genliklerin ağırlıklı ortalaması olarak yeniden hesaplanmasını sağlar. Bu ortalama işlemi spektrumda gürültüden doğan ve gerçek olmayan gelişi güzel maksimumları azaltır. Ağırlıklı ortalamalar için kullanılan pencereler ve uzunkuklarının seçimi ile ilgli daha fazla bilgi Şafak (1997) da bulunabilir.

MOD ŞEKİLLERİNİN TAYİNİ

Mod şekilleri zaman tanım alanında ve band-pass filtrelenmiş kayıtları kullanarak tayin edilir. Herhangi bir moda ait mod şeklini bulmak için once bütün kayıtlar o modal frekans merkezli dar bir band-pass filtre etrafında filtre edilir. Filtre edilmiş kayıtlar frekansı modal frekans olan sinüs eğrileri şeklinde olup o moda karşı gelen hareketi gösterirler. Ölçüm noktaları alt alta çizilip maksimum genliğe karşı gelen herhangi bir zamandaki genliklerin büyüklüğü ve yönleri o moda ait mod şeklini tayin eder. Metot aşağıdaki şekilde şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2. Mod şekillerinin modal frekanslar etrafında band-pass filtrelenmiş kayıtlardan tayini.

Band-pass filtre edilmiş kayıtların genlikleri eğer bütün kayıtlarda aynı zamanda maksimuma ulaşmıyorsa (yani modal hareketler arasında faz farkı varsa) bu o modun klasik ve gerçek değerli mod olmadığını gösterir. Genel olarak yapılarda sönüm matrisinin kütle ve/veya rijitlik matrisiyle lineer orantılı olduğu kabul edilir. Bu kabul sönümün viscos tipte yazılmasını sağlar, ve modal analiz sonucu bulunan modlar reel değerlidir ve ölçüm noktalarındaki modal hareketler arasında faz farkı yoktur. Bunun olmaması sönüm kütle ve rijitlikle orantılı olmadığının ve modların kompleks değerler olduğunun göstergesidir. Gökdelenler, asma köprüler gibi esnek yapılardan alınan kayıtlar bu yapılarda orantısız sönüm ve kompleks modların varlığını sıkça gösterir.

KAT ARASI ÖTELEMELERİN HESABI

Bina tipi yapılarda iki ardışık kat arasındaki rölatif yatay deplasmana kat arası öteleme denir. Kat arası ötelem değeri bina tasarım şartnamelerinde ve hasar analizlerinde kullanılan önemli bir parametredir. Kat arası ötelemenin katlardaki yatay hareket kayıtlarından direk olarak hesaplanması doğru olmayabilir. Genelde katlarda ölçülen hareket değeri kat ivmesidir. Önce ivmelerden iki defa integral alarak deplasmanların hesaplanması, sonar da ardışık katlardaki deplasman değerlerinin birbirinden çıkartılması gerekir. Kayıtlardaki her zaman mevcut gürültü sinyali nedeniyle (özellikle de düşük genlikli gelişigüzel titreşim kayıtlarında) bunların dikkatli yapılması gerekir, çünkü gürültülü sinyallerde yapılan integral alma ve çıkarma işlemleri sinyaldeki gürültü oranını çok artırır (Şafak, 2004; Şafak, 2007). Elde edilen kat ötelemesi

sinyalindeki gürültü oranı orjinal kayıtlardaki gürültü oranlarından kat kat daha fazla olabilir, ve dolayısıyla hesaplanan kat ötelemeleri yanlış olur.

Bunu düzeltmek için hesapların modal frekanslar etrafında band-pass filtre edilmiş sinyaller üzerinde yapılması gerekir. Modal frekanslarda yapı hareketinin genliği gürültü sinyalinin genliğinden çok daha fazla olduğu için gürültünün hesaplardaki etkisi minimuma indirilmiş olur. İki kat arasındaki kat ötelemesini hesaplamak için önce katlardan alınan kayıtlar Fourier spektrumundan belirlenen modal frekanslar etrafında band-pass filtre edilir. Her mod için filtrelenmiş kayıtlar iki defa entegre edilerek deplasmana çevrilir, ve sonra farkları alınarak o moda ait kat ötelemesi bulunur. Modal kat ötelemeleri toplanarak toplam kat ötelemesi tayin edilir. Daha önce de belirtildiği gibi, sinyalin faz özelliklerini değiştirmemek için filtreleme ya sıfır fazlı bir filtre ile ya da iki yönlü olarak yapılmalıdır.

BURULMA TİTREŞİMLERİNİN TAYİNİ

Herhangi bir eksen etrafındaki burulma titreşimleri, o eksene dik bir düzlem içinde birbirine parallel iki sensörden alınan kayıtların farkını alarak tayin edilir. Bina tipi yapılarda burulmayı ölçmek için genelde kat döşemelerinde kenarlara yakın iki parallel ivme sensörü yerleştirilir. Burulma bu sensörlerdeki kayıtların farkını alarak bulunur. Yukarıdaki bölümde de belirtildiği gibi gürültülü kayıtlarda sinyalleri zaman alanında çıkarmak gürültü oranını çok artırdığı için sonuçlar hatalı olabilir. Burulma titreşimlerinin genliği yatay titreşimlerin genliğine göre çok daha küçüktür. Ayrıca zaman alanında yapılan çıkarma işlemi nedeniyle gürültünün daha da arttığı gözönüne alınırsa hesaplanan burulma sinyali çoğu zaman gerçekçi olmaz.

Daha az hatalı bir burulma sinyali hesaplayabilmek için once burulma titreşimlerinin frekansını hesaplamamız gerekir. Burulma sinyalinin frekansı çıkarma işlemi sonucu bulunan burulma titreşimleri kaydının Fourier spektrumundan tayin edilebilir. Çıkarma işlemi sinyaldeki genlikleri çok etkilese de genelde sinyalin rezonans frekansının (yani burulma titreşimlerinin frekansının) yerini değiştirmez. Bu frekans bulunduktan sonra yatay sensörlerden alınan kayıtlar bulunan burulma frekansı etrafında band-pass filtrelenir, ve gürültü etkisi minimuma indirilmiş burulma sinyali filtrelenmiş kayıtların farkını alarak hesaplanır. Eğer birden fazla burulma modu varsa bu işlem her mod için tekrarlanır ve bulunan modal burulma titreşimleri toplanır.

Burulma titreşimlerinin her bir yatay sensördeki harekete ne kadar katkı yaptığını bulmak için burulma titreşimlerinin yapı içindeki dönme merkezini bulmak gerekir. Dönme merkezi yapılan ölçümlerden zaman veya frekans tanım alanlarında hesaplanabilir. Bunlarla ilgili detaylar zaman tanım alanı için Şafak ve Çelebi (1990*b*) ve frekans tanım alanı için Şafak ve Çelebi (1990*a*) da verilmiştir.

SALINIM TİTREŞİMLERİNİN TAYİNİ

Salınım titreşimleri yapının temeli etrafında yaptığı rijit kütle hareketi şeklindeki dönmelerdir (*rocking motions*). Özellikle yüksek bina tipi yapılarda bu dönme hareketleri sık sık görülür (Şafak and Çelebi, 1991). Temel etrafındaki dönmeleri ölçebilmek için genel yaklaşım temel tabliyesinin en az üç köşesine düşey ivme ölçerler yerleştirmektir. Dönme hareketinin kaydı düşey kayıtların farkını alarak bulunur. Burulma titreşimlerinde olduğu gibi, bunda da once dönme hareketinin frekansının bulunması (farkın Fourier spektrumuna bakarak), sonra da düşey kayıtları bu frekans etrafında band-pass filter ettikten sonra farkının alınması gerekir.

Temedeki düşey kayıtların farkından bulunan dönme frekansının doğruluğunu kontrol için bu frekansın hem düşey hem de üst katlardaki bütün yatay kayıtlarda da mevcut olduğundan emin olmak gerekir.

YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN TAYİNİ

Yapı-zemin etkileşimi yapının oturduğu zeminin esnekliğinden dolayı yapının dinamik özelliklerinde oluşan değişimleri ifade eder. Yapı zemin etkileşiminin en önemli etkileri yapının daha esnek hale gelmesi (yani tabii frekansının azalması, periyodunun uzaması) ve yapıya etkiyen yüksek frekanlı yüklerin filtre edilmesidir.

Bina tipi yapılarda yapı-zemin etkileşimi olup olmadığını titreşim kayıtlarından anlamak için basit bir yöntem binanın tepesindeki kaydın Fourier genlik spektrumunun gösterdiği en düşük rezonans frekans ile zeminden bina tepesine olan transfer fonksiyonunun gösterdiği en düşük rezonans frekansları karşılaştırmaktır. Transfer fonksiyonunun bina tepesi kaydı Fourier genlik spektrumunu zemin kaydı Fourier genlik spektrumuna bölerek bulunur. Eğer bu frekanslar eşit veya birbirine çok yakınsa yapı-zemin etkileşimi yok demektir. Aksi taktirde yapı-zemin etkileşimi vardır. Transfer fonksiyonu yapının zemine rijit olarak bağlanması durumundaki, yani yapı-zemin etkileşiminin olmadığı durumdaki frekansı gösterir. Bu nedenle yapı-zemin etkileşimi olduğunda transfer fonksiyonunun gösterdiği frekans her zaman bina tepesi Fourier genlik spektrumunun gösterdiği frekanstan daha yüksektir. Verilen yöntemin teorik temelleri ve daha detaylı bilgi Şafak (1995) veya Şafak(2009) da bulunabilir.

SONUÇ

Yapı izleme sistemlerinden alınan titreşim dataları basit yöntemler kullanılarak analiz edilebilir. Sadece Fourier genlik spektrumlarını ve band-pass filtreleri kullanarak alınan kayıtlardan yapının temel dinamik parametrelerini tayin etmek mümkündür. Bu makalede bina tipi yapılar için yapının modal frekansları, sönüm oranları, mod şekilleri, kat arası ötelemeler, burulma titreşimleri, salınım titreşimleri, ve yapı-zemin etkileşimlerinin tayini için basit yöntemler verilmiştir.

KAYNAKLAR

Şafak, E. and M. Çelebi (1990). "Method to estimate center of rigidity of a building using vibration recordings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, No.1, 1990, pp.85-97.

Şafak, E. and M. Çelebi (1990). "New techniques in record analyses: Torsional vibrations", Proceedings of the Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, May 20-24, 1990, Palm Springs, California, Vol.2, pp.411-420.

Şafak, E. and M. Çelebi (1991). "Recorded seismic response of Transamerica Building: Part II – System identification", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.117, No.8, August 1991, pp.2404-2424.

Şafak, E. (1993). "Response of a 42-story steel-frame building to the Ms=7.1 Loma Prieta Earthquake", *Engineering Structures*, Vol.15, No.6, pp.403-421.

Şafak, E. (1995). "Detection and identification of soil-structure interaction in buildings from vibration recordings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121, No.5, May 1995, pp.899-906.

Şafak, E. (1997). "Models and methods to characterize site amplification from a pair of records", *Earthquake Spectra*, EERI, Vol.13, No.1, pp.97-129

Şafak, E. (2004). "Analysis of real-time data from instrumented structures", Proceedings (CD ROM), The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2193.

Şafak, E. (2007). "New techniques to analyze ambient vibration data", *Proceedings of COMPDYN 2007 - Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece 13-16 June 2007.

Şafak, E. (2009). "System identification for soil-structure interaction", in *Encyclopedia of Structural Health Monitoring (Ed. by Boller, C., Chang, F., and Fujino, Y.)*, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, UK, pp.2319-2326.

Şafak, E., Çaktı , E., Kaya, Y. (2010). "Recent Developments on Structural Health Monitoring and Data Analyses'', in *Earthquake Engineering in Europe* (Eds. M. Garevski and A. Ansal), Springer, 2010.

Şafak, E. (2010). "Strong-Motion and Structural Monitoring Networks in Istanbul and Their Use for Risk Assessment" in *Earthquake Data in Engineering Seismology* (Eds. S. Akkar, P. Gülkan, T. van Eck), Springer, 2010.

MathWorks (2011). *MATLAB – The Language of Technical Computing*, The MathWorks Inc., Natick, MA, USA.

FAY YAKIN SAHASI İÇİNDE UZUN PERİYOTLU YER HAREKETİ VE İLGİLİ TEPKİ SPEKTRUM ÖZELLİKLERİNİN BENZEŞİM YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF LONG PERIOD GROUND MOTION AND RESPONSE SPECTRUM CHARACTERISTICS FOR NEAR FAULT CONDITIONS

Karin ŞEŞETYAN1, Eser ÇAKTI2, Cüneyt TÜZÜN3 ve Mustafa ERDİK4

ÖZET

Deprem tehlikesi belirleme çalışmalarında kullanılan kuvvetli yer hareketi tahmin modelleri genellikle ampirik verilere dayanmaktadır. Güvenilir kuvvetli yer hareketi kayıt sayısı son yıllarda oldukça artmış olmakla beraber fay yakın sahasında elde edilmiş kayıt sayısı sınırlı kalmıştır. Depremlerden elde edilen kayıtların olumsuz bir yönü bu kayıtların kaynak, yol ve özellikle yerel zemin koşulları etkilerinin tamamını yansıtması ve dolayısıyla bu özelliklerden herhangi birinin incelenmesinde gerekli ayrışımın bazı durumlarda mümkün olmamasıdır. Bu nedenle heterojen bir ortamda fay yırtılması sonucunda oluşacak üç boyutlu dalga yayınımının gerçekçi bir şekilde benzeşimi kuvvetli yer hareketi özelliklerinin, ve özelllikle deprem içi ve depremler arası düzlemsel değişkenliklerin belirlenmesi açısından önemlidir. Bunlara ek olarak performansa dayalı yapısal tasarım ve yapıların depreme karşı taban yalıtımı uygulamalarının yaygınlaşması ile tasarımında uzun periyotlu yer hareketlerinin kullanımı konusu önem kazanmaktadır. Bu çalışmada üç boyutlu atlamalı ızgaralı sonlu farklar yöntemi (FD3D) ile kinematik benzeşim yapılarak yakın fay sahası koşullarında kuvvetli yer hareketlerinin özellikleri incelenmiştir. İkinci bir amaç ise üç boyutlu atlamalı ızgaralı sonlu farklar yönteminin uzun periyotlu yer hareketi özelliklerinin analiz ve tahmini ve ilgili mühendislik uygulmalarında kullanılabilecek uygun bir yöntem olduğunun kanıtlanmasıdır. FD3D yöntemi ile yakın saha koşullarının özelliklerinin belirlenmesi amacıyla 6.0 – 7.4 büyüklük aralığında sekiz yanal atımlı deprem simüle edilmiştir. Elde edilen yüzey yer hareketleri faya paralel ve faya dik doğrultudaki bileşenler ve ilgili tepki spektrumları cinsinden değerlendirilmiştir. Sonuçlar uzun periyotlar için yer hareketi tahmin denklemleri ile karşılaştırılmıştır. Mühendislik uygulamalarına örnek olarak FD3D yöntemi ile zaman tanım alanında elde edilmiş olan yer hareketleri faya yakın bir sahada konumlanmış olan bir viyadüğün taban izolatörü tasarımında kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kuvvetli yer hareketi, fay yakın sahası, kinematik benzeşim

ABSTRACT

Recent advances in performance-based structural design and base isolation of structures against earthquake caused damage necessitates the accurate prediction of long period ground motions. In the present study three-dimensional finite difference calculations are performed to assess the spatial distribution of long period spectral response resulting from finite ruptures in heterogeneous earth media. Slip distributions of a number of recent earthquakes in the magnitude range of 6.0 to 7.6 are used to simulate the wave propagation with the staggered-grid finite-difference method within the frequency range of 0 to 1 Hz. The resulting ground motion time histories, the associated acceleration and displacement response spectra at various distances from the fault as well as the spatial distribution of spectral response amplitudes at large discrete periods (2 to 10 sec) are studied for the characterization of long

[1] Dr, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, karin@boun.edu.tr
[2] Prof. Dr, Kurumu, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, eser.cakti@boun.edu.tr
[3] Dr, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, cuneyt.tuzun@boun.edu.tr
[4] Prof. Dr, Kurumu, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, erdik@boun.edu.tr

period ground motion and structural response in terms of fault normal, fault parallel and mean components. The results are also compared with recently developed empirical prediction models for long period ground motions. The findings of this study are believed to be particularly useful in the formulation of design elastic displacement spectra for seismic codes, and in zoning studies of seismic hazard for long-period structures. As an example of engineering application, the ground motions simulated with FD3D method are used for the base isolator design of a viaduct situated very close to a fault.
Keywords: Strong ground motion, near fault, kinematic simulation

GİRİŞ

Kuvvetli yer hareketi sismolojisinin ana amacı deprem oluşumlarını kontrol eden fiziksel süreçlerin daha iyi anlaşılmasını sağlamak ve güvenilir deprem tehlikesi tahminleri ile gelecekte meydana gelecek depremlerin neden olacağı can ve mal kayıplarının en aza indirgenmesini sağlamaktır. Dünyanın sismik olarak aktif bölgelerinde şehirleşmenin giderek artmasına bağlı olarak deprem riskleri de artmakta ve deprem tehlikesindeki bölgesel farklılaşmaların belirlenmesi hususu bu riskin azaltılmasında giderek daha fazla önem kazanmaktadır. Mühendislik uygulamalarına yönelik kuvvetli yer hareketi belirleme çalışmalarının adımları şu şekilde özetlenebilir: 1) bölgesel deprem tehlikesinin senaryo bazlı (deterministik) veya olasılıksal olarak belirlenmesi; 2) bir önceki adımda elde edilen yer hareketi parametrelerinde değişikliklere neden olacak zemin koşulları, havza ve topografya etkilerine fay yakın sahası koşulları gibi yerel faktörlerin ve bunların etkilerinin belirlenmesi; 3) gerektiği durumlarda tasarımda kullanılmak üzere bu koşulları yansıtan uygun kuvvetli yer hareketi kayıtlarının seçilmesi ve/veya benzeşim yoluyla elde edilmesi. Belirli bir yerde beklenen deprem yer hareketlerinin tahmini hem jeofizik hem de deprem mühendisliği dallarının ortak konusudur. Bu çalışmada özellikle fay yakın sahasında yüksek periyotlu yer hareketlerinin modellenmesi üzerinde yoğunlaşılmıştır.

1992 Landers depremi ile başlayan ve günümüze kadar artan fay yakın sahasından alınmış kuvvetli yer hareketi kayıtları, depremin oluştuğu faya yakın bölgelerdeki yer hareketlerinin daha uzaktaki yer hareketlerine göre oldukça farklı özellikler gösterdiğini ortaya koymaktadır. Bu farklılıklar özellikle uzun periyotlarda daha belirgin olmaktadır. Bu nedenle özellikle yüksek yapılar ve köprüler gibi uzun periyotlu yapılar ile ilgili tasarım yer hareketi belirlemelerinde bu özelliklerin dikkate alınması hususu önem kazanmaktadır.

Faya yakın bölgelerde elde edilen deprem kayıtlarında görülen ve yakın fay bölgesi ile ilgili yapılan teorik çalışmalarda gözlenen puls tipi hareketlerin, ve faya paralel ve faya dik doğrultulardaki hareketlerdeki arasındaki tipik farklılaşmaların deprem davranış spektrumlarına yansıtılması gereklidir. Bu konuda yapılan çalışmalar, puls periyotlarının deprem büyüklüğü, genliklerinin ise deprem büyüklüğü ve fay uzaklığı ile değiştiğini göstermektedir. Somerville (2000) puls periyodunu (Tp), deprem moment büyüklüğü (Mw) cinsiden denklem 1'deki gibi vermektedir.

$$\log_{10} Tp = -3.1 + 0.5Mw \qquad (1)$$

UBC-1997 şartnamesinde 4. Derece Deprem Bölgesi için tasarım spektrumu "yakın kaynak faktörü"ne dayalı olarak arttırılmıştır. Büyüklüğü 7 veya daha yüksek olan depremlerin kaynaklanabileceği ve kayma hızı 5mm/yıl'dan daha fazla olan faylara 2km'den daha yakın bölgeler için tasarım spektrumu kısa periyot (0.2-0.3s) bölgesinde 1.5, uzun periyot bölgesinde ise 2 faktörü ile büyütülmektedir. Faya 15km veya daha fazla mesafelerde ise tasarım spektrumu değiştirilmemektedir. Aagaard vd. (2000) tarafından yapılan araştırmalar UBC-1997 şartnamesinde yer alan yakın kaynak faktörünün (Nv) fay yakınlarındaki enbüyük hız ve yer değiştirmeleri oldukça doğru olarak yansıttığını göstermektedir. Ancak, UBC 1997 şartnamesinde yakın fay faktörünün kullanılması, yakın deprem özelliklerinin yansıtılmasından ziyade, enbüyük yer ivmelerine (Bölge faktörü) getirilen 0.4 g lik üst limitin fay yakınlarında yarattığı problemlerin çözümünü amaçlamaktadır. Nitekim UBC-1997 şartnamesinde yer almış olan bu hususlar enbüyük

ivme sınırlaması olmayan daha sonraki şartnamelerde (NEHRP-2000, IBC-2003, IBC-2009 gibi) artık yer almamaktadır.

Somerville vd. (1997) davranış spektrumlarının fay yakınındaki deprem yer hareketi özelliklerini yansıtacak şekilde modifikasyonu için ampirik verilere dayalı bir yöntem önermiştir. Çalışmada fay hattı, deprem merkez üssü ve ilgili mahallin geometrik özelliklerine bağlı olarak periyodun yaklaşık 0.6sn'den daha büyük olduğu bölgelerde ortalama spektrum genlikleri için büyütme faktörleri verilmiştir. Bu faktör 5-6sn periyotları için 2.6 mertebesine ulaşmaktadır. Verilen deprem büyüklüğü, periyot ve fay uzaklığı için faya normal yöndeki deprem spektrumu ile ortalama deprem spektrumu arasındaki oranlar ayrıca sunulmuştur. Bu oranlar 0.6sn'lik periyot değerinden sonra artmaya başlayarak, 6sn civarında 1.6'ya ulaşmaktadır.

Mevcut deprem kayıtlarının istatistiksel olarak değerlendirilmesine dayanan bu tür çalışmaların sayıları zaman içinde artmış olmakla beraber, yüksek kalitede yakın saha kayıtlarının elde edilmesi konusu deprem mühendisliği açısından bir sorun olmaya devam etmektedir. Mekansal farklılıkların analizine imkan verecek bu tür kayıtların elde edilmesi için nispeten yüksek büyüklüklü depremlerin beklendiği fayların civarında sık akselerometre ağlarının kurulması, elde edilen kayıtların farklı tektonik yapıları ve deprem mühendisliği açısından önem taşıyan büyüklük aralığını kapsaması gerekmektedir. Bunlara ek olarak faya yakın bölgelerdeki hareketlerin özellikle yüksek periyotlu bileşenleri polarize olduğu için yer hareketi kayıtlarının seçiminde veya simülasyonunda her üç yöndeki hareketin birlikte ele alınması gerekmektedir. Bu nedenlerle bu çalışmada yakın fay sahasında kuvvetli yer hareketi parametrelerinde meydana gelen mekansal farklılaşmalarının modellenmesinde deterministik benzeşim yöntemlerinin kullanılması amaçlanmıştır.

YÖNTEM

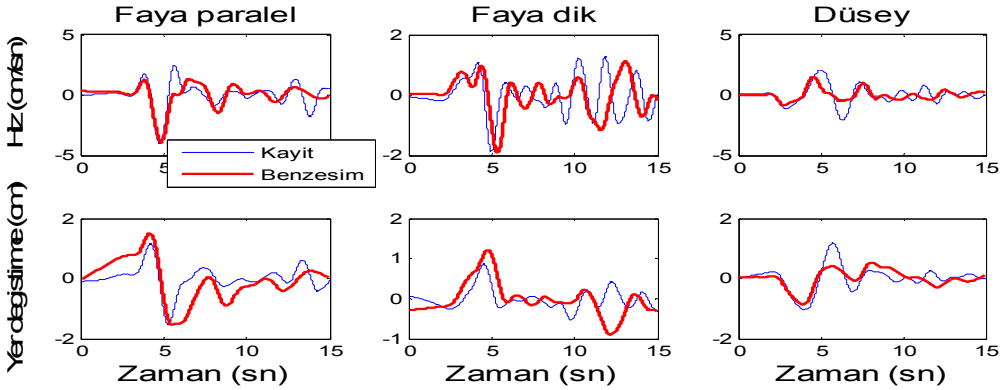
Kuvvetli yer hareketi benzeşimi (simülasyonu) sismolojide iki şekilde uygulanmaktadır. Birinci uygulama inversiyon (inversion) adı verilen ve bir depremden elde edilen kayıtlar yardımıyla depremin kaynak özelliklerinin bulunması konusunu içermektedir. İkinci uygulama ise yeryüzünün herhangi bir noktasında oluşabilecek deprem hareketinin deprem kaynağının, yer kabuğun özelliklerinin ve topografya, havza ve zemin koşulları gibi yerel özelliklerin modellenmesi yolu ile zaman tanım alanında tahmin edilmesidir. Bu yöntem tüm dünyada önemli mühendislik uygulamalarında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Kuvvetli yer hareketi benzeşimi için kullanılan yöntemler stokastik, deterministik ve hibrid yöntemler olarak üçe ayrılabilirler. Stokastik yöntemler deprem hareketlerinin rasgele (random) özelikleri üzerinde yoğunlaşırlar ve deprem hareketlerinin yüksek frekanslı kısmı (genellikle F>1 Hz) ile ilgilenirler. Deterministik yöntemler ise deprem hareketinin düşük frekanslı kısmı ((genellikle F<1 Hz) ile ilgilidir ve depremin meydan gelmesine neden olan kaynak koşullarının ve dalga yayılımının doğru bir şekilde modellenmesi üzerinde yoğunlaşırlar. Hibrid yöntemler ise bu iki yöntemden elde edilen sonuçların birleştirilerek deprem hareketinin tüm frekans bandında modellenmesini amaçlar. Kuvvetli yer hareketi benzeşiminde kullanılan yöntemler Erdik ve Durukal (2002)'de ayrıntılı olarak verilmektedir.

Kuvvetli yer hareketi benzeşiminde hangi yöntemin tercih edilmesi gerektiği konusu hedeflenen frekans aralığı ve yer hareketi özellikleri ile yakından ilgilidir. Mevcut deprem kayıtlarının özellikleri incelendiğinde (örneğin Somerville vd., 1997) fay yakın sahası etkileri nispeten uzun periyotlarda etkili olmaktadır ve bu etkiler faya yakın olması nedeniyle kaynak özelikleri ile doğrudan ilgilidir. Bu nedenle kaynak özelliklerinin doğru bir şekilde modellenebildiği deterministik yöntemler ile benzeşim yapılması tercih edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan üç boyutlu sonlu farklar yöntemi (FD3D) kaynak özelliklerini ve uzun periyotlu dalga yayınımını etkin bir şekilde modelleyebilen uygun kinematik bir yöntem olarak tercih edilmiştir. Bu çalışmada kullanılmamakla beraber FD3D yönteminin en önemli özelliği üç boyutlu yer kabuğu modellerini analize dahil edebilmesi sayesinde havza etkilerinin modellenebilmesidir. Sonlu farklar yöntemi ile benzeşim ilk defa Madariaga (1976) tarafından önerilmiş ve zaman içinde geliştirilmiş versiyonları üç boyutlu heterojen ortamlarda dalga yayınımının modellenmesinde yaygın olarak kullanılmıştır (örneğin Olsen, 2000). Üç boyutlu sonlu farklar yöntemi ile ayrıntılı

bilgiler Madariaga vd. (1998)'de bulunabilir. Simülasyon çalışmalarında kullanılan işlemci sayısı tasarlanan modeldeki analiz ızgarasının nokta sayısını doğrudan etkilemektedir. Kullanılabilecek nokta sayısının yüksek olması mesafe açısından boyutları sabit olan bir modelin (örneğin 50 x 50 x 25 km gibi) daha fazla sayıda nokta ile tanımlanmasını, diğer bir deyişle noktalar arasındaki mesafenin daha az olmasını (örneğin 500 m yerine 250 m'lik ızgara gibi) sağlamakta, bu da simülasyon sonucunda elde edilen yer hareketi frekans aralığını genişletmektedir. Bu çalışma kapsamında kullanılan ızgara aralığı 100 m'ye kadar düşürülmüştür. Elde edilen benzeşimlerin frekans aralığını belirleyen bir başka unsur da yer kabuğu modelinde kullanılan en düşük kesme dalgası hızıdır. Kullanılan modellerde en düşük kesme dalgası hızı 1000 m/s olarak alınmıştır. Bu şekilde 1Hz'lik frekans üst limitine ulaşılabilmektedir. Bu frekans üst limiti yakın fay bölgesi etkilerinin incelenmesi açısından uygundur.

Yöntemin Gerçek Kayıtlarla Test Edilmesi

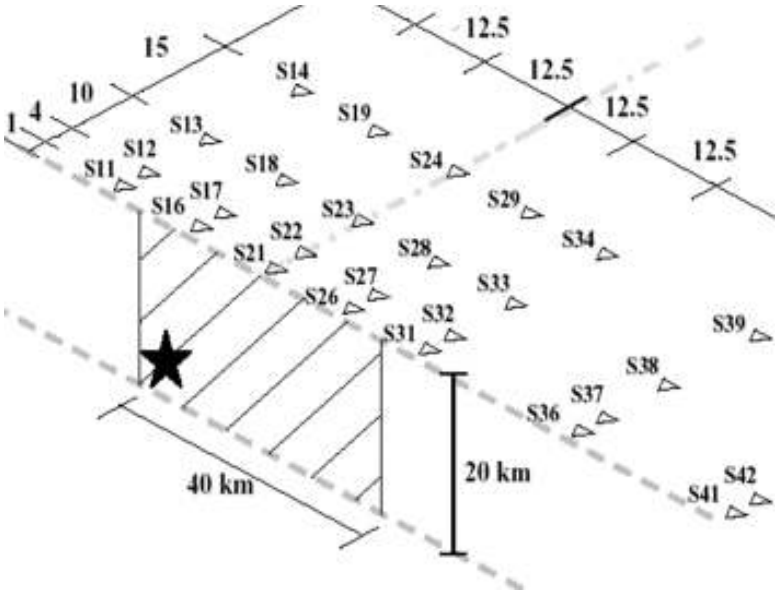
Kullanılan yöntemin gerçeğe ne kadar yakın sonuç verdiği konusu 2004 Parkfield depreminin (Mw=6.0) modellenmesi ile irdelenmiştir. California'da bulunan San Andreas Fayı Parkfield segmentinin karakteristik deprem yineleme özellikleri göstermesi nedeniyle bu bölgede 1990 yıllarından itibaren yaklaşık 6 büyüklüğünde bir deprem beklenmiş ve bu nedenle bu segmentin civarı çok sık bir akselerometre ağı ile donatılmıştır. Beklenen depremin 28 Eylül 2004 tarihinde 6.0 büyüklüğünde gerçekleşmesi ile çok zengin bir fay yakın sahası kayıt dizisi elde edilmiştir. Bu çalışmada bu deprem için önerilen farklı atım modelleri, bölgenin üç boyutlu kabuk hızı yapısı ve önerilen yırtılma hızı, maksimum atıma ulaşma süresi, kaynak zaman fonksiyonu gibi kinematik benzeşim parametrelerinin farklı değerleri kullanılarak gerçeğe en yakın benzeşimler elde edilmeye çalışılmıştır. Elde edilen sonuçlar 0 – 1 Hz aralığında oldukça başarılıdır ve FD3D ile kinematik benzeşim yönteminin değişik mühendislik parametrelerinin tahmininde kullanılabileceğini kanıtlamaktadır. Parkfield depremi Turkey Flat kaydı için elde edilen benzeşim Şekil 1'de sunulmuştur.



Şekil 1. 2004 Parkfield depremi Turkey Flat kaydının FD3D yöntemi ile elde edilen benzeşimi

Parametrik çalışma ile elde edilen spektral ivme ve yer değiştirme dağılımları

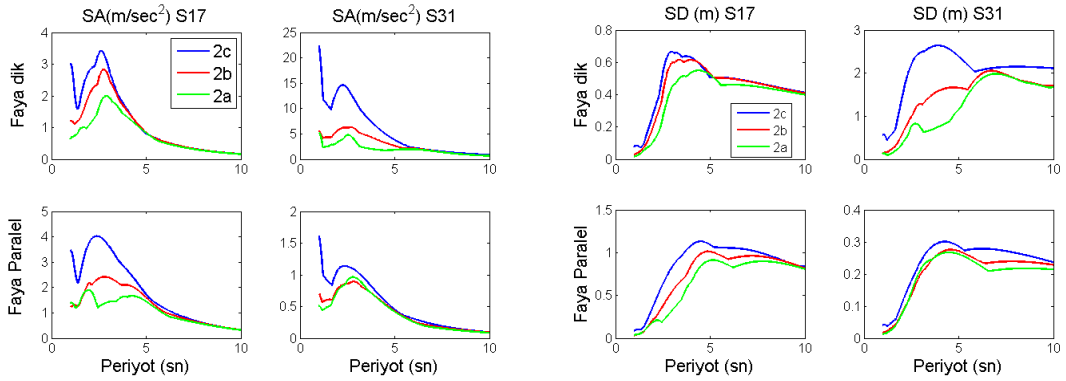
Tasarlanan modelde 40 km x 20 km boyutlarında bir fay üzerinde meydana gelen yırtılmanın faya değişik mesafede ve yırtılma yönüne göre farklı konumlarda bulunan 45 istasyonda yaratttığı yer hareketleri incelenmiş, yırtılma hızı, atım miktarı, odak noktası konumu ve fayın yüzeyden derinliği gibi farklı parametrelerin etkileri araştırılmıştır. Kullanılan atım miktarları tüm fay yüzeyinde sabit olarak 1 m, 1.5 m ve 2 m'dir. Faya 5 km mesafede bulunan S17 ve S31 kodlu istasyonlar için elde edilen en büyük yer hareketleri Tablo 1'de karşılaştırılmıştır. S17 deprem odağına yakın, S31 ise ön yönelim bölgesinde yer almaktadır (Şekil 2). Senaryo 2b, 2a ve 2c, fay üzerinde sabit 1.5 m atım mikarı ve sırasıyla yırtılma hızı Vr=2.7 km/sn, 3.0 km/sn ve 3.4 km/sn durumlarına karşılık gelmektedir.



Şekil 2. Parametrik çalışmada kullanılan model.

Tablo 1. S17 ve S31'de elde edilen en büyük yer hızı ve yer değiştirmeler.

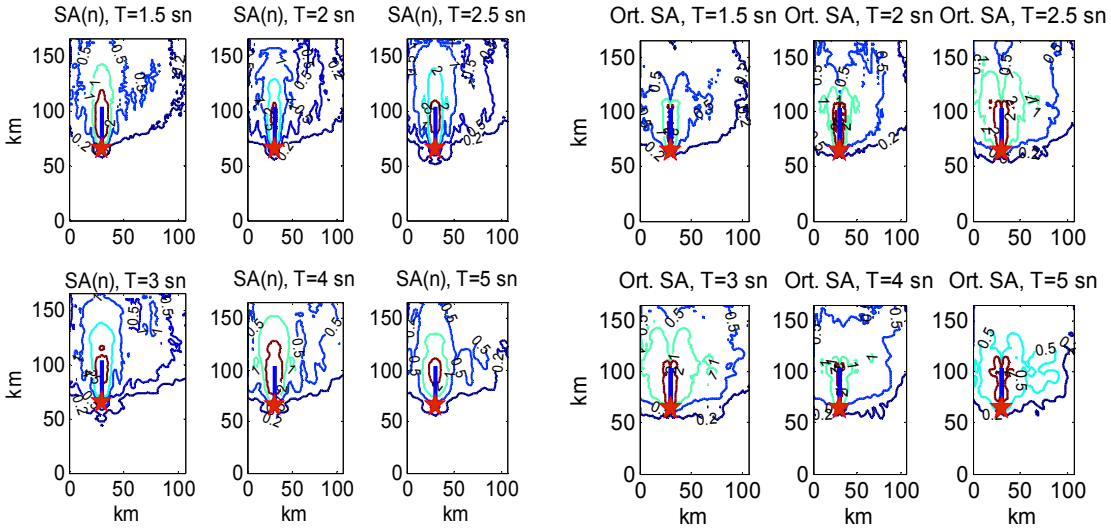
Senaryo	Hareket Yönü	En büyük yatay yer hızı (m/sn)			En büyük yatay yer değiştirme (m)		
		S17	S31	Tüm istasyonlar	S17	S31	Tüm istasyonlar
2b	Faya dik	0.48	1.42	1.79	0.30	1.22	1.36
	Faya paralel	0.68	0.21	0.84	0.85	0.19	0.85
2a	Faya dik	0.38	0.83	1.21	0.26	1.01	1.17
	Faya paralel	0.49	0.19	0.81	0.76	0.17	0.76
2c	Faya dik	0.57	2.25	2.25	0.30	1.69	1.69
	Faya paralel	0.97	0.26	0.96	0.97	0.22	0.97



Şekil 3. Üç farklı yırtılma hızı için S17 ve S31'de elde edilen %5 sönümlü ivme ve yer değiştirme spektrumlarının karşılaştırılması (2a: Vr=2.7 km/sn, 2b: Vr=3.0 km/sn, 2c: Vr=3.4 km/sn

Fay boyunca homojen bir kayma dağılımı alındığında elde edilen hız ve kalıcı yer değiştirme genliklerinin atım miktarı ile doğrudan orantılı olduğu ortaya çıkmaktadır. Ön yönelim bölgesinde yer alan istasyonlarda elde edilen genlik ve hareket süreleri yırtılma hızından fazlasıyla etkilenmektedir. Bunun nedeni, daha büyük bir hızla yaklaşan bir yırtılma önyüzünün bu istasyonlarda daha hızlı bir enerji birikimine neden olmasıdır. Bunun sonucunda faya dik yönde çok daha dar ve büyük genlikli bir hız pulsu oluşmaktadır. Fayın yüzeyden derinliği ise özellikle S17'deki faya paralel yöndeki genlikleri etkilemektedir. S17 ve S31'de 2a, 2b ve 2c senaryolarından elde edilen %5 sönümlü tepki spektrumları Şekil 3'de sunulmuştur. Özellikle yırtılma hızının ön yönelim bölgesinde faya dik yönde ve yüksek periyotlardaki spektral genlikler

üzerindeki etkisi bu şekilde de açıkça görülmektedir. 2b modeli ile elde edilen faya dik yönde ve ortalama spektral ivmelerin düzlemsel dağılımı Şekil 4'de sunulmaktadır.



Şekil 4. 2b modeli ile elde edilen faya dik yönde ve ortalama spektral ivmelerin düzlemsel dağılımı

Fay Yakın Sahası Yer Hareketlerinin Gerçekçi Deprem Atım Modelleri Kullanılarak Modellenmesi

Bir önceki bölümde ele alınan tüm kaynak parametreleri yakın saha yer hareketlerinin en az bir bileşenini etkilemektedir. Bunlar içinde en belirgin etkiye neden olanlar ise atım miktarı ve yırtılma hızıdır. Ancak gerçek depremlerde bu parametreler sabit değil değişkendir. Bu değişkenliğin etkilerinin irdelenmesi amacıyla yakın geçmişte meydana gelmiş ve atım modelleri önerilmiş olan 8 yanal atımlı deprem seçilerek oluşturdukları dalga yayılımları modellenmiştir. Modellenecek depremlerin seçiminde aşağıdaki kriterler kullanılmıştır:

- Mw >= 6.0
- Sadece yanal atımlı faylanma mekanizması
- Fay boyutlarının ızgara aralığı maksimum 200 m olan modellere dahil edilmeye uygun olması
- Kaynak atım modeli frekans aralığının 0 < Fmax ≤ 1 Hz veya daha yüksek olması

Seçilen depremler ve kaynak atım modelleri Tablo 2'de sunulmuştur. Tüm modellerde standart tek boyutlu bir yer kabuğu yapısı kullanılmıştır. Kullanılan kabuk modeli Tablo 3'de verilmiştir.

Yönelim etkilerinin en fazla görüldüğü depremlerden bir tanesi 1992 Landers depremidir. Bu deprem için Zeng ve Anderson (2000) tarafından önerilen atım modeli Şekil 5'de sunulmuştur. Bu model ile elde edilen faya dik yöndeki spektral ivme genliklerinin her iki yöndeki genliklerin geometrik ortalamasına oranlarının düzlemsel dağılımları Şekil 6'da verilmektedir. Görüldüğü üzere faya dik yöndeki spektral ivme genlikleri ortalama genliklere göre düzlem boyunca farklılık göstermekte ve özellikle ön yönelim bölgesinde bu bileşenin ağırlığı ortalamanın iki katına kadar çıkmaktadır. Episantr civarında ise faya paralel bileşen hakim olmaktadır. Yırtılmanın orta bölgesinde atım miktarının sıfıra yaklaştığı kısmda da yine bir ön yönelim etkisi gözlenmektedir.

Değerlendirmeler

Parametrik çalışma sonucunda faya dik yönde en büyük hız ve deplasman genlikleri fayın atımın ilerlediği ucuna en yakın istasyonda elde edilmiştir. Diğer yönden faya paralel yöndeki en büyük genlikler ise episantra en yakın istasyonlarda görülmektedir. Sabit atım ile yapılan modellemelerde hız ve deplasman genlikleri atım miktarı ile doğru orantılıdır. Yırtılma hızı, ön yönelim bölgesinde yer alan istasyonlarda genlikleri ve yer hareketi sürelerini büyük ölçüde etkilemektedir. Bunun

nedeni yırtılma ön yüzünün hızlı yaklaşımı ile enerjinin daha hızlı birikmesine neden olması ve faya dik yönde daha dar ve daha yüksek genlikli bir hız pulsu meydan getimesidir. Fayın yüzeyden derinliği ise özellikle fay düzlemine dik konumda yer alan istasyonlada faya paralel bileşeni etkilemektedir. %5 sönümlü spektral ivmeler 2-3 sn bölgesinde bir bombelenme ortaya koymaktdır.

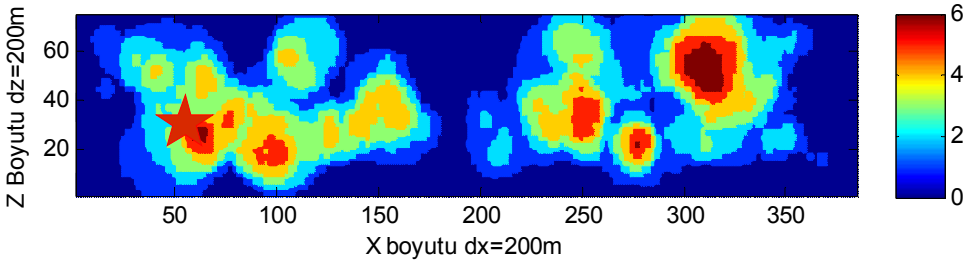
Gerçek depremler için farklı atım modelleri ile elde edilen spekral ivme ve deplasman dağılımları ampirik yer hareketi tahmin modelleri ile kıyaslanmıştır. Bu kıyaslamada üç farklı bölge ortaya çıkmaktadır. Fay etrafında episantra yakın bölgelerde bu oran 1 civarında olmakta ve yönelim etkisi gözükmemektedir. İkinci bölge ön yönelim bölgesi olup benzşim yolu ile elde edilen dpektral genlikler yer hareketi tahmin modelleri ile edilen değerlerin 2 ila 4 katına kadar çıkmaktadır. Üçüncü bi bölge ise yırtılmanın fayın bir ucuna yakın başladığı 1992 Landers depremi gibi durumlarda arka yönelim bölgesinde yer almakta ve benzeşim yolu ile elde edilen değerler tahmin modellerinden daha düşük çıkmaktadır. 1995 Kobe, 1999 Kocaeli ve 2000 Tottori gibi nispeten iki yönlü gelişen yırtılmalarda ise fayın her iki ucunda da ön yönelim etkileri gözükmektedir. Benzeşim yöntemi ile elde edilen spektral deplasmanların Akkar ve Bommer (2007) ve Cauzzi ve Faccioli (2008) yer hareketi tahmin modelleri ile karşılaştırmaları Şekil 7 ve Şekil 8'de verilmektedir. Cauzzi ve Faccioli (2008) denkleminde odağa olan mesafe kullanılmaktadır. Hesaplamalar bu mesafe cinsinden yapılmış ancak gösterimde faya en yakın mesafe kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar fay yakın sahasında yer hareketi tahmin modelleri ile elde edilen değerlerin yönelimin farklı bileşenler üzerindeki etkileri açısından değerlendirilerek kullanılmasının gerekliliğini ortaya koymaktadır.

Tablo 2. Modellemede kullanılan depremler ve ilgili benzeşim parametreleri

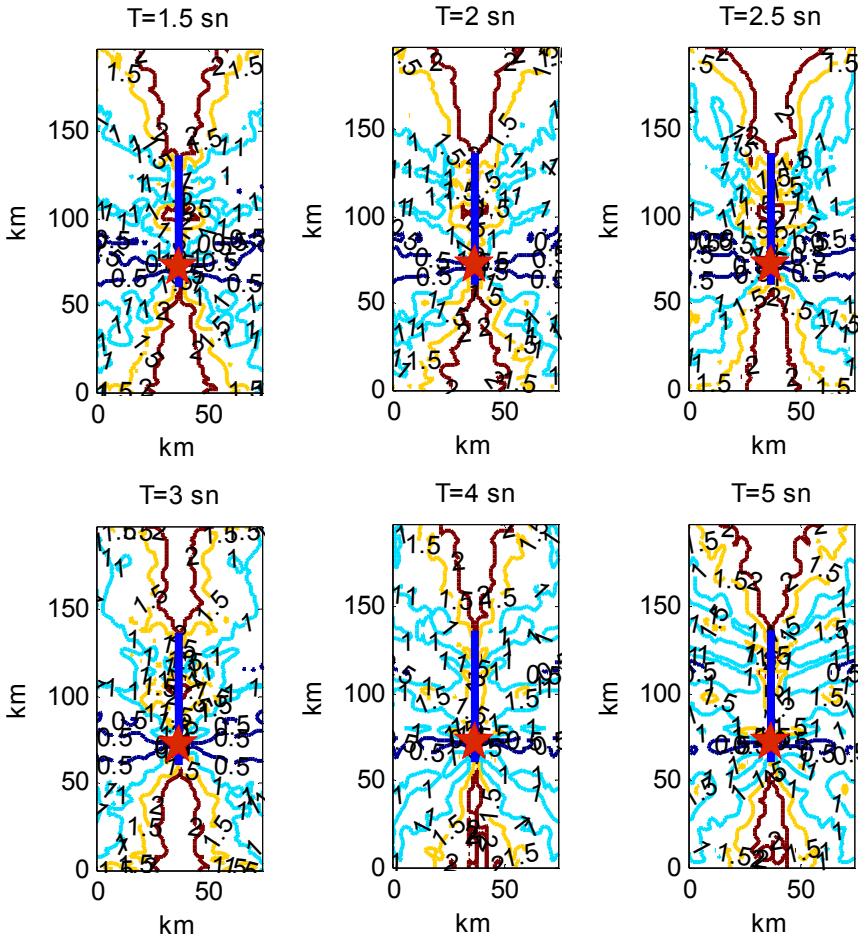
Deprem	Atım Modeli	Mw	Fay boyutları (km)	Modellemede kullanılan ızgara aralığı	Kaynak atım modeli frekans limiti
1979 Imperial Valley	Archuleta (1984)	6.5	35 * 13	100 m	Fmax: 1 Hz
	Zeng ve Anderson (2000)	6.5	42 * 10	100 m	Fmax: 2 Hz
1984 Morgan Hill	Beroza ve Spudich (1988)	6.25	30.5 * 11	100 m	0.2 – 4 Hz
1987 Superstition Hillls	Wald vd. (1990)	6.51	20 * 11	100 m	0.1 – 3 Hz
1992 Landers	Zeng ve Anderson (2000)	7.2	77 * 15	200 m	0.1 – 1 Hz
1995 Kobe	Sekiguchi vd. (1996)	6.96	63.5 * 20.5	200 m	Fmax: 1 Hz
	Zeng ve Anderson (2000)	6.91	60 * 20	200 m	Fmax: 1 Hz
1999 Kocaeli	Yagi ve Kikuchi (2001)	7.4	93.6 * 21.6	200 m	0.01 – 0.8 Hz
2000 Tottori	Sekiguchi vd. (2003)	6.79	34 * 17.6	100 m	0.1 – 1 Hz
2004 Parkfield	Ji vd. (2005)	6.0	38 * 15	100 m	Fmax: 1 Hz
	Liu vd, (2006)	6.0	40 * 15.2	100 m	Fmax: 1 Hz

Tablo 3. Modellemede kullanılan yer kabuğu modeli

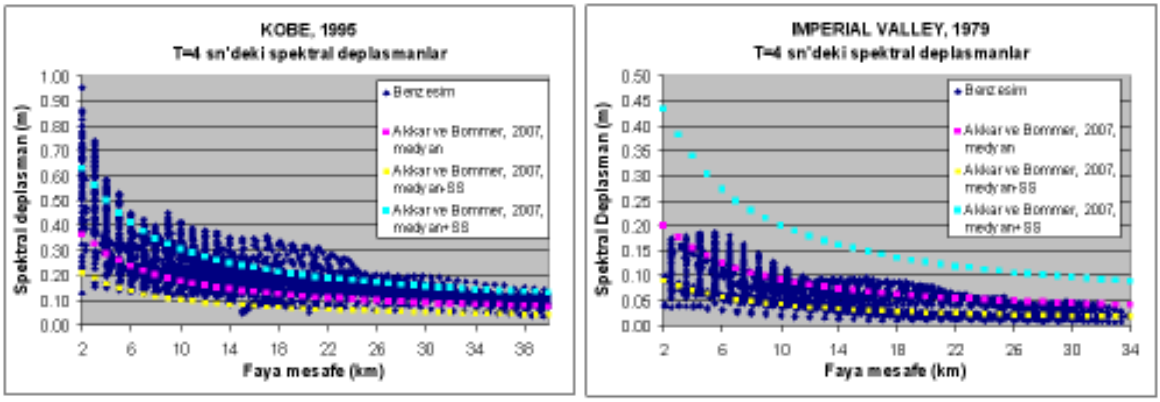
Yüzeyden derinlik (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ρ (gr/cm3)
0	1.7	1	1.7
500	3.5	2.2	2
4000	5.8	3.4	2.7
17000	6.2	3.6	2.8
32000	8	4.6	3.34



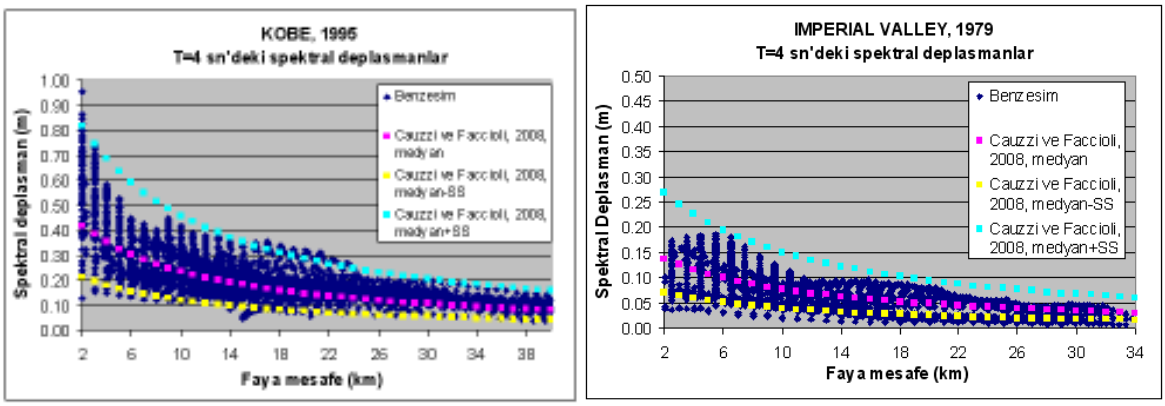
Şekil 5. 1992 Landers depremi atım modeli



Şekil 6. 1992 Landers depremi için elde edilen faya dik yöndeki spektral ivme genliklerinin her iki yöndeki genliklerin geometrik ortalamasına oranı



Şekil 7. Benzeşim yöntemi ile elde edilen spektral deplasmanların Akkar ve Bommer (2007) yer hareketi tahmin modeli ile karşılaştırmaları



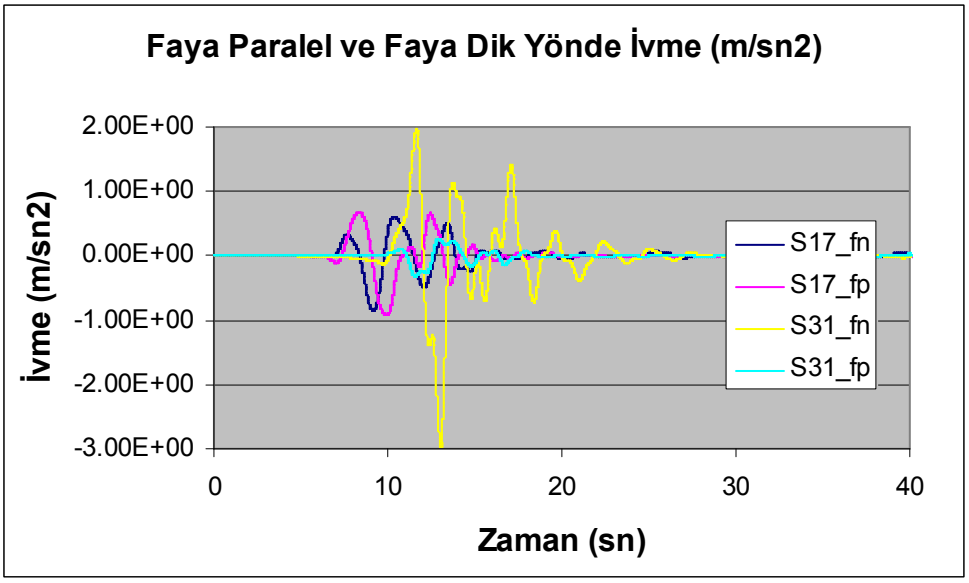
Şekil 8. Benzeşim yöntemi ile elde edilen spektral deplasmanların Cauzzi ve Faccioli (2008) yer hareketi tahmin modelleri ile karşılaştırmaları

YAPISAL ANALİZ

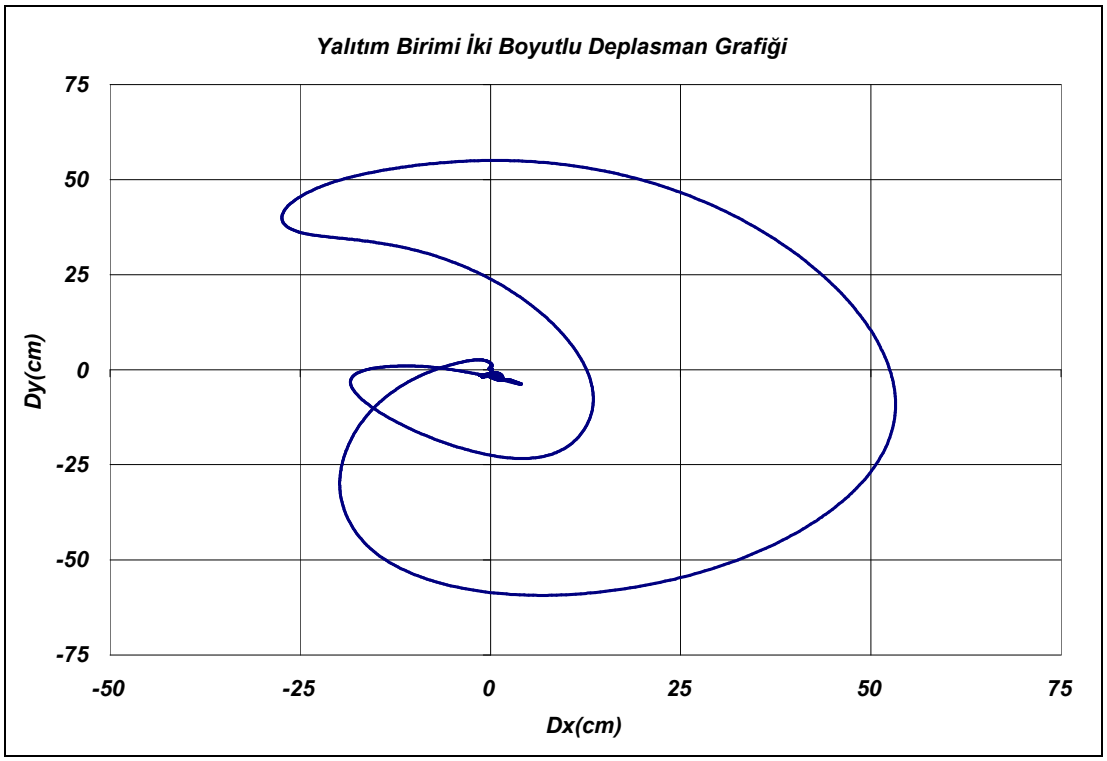
Son yıllarda deprem mühendisliği uygulamalarında yeni teknolojilerin kullanımı giderek artmaktadır. Bunlardan biri olan taban yalıtımı uygulamasının temel felsefesi sistemin titreşim periyodunu arttırarak deprem etkisinde sisteme etkiyen yüklerin azalmasını sağlamaktır. Ancak burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta azalan deprem yüklerine karşılık artan deplasman değerleridir. Taban izolatörleri tasarımını kontrol eden en önemli parametre olan deplasman değeri yakın saha depremleri durumunda daha da dikkat edilmesi gereken bir durum olmaktadır. Yakın saha depremlerinin en önemli özelliği olan faya dik ve faya paralel bileşenlerinin birbirinden oldukça farklı karaktere sahip olması bu gibi yerlerde taban yalıtımı uygulamalarında oldukça kapsamlı bir analiz yapılmasını gerektirmektedir.

Mevcut bir faya oldukça yakın bir yerde ve fayın muhtemel kırılma yönüne göre ön yönelim bölgesinde yapılacak olan bir köprünün taban yalıtımı birimlerinin tasarımında mevcut uygun deprem kayıtlarının yanı sıra benzeşim yöntemi ile elde edilen yer hareketleri kullanılmıştır. Şekil 3'de görüldüğü üzere ön yönelim bölgesinde faya dik ve faya paralel yer hareketeri oldukça faklılık göstermektedir. Şekil 3'de %5 sönümlü ivme ve deplasman spektrumları sunulmuş olan, episantr bölgesine yakın olan S17 ve ön yönelim bölgesinde bulunan S31 için 2b modeli ile faya dik ve faya paralel yönde elde edilen ve 1Hz üzeri filtrelenmis ivme kayıtları Şekil 9'da sunulmaktadır. Söz konusu köprünün üst yapısı ile ayakları arasına yerleştirilecek olan yalıtım birimlerinde simüle edilen yer hareketleri etkisi altında meydan gelen yerdeğiştirme değerleri söz konusu yalıtım birimlerinin yerdeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak önerilen yalıtım birimlerinin yeterliliği kontrol edilmiştir. Yalıtım birimlerinin yeterliliğinin kontrolü aşamasında söz konusu köprünün performansa göre tasarım felsefesi kapsamında iki farklı deprem düzeyi ve her bir deprem düzeyi için farklı kriterler tanımlanmıştır. Ayrıca kullanılan yer hareketlerinin birbirine dik iki bileşenin

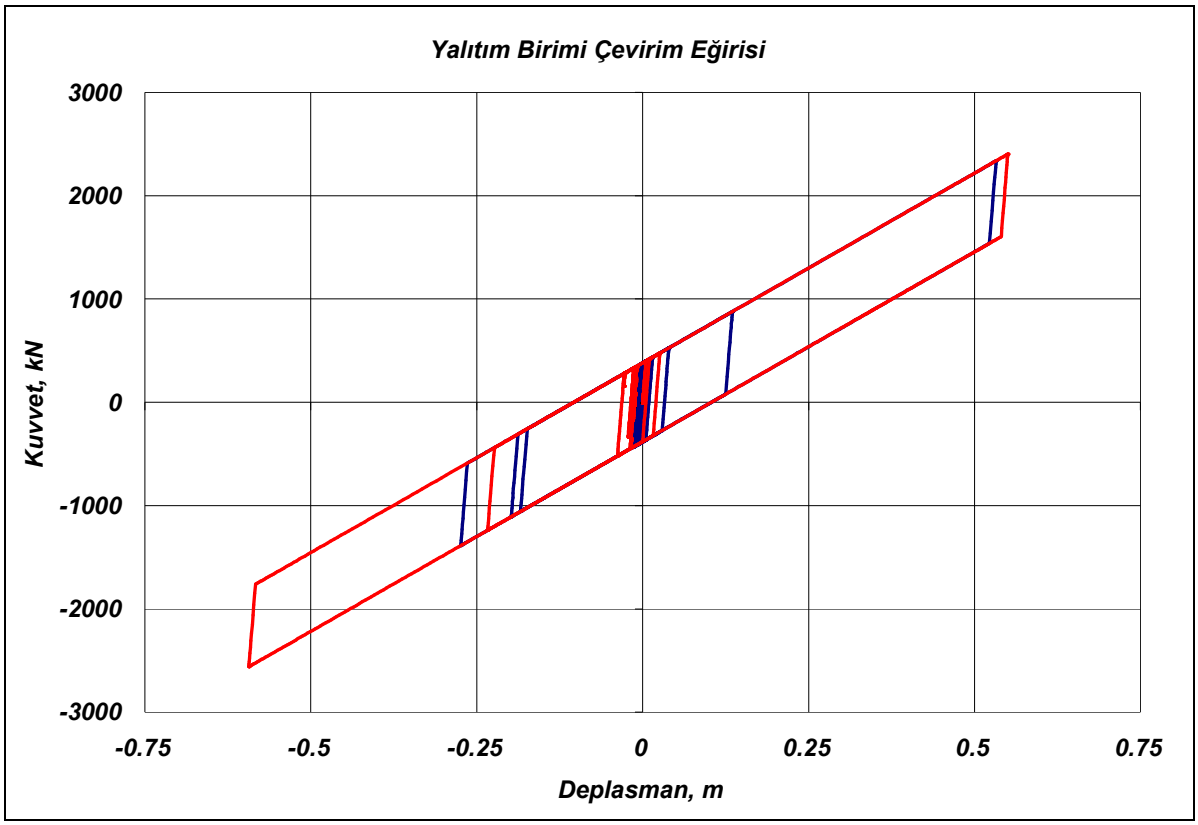
aynı anda etkitilmesi ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda yalıtım biriminde birbirine dik doğrultuda meydana gelen yerdeğiştirmeler ve çevrim eğrileri elde edilerek perfromans kriterleri ile karşılaştırılmıştır. Olası en büyük deprem (MCE) düzeyi için yapılan analizlerden elde edilen yerdeğiştirme ve çevrim örnekleri Şekil 10 ve Şekil 11'de sunulmaktadır. Tasarımın tamamında her iki düzey için birbirine dik doğrultuda gerçek kayıt ve simülasyonlardan oluşan yedişer çift yer hareketi kullanılarak ilgili performans kriterleri ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 9. Episentr bölgesinde yer alan V1 ve ön yönelim bölgesinde yer alan V2 viyadükleri için izolatör tasarımında kullanılan faya dik (fn) ve faya paralel (fp) yönlerdeki ivme bileşenleri



Şekil 10. Yalıtım biriminin simüle edilmiş yer hareketi etkisi altında her iki yöndeki yerdeğiştirmesi



Şekil 11. Yalıtım biriminin simüle edilmiş yer hareketi etkisi altında her iki yöndeki çevrim eğrisi

SONUÇ

Bu çalışmada fay yakın sahasında meydan gelen yer hareketlerinin farklı bileşenlerinin değişimleri benzeşim yöntemi ile inclenmiştir. Elde edilen yer hareketleri, yer hareketi tahmin modelleri ile karşılaştırılmış ve fay yakın sahasında farklı yönlerdeki bileşenlerin farklı özellikler göstermesi nedeniyle doğrudan yer hareketi tahmin modelleri ile elde edilen ortalama değerlerin kullanımında dikkatli olunması gerekliliği ortaya konmuştur. Benzeşim yolu ile elde edilen uzun periyotlu yer hareketlerinin mühendislikte kullanımına örnek olarak fay yakın sahasında yapımı tasarlanan bir viyadüğün baz izolatörü tasarımı verilmiştir. Çalışmada üç boyutlu havza etkileri dikkate alınmamakla beraber FD3D yönteminin sağladığı en büyük özelliklerden bir olan dalga yayınımında üç boyutlu yer kabuğunun etkileri de modellenerek özellikle havza içinde yer alan mühendislik yapılarının tasarımında kullanılacak yer hareketi etkilerinin incelenmesine olanak tanımasıdır.

Teşekkür

Bu çalışma, TÜBITAK tarafından desteklenen uluslararası işbirliği projeleri kapsamında Ecole Normale Supérieure (ENS, Fransa) ile Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü arasında ortak bir proje olarak yürütülmüştür (TÜBİTAK Proje No: 103I050). Tüm benzeşim hesaplamaları Prof. Raul Madariaga denetiminde ENS jeoloji laboratuarı paralel bilgisayarında yapılmıştır. Kendilerine teşekkürlerimizi sunariz.

KAYNAKLAR

Aagaard BT, Hall JF ve Heaton T (2000), "Sensitivity Study of Near-Source Ground Motion", 12th World Conf. on Earthquake Eng., Bildiriler Kitabı, Yeni Zelanda.

Akkar S ve Bommer JJ (2007) "Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36:1275–1301.

Archuleta, RJ (1984) "A faulting model for the 1979 Imperial Valley earthquake", *Journal of Geophysical Research*, 89 (6): 4559-4585.

Beroza GC ve Spudich P (1988) "Linearized inversion for fault rupture behavior: application to the 1984 Morgan Hill, California, earthquake", *Journal of Geophysical Research*, 93: 6275-6296.

Cauzzi C. ve E. Faccioli (2008) "Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records", *J. Seismol*. 12: 453–475.

Erdik M ve Durukal E (2002) "Simulation Modelling of Strong Ground Motion", in Earthquake Engineering Handbook, W-F. Chen and C. Scawthorn, editors, CRC Press.

IBC (2003), International Building Code, 2003, International Code Council, U.S.A.

IBC (2009), International Building Code, 2009, International Code Council, U.S.A,

Ji C, Choi K, Larson KM, Kg N ve Hudnut KW., "Co-seismic slip history of the 2004 Parkfield , California earthquake, (2005)" http://neic.usgs.gov/neis/eq_depot/2004/eq_041226/neic_slav_ff.html.

Liu P, Custodio S ve Archuleta RJ (2006) "Kinematic inversion of the 2004 Mw6.0 Parkfield earthquake including an approximation to site effects", *Bulletin of Seismological Society of America*, 96 (4b): S143-S158.

Madariaga R, Olsen KB ve Archuleta R (1998) "Modeling Dynamic Rupture in a 3D Earthquake Fault Model", *Bulletin of Seismological Society of America*, 88 (5): 1182-1197.

NEHRP (2000) Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures, FEMA-303, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., (2000).

Olsen KB (2000) "Site Amplification in the Los Angeles Basin from 3D Modeling of Ground Motion", *Bulletin of Seismological Society of America*, 90 (1): 77-94.

Sekiguchi H, Irikura K, Iwata T, Kakehi Y ve Hoshiba M (1996) "Minute locating of faulting beneath Kobe and the waveform inversion of the source process during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, earthquake using strong ground motion records", *Journal of Physics of the Earth*, 44 (5): 473-487.

Somerville PG (2000) "Magnitude Scaling of Near Fault Ground Motions", *Earthquake. Eng. and Engineering. Seism*., 2: 15-24.

Somerville PG, Smith NF, Graves RW ve Abrahamson NA (1997), "Modification of Empirical strong Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", *Seism. Res. Letters*, 68: 199-222.

UBC (1997), Uniform Building Code, International Council of Building Officials, Whittier, CA.

Wald D.J, Helmberger DV ve Hartzell SH (1990) "Rupture process of the 1987 Superstition Hills earthquake from the inversion of strong-motion data", *Bulletin of Seismological Society of America*, 80 (5): 1079-1098.

Yagi Y. ve Kikuchi M, http://www.eic.eri.u-tokyo.ac.jp/yuji/ Aki-nada/, (2001)

Zeng YH. ve Anderson JG (2000) "Evaluation of numerical procedures for simulating near-fault long-period groud motinos using Zeng method", Report No. 2000/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

İSTANBUL DÜŞEY DEPREM AĞLARI VE ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZLERİ

ISTANBUL VERTICAL ARRAYS AND SITE RESPONSE ANALYSIS

Atilla ANSAL[1], Aslı KURTULUŞ[2] ve Gökçe TÖNÜK[3]

ÖZET

İstanbul Acil Müdahale kuvvetli yer hareketi kayıt ağının 100 istasyonundan 55'i İstanbul Avrupa Yakası Mikrobölgeleme Projesi kapsamında detaylı zemin araştırmalarının yapılmış olduğu alan içinde ve Ataköy, Zeytinburnu, Fatih kuvvetli yer hareketi düşey deprem kayıt ağlarına yakın mesafede bulunmaktadır. Son yıllarda İstanbul civarında büyüklüğü M=4 civarında olan az sayıda küçük deprem kaydedilmiştir. Bu çalışma kapsamında seçilen deprem bu depremler içinde en büyük yer ivmesinin kaydedildiği 12/3/2008 tarihinde Çınarcık'da meydana gelen ve yerel büyüklüğü M_L=4.8 olan depremdir. Ataköy düşey deprem ağından değişik derinliklerdeki 4 kayıt cihazından ve mikrobölgeleme alanı içinde yeralan 55 adet Acil Müdahale Sistemi deprem kayıt cihazlarından 23 tanesi bu depremi kaydetmiştir. Bu 23 istasyonda ve Ataköy düşey kayıt ağında kaydedilen ivme zaman değişimleri ana kaya seviyesinde alınan ivme zaman değişimi kullanılarak en büyük ivme ve spectral ivmelere göre Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) programının tarafımızdan geliştirilmiş bir versiyonu ile tek boyutlu zemin davranış analizleri yapılarak model edilmiştir. Ayrıca en büyük ivme ve spectral ivmeler üst 30 metre için hesaplanan ortalama kayma dalgası hızı (V_{s30}) değerlerine bağlı olarak Borcherdt (1994) tarafından önerilmiş olan ampirik zemin büyütme bağıntıları ile de hesaplanmıştır. Elde olunan sonuçlar zemin büyütme analizleri ile zemin yüzeyinde deprem özelliklerini modellemenin daha gerçekçi olduğunu göstermektedir.
Anahtar Kelimeler: düşey kuvvetli yer hareketi ağları, zemin davranış analizleri, yerel zemin etkileri

ABSTRACT

Out of 100 Istanbul Rapid Response Network strong motion stations 55 stations and Ataköy, Zeytinburnu and Fatih vertical arrays composed of downhole triaxial accelerometers located at various depths and on the ground surface are located within the area where detailed microzonation study was conducted. There have been few small earthquakes in the region in the recent years with local magnitude slightly over M=4. Out of these earthquakes the strongest one that took place on 12/3/2008 with local magnitude of M_L=4.8 was used to evaluate site response in this study. At the Ataköy vertical array at 4 levels and 23 of the 55 Istanbul Rapid Response Network strong motion instruments recorded this earthquake. The acceleration time histories recorded by the Rapid Response stations as well by the vertical array stations were modelled with respect to peak ground accelerations and acceleration response spectra using the recorded acceleration time histories on the engineering bedrock in the Ataköy Vertical Array using a modified version of Shake91. The recorded acceleration time histories are also modelled based on empirical site amplification relationships proposed by Borcherdt (1994) based on average shear wave velocity V_{s30}. The results indicate the suitability of the site response analyses in modelling the observed variation.
Keywords: Vertical strong motion arrays, site response, local site effects

[1] Prof.Dr, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, ansal@boun.edu.tr
[2] Dr, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, asli.kurtulus@boun.edu.tr
[3] Dr, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, gokce.tonuk@boun.edu.tr

GİRİŞ

Depremlerde anakaya seviyesinden yüzeye doğru hareket eden deprem dalgaları, içinden geçtikleri zemin tabakalarının mühendislik özelliklerini değiştirirken, zemin tabakaları da kalınlık ve özelliklerine bağlı olarak deprem dalgalarının özelliklerini değiştirir. Bu değişim zemin yüzeyinde deprem ivme genliklerinin büyümesi veya küçülmesi, süre ve frekans özelliğinin değişmesi şeklinde olur (Ansal, 1999). Olası bir depremin mevcut yapı ve bina stoğu üzerinde etkilerinin gerçeğe yakın bir biçimde belirlenmesinde zemin yüzeyindeki deprem özelliklerinin ve olası zemin davranışlarının hesaba katılması gereklidir. Bu amaçla zemin davranışlarının modellenmesinde belirli teorik temellere oturtulmuş bir boyutlu analiz programlarından (Shake, EERA, DeepSoil, vb.) yaygınca faydalanılmaktadır. Kullanılan benzer tek boyutlu analiz programlarının her ne kadar zamanla doğruluğu test edilmiş ve tatmin edici sonuçlar verdiği gözlenmiş olsa da, bu tür programların birtakım durumlarda yetersiz kaldığı da ortaya konmuştur. Ancak Düşey İvme Ölçüm Ağları gibi gelişmiş veri toplama sistemleri sayesinde araştırmacılar yaygın olarak modelleme programlarını kontrol etme ve gerekli değişiklik ve geliştirmeleri yapma imkanına sahip olabilmektedirler (Parolia vd, 2009).

Bu amaçla yapılmış bir çalışmada (Bardet vd., 2000) yaygın olarak kullanılan iki modelleme programı EERA (Eşdeğer Doğrusal Model) ve NERA (Doğrusal Olmayan Histeretik Model) nın performansları halihazırda Los Angeles havzasına yerleştirilmiş iki adet Düşey Ölçüm Ağından toplanan verilere dayanarak değerlendirilmiştir. Bu çalışma için ilgili bölgelerde belirlenmiş litolojik kuyu profilleri, kayma ve basınç dalgası profilleri ve geoteknik veriler kullanılarak belli varsayımlar ışığında 0.05g - 0.6g en büyük girdi zemin ivmeleri için 166 adet zemin büyütme analizi gerçekleştirilmiş ve bunun sonucunda özellikle NERA'da çeşitli geliştirmeler önerilmiştir. Bardet (2000), aynı zemin malzemesi için kalibre edilen iki programın farklı zemin modellemelerinden faydalanmasını da göz ardı etmeyerek EERA'nın 0.6g ivmelere kadar olan tüm yer hareketlerinde tatmin edici zemin büyütme sonuçları sağlamasına rağmen NERA'nın 0-0.2g aralığındaki zemin büyütme sonuçlarının daha güvenilir olduğuna ve ideal olarak bu aralıkta kullanılmasının doğru olacağına belirtmiştir.

Düşey İvme Ölçüm Ağları, zemin tabakalaşma özelliklerine göre belirlenmiş ve farklı derinliklere yerleştirilmiş ivme ölçerler yardımıyla zemin büyütmelerinin derinlikle değişimini gözleme ve kayıt etme imkanı vermektedir. Böylece ulusal deprem şartnamelerinde öngörülen zemin davranışı ile ilgili ampirik yaklaşımların uygulanabilirliğini değerlendirmek de mümkün olmaktadır. Örneğin, Assimaki (2008) Japonya Kuvvetli Yer Hareketi Düşey Ölçüm Ağı'ndan (KiK-Net), 2003 Miyagi-Oki (Mw: 7.0) depremine ait aldığı 38 istasyon kaydına dayanarak yaptığı çalışmada, ABD (NEHRP, 2003) yönetmeliğinde yer alan zemin sınıflandırmasının zemin yüzeyinde ortalama deprem tepkilerini daha gerçekçi yansıtması için yeniden değerlendirilip düzeltilmesinin gerektiğini belirtmiştir. Mevcut haliyle bu zemin sınıflandırmasında belli zemin sınıfları için tavsiye edilen bağıntıların yetersiz olduğuna ve zeminlerin deprem sırasında büyütme veya küçültme potansiyellerinin daha nicel bir biçimde tanımlanması gerektiğine, ve daha geçerli sonuçlar için Düşey İvme Ölçüm Ağlarından toplanılan verilerin daha yaygın bir biçimde kullanılmasının gereğine dikkat çekmiştir. Bu çalışma kapsamında da İstanbul Acil Müdahale ve Ataköy Düşey Deprem ağlarından alınan veriler ile benzer bir durum gösterilecektir.

Son zamanlarda araştırmacıların üzerinde oldukça yoğun bir şekilde çalıştığı bir başka konu ise zemin tabaka özelliklerinin düşey ağlarda kaydedilen ivme değişimlerini kullanarak hesaplanmasıdır. Günümüzde bir arazi veya laboratuvar deney yöntemleri ile zeminlerin sismik etkiler altındaki davranış özelliklerinin elde eldilmesi mümkündür. Süregelen zemin modellemelerinde yetkin sonuçlar için bu verileri baz alarak modellemelere gidilir. Fakat bu işlem daha çok teorik bir altyapı ile sınırlı kaldığından aslına yakın zemin özelliklerine erişmek her zaman mümkün olmayabilir. Son zamanlarda Düşey İvme Ölçüm Ağlarından alınan kayıtlardan yararlanarak bir geri-hesap yöntemi ile zeminlerin sismik koşullar altında daha olası özelliklerini hesaplamak mümkün olmaktadır (Kokusho, vd., 2005; Tokimatsu ve Sugimoto, 2008; Tsai ve Hashash, 2009). Bu üç araştırmanın üçü de bu tür yaklaşımlar izleyerek elde edilen zemin özelliklerinin kabul edilmiş ve zamanla sınanmış zemin davranışları ile uyuştuğuna dikkat çekmiş ve bulgularının birden fazla deprem kaydı ile oluşturulmasından dolayı potansiyel bir deprem analizi için bu verilerin kullanılmasının daha güvenilir olacağı sonucuna varmışlardır.

YEREL ZEMİN DAVRANIŞININ MODELLENMESİ

Depremlerde yerel zemin koşullarının etkisi, zemin tabakalarının rijitlik ve sönümlenme özelliklerine bağlı olarak değişen ve tekrarlı kayma gerilmesi genliğinin doğrusal olmayan bir fonksiyonudur. Zemin tabakalarının doğrusal olmayan davranışı, zeminlerin gerilme şekil değiştirme ilişkisinin artan şekil değiştirme genliğine bağlı olarak giderek artan çevrimsel bir davranış göstermesi sebebiyle ortaya çıkmaktadır. Böylece, artan şekil değiştirme genliği altında zeminler daha az rijit ve daha fazla enerji sönümlendirir hale gelmektedir. Genel olarak bu olay zemin yumuşaması olarak da tanımlanabilir.

Yerel geoteknik koşulların etkilerinin tasarım sürecinde gözönüne alınmasında değişik yaklaşımlar bulunmaktadır. Tamamen ampirik bir yaklaşıma dayanan azalım ilişkileri (Abrahamson vd., 2008) değişik saha koşullarına karşı gelen katsayıların belirlenmesini içermektedir. Bu konuda önemli bir gelişme bu katsayıların zemin kesitinde üst 30m için hesaplanabilen ortalama kayma dalgası hızının bir fonksiyonu olarak tanımlanmasıdır. İkinci bir yaklaşım olarak benimsenen zeminlerin kayma dalgası hızına göre değişen büyütme faktörlerinin kullanılması, farklı özelliklere sahip zeminler için belli bir zemin sınıfını temsil eden tipik davranışların geçerli olduğunu kabul etmektedir. Bu yaklaşımı benimseyen ve yaygın bir şekilde kullanılan Borcherdt (1994) tarafından önerilen yöntemde, ampirik büyütme faktörleri anakaya seviyesinde olması muhtemel ivme spektrumunun özelliklerine ve üst 30m için hesaplanan ortalama kayma dalgası hızına bağlı olarak hesaplanır. Sahaya özel büyütme analizi yaklaşımında ise, söz konusu sahadaki zemin tabakalarını temsil eden hız profili ve zemin özellikleri kullanılarak genellikle bir boyutlu zemin büyütme analizleri yapılmaktadır (Ansal, vd. 2010; 2009).

Yerel zemin tabakalarının zemin yüzeyinde oluşacak deprem özelliklerine etkisini belirleyebilmek amacıyla uygulamada kullanılan yöntemlerde, sismik tehlike incelemeleri sonucunda olasılıksal veya deterministik ivme spektrumlarıyla uyumlu ivme zaman kayıtları ve dalga yayılım formülasyonları kullanılarak zemin profili boyunca zemin büyütme analizleri yapılır. Bu tür bir analizde izlenen adımlar şöyle özetlenebilir:

1. Saha özelliklerinin belirlenmesi: Bu aşama geoteknik, jeolojik ve jeofiziksel incelemelere ve zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine bağlı olarak temsili zemin profilerinin seçilmesi, dinamik zemin özelliklerinin tanımlanması, küçük şekil değiştirme genliklerindeki dinamik kayma modülünün derinlikle değişimini temsil eden kayma dalgası hız (Vs) profilinin ve kayma modülü ile sönüm oranı değerlerinin şekil değiştirme genliği ile ilişkisinin belirlenmesini içerir.

2. Anakaya (girdi) yer hareketleri: Bu aşamada, anakaya seviyesinde tasarım yer hareketini temsil eden kaydedilmiş gerçek ivme-zaman kayıtlarının kullanılması tercih edilir. Bu deprem kayıtları sismik tehlike çalışması ile öngörülen deprem manyitüdü, deprem uzaklığı ve faylanma mekanizması ile uyumlu olanlardan seçilmelidir (Ansal ve Tonuk, 2007). Ayrıca mümkün olduğunca sismik tehlike çalışmasında belirlenmiş en büyük ivme ve ivme spektrumu ile de uyumluluk aranmalıdır. Tasarım depremine tam uyumluluk, kaydedilmiş ivme büyüklüklerinin sabit bir katsayı kullanılarak ölçeklendirilmesi ile sağlanabilir. Genellikle yer hareketinin modellenmesinde anakaya yer hareketi, zemin profilinin hemen altında anakaya seviyesinde değil, sahada hipotetik olarak yüzeylenmiş anakayanın varlığı kabul edilerek yapılır. Bu yaklaşımın sebebi, eldeki gerçek kayıtların yüzeylenmiş kaya koşullarında kaydedilmiş olması ve zemin profilinin altında anakaya seviyesindeki yer hareketi ile yüzeylenmiş kaya üzerindeki yer hareketinin birbirinden farklı olmasıdır.

3. Saha davranış analizi ve yüzeydeki ivme spektrumu: Yüzeydeki yer hareketi sahayı temsilen seçilen zemin profillerinde anakaya ivme-zaman kayıtlarının girdi yer hareketleri olarak kullanılmasıyla yapılan analizlerle elde edilir. Dinamik zemin özelliklerini temsil eden parametrelerin tanımlanmasındaki belirsizliği göz önüne almak üzere, analizler genellikle bu parametrelerin ortalama (en iyi tahmin), üst ve alt sınır değerleri kullanılarak yapılır. Yüzeydeki yer hareketi için hesaplanan davranış spektrumları istatistiksel olarak analiz edilerek bir tasarım davranış spektrumu geliştirilebilir. Saha davranış analizi ile hesaplanan yüzeydeki ivme-zaman kayıtları ise yüzeyde olması beklenen hareketi temsil eder.

Yerel zemin davranışının modellenmesinde tek boyutlu dalga yayılımı analizleri basit olmalarının yanısıra güvenli tarafta kalan sonuçlar verdikleri inancıyla oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu tür analizlere dayanarak tasarlanmış pek çok proje depremlerde yeterli dayanımı göstermiştir.

İki ve üç boyutlu dalga yayılımı analizleri tek boyutlu analizlere göre daha karmaşık olup daha fazla hesap zamanı gerektirmektedir. Bu analizlerde zemin tabakalarının davranışı dinamik sonlu eleman analizleri kullanılarak yapılmaktadır. Anizotropi, düzgün olmayan zemin tabakalanması ve eğimli tabaka sınırları bu tür çok boyutlu analizlerde gözönüne alınabilmektedir. İki boyutlu analizler daha çok düzlemsel şekil değiştirme problemi olarak idealize edilebilen geoteknik yapılar (istinat duvarları, barajlar, tüneller vs.) için kullanılmaktadır. Üç boyutlu analizler zemin modelindeki serbestlik derecesini (dolayısıyla parametreleri) arttırmakta ancak sınır koşulları ve yer hareketleri değişken problemlerin çözümünde daha etkili olmaktadır.

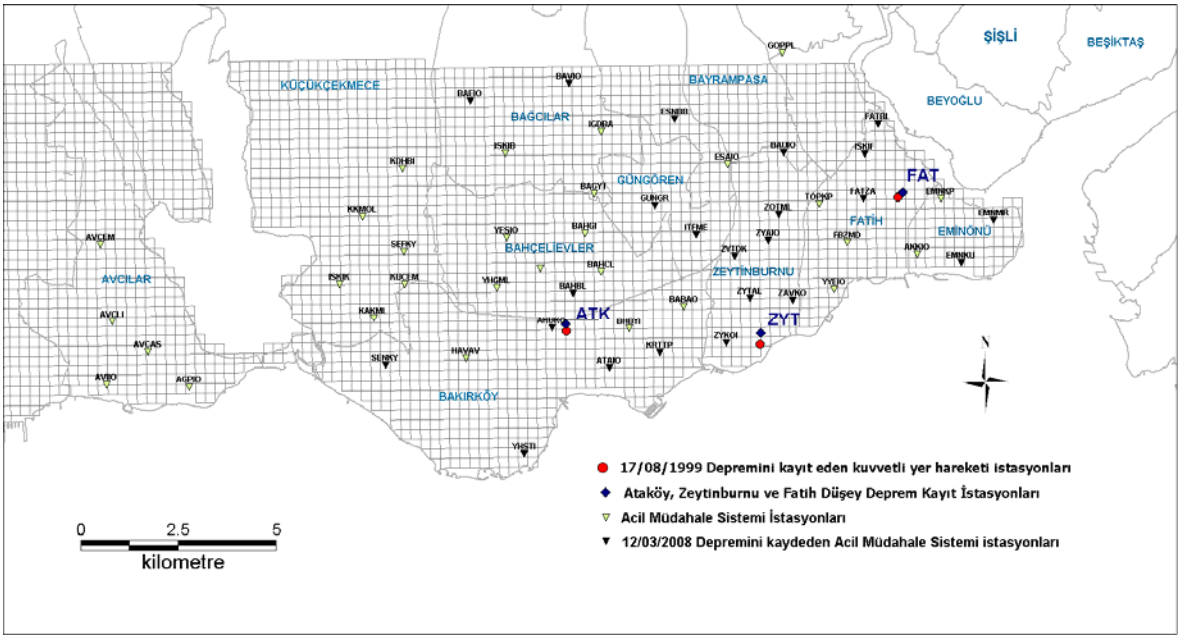
Saha davranış analizi yapmak için zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin tanımlanmasında ve dalga yayılım denkleminin hesaplanmasında kullanılan yöntemlerde yapılan basitleştirici varsayımlara bağlı olarak değişen çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu yöntemler arasında en yaygın olarak kullanılan eşdeğer doğrusal analiz yöntemidir.

Eşdeğer doğrusal modeller doğrusal ve elastik olmayan zemin davranışının tekrarlı (iteratif) hesaplama metoduyla her bir histeretik çevrim eğrisi (her bir yükleme boşaltma çevrimindeki gerilme-şekil değiştirme eğrisi) için belirlenen ortalama bir kayma modülü ile yaklaşık olarak tanımlanması esasına dayanır. Bu yaklaşımda doğrusal olmayan davranış ile eşdeğer doğrusal olan davranış modelleri arasındaki fark, tekrarlı yükleme sırasında etkidiği varsayılan bir efektif şekil değiştirme genliği tanımlanarak minimize edilir. Tipik olarak, efektif şekil değiştirme genliği, her bir zemin tabakasının orta noktasında hesaplanan en büyük şekil değiştirme genliğinin %65'i olarak belirlenir. Bu oran, seçilen değere bağlı olarak zemin tabakalarının gereğinden fazla veya az yumuşak davranışına sebep olacağı için modellemede önemli bir parametredir. Her bir iterasyon adımında kayma modülü azalım ve sönüm oranı artım eğrileri kullanılarak hesaplanan efektif şekil değiştirme değerine karşı gelen kayma modülü ve sönüm oranları yeniden belirlenir. Bu yeni değerler kullanılarak yapılan doğrusal analiz sonucunda efektif şekil değiştirmeler yeniden hesaplanır ve iterasyon, hesaplanan ve belirlenen parametreler arasındaki fark belli bir tolerans seviyesinin altına düşünceye kadar tekrarlanır. Bu yöntem, hesap açısından göreceli olarak basit ve elverişli olup, fazla büyük olmayan (<0.3-0.4 g) ivme seviyelerinde ve göreceli olarak küçük şekil değiştirmeler (< 1-2%) söz konusu olduğunda oldukça güvenilir sonuçlar vermektedir. Ancak bu yöntem, kalıcı deformasyonların hesaplanamaması, artık boşluk suyu basınçlarının modellenememesi ve doğrusal davranış varsayımı nedeniyle yapay rezonans durumunun ortaya çıkabilmesi açısından sınırlıdır.

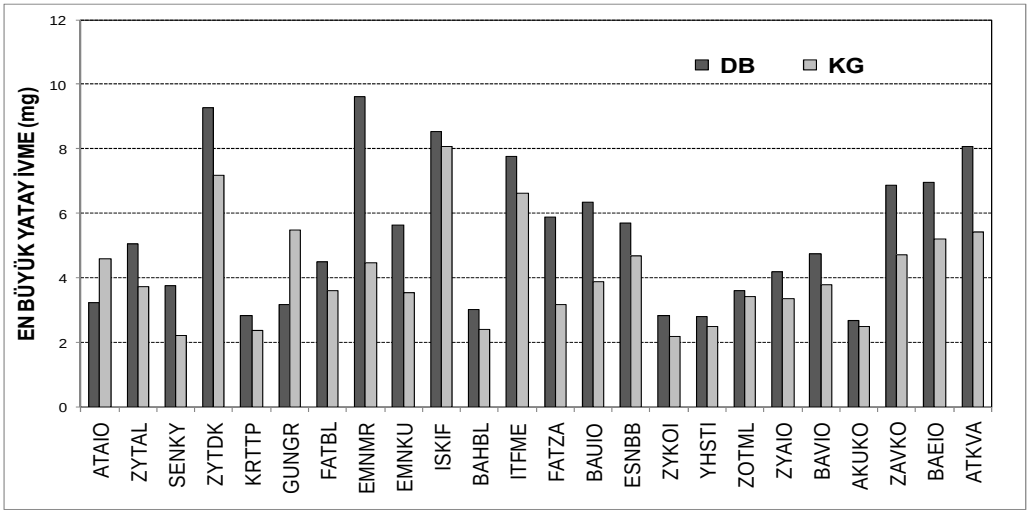
Doğrusal olmayan analizler çoğunlukla sonlu eleman modelleri kullanılarak zaman alanında adım adım integrasyonu içermektedir. Gerçek bir doğrusal olmayan analiz yöntemi, histeretik çevrim eğrilerinin şeklinin tekrarlı yüklere bağımlığının artan sayıda parametre ile belirlenmesini gerektirir. Zeminlerin doğrusal olmayan davranışını tanımlayan pek çok değişik bünye modeli bulunmaktadır (Ansal, 1985, Dafalias, 1986; Dafalias ve Manzari, 2004; Pastor vd, 1990; Prevost, 1985). Bu modeller, gerilme-şekil değiştirme ilişkisi, boşluk suyu basıncı oluşumu ve tekrarlı kayma modülü azalımı tanımlarındaki farklılıklar açısından birbirinden ayrılmaktadır. Doğrusal olmayan modeller kullanılırken efektif gerilmeler cinsinden hesap yapmak mümkün olduğundan, hesaplarda sıvılaşma analizleri için gerekli boşluk suyu basıncı oluşumu gözönüne alınabilmektedir. Dalga yayılımı denkleminin çözümü, artık boşluk suyu basıncının oluşumu ve dağılımını hesaplamak için kullanılan difüzyon denkleminin nümerik çözümü ile birleştirilebilmektedir. Ayrıca, kalıcı deformasyonların hesaplanması da mümkün olmaktadır. Doğrusal olmayan davranış analizinin doğruluğu analizlerde zemin için kullanılan gerilme şekil değiştirme modeline bağlı olup, daha doğru sonuçlar için gerçekçi bir şekilde belirlenecek daha fazla parametre gerekmektedir. Genellikle, bu parametrelerin belirlenmesi için gereken çaba bu modellerin kullanılmasını kısıtlamaktadır. Doğrusal olmayan davranış analizleri daha çok büyük şekil değiştirmelerin beklendiği durumlarda kullanılmaktadır. Bu konuda mühendislik uygulamaları için geliştirilmiş Deepsoil (Hashash vd 2011), Dyneq (Yoshida ve Suetomi, 1996); Quake/W (Geo-Slope, 2009), Dynaflow (Prevost, 2010), gibi programlar da bulunmaktadır.

İSTANBUL DEPREM KAYITLARI

Son yıllarda bölgede büyüklüğü M=4 civarında olan az sayıda küçük deprem kaydedilmiştir. Bu çalışma kapsamında kullanılmak üzere seçilen deprem bu depremler içinde kaydedilen yer sarsıntısı şiddeti en büyük olan 12/3/2008 tarihinde Çınarcık'ta meydana gelen (40.84N, 28.99E, derinlik: 10km) ve yerel büyüklüğü M_L=4.8 olan depremdir. Mikrobölgeleme sahası içinde yeralan 55 adet Acil Müdahale Sistemi (Erdik vd., 2003) yüzey deprem kayıt cihazından 23 tanesi bu depremi kaydetmiştir. Şekil 1'de Acil Müdahale istasyonlarının hepsinin ve Çınarcık depremini kaydetmiş olan 23 istasyonun yerleri, son yıllarda geliştirilmiş Ataköy, Zeytinburnu ve Fatih Düşey Deprem Kayıt Ağları ve 1999 Kocaeli Depremi sırasında mevcut olup bu depremi kaydetmiş olan Ataköy, Zeytinburnu ve Fatih istasyonlarının yerleri gösterilmiştir. Bu 23 istasyonda kaydedilen en büyük ivme (PGA) değerlerinin değişimi Şekil 2'de verilmektedir. Kaydedilen en büyük ivme değeri 9mg mertebelerinde olmasına rağmen, istasyonlar arasındaki değer farklılıkları zemin koşullarının etkisine işaret etmektedir. Benzer gözlemler Hartzell vd. (1997) tarafından da rapor edilmiştir.



Şekil 1. İstanbul Avrupa yakasında bulunan ve Acil Müdahale Sistemi yüzey kuvvetli yer hareketi ve düşey deprem kayıt istasyonlarının yerleşimi

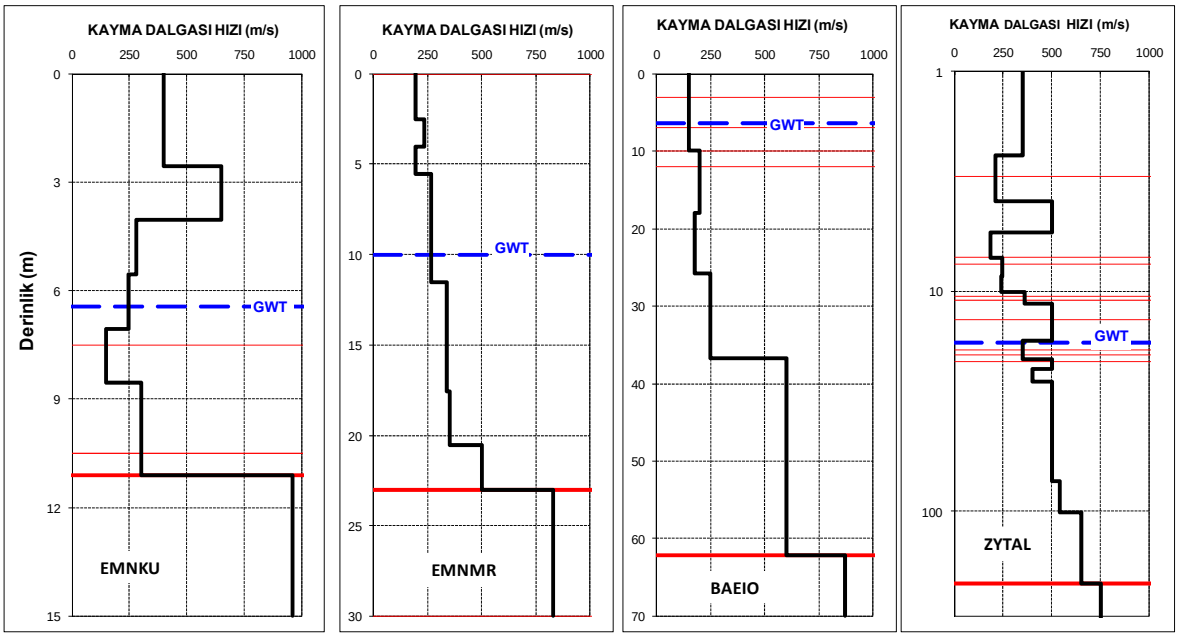


Şekil 2. 12/3/2008 Çınarcık depremini kaydeden istasyonlardaki en büyük ivme değerlerinin değişimi

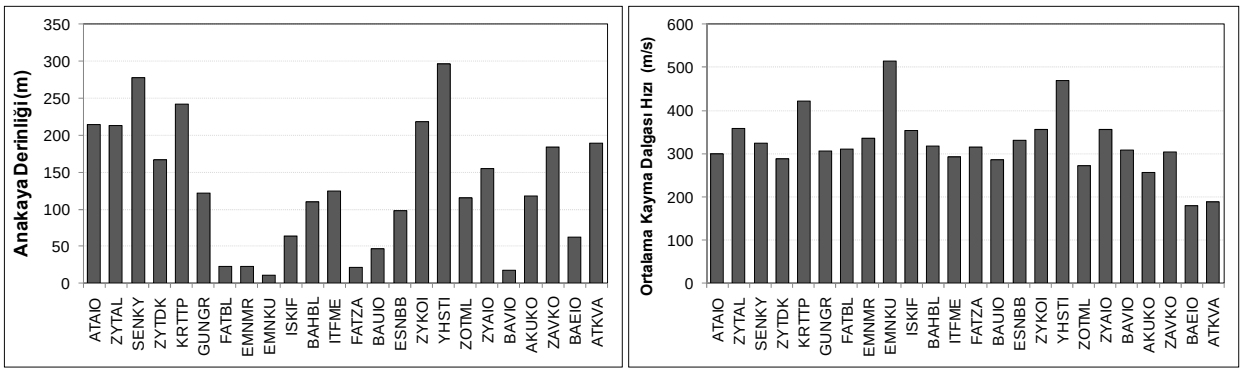
YEREL ZEMİN KOŞULLARI

Zemin şartlarını tanımlamanın bir yolu Şekil 1'de gösterilen istasyonların yakınında yapılmış sondajlardan elde olunan zemin ve kayma dalgası hızı profillerini kullanmaktır. İstanbul Mikrobölgeleme Projesi için yürütülen detaylı zemin araştırmaları dikkate alınarak (OYO, 2007), bu 23 istasyon için mühendislik anakayası (Vs>750m/sn) derinliğine kadar uzanan kayma dalgası hızlarını da içeren detaylı zemin profillerinin hazırlanması mümkün olmuştur.

İstanbul Avrupa yakası mikrobölgeleme çalışması kapsamında bölgede 250m x 250m boyutlarında hücreler bazında sondajlar yapılarak zemin tabakalaşmaları incelenmiş, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınarak zemin tabakalarının mühendislik özellikleri bulunmuştur. Yapılan sondaj çalışmalarında bu alan içinde yer alan farklı litolijilerin merceksi, ara düzey ya da birbirine grift olarak zemin ve kaya türlerinin geçişli olabildiği görülmüştür. Formasyon bazında bakıldığında zemin özelliği hakim birimler içerisinde çeşitli seviyelerde ve kalınlıkta kaya özelliği sunan düzeyler bulunabilmekte, kaya özelliği hakim olan litolijilerde de zemin özelliği taşıyan seviyeler bulunmaktadır. Özellikle Gürpınar formasyonu genel olarak zemin özelliği göstermesine karşılık birçok farklı seviyede ve kalınlıkta kumtaşı-kiltaşı katmanlarının bulunduğu anlaşılmıştır. Bunun tersi olarak kaya özelliğinde olan Bakırköy formasyonu içerisinde birçok seviyede yaygın olarak zemin özelliği gösteren kil-kum-tüf-marn seviyelerinin varlığı tespit edilmiştir. Şekil 3'te Çınarlı depremini kaydetmiş olan 24 istasyonun farklı anakaya derinliğine sahip dört tanesi için belirlenmiş zemin profilleri gösterilmiştir.



Şekil 3. İstanbul Avrupa yakasında bulunan ve Acil Müdahale Sistemi yüzey kuvvetli yer hareketi ve düşey deprem kayıt istasyonlarından bazılarına ait zemin kesitleri



Şekil 4. 12/3/2008 Çınarcık depremini kaydeden istasyonlardaki anakaya derinliği ve ortalama kayma dalgası hızları

Şekil 4'te ise Çınarcık depremini kaydetmiş olan 24 istasyonda anakaya derinliğinin ve üst 30m için hesaplanan ortalama kayma dalga hızlarının dağılımı gösterilmiştir. Buradan da görülebileceği üzere anakaya derinliği çok büyük farklılıklar göstermesine rağmen ortalama kayma dalgası hızı oldukça sınırlı bir değişim göstermektedir. Bu farklılık ortalama kayma dalgası hızının zemin etkilerini modellemek için yeterli olmayacağını açıkça göstermektedir.

12/03/2008 M=4.8 DEPREMİNİN MODELLENMESİ

Yüzey kayıtlarında gözlenen deprem özelliklerini modellemede iki farklı yaklaşımdan söz edilebilir. İlk opsiyon zemin büyütme çarpanlarına dayanan ampirik bir yaklaşımı benimsemektir. Bu deprem için sarsıntı seviyesinin çok düşük olmasına ve bu seviyenin anakaya için önerilen sarsıntı şiddeti aralığında olmamasına rağmen, Borcherdt (1994) tarafından önerilen ampirik zemin büyütme faktörleri bu yaklaşımın örneği olarak kullanılabilir. İkinci opsiyon ise düşey ağ profilinde anakaya hareketi olarak kabul edilen 140 m derinlikte ölçülmüş kaydın girdi hareketi olarak alındığı saha davranış analizleri yapılmasıdır.

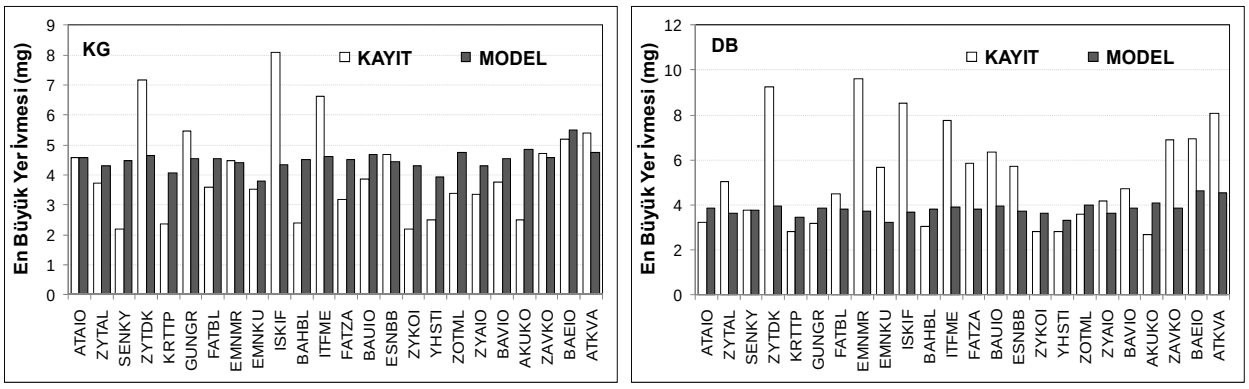
Zemin Büyütme Çarpanları ile Modelleme

Kullanılan birinci opsiyon Borcherdt (1994) tarafından önerilen ampirik yöntemdir. Burada kısa periyod (T=0.2 s) için en büyük spektral ivme aşağıda verilen formül kullanılarak ortalama (eşdeğer) kayma dalgası hızına bağlı olarak belirlenmektedir.

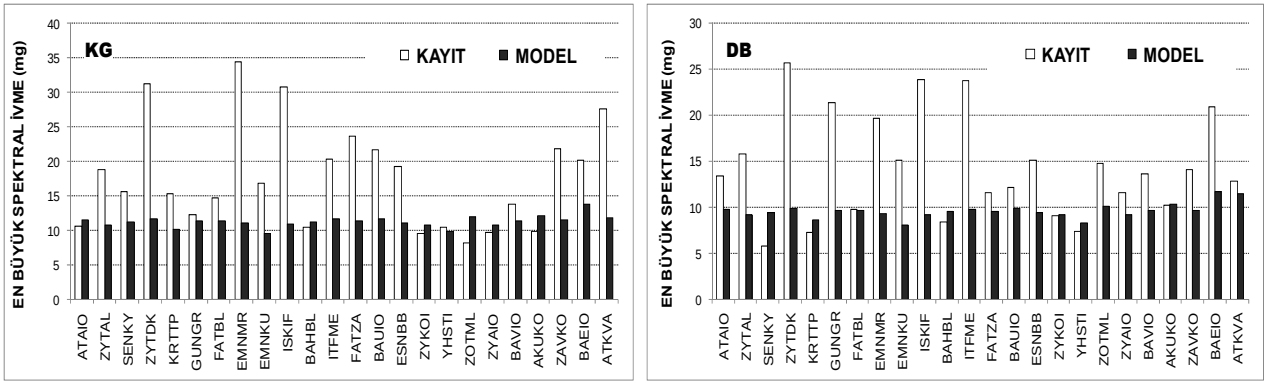
$$S_a = \left(760 / V_{s30} \right)^{m_a} * S_S \tag{1}$$

Burada; S_S, anakaya üzerinde T=0.2s periyoduna karşı gelen spektral ivme değerini; V_{s30}, zemin profili için belirlenmiş ortalama kayma dalgası hızı ve m_a, üstsel fonksiyon katsayısıdır. m_a için Borcherdt (1994) tarafından önerilen alt sınır değeri kullanıldığından $m_a = 0.35$ olarak alınmıştır.

En büyük yer ivmesinin (PGA) $PGA=S_S/2.5$ kabulü ile, 24 kuvvetli yer hareketi istasyonu için hesaplanan PGA değerleri gerçek kayıtlarda gözlenen değerler ile karşılaştırılmıştır. Her iki yatay bileşen (KG ve DB) için zemin yüzeyinde en büyük yatay ve spektral ivmelerin karşılaştırması Şekil 5 ve 6'da verilmektedir. Yöntemin basitliği düşünüldüğünde, ampirik yöntemle hesaplanan değerler kabul edilebilir mertebelerdedir. Yine de, hesaplanan ve kaydedilen değerler arasındaki fark ortalamada kabul edilebilir olmakla birlikte tekil karşılaştırmada ve özellikle de spektral ivme değerleri arasında önemli farklar olduğunu vurgulamak gerekir. Bu farklar ampirik yöntemin yetersizliğine işaret etmektedir.



Şekil 5. 24 noktada kaydedilen ve zemin büyütme çarpanları ile hesaplanan en büyük ivme değerleri



Şekil 6. 24 noktada kaydedilen ve zemin büyütme çarpanları ile hesaplanan en büyük spektral ivme değerleri

Saha Davranış Analizi ile Modelleme

Gözlenen yüzey ivme zaman kayıtlarının modellenmesinde ikinci alternatif de anakaya hareketi olarak kabul edilen bir kaydın girdi hareketi olarak alındığı saha davranış analizleri yapılmasıdır. Modellemede, sahaya özel yüzey deprem özellikleri her temsili zemin profili için bir boyutlu ve eşdeğer doğrusal saha davranış analiz programı olan Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) kullanılarak hesaplanmıştır. Bir boyutlu, eşdeğer doğrusal saha davranış analizlerindeki önemli noktalardan birisi, küçük sönüm değerlerinin bile hareketi oldukça etkileyebildiği derin sondaj profillerinin analizi sorunudur. Eğer büyük derinlikler için analiz yapılacaksa, sönümün artan derinlikle azalacak ve büyük derinliklerde daha küçük değerlere düşecek şekilde modifiye edilmesi gerekmektedir.

Diğer önemli nokta ise, analizlerde kullanılan birim şekildeğiştirmeye bağlı modül azalımı ve sönüm ilişkilerinin efektif gerilmeyle değişimi ile alakalıdır. Tahmin edilen yer hareketlerinde çevresel basınca bağımlılığın etkisinin araştırılması için yapılan saha davranış analizleri çevresel basınca bağımlı ilişkilerin kullanılmasının ortalama ilişkiler kullanılarak bulunan sonuçlara göre daha büyük yer hareketleriyle sonuçlandığını göstermektedir (Darendeli, 2001, Darendeli vd., 2001).

Acil Müdahale Sistemi içinde yer alan bazı kayıt cihazları ve düşey ağ Şekil 3 ve 4'te gösterilmiş olduğu üzere 200m'lere varan derin zemin profilleri üzerinde yeralmaktadır. Modelleme yaparken bütün profillerde saha davranış analizleri efektif gerilmeye bağımlı modül azalımı ve sönüm ilişkileri benimsenerek yapılmıştır. İlişkiler, Darendeli (2001) tarafından geliştirilen dört parametre modeline dayanarak zemin profilinin her bir alt tabakası için seçilen zemin tipine uygun olarak üretilmiştir. Bu model, orjinali Hardin ve Drnevich (1972) tarafından geliştirilen hiperbolik zemin modeline dayanmaktadır.

Modül azalım ve sönüm ilişkilerinin belirlenmesi için dört model parametresi (referans birim şekil değiştirme, eğrilik katsayısı, küçük birim şekil değiştirme sönüm değeri ve ölçeklendirme katsayısı) değişen zemin plastisitesi ve yükleme durumu için hesaplanır.

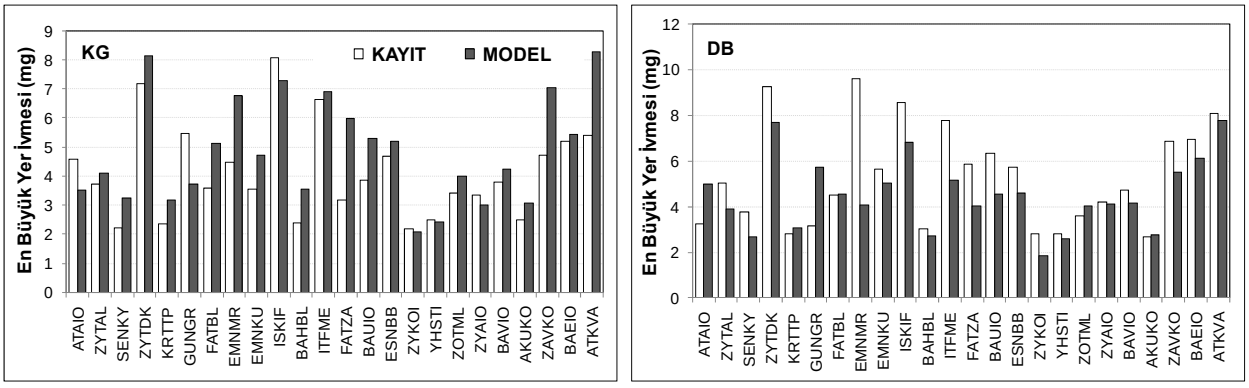
Genel olarak, eşdeğer doğrusal analiz yönteminin büyük depremler altında (yüksek sarsıntı seviyelerinde) daha büyük pik ivme ve kayma gerilmesi, yüksek frekans aralığında ise daha düşük büyütme verdiği görülmüştür. İkinci durum, sönüm oranının genliği düşük titreşimlerle (yüksek çevrim) oluşan çok büyük efektif birim şekil değiştirmelerden bulunmasından kaynaklanmaktadır. Bu etki küçük orta büyüklükteki depremler altında baskın olmakta ve daha küçük ivme değerleri ile sonuçlanmaktadır (Yoshida vd., 2002).

Shake91 saha davranış analiz programı, Sugito vd. (1994) tarafından önerilen yöntem benimsenerek modellenen yer hareketlerinin frekans bağımlı özelliklerini dikkate alacak şekilde geliştirilmiştir. Sugito vd. (1994) eşdeğer doğrusal analizde yüksek frekans aralığındaki büyütmenin düşük kalması problemini her frekans bileşeni için efektif birim şekildeğiştirmenin frekans bağımlı özelliğini aşağıda verilen formül ile tanımlayarak iyileştirmiştir.

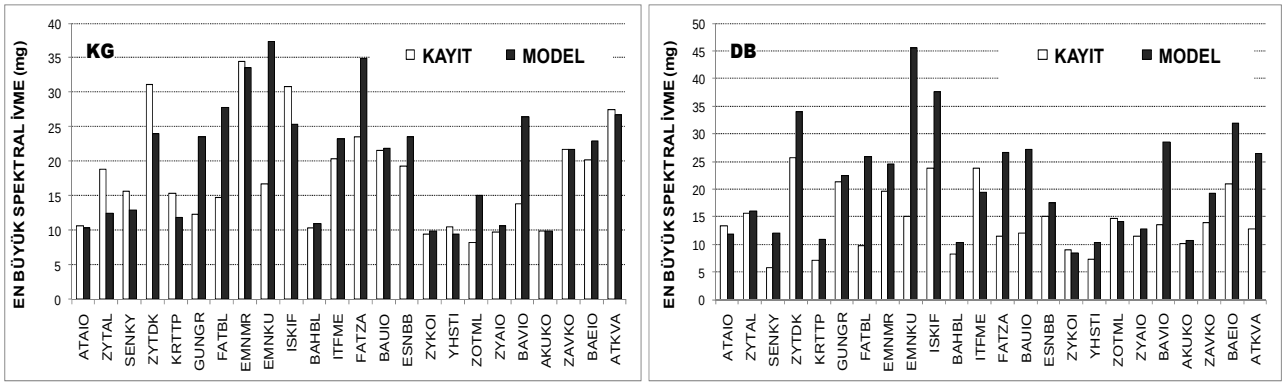
$$\gamma_{eff} = \alpha \frac{F(f)}{F_{\max}} \gamma_{\max} \tag{2}$$

Burada, F(f) frekans bağımlı kayma birim şekil değiştirme Fourier genliğini, F_{max} ise F(f)'in en büyük değerini göstermektedir. Bu denklemin fiziksel anlamı çok açık olmamakla beraber, bu modifikasyon eşdeğer doğrusal analiz sonuçlarında bazı örneklerde önemli iyileştirmelerle sonuçlanmıştır. Ueshima ve Nakazono (1996), Tayvan Lotung sahasındaki düşey ağ kaydının bu yöntem kullanılarak yapılan geriçıkarım (deconvolution) analizinde çok iyi sonuçlarla simule edildiğini rapor etmiştir. Ancak, bu yöntemin gerçek Fourier genlikleri kullanıldığında zaman zaman yakınsama problemi olduğu belirtilmiştir. Bu olasılıktan kaçınmak için Fourier spektrumunun düzleştirilmesi gerekli olabilir, ama bu durumda da sonuçların düzleştirme yöntemine bağlı olacağı unutulmamalıdır.

Frekans düzeltmesi uygulanarak geliştirilmiş olan Shake91 programı kullanılarak 23 Acil Müdahale ve Ataköy Düşey Deprem Ağında yüzey kaydı, modellenmeye çalışılmıştır. Girdi deprem kaydı olarak 12/03/2008 M=4.8 Depreminde Ataköy Düşey Deprem kayıt istasyonunda 140m derinlikte alınmış olan DB ve KG ivme kayıtları kullanılmıştır. Bu zemin büyütme analizleri sonucunda 24 noktada hesaplanan en büyük yatay ve spektral ivmeler Şekil 7 ve 8 de gösterilmiştir.

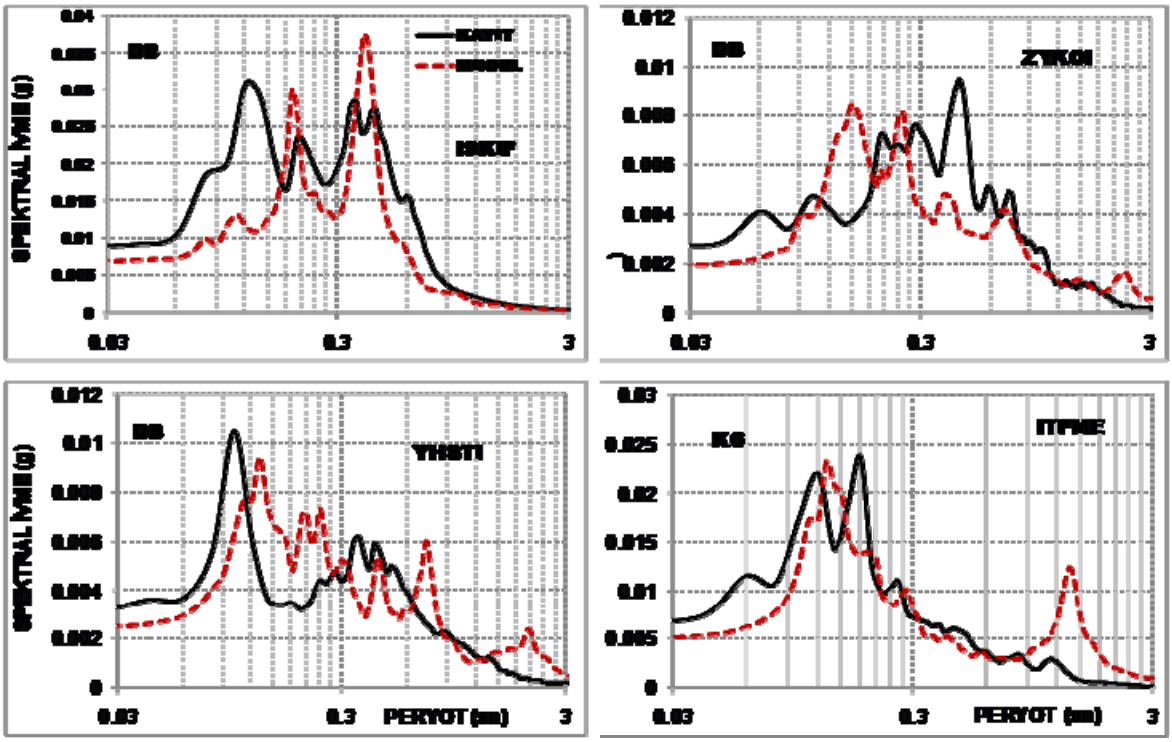


Şekil 7. 24 noktada kaydedilen ve zemin büyütme analizi ile hesaplanan en büyük ivme değerleri



Şekil 8. 24 noktada kaydedilen ve zemin büyütme analizi ile hesaplanan en büyük spektral ivme değerleri

Şekil 7 ve 8'de görüleceği üzere hesaplanan (Model) ile kayıt edilen değerler arasındaki uyum daha önce Şekil 5 ve 6'da gözlenmiş olan uyumdan çok daha iyidir. Diğer yandan Borcherdt(1994) ampirik çarpanlar yardımıyla hesaplanamayacak olan örneğin zemin yüzeyinde hesaplanan ivme spektrumları ile yüzeyde alınmış kayıtların ivme spektrumlarının bazı istasyonlar için karşılaştırılması Şekil 9'da verilmiştir. Bu şekilden de görülebileceği gibi bir boyutlu zemin büyütme analizi ile bulunan ivme davranış spektrumu gözlenmiş ivme spektrumu ile oldukça iyi bir uyum göstermektedir.



Şekil 9. Bazı istasyonlarda zemin büyütme analizi ile hesaplanan spektral ivme değişimleri

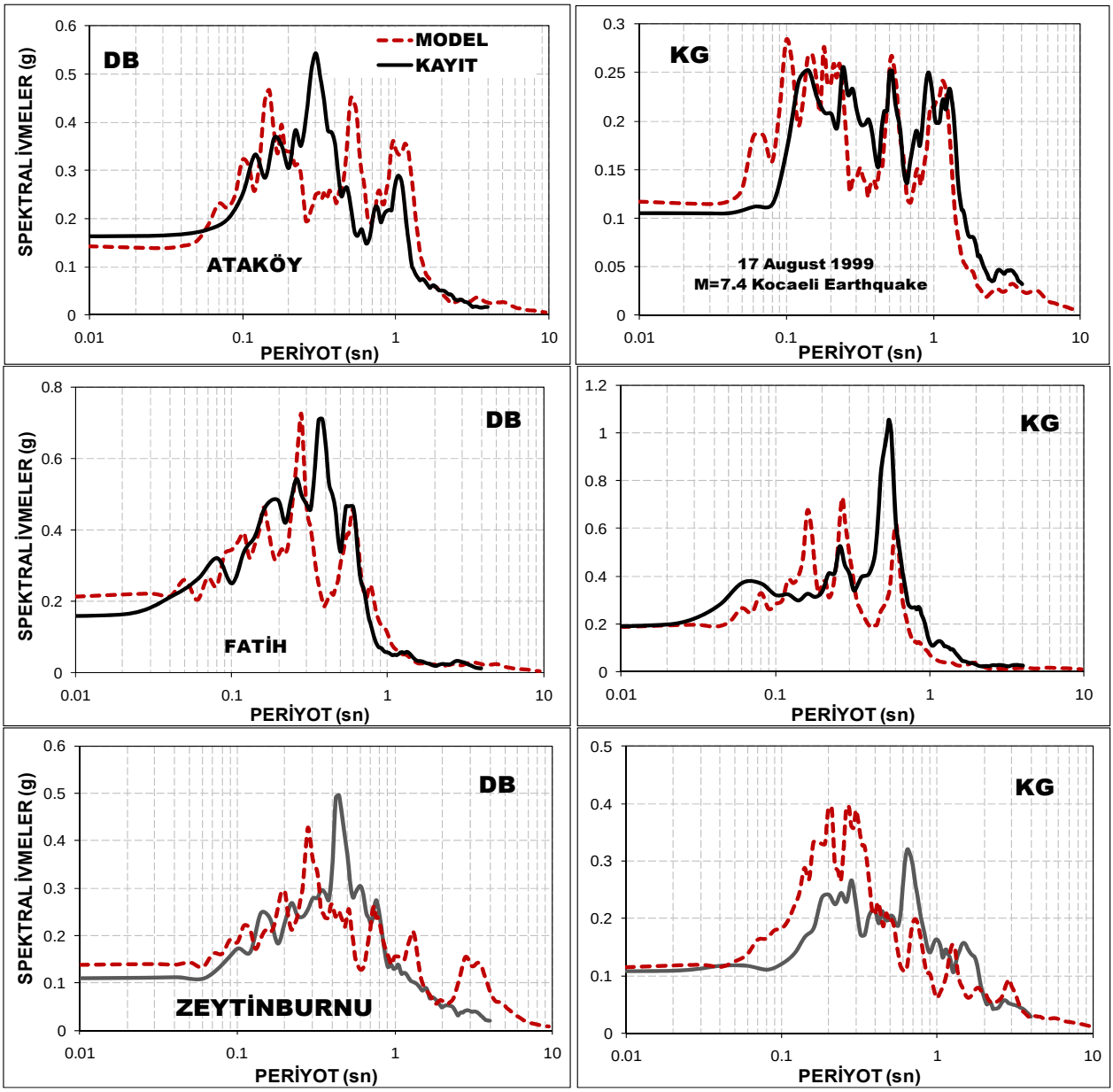
17/08/1999 M=7.4 DEPREMİNDE İSTANBUL KAYITLARININ MODELLENMESİ

Acil Müdahale Sistemi'nden bugüne kadar elde olunmuş en büyük deprem kullanıldığında en büyük ivme değerlerinin çok küçük mertebelerde kaldığı gözlenmiş ve bu nedenle zemin davranışlarının elastik bölgede kalması kaçınılmaz olmuştur. Diğer yandan Şekil 10'da gösterilmiş olduğu üzere 17 Ağustos 1999 M=7.4 Kocaeli Depreminde, kırılan faya uzaklık yaklaşık 100km civarında olmakla birlikte Ataköy, Zeytinburnu ve Fatih kuvvetli yer haraketi istasyonlarında alınmış olan kayıtlar 0.12g, 0.17g, 0.19g mertebelerine çıkmıştır. Tonuk ve Ansal (2007) tarihinde yaptıkları bir çalışmada bu deprem ve artçı deprem kayıtlarını inceleyerek Fatih istasyonunda Kocaeli depremi sırasında doğrusal olmayan davranış oluştuğunu belirtmişlerdir.

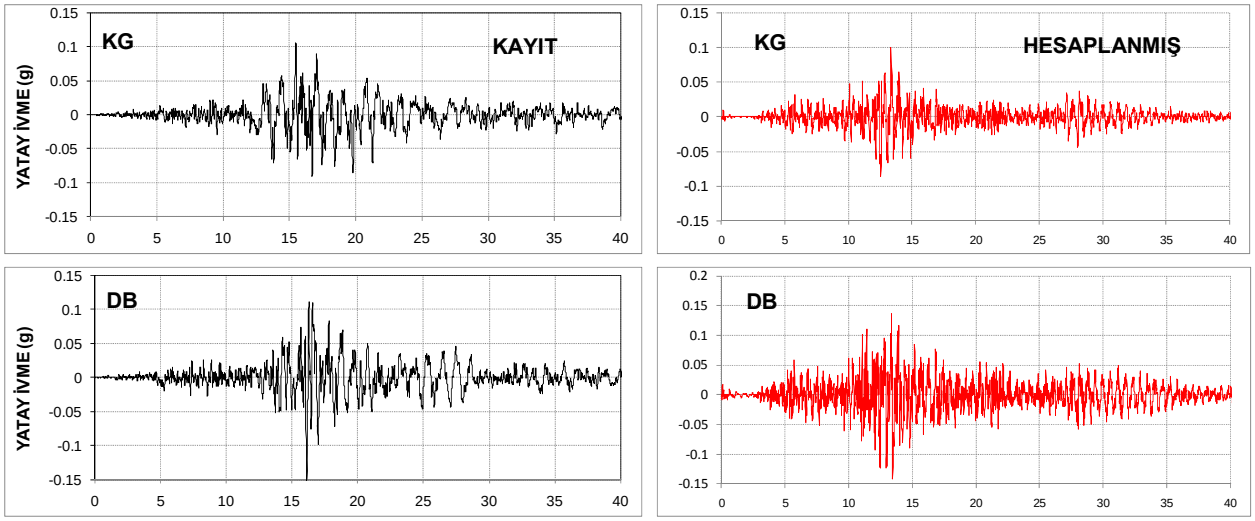
Bu noktadan hareket edilerek bu üç istasyonda 17 Ağustor 1999 depreminde kayıt edilmiş olan ivme zaman ilişkisi, geliştirilmiş Shake91 programı kullanılarak model edilmiştir. Bu çalışmada bir önceki uygulamadan farklı olarak dinamik kayma modülü ve sönüm oranı birim kayma ilişkileri Darendeli (2001) tarafından geliştirilmiş olan gerilme bağımlı ilşikiler kulalnılarak hesaplanmıştır. Bu analizlerde gene aynı depremde İstanbul Teknik Üniversitesi Maslak Kampüsünde anakaya üzerinde kurulmuş olan ivme zaman kaydı kullanılmıştır. Şekil 10'da bu üç istasyonda kayıt edilmiş olan ivme spektrumu ile hesapla bulunmuş olan spektrumlar verilmiştir.

Diğer bir karşılaştırmaya bir örnek de Şekil 11'de verilmiştir. Burada Ataköy İstasyonunun 17/08/1999 Kocaeli depremi sırasında alınmış olan ivme zaman kayıtları ve zemin büyütme analizi ile zemin yüzeyinde hesaplanmış ivme zaman değişimleri gösterilmiştir. Hem Şekil 10 hem de Şekil 11'den görüleceği gibi geliştirilmiş bir boyutlu zemin büyütme analiz programı ile gözlenmiş olan deprem özelliklerini gerçekçi bir şekilde model etmek mümkün olmaktadır.

Bu çalışmalar, bir ön çalışma boyutunda olup daha kapsamlı çalışmalar yapılabileceğini göstermektedir. Giriş bölümünde kısaca sözü edilmiş olan zemin tabaka özelliklerinin geriden hesaplanması ile bu yazıda gösterilmiş olan uyumun arttırılabileceği ve elde edilmiş ve edilecek olan kayıtlar kullanılarak daha gerçekçi zemin büyütme analizleri yapılabileceği anlaşılmaktadır.

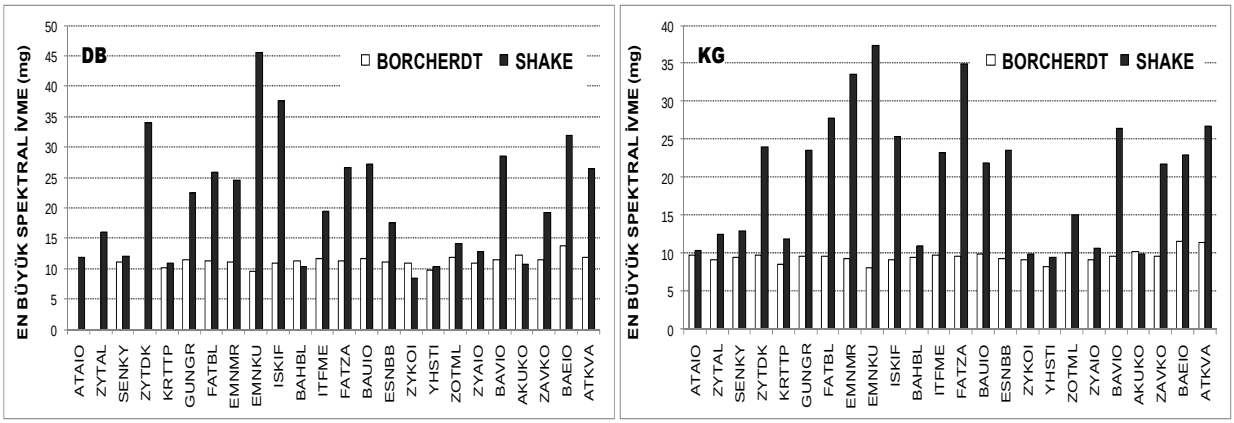


Şekil 10. 17/08/1999 Depreminde kaydedilmiş ve hesaplanmış ivme spektrumları



Şekil 11. 17/8/1999 Kocaeli depreminde Ataköyde kaydedilen ve hesaplanan ivme zaman değişimleri

Son aşamada belki de vurgulanması gereken olay zemin davranışlarını analiz ederken deprem yönetmeliklerinde bulunan ampirik ve yarı ampirik ilişkiler yerine zemin büyütme analizlerinin kullanılmasının gerekliliğini belirtmektir. Buna bir kanıt olarak Şekil 12'de gösterildiği gibi ampirik ve üst 30m için hesaplanan ortalama kayma dalgası hızı cinsinden bağıntılar (Borcherdt, 1994) ile bulunan spektral ivmeler ile zemin büyütme analizleri sonucunda hesaplanan spektral ivme değerleri arasındaki farkın önemli mertebelerde olduğudur. Bu nedenlerden ötürü bütün önemli mühendislik yapılarından zemin büyütme analizleri ile zemin yüzeyinde deprem özelliklerinin belirlenmesi tercih edilmelidir. Zemin tabakalarının özellikleri hiç bir noktada aynı olmadığından ve noktadan noktaya çok değişebileceğinden, bunun sonuçları olarak da her noktada farklı bir deprem etkisi olacağına en iyi örnek İstanbul Acil Müdahale sisteminden alınmış olan kayıtlardır (Şekil 2).



Şekil 12. 24 noktada kaydedilen ve zemin büyütme analizi ile hesaplanan en büyük spektral ivme değerleri

SONUÇLAR

Bu çalışmada, literatürde mevcut olan ve zemin yüzeyindeki deprem özelliklerinin tahmininde kullanılan ampririk zemin büyütme faktörleri ve zemin büyütme analizi programları kullanılarak, İstanbul Avrupa yakasında bulunan ve Acil Müdahale Sistemi içinde yer alan 23 adet yüzey deprem kayıt cihazından oluşan deprem ağından elde edilen deprem kayıtları modellenmeye çalışılmıştır.

Acil Müdahale Sistemindeki M=4.8 büyüklüğündeki 12/3/2008 tarihli Çınarcık depremini kaydetmiş 23 adet istasyonun yerel zemin durumlarının tanımlanmasında İstanbul Avrupa yakasında gerçekleştirilmiş geniş çaplı zemin araştırması çalışması kullanılmıştır. Bu 23 Acil Müdahale istasyonunda kaydedilen ivme zaman kayıtlarındaki hareketin özellikleri en büyük yer ivmesi ve ivme davranış spektrumu cinsinden Ataköy düşey ağı anakaya seviyesi kaydı girdi olarak kullanılarak model edilmeye çalışılmıştır. Modelleme hem Borcherdt (1994) tarafından önerilen ampirik zemin büyütme ilişkilerinden hem de eşdeğer doğrusal saha davranış analiz programı Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) kullanılarak iki farklı yaklaşımla yapılmıştır. Kullanılan Shake91 programı eşdeğer doğrusal yaklaşımın yanlış sonuçlara yol açabilecek problemli noktalarının geliştirilmiş bir versiyonudur. Sonuçlar depremler sırasında gözlenen zemin davranışlarının en büyük yatay ve spektral ivmeler cinsinden modellenmesinde denenen iki yöntem arasından saha davranış analizlerinin ampirik yönteme göre çok daha uygun olduğunu göstermektedir.

Teşekkür

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde TÜBİTAK, Boğaziçi Üniversitesi, GFZ Potsdam ve İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından verilen destekler çok önemli olmuştur. Bunun dışında yazarlar bu konuda herzaman destek veren ve yardımcı olan Prof.Dr. Mustafa Erdik ve Prof.Dr.Stefano Parolia'ya ve arazi çalışmalarında büyük yardımları olan Ahmet Korkmaz'a çok teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Abrahamson, N., Atkinson,G., Boore,D., Bozorgnia,Y., Campbell, K., Chiou,B., Idriss, I.M., Silva, W., Youngs, R. (2008) "Comparisons of the NGA Ground-Motion Relations" Earthquake Spectra, 24(1): 45-66

Ansal, A. and Tönük, G. (2007), "Source and Site Effects for Microzonation", Theme Lecture, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering, Editor: K.Pitilakis, Chapter 4, pp.73-92, Springer.

Ansal, A., A. Akinci, G. Cultrera, M. Erdik, V. Pessina, G. Tönük and G. Ameri (2009) "Loss estimation in Istanbul based on deterministic earthquake scenarios of the Marmara Sea region (Turkey)", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29(4):699-709

Ansal, A., Kurtuluş, A., Tönük, G. (2010) "Seismic microzonation and earthquake damage scenarios for urban areas" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V30, (2010): 1319-1328

Ansal,A (1985) "An Endrochronic Model For Cyclic Behaviour", Special Volume on Constitutive Models for Soils, 11th Int.Con. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp.123-127

Ansal,A. (1999) "Strong Ground Motions and Site Amplification" Theme Lecture, 2nd Int.Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, 3:879-894, Ed.P.S.Pinto

Assimaki,D., Li,W., Steidl,J.H., Tsuda,K. (2008) "Site Amplification and Attenuation via Downhole Array Seismogram Inversion: A Comparative Study of the 2003 Miyagi-Oki Aftershock Sequence", Bulletin of the Seismological Society of America, 98(1): 301–330

Bardet, J. P., Tobita,T., Ichii,K., Rogers,A. (2000) "Site Response Analysis at the Vertical Arrays of the Cerritos College Police Station and San Bernardino Main Fire Station", A report to USGS on Collaborative Research between GeoRisk Associates, Inc. and the University of Southern California

Borcherdt,R.D. (1994) "Estimates of Site Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification)", Earthquake Spectra, 10(4): 617-654.

Dafalias, Y. F. and Manzari, M.T. (2004). "Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects." ASCE Journal of Engineering Mechanics, 130(6), 622-634.

Dafalias, Y.F. (1986) "Bounding Surface Plasticity. I: Mathematical Foundation and Hypoplasticity," J. Eng. Mechanics, ASCE, Vol. 112, pp. 966-987.

Darendeli, M. B. (2001) Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

Darendeli, M. B., K. H. Stokoe, II, E. M. Rathje and C. J. Roblee (2001) "Importance of Confining Pressure on Nonlinear Soil Behavior and Its Impact on Earthquake Response Predictions of Deep Sites", 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.

Hardin, B. O. and V. P. Drnevich (1972) "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. 6, pp. 603-624.

Hartzell, S., E. Cranswick, A. Frankel, D. Carver and M. Meremonte (1997) "Variability of site response in the Los Angeles urban area", Bulletin of the Seismological Society of America, 87(6): 1377-1400.

Hashash, Y.M.A, Groholski, D.R., Phillips, C. A., Park, D, Musgrove, M. (2011) "DEEPSOIL, 4.0, User Manual and Tutorial." 98 p.

Idriss, I. M. and J. I. Sun (1992), Shake91, A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Modified based on the original SHAKE program by Schnabel, Lysmer and Seed, 1972.

Kokusho,T., Aoyagi,T., Wakunami A. (2005) "In Situ Soil-Specific Nonlinear Properties Back-Calculated from Vertical Array Records during 1995 Kobe Earthquake", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 12, pp.1509-1521

M.Erdik, Y.Fahjan, O.Özel, H.Alcik, A.Mert, and M.Gül (2003) "Istanbul Earthquake Rapid Response and the Early Warning System" Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1):157-163

NEHRP (2003) Recommended Provisions for New Buildings and other Structures, FEMA-450, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

OYO, Inc. (2007) Production of Microzonation Report and Maps – European Side (South), Report for Istanbul Metropolitan Muncipality Microzonation Project.

Parolai, S., A. Ansal, A. Kurtulus, A. Strollo, R. Wang and J. Zschau (2009). The Ataköy vertical array (Turkey): insights into seismic wave propagation in the shallow-most crustal layers by waveform deconvolution, Geophys. J. Int.

Pastor, M., O.C. Zienkiewicz, and A.C. Chan. (1990). "Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behavior". Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 14:151-190.

Prevost, J.H. (1985). "A Simple Plasticity Theory for Frictional Cohesionless Soils".Soil Dynamics and Earthquake Eng., 4:9-17.

Prevost, J.H. (2010) DYNAFLOW, A Nonlinear Transient Finite Element Analysis Program, Princeton University, ABD

Sugito, M., N. Aida and T. Masuda (1994) "Frequency Dependent Equilinearized Technique for Seismic Response Analysis of Multi-Layered Ground", Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of of JSCE, 493:49-58

Tokimatsu,K., Sugimoto,R. (2008) "Strain-dependent Soil Properties Estimated from Downhole Array Recordindgs at Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant during the 2007 Niigata-Ken Chuetsu-Oki Earthquake", Geotechnical Earthquake and Engineering and Soil Dynamics IV, pp.01-10

Tönük, G ve A.Ansal (2007) "Site Response Nonlinearity Based On Case Studies" 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Paper No. 1543

Tsai,C.C., Hashash,Y.M.A (2009) "Learning of Dynamic Soil Behavior from Downhole Arrays", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 6, pp.745-757

Ueshima, T. and N. Nakazono (1996) "Application of Equivalent Linear Method Considering Frequency Dependent Characteristics on Earthquake Record at Lotung", Proceedings of the 51st Annual Conference of the Japanese Society of Civil Engineers, 1: 408-409

Yoshida, N., S. Kobayashia, I. Suetomia and K. Miura (2002) "Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 205-222

Yoshida, N., Suetomi, I. (1996) DYNEQ: a computer program for dynamic analysis of level ground based on equivalent linear method - Reports of Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co., Ltd, 1996, pp.61-70 (in Japanese).

DEPREM YÖNETMELİKLERİNE KIYASLAMALI GEOTEKNİK BAKIŞ

A COMPARATIVE GEOTECHNICAL OUTLOOK ON EARTHQUAKE DESIGN REGULATIONS

Kemal Önder ÇETİN[1] ve Ali Anıl YUNATCI[2]

ÖZET

Bu bildiri kapsamında son yıllarda deprem mühendisliği alanında kayda değer gelişme kaydeden seçme araştırma ve uygulama başlıklarının kıyaslamalı bir değerlendirmesi sunulmuştur. Odaklanılan konu başlıkları kuvvetli yer hareketi şiddet ve frekans özelliklerinin tahmin edilmesi ve dinamik zemin tepkisinin modellenmesi olarak belirlenmiştir, ve tehlike haritalamasıyla tasarım yönetmeliklerine olan yansımasını da içermektedir. Mühendislik parametrelerinin her zamankinden daha sistemli bir tarzda tanımlandığı genişletilmiş kuvvetli yer hareketi veritabanlarının erişime açılması bu alandaki gelişmenin arkasında yatan tetikleyici etkenlerden birini oluşturmaktadır. Buna paralel olarak, yapıların sismik talep mertebelerinin belirlenmesi için artan derecede kapsamlaşan yapısal analiz yöntemlerine gereksinim duyulmaktadır. Bu bağlamda değerlendirmelere halen yürürlükte olan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 2007" metninde tariflenen yer hareketi mertebelerinin belirlenmesi ve yerel zemin sınıflandırmasına yönelik prensip ve kabullerin tartışılması ile başlanmıştır. Bildirinin devamında ülkemizde ve dünyada kullanımı yaygın olan çeşitli rehberlerin önerdikleri akış şemaları birkaç açıdan kıyaslamalı irdelenmiştir. Bunlardan ilki, NGA-Batı projesi de dahil olmak üzere yer hareketi tahmin bağıntı modellerinin getirdikleri üzerinedir. Tahmin edilen maksimum ve spektral sarsıntı şiddetlerinin bir önceki nesle göre değişimleri ve altında yatan etkenler, tehlike analizlerine esas sismik kaynak karakterizasyonu, ve tüm bu etkenlerin sismik tehlike seviyesi üzerine olan bileşik etkisi tartışılmıştır. Bununla birlikte şartnamelerde kullanılan yatay ivme bileşeni tanımları, çeşitli tipteki yapıların verdiği sismik tepkinin hassasiyeti özelinde değerlendirilmiştir. Benzer şekilde, göreceli olarak karmaşık ve daha basit yerel zemin tepkisi modellerinin tasarım parametrelerine etkisi üzerinde durulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Deprem tehlikesi, Azalım ilişkileri, Deprem şartnameleri.

ABSTRACT

Within the confines of this paper, we present a comparative evaluation of selected research and application topics in the field of earthquake engineering, which have shown noteworthy development during the recent years. Topics that are subject of focus are prediction of peak and spectral components of strong ground motion intensity and dynamic soil behavior, including reflections to hazard mapping and design regulations. Enabling open access of expanded strong ground motion databases having engineering parameters defined in a systematical manner as never before, serves as one of the triggering factors behind the development in the field. In parallel to this, an increasing level of complexity is required in the analyses for assessing the seismic demands of structures. In this context, the evaluation starts with the discussion of principles and assumptions regarding the strong ground motion model and soil classification scheme used in development of the currently valid earthquake code of Turkey targeting building type of structures. Comparative overview of the workflows of the widely used design regulations are made with special interest in ground motion prediction and effect of local soil conditions. Among the aspects under consideration, priority is given to the prospective updates brought by the introduction of recent ground motion models, such as the

[1] Prof. Dr., ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, onder@ce.metu.edu.tr
[2] Araş. Gör. Dr., Akdeniz Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Antalya, yunatci@gmail.com

NGA-West project. Variation of predicted peak and spectral components of ground motion shaking intensity as compared to earlier generation and underlying causes, seismic source characterization as basis to hazard assessment, and combined effect of all components to predicted seismic hazard intensity are discussed. Introductory remarks are made on definitions of horizontal component of ground motion used in design regulations, with special emphasis on sensitivity of response of different types of structures. Subsequently, effect of local soil response models with various levels of complexity on the design parameters is discussed.
Keywords: Earthquake hazard, Ground motion attenuation, Seismic design regulations.

GİRİŞ

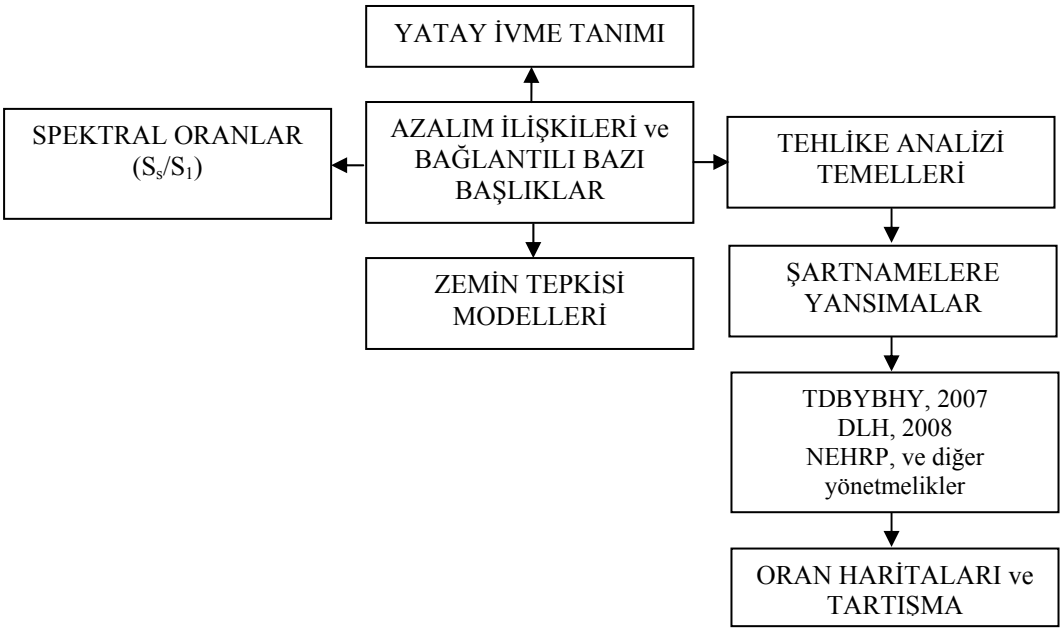
Konutlar, yüksek yapılar gibi farklı yapı tiplerinin depreme karşı tasarım ilkelerini belirleyen uygulama yönetmeliklerinin önemli bir parçası sayılan tasarıma esas deprem yüklerinin hesaplanması üzerine ortaya çıkan güncel bilgi birikimi, belirli aralıklarla yönetmeliklerde değişikliğe gidilmesine sebep olmaktadır. Bu makale kapsamında, özellikle tasarıma esas elastik deprem etkilerinin belirlenmesindeki tarihsel gelişime odaklanılmış, ve güncel gelişmeler ışığında literatürün mevcut durumu tartışılmıştır.

Farklı zemin sınıfları üzerinde yer alan sahalar üzerinde gerçekleşmesi beklenen etkileri karşılaştırabilmek için sismik tehlike analizlerinden elde edilen alt bilginin, hangi adımlarla birleşerek ve evrimleşerek tasarım kriterlerini oluşturduğu üzerine yapılan kısa sunuşun ardından tehlike mertebelerinin belirlenmesinde kullanılan ana bileşenlerin gelişimi üzerinde durulmuştur. Gerçekleşen evrimin detaylarını kavrayabilmek için kullanılan yatay ivme tanımları, yerel zemin tepkisini belirlemeye yönelik modellerin güncel literatürdeki durumu ve bunların tepki spektrumu şekline olan etkileri tartışılmıştır.

Ülkemizde bina tipi yapılar için kullanılan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) esaslarının dayandığı alt çalışmaların sismik tehlike analizi prosedürü ve yakından bağlantılı dinamik zemin tepkisiyle ilişkili prensiplerin tanıtımıyla birlikte DLH (DLH Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları Hava Meydanları Altyapı İnşaatları, Deprem Teknik Yönetmeliği, 2008), NEHRP 2003 ve 2009 güncellemeleri gibi diğer bilinen tasarım kriterleri mercek altına alınmıştır. Makale, tehlike analizi ve yerel zemin tepkisini belirlemeye yönelik modellerin mevcut durumunun ve yaşanmakta olan güncel tartışmaların yakın gelecekte ne gibi değişiklikleri tetikleyeceği ve tasarım taleplerini belirleyen yönetmeliklere ne şekilde yerleşmekte olduğuna ışık tutmayı hedeflemiştir. Bu kapsamlı tartışma alanının aktarılacağı daraltılmış akış şeması Şekil 1'de özetlenmektedir.

OLASILIKSAL SİSMİK TEHLİKE ANALİZİ TEMELLERİ

Deprem büyüklüğü, odak merkezi, gerçekleşme zamanı gibi kaynak özelliklerinde kayda değer bir belirsizlik bulunmaktadır. Kaynakta oluşan dalga özelliklerinin sahaya varana kadar uzaklık boyunca şiddetinin nasıl değişeceği de benzer şekilde belirsizlik içermektedir. Olasılıksal sismik tehlike analizinin barındırdığı ana yaklaşım, işlemde rastlantısallığın bulunduğu her değişkene ait olasılık yoğunluk fonksiyonunun atanmasını kapsamaktadır. Cornell (1968) tarafından açıklandığı şekliyle olasılıksal sismik tehlike analizi, her kaynaktan gelen gerçekleşme olasılıklarını, belirlenen bir yer hareketi büyüklüğünün aşılma oranını elde etmek için devreye sokar. Sismik tehlike analizinin genel akışı hakkında giriş seviyesinde detaylı bilgi Abrahamson (2000) tarafından derlenmiştir. Sismik kaynakların tanımlanmasından tehlike eğrilerine geçişi özetleyen işlem akışı Şekil 2'de sunulmuştur.

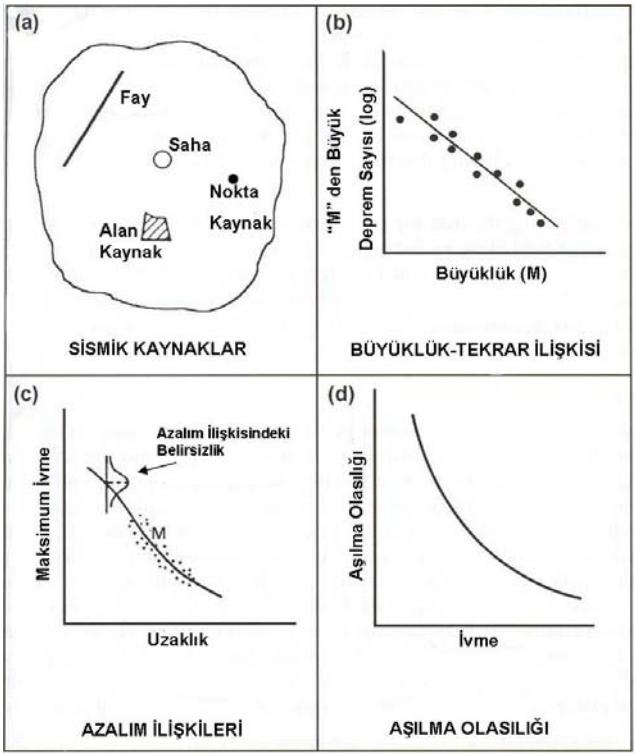


Şekil 1. Bildiri kapsamında tartışılan konu başlıklarının akış şeması

Olasılıksal sismik tehlike analizi, temel olarak belirli bir yer hareketi parametresi seviyesinin (maksimum veya spektral bileşen), ilgilenilen sahada hangi gerçekleşme sıklığıyla aşılacağının hesabını kapsamaktadır. Olasılıksal sismik tehlike analizinde, mevcut sahada belirlenen z değerini aşan yer hareketi parametresi Sa'nın v ile sembolize edilen senelik aşılma oranı hesaplanır. Yer hareketi mertebesinin dönüş periyodu ise "v"nin tersi olarak ifade edilir. Senelik aşım oranı olan "v" nin hesaplanması temel olarak sırasıyla, i) farklı büyüklükteki depremlerin gerçekleşme oranlarını, ii) depremlerin kırık boyutlarını, iii) kırık geometrilerinin ilgilenilen sahaya olan uzaklıklarını ve iv) kaynaktaki sarsıntı şiddetinin sahadaki yansımasını içeren yer hareketi tahmin modellerinin ele alınmasıyla gerçekleşir (Denklem 1).

$$v_i(Sa > z) = N_i(M_{min}) \int_{RL=0}^{RL_{max}} \int_{E_x=0}^{1} \int_{m=M_{min}}^{M_{max}} \int_{\varepsilon=\varepsilon_{min}}^{\varepsilon_{max}} f_{RL_i}(m, RL) f_{E_{x_i}}(m, E_x) f_{m_i}(m) f_{\varepsilon}(\varepsilon)\, P(Sa > z|m,r(RL,Ex),\varepsilon) dRL dEx dm d\varepsilon \quad (1)$$

Denklem 1'de P_i, verilen deprem büyüklüğü ve mesafe için belirlenen sarsıntı şiddetinin aşılma olasılığını, $f_i(m)$ ve $f_i(r)$ ise bahsi geçen kaynak için deprem büyüklüğü ve kaynak-saha mesafesi için olasılık yoğunluk fonksiyonlarını ifade etmektedir. İntegrasyon, M_{min} ve M_{max} arasında gerçekleşmesi mümkün olan tüm M değerleri, ve buna karşılık gelen kaynak-saha mesafeleri için yapılmaktadır. $N_i(M_{min})$ ise büyüklüğü M_{min} veya daha büyük olan depremlerin senelik oranına karşılık gelir. Denklem 1'deki parametrelerden RL, çizgisel olarak temsil edilen kaynak için kırık uzunluğunu, E_x ise kırığın tanımlı fay üzerindeki konumunu ifade eder. Son olarak, ε temel olarak belirli bir deprem büyüklüğü ve mesafe için hesaplanan sarsıntı şiddetinin medyan değerin kaç standart sapma dahilinde olduğunu temsil eder. Kaynak karakterizasyonu veya diğer detayların gereksinimlerine göre değişen parametre sayısına sahip tehlike integrallerinin aynı prensiplere dayanarak üretilmesi mümkündür.



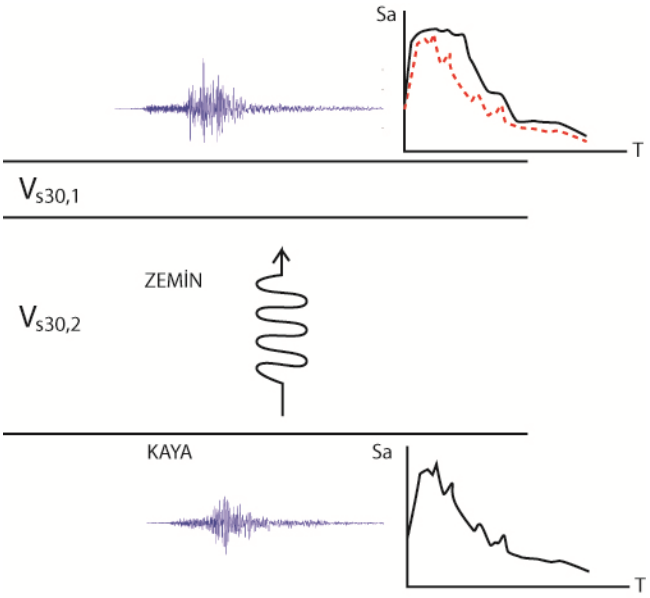
Şekil 2. Olasılıksal sismik tehlike akış şeması (Kramer, 1996'dan değiştirilerek kullanılmıştır)

YEREL ZEMİN TEPKİSİ MODELLERİNİN TARİHSEL EVRİMİ

Sahaya özgü dinamik zemin tepkisi kavramının emekleyen ve tartışmaya hayli açık bir araştırma konusu olmaktan çıkıp 1990'lı yıllardan itibaren deprem yönetmelikleriyle tümleştirilebilecek kadar olgunlaşmış ve geniş kabul görmüş bir olgu haline geldiği Seed vd. (2001) tarafından belirtilmiştir. Bu önemli ve hızlı evrimin 1985 Mexico City, 1989 Loma Prieta, 1994 Northridge ve 1995 Hyokogen-Nanbu (Kobe) depremlerinden elde edilen çok sayıdaki kayıt ve arazi gözlemlerinden beslendiği vurgulanmıştır (Seed vd., 2001).

Araştırma ve uygulama alanlarında kat edilen kayda değer yolla birlikte dinamik zemin tepkisi kavramının ilk olarak ABD ve Japonya'da kullanılan yönetmeliklere dahil edilmesi söz konusu olmuştur. Genişleyen kuvvetli yer hareketi veritabanlarının modellerin iyileştirilmesi ve kalibre edilmesinin oynadığı rolle de dinamik zemin tepkisi kavramının daha güçlü, doğru ve güvenilir mühendislik uygulamalarını doğurduğu Seed vd. (2001) de vurgulanmaktadır.

Anakayadan zemin yüzeyine kadar ilerleyen deprem hareketinin, geçtiği ortamların impedans özelliklerine göre genlik ve frekans içeriği olarak karakter değiştirmesinin yapıların tasarımda kullanılan temel araç olan tepki spektrumuna etkisi Şekil 3'te sembolize edilmiştir. Her ne kadar Şekil 3'te etkinin tüm spektral periyot aralığındaki genliklerde farklı mertebede olmak üzere, dolayısıyla tasarım spektrumunun köşe periyotlarında da hissedildiği vurgulansa da, zemin tepkisi modellerinin en temel halleri maksimum bileşenler üzerinde kurulmuştur. Bu tip modellerin en gelişkin örneklerinden biri Seed vd. (1997) tarafından önerilmektedir.



Şekil 3. Dinamik zemin tepkisinin elastik tasarım spektrumları üzerindeki temsili

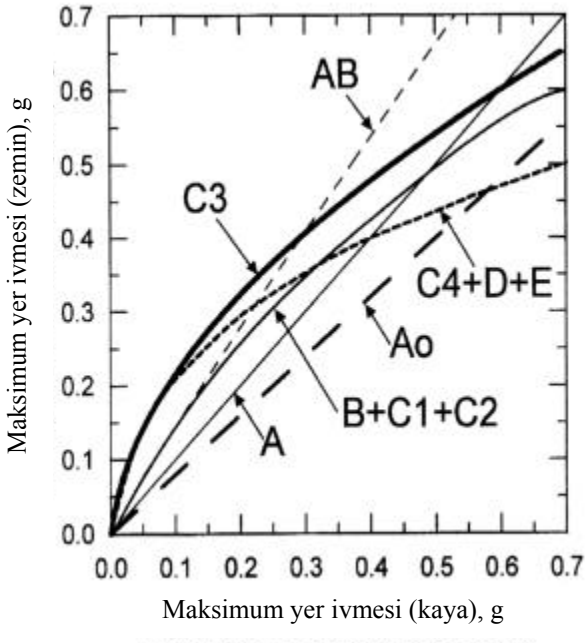
Seed vd. (1997) dinamik zemin tepkisi fonksiyonları mevcut yönetmeliklerde yer alan zemin sınıflandırma sistemlerine benzer, ancak daha detaylı bir model kullanmıştır. Farklı zemin tiplerinin değişik sarsılma genlikleri altındaki maksimum yatay ivmeleri ne şekilde büyütme veya küçültmeye tabi tuttuklarını oldukça açıklayıcı olarak özetleyen bu çalışmada ortalama büyütme/küçültme eğrileri sunulmuştur (Şekil 4). Özellikle 1997 serisi olarak nitelendirilebilecek sığ aktif tektonik bölgeler için geliştirilen Batı Amerika bazlı azalım modellerinde (WUS97) belirtilen "kaya" tipi sahaların gerçekte NEHRP tarafından tanımlanan B tipi sahalara karşılık gelmediği ve aşınmış, kayaya yakın sahaları temsil ettiği gerçeğinden yola çıkarak; eski nesil azalım ilişkilerini kullanarak belirlenen "kaya" maksimum ivmelerinin takriben %10-15 miktarında azaltılarak dönüşüme tabi tutulması uyarısında bulunulmuştur (Seed vd., 2001).

Seed vd. (1997) tarafından önerilen model, sadece T=0 saniyelik periyoda karşılık gelen maksimum yatay bileşenler üzerine kuruludur. "Kaya", "zemin" ve türevi kaba veya daha gelişmiş modeller, zemin ivmesini spektral periyoda bağımlı olarak saha hakim periyodunun temsili bir parametresi olan ilk 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı V_{s30}'la ilişkilendirmiştir.

Dinamik zemin tepkisini V_{s30} ve referans kaya seviyesindeki maksimum ivmenin doğrusal olmayan bir fonksiyonu olarak ele alan modellerin ortaya çıkmasıyla azalım ilişkilerine adapte edilmesi gecikmemiştir. Bunların ilk temsilcilerinden biri olan Boore vd. (1997) azalım ilişkisi, Denklem 2'de sunulmuştur.

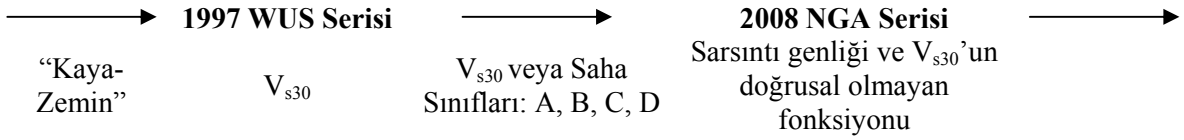
$$lnY = b_1 + b_2(M-6) + b_3(M-6)^2 + b_5 \ln\left(\sqrt{{r_{jb}}^2 + h^2}\right) + b_v ln\frac{V_s}{V_A} \qquad (2)$$

Denklem 2'de, Y tahmin edilen spektral ivmeyi, M deprem büyüklüğünü, r_{jb} Joyner-Boore mesafesini, h hipotetik derinliği, V_s tahminin hangi V_{s30} değeri için yapıldığını, V_A ise o periyot için referans ortalama kayma dalgası hızını ifade etmektedir. Boore vd. (1997) ve kendisini ile aynı zemin tepkisi modelini kullanan takip eden çalışmalar, ölçülmüş V_{s30} değerinin bulunmadığı sahalarda ilgili NEHRP saha sınıfının yaklaşık olarak ortalama V_{s30} değerinin kullanılmasını tavsiye etmektedir.



Şekil 4. Seed vd. (1997) tarafından önerilen sahaya bağımlı maksimum kaya ve zemin ivmesi ilişkisi

Kuvvetli yer hareketi kataloglarındaki büyüme ve sınıflandırması daha detaylı yapılan sahalardaki artışa paralel olarak, Şekil 4'te ifade edilen zemin sınıfı ve maksimum kaya ivmesinin fonksiyonu olan maksimum ivme büyütme veya küçültme etkisini tüm spektral periyodlara ve saha özelliklerinin sürekli bir fonksiyonu olarak yayma ihtiyacı duyulmuştur. Şekil 4'te sadece maksimum yer ivmesi ($SA_{T=0}$) için özetlenen zemin büyütme/küçültme katsayılarına bakarak zemin profil ve koşullarının sarsıntı şiddeti üzerinde % 15-20 gibi marjinal etkisinin olduğunu düşünmek bilahare tartışılacağı üzere yanıltıcıdır. Şekil 5'te tarihsel gelişiminin özeti verilen zemin tepkisi modellerinin NGA serisi azalım modellerine uyarlanan son nesil temsilcilerinden Choi ve Stewart (2005), zemin ivmesi büyütme ve küçültme katsayılarını her periyot için farklı olmak üzere referans kaya seviyesindeki maksimum yatay ivme ve V_{s30} değerinin fonksiyonu olarak sunmuştur.



Şekil 5. Zemin tepki modellerinin azalım ilişkilerine uyarlanmasını gösteren tarihsel akış şeması

Choi ve Stewart (2005) tarafından sunulan zemin büyütme modelinin genel formu Denklem 3'teki gibidir. Burada "c" ve "V_{ref}" periyoda bağlı model parametreleri, "b" V_{s30} değerine bağlı olan ve büyütmenin kayadaki artan maksimum ivmeyle azalmasını sağlayan basamaklı bir fonksiyondur. "F" değeri ise zemin spektral ivmesinin kaya spektral ivmesine oranıdır (Denklem 4).

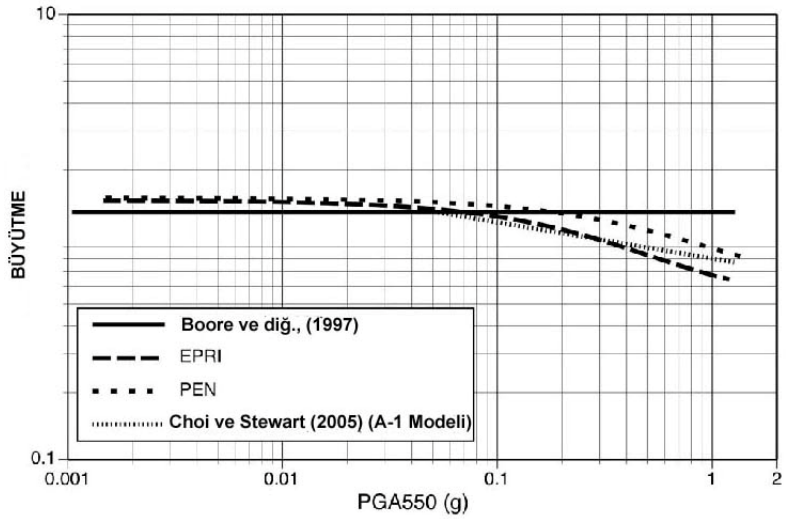
$$\ln(F) = c\ ln\left(\frac{V_{s30}}{V_{ref}}\right) + b\ \ln\left(\frac{pga_{kaya}}{0.1}\right) \quad (3)$$

$$F = \frac{SA_{zemin}}{SA_{kaya}} \quad (4)$$

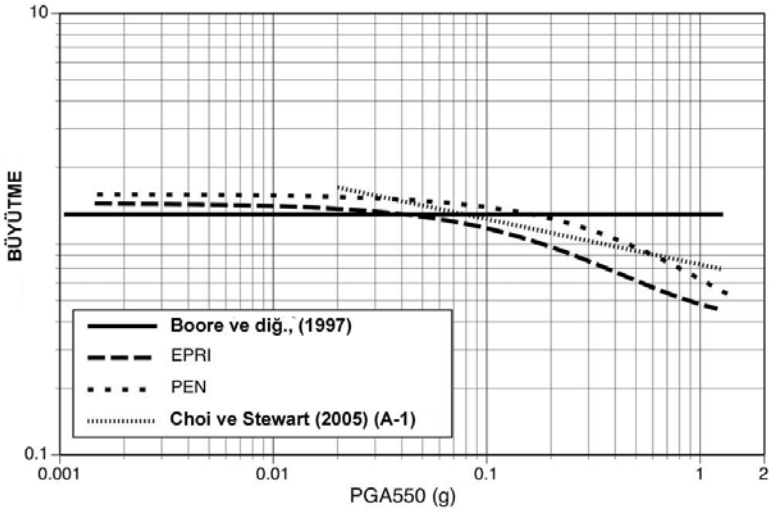
Denklem 3'ün periyoda bağımlı "c" ve "b" katsayıları ile değişik V_{s30} değerleri için kullanılması veya çok daha doğru olarak sahaya özel tepki analizleri (Çetin vd., 2004) ile de teyid edilebileceği üzere; saha koşulları "kaya" spektral ivme değerlerini 8-10 katlara varan oranlarda

değiştirebilmektedir. Dolayısıyla zemin profil ve koşullarının deprem girdi hareketine etkisinin sadece maksimum yer ivmesinin büyümesi/küçülmesi veya tasarım spekturumunda köşe periyodları uzatıp kısaltması olarak görülmesi doğru olmadığı, gibi saha koşullarının spektral ivmeyi yer yer 8-10 kata varan oranlarda değiştirebileceğinin gözardı edilmesi güvensiz tarafta kalabilen sonuçlar da doğurabilmektedir.

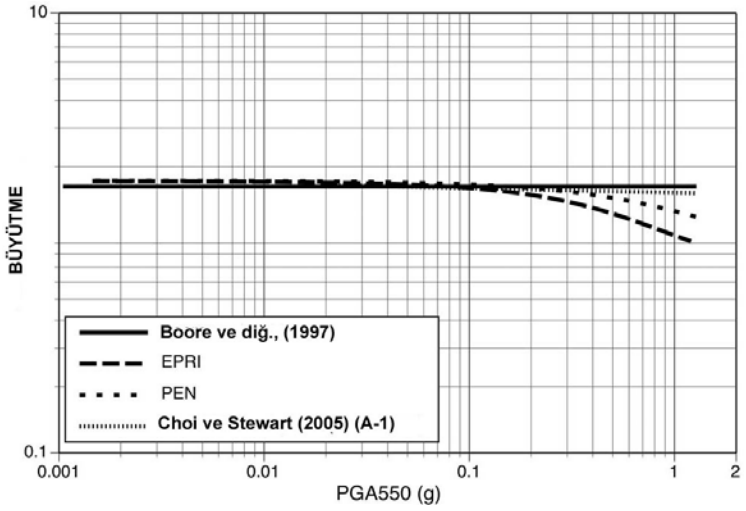
Boore ve Atkinson (2008), geliştirdikleri NGA modelinde Choi ve Stewart (2005) tarafından önerilen "b" fonksiyonunu bir miktar basitleştirerek kullanmışlardır. Ancak Boore ve Atkinson (2008) uyarlamasında V_{ref} değeri, diğer model katsayılarına müdahale edilmeden 760 m/s değerine sabitlenmiştir. Zemin büyütme fonksiyonları üzerine yapılan bir diğer kayda değer çalışma da Walling vd. (2008) modelidir. Walling vd. (2008) modelinde maksimum kaya ivmesini tanımlayan pga_{kaya} parametresi için referans olarak 1100 m/s kullanılmıştır. Söz konusu model, Abrahamson ve Silva (2008) NGA modeline dahil edilmiştir. Walling vd. (2008)'nin "EPRI" ve "PEN" kısaltmalarıyla sembolize edilen iki farklı grupta birim kayma deformasyonuna bağlı kayma modülü değişimi fonksiyonlarının kullanıldığı büyütme fonksiyonları, Boore vd. (1997) ve Choi ve Stewart (2005) modelleriyle üç tipik durum için karşılaştırıldığında ortaya çıkan tablo Şekil 6-8'de özetlenmektedir. V_{s30} değeri 274 m/s ile ifade edilen tipik NEHRP D sahasındaki maksimum ivme büyütmesinin referans seviyesi 550 m/s ile ifade edilen maksimum kaya ivmesine karşılık değişimi Şekil 6'da sunulmuştur. Şekil 6'ya göre Walling vd. (2008) ile Choi ve Stewart (2005) modeli arasında bir uyumdan bahsetmek söz konusudur. Öte yandan T=0.2 saniyedeki spektral ivme büyütmeleri için 0.05 g ve 0.5 g arasında bir uyumdan bahsetmek söz konusuyken, bu değer aralığının dışında farklılıklar belirginleşmektedir (Şekil 7). T=1 saniyelik periyot içinse Choi ve Stewart (2005) modelinin Boore vd. (1997) tarafından belirlenen doğrusal modele yakınsadığını görmek mümkündür (Şekil 8). Farklı azalım ilişkileri farklı V_{ref} değerleri kullanmakta olmaları sebebi ile referans kayma dalga hızları için gerekli düzeltme yapılmadan karşılaştırma yapmak doğru olmadığı gibi yanıltıcıdır.



Şekil 6. Maksimum yer ivmesi için zemin amplifikasyon modellerinin karşılaştırması (V_{s30}=274 m/s) (Walling vd. 2008'den değiştirilmiştir)



Şekil 7. T=0.2 saniye için zemin amplifikasyon modellerinin karşılaştırması (V_{s30}=274 m/s) (Walling vd. 2008'den değiştirilmiştir)



Şekil 8. T=1.0 saniye için zemin amplifikasyon modellerinin karşılaştırması (V_{s30}=274 m/s) (Walling vd. 2008'den değiştirilmiştir)

Choi ve Stewart (2005), Walling vd. (2008) tarafından önerilen modellerle aynı çıkış noktasına sahip olan, ancak fonksiyonun lineer olmayan kısmını kontrol eden "b" parçasının farklı seçildiği, Yunatcı (2010)'da detayları sunulan modelin fonksiyonel biçimi sırasıyla Denklem 5 ve 6'da sunulmuştur. Yunatcı (2010) modelindeki temel farklılık, zeminlerin doğrusal olmayan davranışı sebebi ile küçük ivmeleri büyültücü, büyük ivmeleri küçültücü etkisini de doğru şekilde modelleyebilmesidir.

$$\ln(\mathrm{Amp}) = \left\{\theta_1 \ln\left(\frac{V_{s30}}{\theta_2}\right) + b\left[\ln\left(\mathrm{pga_{kaya}}\right) - \theta_7\right]\right\} \mp \sigma_{\ln(\mathrm{Amp})} \tag{5}$$

$$b = \theta_3 + \theta_4 \ln(V_{s30}) + \theta_5 ln^2(V_{s30}) + \theta_6 ln^3(V_{s30}) \tag{6}$$

Denklem 5 ve 6'da ifade edilen büyütme fonksiyonları için T=0 saniyeye tekabül eden model katsayıları Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Yunatcı (2010) tarafından önerilen zemin büyütme fonksiyonuna ait T=0 saniye için belirlenmiş model katsayıları

θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6	θ_7
2.577	1303	0.0654	-0.2807	0.0378	0	12.09

Sonuç itibariyle, evrimleşen yerel zemin tepkisi modelleri klasik "kaya" ve "zemin" ayrımını çoktan geride bırakmış, önceki nesil azalım ilişkilerinde yer alan NEHRP saha sınıfı gibi nispeten daha detaylı tanımlamaların da ötesine geçerek referans kaya ivmesi ve V_{s30} parametrelerinin bir fonksiyonu haline gelmiştir. Söz konusu alanda bir sonraki adım olarak V_{s30} parametresinden daha iyi bir tanımlayıcı zemin profil ve davranış parametresinin kullanılmasıdır. Bununla birlikte mevcut durum, modeller arası karşılaştırmaların tutarlı bir şekilde yapılabilmesi için referans kaya ivmesi kavramının daha geniş kitlelerce algılanmasını ve dikkate alınmasını zorunlu kılmaktadır. Bu metin kapsamında bahsi geçmeyen ancak kullanıma girmiş olan, büyütme modellerine ait belirsizlik terimleri ve bu terimlerin azalım modellerine adapte edilmesi sırasında belirginleşen; saha tipine göre farklılaşan standart sapma miktarları ve sismik tehlike eğrilerine etkisi yine güncel konular arasında sayılabilir.

ÇEŞİTLENEN YATAY İVME TANIMLARINA KISA BAKIŞ

Bu kısım, farklı azalım ilişkilerinde kullanılan yatay ivme tanımları üzerine kısa bir hatırlatma amacını taşımaktadır. Literatürde kullanılan çeşitli yatay ivme tanımları ve bunların birbirleriyle birinci ve ikinci mertebeden ilişkilerini konu alan araştırmaların detaylandırdığı şekilde herhangi bir yorumlamaya gidilmesi hedeflenmemiştir (Boore vd., 2006; Beyer ve Bommer, 2006; Watson-Lamprey ve Boore, 2007; Huang vd., 2008). Yine de, deprem mühendisliği alanında kuvvetli yer hareketi doğrultusunun yapısal performansa etkisinin güncel tartışma konularından biri olduğundan yola çıkarak, azalım ilişkileri arasındaki karşılaştırmaların bu parametre üzerinden de tutarlı bir şekilde yapılabilmesini sağlamak amacıyla kısa bir tanıtım amaçlanmıştır.

i) Geometrik Ortalama: Geometrik ortalama, iki yatay spektral ivme tepki bileşeninin çarpımlarının karekökü olarak tanımlanır. Bu aynı zamanda, iki değerin logaritmalarının aritmetik ortalamasına karşılık gelmektedir (Denklem 7). Geometrik ortalama, 1997 Batı Amerika serisi azalım ilişkilerinde ve güncel birçok modelde tercih edilen tanım olarak geniş kabül görmüştür.

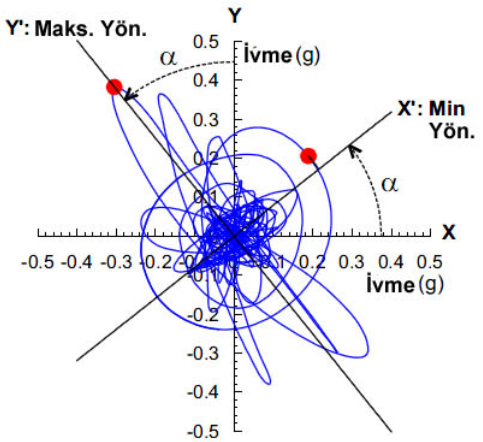
$$GM = \sqrt{SA_{h,1} \cdot SA_{h,2}} \tag{7}$$

ii) GMRotDpp: GMRotDpp parametresi, kaydedilen ortogonal yatay bileşenlerin 90^0 boyunca eşit miktarda döndürülmesiyle elde edilen geometrik ortalamalar kümesi üzerine kurulmuştur. Tatminkar döndürme adımı Boore vd. (2006) tarafından 1 derece olarak belirlenmiştir. Tanımdaki "pp" son eki, verilen periyot için döndürmeyle elde edilen geometrik ortalamalar dağılımının hangi yüzdesine karşılık geldiğini ifade eder. GMRotD50 medyan değere karşılık gelmekte, GMRotD0 ve GMRotD100 sırasıyla döndürülmüş geometrik ortalamaların minimum ve maksimum değerlerini tanımlar.

iii) GMRotIpp: Spektral aralık boyunca farklı periyotlar için GMRotDpp değerlerini belirlerken, her periyotta seçilen "pp" yüzdesine karşılık gelen döndürme açısı farklı olacaktır. Boore vd. (2006), geliştirdiği tanımda tüm spektral aralık boyunca farkı minimize edecek tek bir döndürme açısını bulmak amacıyla GMRotIpp parametresini geliştirmiş ve temsili oryantasyon açısını periyottan bağımsız hale getirmişlerdir. NGA azalım ilişkileri GMRotI50 tanımına göre üretilmişlerdir.

Sunulan tanımların dışında, kaydedilen iki yatay bileşenin büyüğünü seçmeye dayalı (Joyner ve Boore, 1981) güncelliğini yitirmiş bir tanımla birlikte Huang vd. (2008)'de belirtildiği üzere döndürülmüş maksimum yatay bileşeni elde etmeye yönelik tanımlardan bahsetmek mümkündür (Şekil 9). Beyer ve Bommer (2006), farklı yatay ivme tanımlarının medyan ve standart sapmaları arasındaki ilişkiyi sistematik olarak tanımlamaya teşebbüs etmiş ve dönüşüm için gereken yol haritasını sunmuştur. Buna göre, farklı iki ivme tanımının medyan değerlerinin arasındaki oran kritik olmadığı halde, bunların standart belirsizlikleri arasında kayda değer farklar çıkabilmektedir. Metnin ilk bölümünde aktarıldığı üzere spektral ivmelere ait belirsizliklerin sismik tehlike integralinde devreye gireceği göz önüne alınırsa, tehlike sonuçlarının daha büyük oranlarda etkileneceğini söylemek mümkündür.

Sunulan çeşitli yatay ivme tanımlarının kritik olduğu durumlar, analiz edilecek yapı tipine göre azimut açısının hassas olup olmadığına göre önem kazanmaktadır. Stewart vd. (2011)'deki ideal bayrak direği örneğinden yola çıkarak, deprem dalgasının geliş doğrultusunun bayrağa göre olan konumun yapısal tepkiyi ve tasarımı etkilemeyeceğini kolaylıkla söylemek mümkündür. Benzer şekilde her iki doğrultuda da yakın yanal rijitliğe sahip yapıların bayrak direği örneğine yakınsayacağı kabulü yapılabilmektedir. Ancak, her iki doğrultudaki rijitliği oldukça farklı yapılar, baraj gövdesi, köprü gibi sistemlerin vereceği dinamik tepkiler ve hasar görebilirlik mertebelerinin azimut bağımlı olacağı aşikardır. Bu noktada tehlike eğrilerinin, daha önce belirtildiği üzere etkilenmesi söz konusudur.



Şekil 9. Huang vd. (2008) tarafından tanımı yapılan maksimum döndürülmüş yatay yer ivmesi (Huang vd. 2008'den değiştirilmiştir)

DEPREM YÖNETMELİKLERİ

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)

Son güncellemesini 2007 yılında geçiren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te belirlenen tasarım kriterleri, bina tipi yapıları kapsayacak şekilde düzenlenmiş, ve %5 sönümlü elastik ivme tepki spektrumu ordinatları 50 yılda %10 aşılma olasılığına karşılık gelen yer hareketi sarsıntı mertebesi için ifade edilmiştir. Mevcut deprem yönetmeliğinde elastik deprem yüklerinin tanımlanmasının temelini oluşturan Gülkan vd. (1993) çalışmasının sonuçlarının bölgelendirme haritasına dönüştürülmesiyle somutlaşan tasarım kriterlerinde spektrumun karakteristik periyotları olan T_A ve T_B parametrelerini belirleyen yerel zemin sınıfları Z1, Z2, Z3 ve Z4 olarak ayrılmıştır. Bu noktada ilk olarak afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmeliği temel alan Gülkan vd. (1993) çalışmasını incelemekte fayda görülmektedir.

Türkiye Deprem Yönetmeliği'nin temel aldığı yer hareketi tahmin modelinin dayandığı kabülleri irdelemek ve ortaya koymak; kaynak karakterizasyonu, mantık ağacı kullanımı gibi tasarıma esas değerlere etki edecek diğer olasılıksal sismik tehlike analizi tercihlerinden kaynaklanan etkileri ayırt edebilmek için gerekli bir adımı oluşturmaktadır.

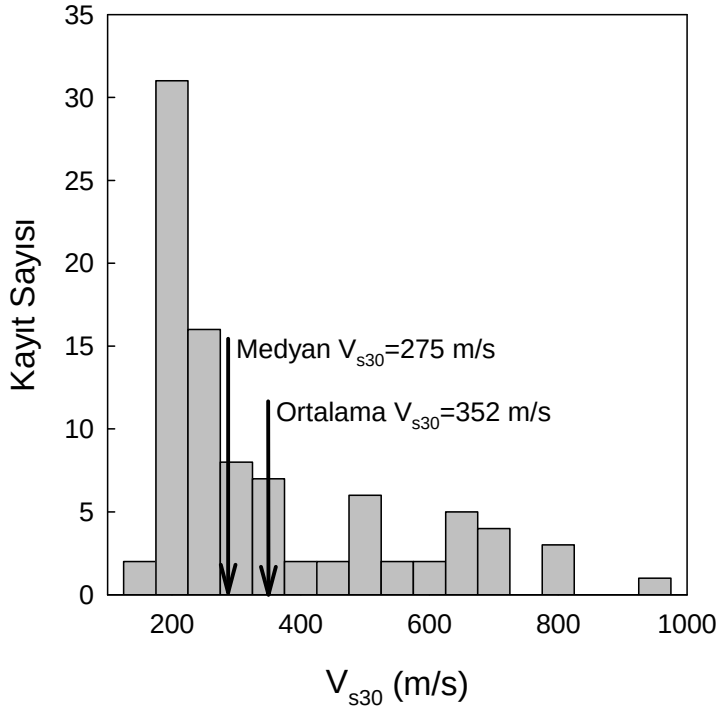
Gülkan vd. (1993) tarafından sunulan olasılıksal sismik tehlike analizi sonuçlarında sırasıyla dönüş periyodu T_r=100 yıl, 225 yıl, 475 yıl ve 1000 yıl olan ivme mertebeleri tablolanmıştır. Bu ivmeleri elde etmek için tercih edilen yer hareketi azalım ilişkisi Joyner ve Boore (1981) tarafından geliştirilen modeldir. Söz konusu modele ait fonksiyon Denklem 8 ve 9'da ifade edilmiştir:

$$logA = -1.02 + 0.249M - log\left(\sqrt{d^2 + 7.3^2}\right) - 0.00255\sqrt{d^2 + 7.3^2} \quad (8)$$

$$\sigma_{logA} = 0.26 \quad (9)$$

Burada "A", iki doğrultuda kaydedilen maksimum yatay yer ivmesi bileşeninin büyük olanını (geometrik ortalama değil) temsil etmektedir. Mesafe tanımı "d", fay kırığı düzleminin yeryüzündeki izdüşümüne olan en yakın mesafenin ifade edildiği Joyner-Boore mesafesidir. Moment büyüklüğü, "M" ile, 10 tabanında logaritma cinsinden belirsizlik terimi ise σ_{logA} ile simgelenmiştir.

Denklem 8'de yer alan parametreler incelenecek olursa modelin yerel zemin tepkisini ayırt etmediği görülür. Nitekim Gülkan vd. (1993), bu noktaya dikkat çekerek azalım ilişkisinin "sert" zemin koşullarını temsil ettiğini belirtir. Joyner ve Boore (1981) azalım ilişkisi daha detaylı incelenecek olursa, veri kümesinde sunulan 182 deprem kaydına ait istasyonların %82'sinin zemin sınıflandırmaları "zemin" ve "kaya" olarak tanımlanmıştır. Diğer istasyonlar için herhangi bir bilgi sunulmamıştır. Söz konusu veri kümesi, temsil ettiği yerel zemin koşulları açısından günümüz veri birikimi kullanılarak data detaylı değerlendirilmiştir. Bunun için, Joyner ve Boore (1981) veri setinde yer alan kayıtlara ait detaylı sınıflandırmalara ulaşmak için NGA (Yeni Nesil Azalım İlişkileri) veri setinden faydalanılmıştır (Power vd., 2008). Joyner ve Boore (1981) çalışmasında zemin tipi tanımlanmış kayıtların %78'i "zemin" olarak sınıflandırılmıştır. NGA veri setiyle yapılan tarama çalışmasında ise karşılığı bulunabilen 91 kayda ait istasyonların %80'inin "zemin" olduğu sonucuna varılmıştır. Bu kıyasla, detaylı güncel bilgilerine erişilebilen istasyonlar kullanılarak hesaplanan zemin sınıfının tüm veri setini rahatlıkla temsil ettiği sonucuna varmak mümkündür. Şekil 10'da V_{s30} değerlerinin dağılımı sunulmuş, bunun sonucunda Joyner ve Boore (1981) azalım ilişkisine ait medyan V_{s30} değerinin 275 m/s olduğuna hükmedilmiştir. NEHRP D sınıfı zeminlerin ortalama kayma dalgası hızına karşılık gelen bu değer, eski ve yeni nesil azalım modellerinin tutarlı bir şekilde karşılaştırılması için gereken alt bilgilerden birini oluşturmaktadır.

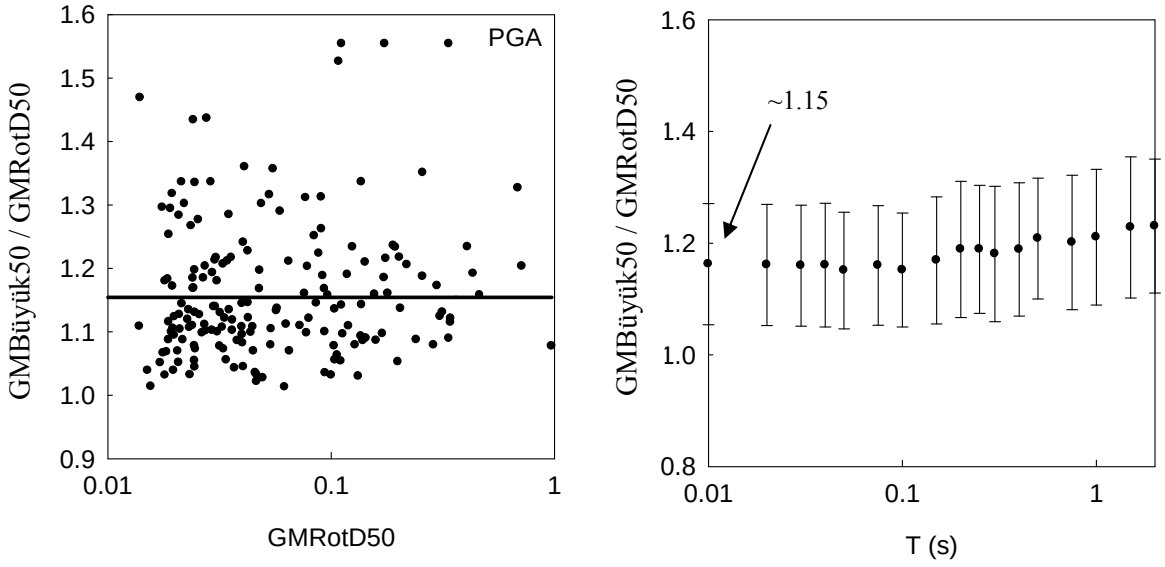


Şekil 10. Joyner ve Boore (1981) azalım ilişkisinin türetildiği kuvvetli yer hareketi istasyonlarının saha sınıfları

Daha önce belirtildiği üzere, Joyner ve Boore (1981) tarafından tahmin edilen maksimum yatay ivme bileşeni tanımının sıkça kullanılan geometrik ortalama tanımıyla olan ilişkisini kurmak mümkündür. Yunatcı (2010) tarafından derlenen Türkiye depremlerine ait veri kümesinden çıkan sonuç, maksimum yer ivmesi için (T=0), büyük yatay bileşenin (GMBüyük50) geometrik ortalamaya olan oranının yaklaşık olarak 1.15 alınabileceğidir (Şekil 11). Bu sonuç, daha geniş veri kümelerinin çözümlenmesiyle ortaya koyulan sonuçlarla uyumludur (Boore vd., 2006; Beyer ve Bommer, 2006; Huang vd., 2008).

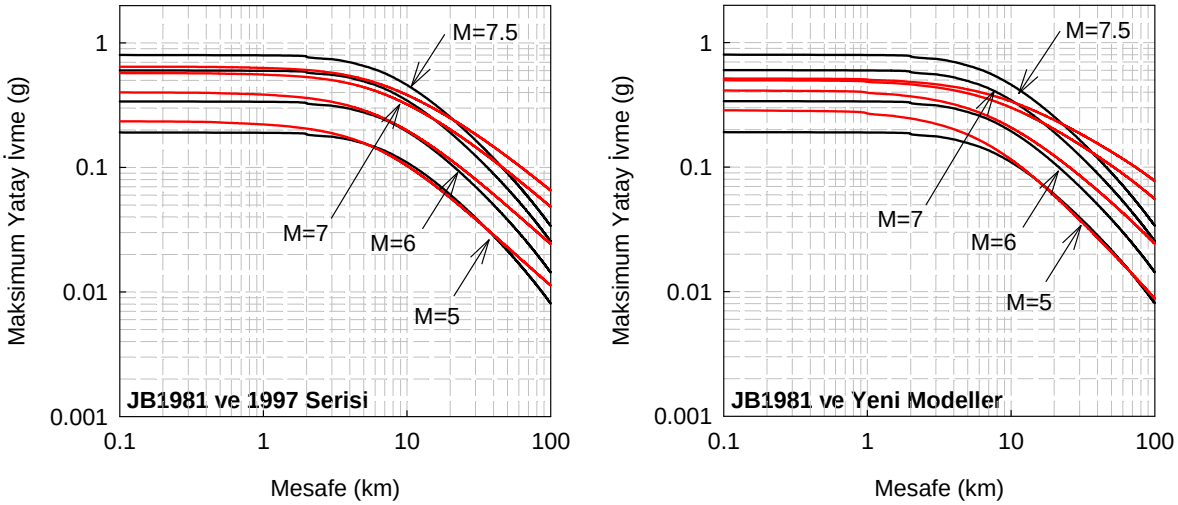
Uyumlu hale getirilmiş saha tipi ve maksimum yatay ivme tanımları kullanılarak elde edilen kıyaslamalarda (V_{s30}=275 m/s, geometrik ortalama, maksimum yatay ivme), aktif sığ tektonik bölgeler için geliştirilmiş belli başlı yer hareketi tahmin modellerinden 1997 Batı Amerika (WUS97) ve 2008 NGA serisi ele alınmıştır. Şekil 12'de sunulan sonuçlarda, farklı moment büyüklükleri için, yanal atımlı fay mekanizması kabulüyle ortaya çıkan medyan ivme-mesafe eğrileri farklı modellere göre çizilmiştir. Kırmızı renkli seriler, epistemik belirsizliğin dikkate alınmasıyla hesaplanan WUS97 ve NGA melez medyan tahminleridir. "Melez" tabiri, her azalım ilişkisi modelin fonksiyonel formlarının ve mesafe, saha tipi gibi fiziksel özellikleri modelleyen terimlerinin birimlerinin birebir aynı olmaması gerçeğinden yola çıkılarak kullanılmıştır.

Şekil 12'deki karşılaştırmaya göre M=5'ten M=7'ye kadar tüm deprem büyüklüklerinde ilk 30 km'de WUS97 serisi ortalaması ile Joyner ve Boore (1981) modeli arasında bir uyum gözlemek söz konusudur. M=7.5 değerinden itibaren WUS97 modelleri doygunluğa ulaşmakta ve Joyner ve Boore (1981) tahminlerinin altında kalmaktadır. Joyner ve Boore (1981) modeli NGA modelleriyle karşılaştırıldığında ise daha dramatik bir fark gözlemlemek olasıdır. Buna göre, ilk 10 km'de hiçbir deprem büyüklüğü için uyum söz konusu olmamaktadır. Yakın fay bölgesi olarak basitleştirilebilecek bu kesimde, R=5 km ve M=7.5 için Joyner ve Boore (1981) model tahminleri WUS97 serisiyle kıyaslandığında % 29 ve NGA serisiyle kıyaslandığında %57 mertebelerine varan güvenli sonuçlar üretmektedir. Karşılaştırmalarda maksimum yatay yer ivme tanımları arasındaki dönüşüm dikkate alınmıştır. Daha uzak kaynak-saha mesafeleri için ise sadece M=5 tahminleri örtüşmektedir. Söz konusu farkların,aynı kaynak karakterizasyonu kullanılması halinde bile Türkiye için güncelleştirilmiş tehlike haritaları üzerinde yaratacağı etkinin dikkat çekici olması beklenmektedir.



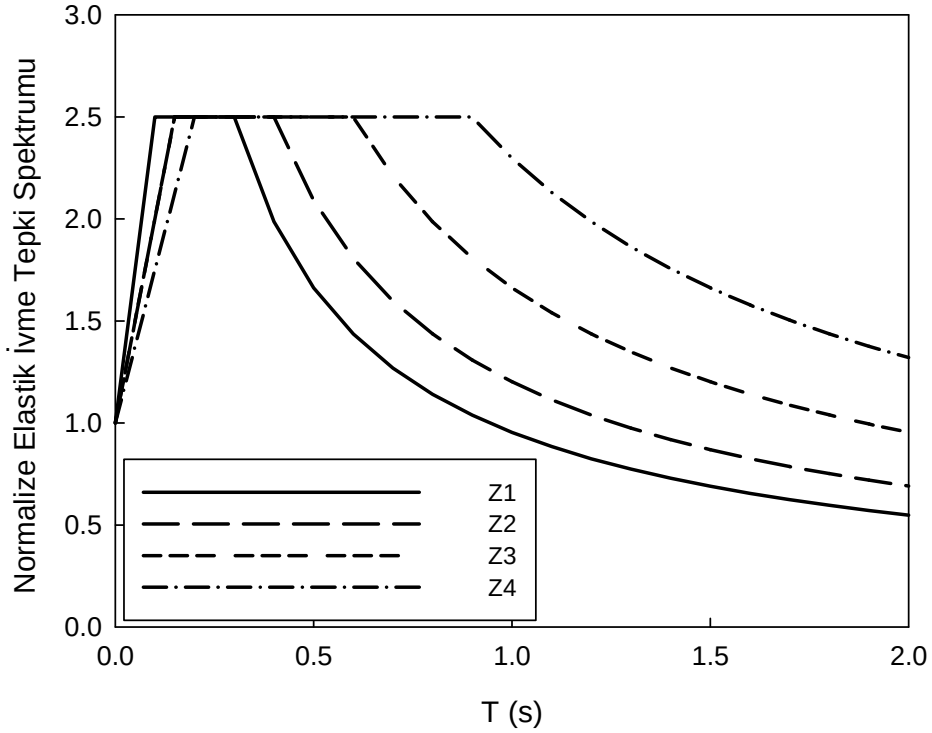
(a) (b)

Şekil 11. Yunatcı (2010) veri setinden elde edilen a) büyük yatay bileşenin ortalama döndürülmüş yatay bileşene oranını gösterir dağılım (T=0 saniye), b) dağılımların beklenen ve standart sapma değerlerinin periyoda göre değişimi



Şekil 12. Joyner ve Boore (1981) azalım modelinin, denk parametre setleri için WUS1997 ve NGA model setlerinin medyan tahminlerinin ortalamalarıyla karşılaştırması

İlk geliştirildiği günün koşulları gereği tasarım spektrumunun oluşturulmasında sadece maksimum yer ivmesini esas alan Türkiye Deprem Şartnamesi'nin söz konusu maddeleri 2007 yılında geçirdiği revizyonda herhangi bir geliştirmeye tabi tutulmamıştır. Mevcut haliyle, tasarım spektrumu şeklinin belirlenen yerel zemin koşullarına göre sadece köşe periyotları değişikliğe uğramakta, zemin ivmesi büyütmesi veya küçültmesi doğrudan dikkate alınmamaktadır (Şekil 13). Mevcut elastik spektral şekilde sadece dolaylı olarak, T_B köşe periyotunun değişmesinden dolayı uzun periyotlardaki ivme değerlerinde zemin tipine göre bir değişim gözlemek söz konusudur. Güncel bilgi birikimi, elastik tepki spektrumu şeklinin olduğu kadar söz konusu yönetmeliğin önerdiği zemin sınıflandırma sisteminin de terfi edilmeye ihtiyaç duyduğuna işaret etmektedir.



Şekil 13. Farklı saha sınıfları için Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik tarafından belirlenen normalize elastik ivme tepki spektrumu şekilleri

DLH (2008) Yönetmeliği

Resmi adı DLH Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları Hava Meydanları Altyapı İnşaatları, Deprem Teknik Yönetmeliği olarak geçen tasarım rehberinde tasarıma esas elastik ivme tepki spektrumunun elde ediliş yöntemi NEHRP (2003) koşullarıyla birebir örtüşmektedir. Tasarıma esas spektral ivmeleri hesaplamak için kullanılan sismik tehlike çalışması ise Türkiye özelinde Erdik vd. (2006) tarafından ortaya konulmuştur. Bu çalışmaya göre, T=0.2 saniyeye karşılık gelen eş tehlike spektrumu ordinatı S_s ve T=1.0 saniye karşılığı S_1 değerleri, 50 yılda sırasıyla %50, %10 ve %2 aşılma oranlarına sahip yer hareketi mertebeleri için sunulmaktadır. Erdik vd. (2006), geometrik ortalama tanımına sahip yatay yer ivmelerinin spektral bileşenleri için Boore vd. (1997) ve Sadigh vd. (1997) azalım ilişkilerinin eşit ağırlıkla kullanıldığını belirtir.

Sismik Tehlike Belirlenmesi Açısından NEHRP 2009 Revizyonu

Genişleyen kuvvetli yer hareketi veri tabanları ve paralelinde geliştirilen NGA azalım ilişkilerinin de etkisiyle revizyona tabi tutulan NEHRP 2003 koşulları, sismik tehlike belirleme şeması üzerinde yapılan değişikliklerle de bütünleşerek yeni tartışmaları beraberinde getirmiştir. Kuvvetli yer hareketi mertebeleri konusunda NGA serisi azalım ilişkilerinin spektral değerlerinin, bir önceki nesle göre azalış göstermesiyle alevlenen tartışmalar sonucunda, ana hatları burada özetlenen değişikliklere gidilmiştir.

NEHRP 2009 ile gelen en temel güncellemelerden biri, tehlike analizinin temel ürünü olan mertebesi bilinen yer hareketinin aşılma olasılığın ifadesinin bir sonraki adıma taşınması ve yapı risk faktörlerinin devreye sokulmasıdır. Tanımlanan 50 yıllık periyot içerisinde %1 "yıkılma" olasılığını karşılayacak şekilde tasarıma esas risk faktörleri tanımlanmıştır (Luco vd., 2007). Bu risk faktörleri, 50 yılda %2 aşılma olasılığına sahip yer ivmeleriyle birlikte kullanılmaktadır.

NEHRP 2009 öncelikli tartışma alanını, esas aldığı yatay ivme tanımlarıyla yaratmıştır. Önceki nesil azalım ilişkilerinde kullanılan geometrik ortalama tanımı terk edilmiş, neredeyse tüm periyotlarda geometrik ortalamaya yakınsayan ve NGA serisinin kullandığı GMRotD50 yerine Huang vd. (2008) tarafından tanımlanan maksimum bileşen devreye sokulmuştur. Bina tipi tüm konvansiyonel yapıların tasarımında kullanılması önerilen maksimum bileşen tanımının, önemli bir grup araştırmacı ve uygulamacı tarafından, NGA azalım modellerinin medyan tahminlerinde meydana gelen düşüşleri karşılamak ve mevcut tasarım taleplerini azaltmamak adına öne sürülmüş ve ikna ediciliği kuvvetli olmayan bir kural olarak konduğu ifade edilmektedir (Stewart vd., 2011). Netice olarak, mevcut durumda belirtilmesi gereken bir gerçek, USGS tarafından hazırlanan 2008 sismik tehlike haritalarının birtakım modifikasyonlarla birlikte tasarıma esas NEHRP 2009 önermelerine dahil edildiğidir.

NEHRP 2009 ile gelen bir başka değişiklik de tasarıma esas spektrumun belirlenmesinde olasılıksal ve deterministik sismik tehlike akışlarının karar verme aşamasında birlikte kullanılmasıdır. Düşük aşılma olasılıklarına sahip yer ivmesi mertebelerinde, faya yakın sahalarda deterministik analizin ürettiği yer ivmesi mertebelerinin kontrolü elinde tutacağı gerçeğinden yola çıkılarak tercih edilen bu yöntem kullanıma sokulan diğer bir değişikliği özetlemektedir. Zemin sıvılaşması gibi geoteknik problemlerin analizinde kullanılacak maksimum yer ivmesi haritaları ise, olasılıksal ve deterministik tehlike analizleriyle belirlenen maksimum yatay bileşen yerine geometrik ortalama tanımı kullanılarak hazırlanmış ve yapı risk faktörü hesaplamalardan hariç tutulmuştur. NEHRP 2009 revizyonu ile birlikte gelen yeni şartlar, ASCE standartları ve paralelinde IBC 2009 belgelerine adapte edilmiştir.

Referans zemin sınıfı için yapılan sismik tehlike analizlerinden elde edilen değerlerin, şartnameler özelinde diğer zemin tiplerine ait sahalar için kullanılması maksadıyla "ortalama" ölçekleme faktörleri mevcuttur. Bu faktörler, bağımsız zemin tepki modelleri veya azalım ilişkileriyle tümleştirilmiş hallerinden elde edilmiş zemin büyütme/küçültmelerini temsil ederler, ve tasarım spektrumunun köşe periyodları üzerinde doğrudan etkiye sahiptirler. Kaba ayrımlara sahip "kaya" ve "zemin" tanımlarından rafine edilmiş doğrusal olmayan zemin büyütme modellerine doğru yaşanan evrimin son halkasının ürünleri, ortalama büyütme/küçültme faktörleri ve bunların toplam model belirsizliğine olan etkileriyle birlikte NGA azalım modellerine uygulanmış durumdadır. Bununla birlikte, NEHRP 2009 kapsamında gelen bu belirgin değişiklikler ışığında

tanımlanan referans zemin sınıfı için kısa ve uzun periyotlardaki zemin etkisi faktörleri olan F_a ve F_v değerlerinde bir değişikliğe gidilmemiştir. Başka bir deyişle; azalan medyan tehlike değerlerinin tasarıma esas yatay ivme tanımında yapılan değişiklikle yaklaşık olarak eski seviyesinde korunması, NGA veri setiyle birlikte gelen ve bir sonraki bölümde detaylandırılacak olan spektral oranların değişimi gibi etkenlere rağmen kısa ve uzun periyot saha faktörleri üzerinde kapsamlı bir durum belirlemesine rastlanılmamıştır. Buna karşılık, Huang vd. (2010) tarafından ortaya konulan çalışma, söz konusu faktörlerin daha uygun bir şekilde ifadesi için NGA modellerini baz alan bir öneriyi gündeme getirerek, bu gerekli tartışmanın ilk somut yapıtaşlarından birini oluşturmuştur.

KISA VE UZUN PERİYOT YER HAREKETİ ORANLARI ÜZERİNE

Aynı saha veya sahalar bütünüyle tanımlanan bölge için farklı dönemlere ait birikimlerle oluşturulan sismik tehlike haritaları güncellemeleri arasındaki farklılıkları açıklayabilmek için tehlike birleşenlerini daha detaylı olarak incelemekte fayda görülmektedir. Olasılık yoğunluk fonksiyonlarıyla birlikte tehlike integraline dahil edilen fiziksel büyüklüklerin sayısından kaynaklanan model farklılıkları göz ardı edildiğinde; geriye temel olarak kaynak karakterizasyonu ve yer hareketi tahmin modelleriyle bunların belirsizliklerinin getirdiği doğrusal olmayan etkileşim kalmaktadır. Kaynak karakterizasyonundan gelen farklılıkların açıklanması en azından bu metin kapsamından hariç tutulduğunda, evrimleşen yer hareketi tahmin modellerinin getirdiği etki birkaç açıdan incelenebilir. Söz konusu tartışma kapsamında ülkemizde gerçekleşen depremlerle benzer sismolojik özellikler taşıyan aktif tektonik bölgelerde gerçekleşen sığ depremlerden elde edilen Batı Amerika (WUS97) serisini takiben 2008 yılından itibaren kullanıma giren yeni nesil azalım ilişkileri olan NGA modelleriyle birlikte veritabanında Avrupa, Türkiye ve Orta Doğu'da gerçekleşen depremleri ihtiva eden yerel modellerin bulunduğu güncel çalışmalar farklı bir açıdan parametrik olarak karşılaştırılmıştır.

Karşılaştırma R=15 km kaynak uzaklığına sahip bir doğrultu atımlı fay senaryosuna göre yapılmıştır. Dalma açısı dik olan bir faya ait saha-kaynak mesafesi tanımlarına ait tahminlerin 15 km mertebesinde örtüşeceği önermesinden yola çıkarak mesafe terimlerinin eşdeğer olduğu kabulü yapılmıştır. Moment büyüklüğü M 5.0-7.5 aralığında farklı zemin sınıfları için T=0.2 saniyedeki medyan spektral ivmenin (S_s) T=1.0 saniyedeki medyan spektral ivmeye (S_1) oranı incelenmiştir. Mutlak ivme değerleri irdeleme dışı bırakılmış ve kısa ve uzun periyotlardaki ivmelerin oranına odaklanılmıştır. Karşılaştırmada WUS97 serisinden Boore vd. (1997), Abrahamson ve Silva (1997), Campbell (1997), Sadigh vd. (1997); NGA serisinden Abrahamson ve Silva (2008), Boore ve Atkinson (2008), Campbell ve Bozorgnia (2008), Chiou ve Youngs (2008); Avrupa, Türkiye ve Orta Doğu depremlerinin veritabanını oluşturduğu modellerden de Akkar ve Bommer (2010), Akkar ve Çağnan (2010), ve Yunatcı (2010) çalışmaları kullanılmıştır.

Karşılaştırmaların temsil ettikleri yerel zemin sınıfı kapsamında da uyumlu olması için yüzeye yakın 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı olan V_{s30} parametresinin kullanılmadığı modellerde bulunan betimsel sınıf tanımları, mümkün olan en uygun zemin grubuyla ilişkilendirilmiştir. Örnek vermek gerekirse, Abrahamson ve Silva (1997) modelindeki "kaya" tanımının birçok referans tarafından yaklaşık olarak V_{s30}=550 m/s ortalama kayma dalgası hızına sahip bir profile eşdeğer olduğunun dolaylı doğrulamasının Choi ve Stewart (2005) doğrusal olmayan zemin amplifikasyon modeli tarafından yapıldığı Walling vd. (2008) tarafından belirtilmiştir. Diğer eşlemeleri de Tablo 2'de görüldüğü gibi yaklaşık olarak yapmak mümkündür. Tablo 2'de görüldüğü üzere, parametrik karşılaştırmalar farklı NEHRP zemin sınıflarına ait sınır veya ortalama kayma dalgası hızlarına karşılık gelecek şekilde dört ayrı grup için yapılmıştır.

Söz konusu senaryo için, farklı azalım modelleri kullanılarak elde edilen S_s (T=0.2 s) spektral ivme değerlerinin deprem büyüklüğüne göre değişimi Şekil 14'te dört farklı zemin sınıfı için sunulmuştur. NEHRP 2009'a göre tanımlanan S_s, her ne kadar sismik tehlike analizi sonucu elde edilen T=0.2 saniye tasarıma esas ivme değerini temsil etse de, burada aynı zamanda seçilen deterministik senaryoya ait T=0.2 saniye spektral değerleri de tanımlamaktadır. Mavi seriler WUS97 modellerini, kırmızılar NGA modellerini ve son olarak siyah seriler Avrupa, Türkiye ve Orta Doğu depremlerinin kullanıldığı azalım modellerini temsil etmektedir. Seriler, ilgili gruba ait azalım ilişkilerinin medyan tahminlerinin ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Modeller arasındaki

epistemik belirsizlik yine Şekil 14'te gösterilen standart sapma bantlarıyla ifade edilmektedir. Şekil 14'te detayları sunulan veriye ait özet istatistikler Tablo 3'te sunulmuştur. Şekil 14 ve Tablo 3, bir sonraki adımı teşkil eden S_s/S_1 oranlarının değişimlerinin daha kuvvetli algılanması için ön basamağı oluşturmaktadır. Buna göre, M=5 için NGA ve WUS97 serilerinin S_s medyan tahminlerinin oranı farklı saha tiplerine göre 1.02 ile 1.35 arasında değişmektedir. Bu noktada, özellikle WUS97 serisine ait "zemin" tanımlarının V_{s30} denkliklerindeki belirsizliği göz önüne almak gerekmektedir. Aynı oran M=6 için 0.90 ile 1.03 arasında seyretmekte, M=7 içinse 0.79-0.83 aralığına düşmektedir. Benzer bir karşılaştırma "yerel" modeller ve NGA serisi arasında yapıldığında ise M=5 için 0.74-0.86, M=6 için 0.88-0.97 ve son olarak M=7 için 1.05-1.11 gibi uyum ifade eden sonuçlarla karşılaşmak mümkündür.

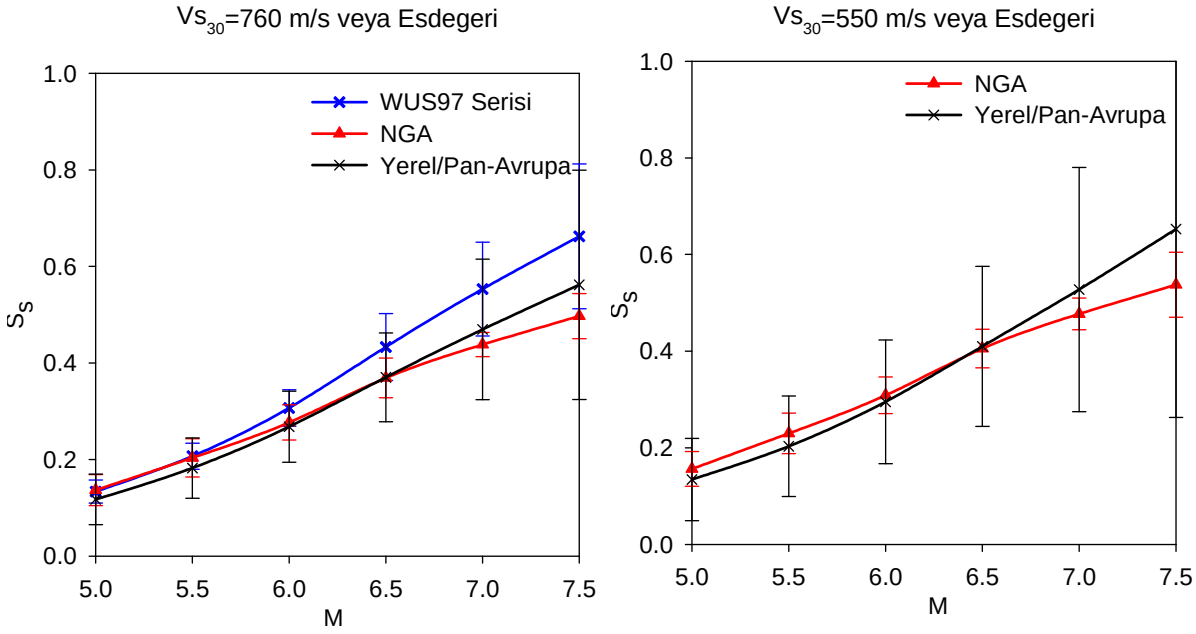
Benzer şekilde, farklı azalım modelleri kullanılarak elde edilen S_s/S_1 spektral ivme oranlarının deprem büyüklüğüne göre değişimi Şekil 15'te dört farklı zemin sınıfı için sunulmuştur. Mavi seriler WUS97 modellerini, kırmızılar NGA modellerini ve son olarak siyah seriler Avrupa, Türkiye ve Orta Doğu depremlerinin kullanıldığı azalım modellerini temsil etmektedir. Şekil 15'ten varılabilecek ilk temel sonuç, Akkar ve Bommer (2010), Akkar ve Çağnan (2010) ve Yunatcı (2010) modelleriyle temsil edilen gruba ait S_s/S_1 oranlarının özellikle M=6'dan küçük deprem büyüklükleri için, zemin tipine bağımlı olmak kaydıyla yüksek seyrettiğidir. NGA ve WUS97 gruplarına ait modellerin ise nispeten uyum içerisinde olduğunu söylemek mümkündür.

Şekil 15'e ait seriler kullanılarak yapılacak gruplamalarda sistematik farklılıkları daha net bir şekilde açıklamak mümkün olmuştur. Şekil 16'da sunulan serilerde, her alt grup aritmetik ortalamasıyla standart sapmasını içerecek şekilde güncellenmiştir. Standart sapma bantlarının düşük örnekleme sayısı nedeniyle güvenilirliği tartışmalı olarak nitelendirilmektedir. Tüm yerel zemin sınıfları için S_s/S_1 oranlarının deprem büyüklüğünün fonksiyonu olması bilinen temel prensiplerden biridir. Zira, büyük depremlerde uzun periyodlu dalga bileşeni içeriğinin miktarı, tepki spektrumu ordinatlarına da doğrudan yansımaktadır. Benzer bir şekilde, nispeten daha gevşek veya yumuşak olarak nitelendirilen zemin sınıflarına ait profillerin farklı frekans aralıklarındaki sarsıntı şiddetlerini nasıl modifiye ettiği Şekil 16'dan yapılacak çıkarımlara dahildir. Benzer şekilde Şekil 17'de ise yerel modellerle NGA modelleri arasındaki farkı daha açık şekilde görmek mümkündür. Sırasıyla kırmızı ve siyah seriler farklı ortalama kayma dalgası hızına sahip NGA ve yerel modellere ait spektral oranların derlemesini sunmaktadır. Tüm bu senaryolarca belirtilen spektral oranların karşılaştırmalı değerlendirmesi Tablo 4'de sunulmuştur.

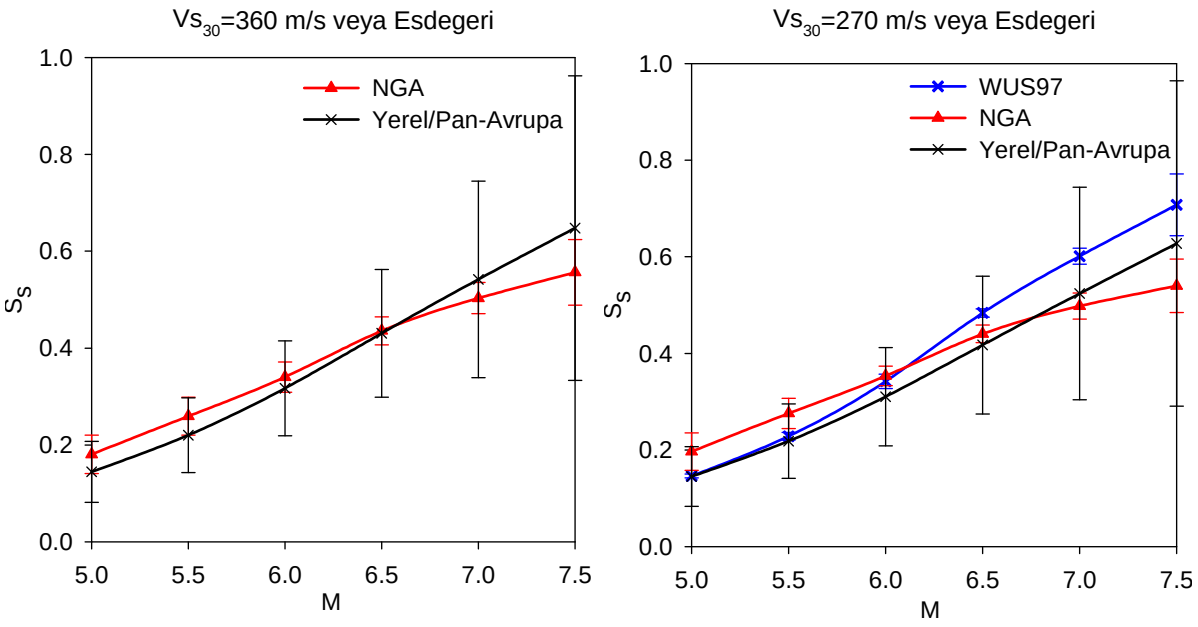
Tablo 4'e göre deprem büyüklüğü M=5 için NEHRP B/C referans seviyesinde Yerel/Pan-Avrupa modellerine ait spektral oranlar, NGA modellerinden elde edilen eşleniklerine göre yaklaşık %53 daha yüksektir. Bu oran NEHRP D sınıfı zeminler için %68 artışa kadar çıkmaktadır. Benzer şekilde, deprem büyüklüğü M=7 için NEHRP B/C sınırında %7 mertebesinde seyreden artış seviyesi, NEHRP D sınıfı tipik profillerde %19'a kadar çıkmaktadır. Benzer bir karşılaştırma WUS97 serisi ve NGA serisi azalım modelleri üzerinde yapıldığında M=5 için S_s/S_1 oranlarının maksimum değeri 1.12'ye, M=7 içinse 1.18'e kadar ulaşmaktadır. Bu noktadan çıkarak, Tablo 3'te sunulan S_s değerlerindeki ortalama değişimin, Tablo 4'te özetlenen S_s/S_1 oranlarındaki dramatik farkın çok altında olduğunu söylemek mümkündür. Netice olarak, yönetmeliklerde kullanılan, birçok deprem senaryosunun birleşiminden oluşan tasarıma esas eş tehlike spektrumlarının, aynı saha sınıfı için, farklı azalım ilişkisi gruplarına göre şekil değişikliğine uğradığını söylemek mümkündür. NGA ve WUS97 serisi karşılaştırıldığında, aynı senaryolar bütünü için NEHRP 2003 prosedürünce üretilen tasarım spektrumlarının şekillerinin temsili olarak nasıl değişeceği Şekil 18'de sunulmuştur. S_s/S_1 oranının NEHRP tasarım spektrumunda köşe periyodu belirlediği hatırlandığında, özellikle düşük deprem büyüklüklerinde dramatik olarak değiştiği görülen bu oranla beraber köşe periyotları azalmakta ve spektrumun plato genişliği yer yer iki kat mertebelerinde daralmaktadır. Uzun vadede köşe periyodların doğrudan S_s/S_1 oranına bağlı belirlenmesinin daha etkin tartışılması beklenmektedir.

Tablo 2. Karşılaştırmada kullanılan azalım modeli senaryolarının zemin sınıflarına göre dağılımı

Model Kısaltması	760 m/s (NEHRP B/C)	550 m/s (NEHRP C)	360 m/s (NEHRP C/D)	270 m/s (NEHRP D)
BJF97	E	E	E	E
AS97	-	"Kaya"	-	"Zemin"
C97	"Yumuşak Kaya"	-	-	"Zemin"
S97	"Kaya"	-	-	"Derin Zemin Profili"
AS08	E	E	E	E
BA08	E	E	E	E
CB08	E	E	E	E
CY08	E	E	E	E
AB2010	E	-	"Sıkı-Sert Zemin"	"Yumuşak Zemin"
AC2010	E	E	E	E
Y2010	E	E	E	E



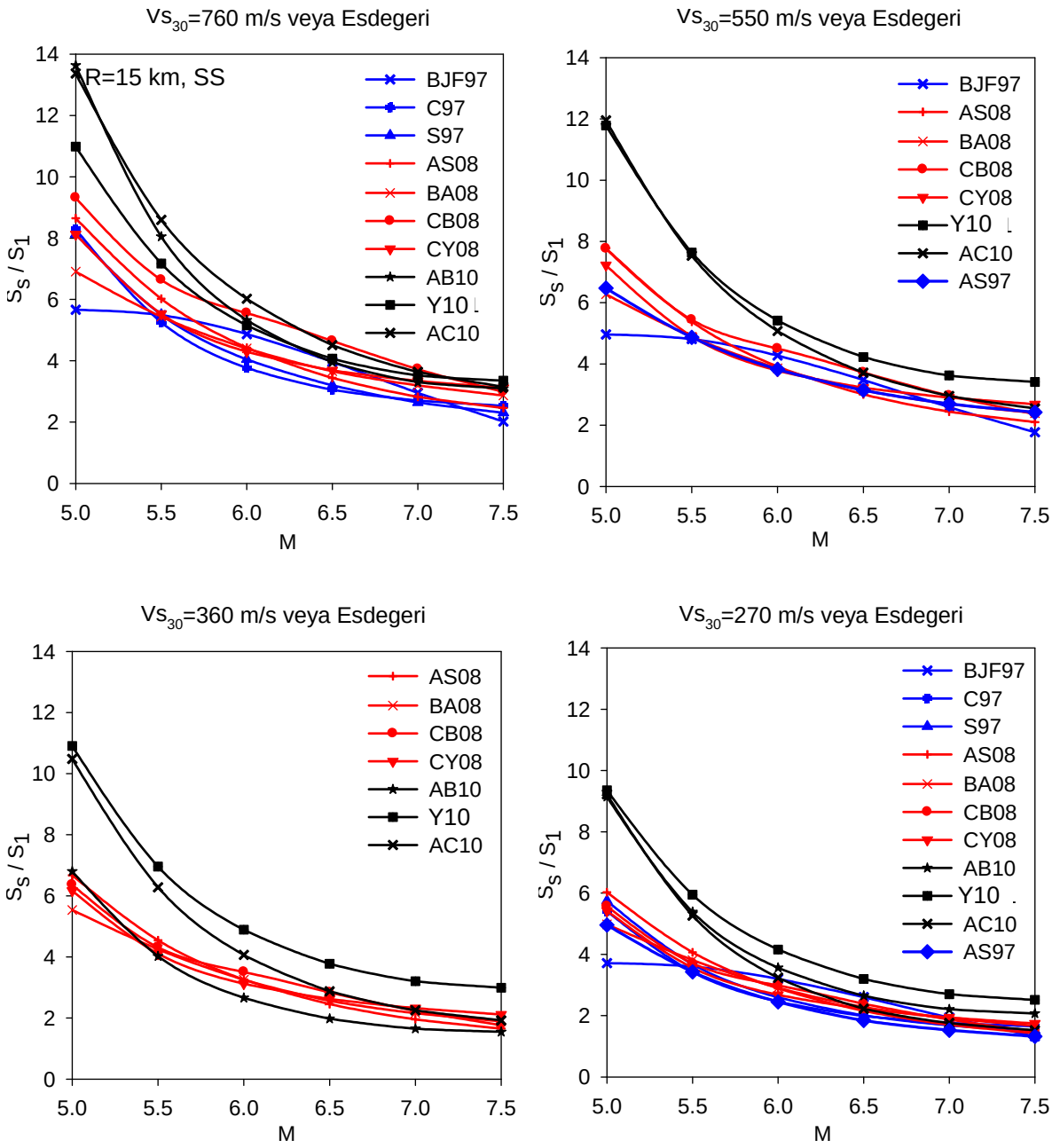
Şekil 14. R=15 km için farklı deprem büyüklüklerine ait medyan Ss (T=0.2 s) tahminlerinin saha sınıfı ve azalım ilişkisi gruplarına göre değişimi



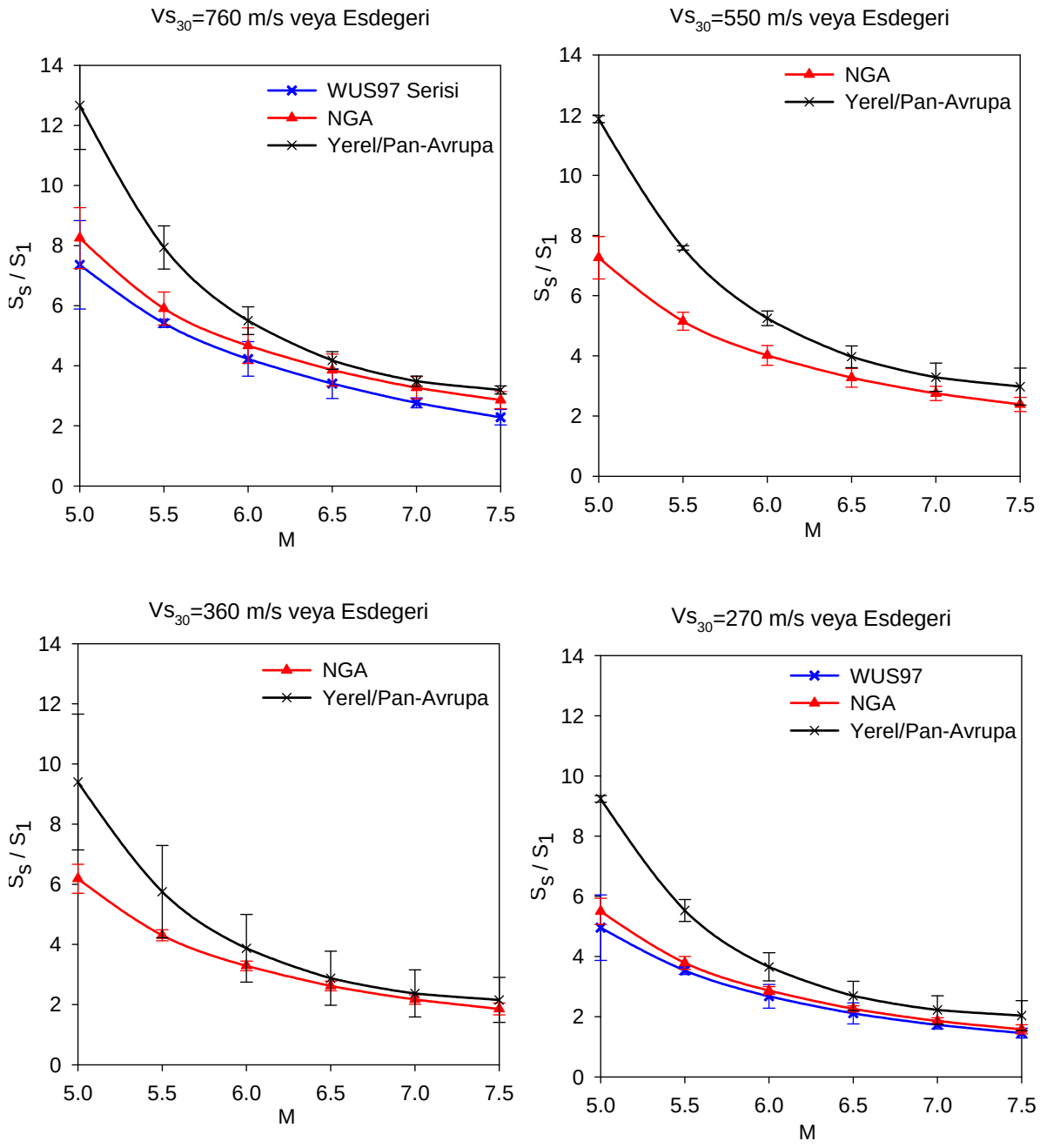
Şekil 14 (devam). R=15 km için farklı deprem büyüklüklerine ait medyan Ss (T=0.2 s) tahminlerinin saha sınıfı ve azalım ilişkisi gruplarına göre değişimi

Tablo 3. Ss (T=0.2 s) için, azalım modeli grupları arasındaki senaryoya esas oranlar

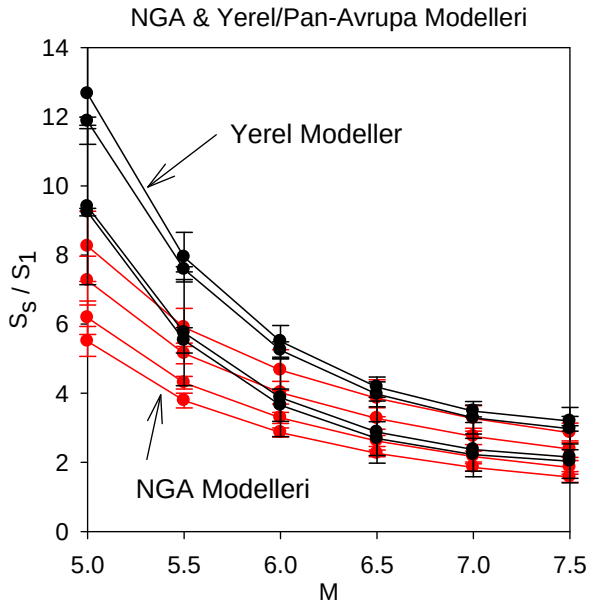
S_s	M=5		M=6		M=7	
V_{s30}	NGA/ WUS97	Yerel/ NGA	NGA/ WUS97	Yerel/ NGA	NGA/ WUS97	Yerel/ NGA
760 m/s	1.02	0.85	0.90	0.97	0.79	1.07
550 m/s	-	0.86	-	0.96	-	1.11
360 m/s	-	0.80	-	0.93	-	1.08
270 m/s	1.35	0.74	1.03	0.88	0.83	1.05



Şekil 15. R=15 km için farklı deprem büyüklüklerine ait medyan Ss/S_1 tahminlerinin saha sınıfı ve azalım ilişkilerine göre değişimi



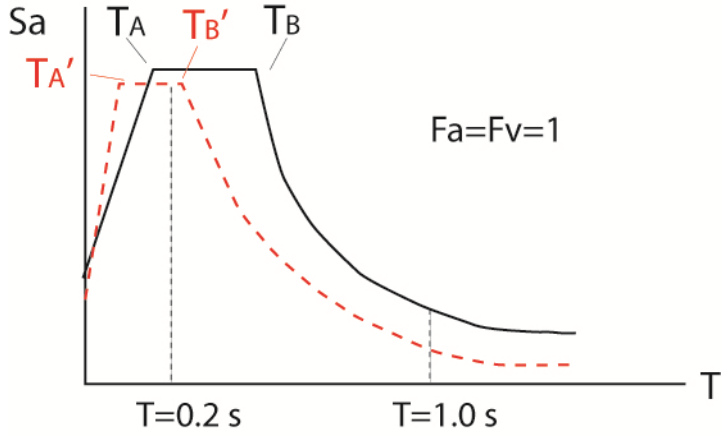
Şekil 16. R=15 km için farklı deprem büyüklüklerine ait medyan Ss/S_1 tahminlerinin saha sınıfı ve azalım ilişkisi gruplarına göre değişimi



Şekil 17. Farklı saha sınıfları için NGA ve yerel modellerce belirlenen senaryoya esas S_s/S_1 oranlarının değişimi

Tablo 4. Ss/S_1 için, azalım modeli grupları arasındaki senaryoya esas oranlar

S_s/S_1	M=5				M=7			
V_{s30}	WUS97	NGA	Yerel	**Yerel/NGA**	WUS97	NGA	Yerel	**Yerel/NGA**
760 m/s	7.36	8.25	12.66	**1.53**	2.77	3.27	3.49	**1.07**
550 m/s	-	7.26	11.87	**1.63**	-	2.75	3.29	**1.20**
360 m/s	-	6.19	9.40	**1.52**	-	2.17	2.37	**1.09**
270 m/s	4.96	5.50	9.24	**1.68**	1.73	1.86	2.22	**1.19**



Şekil 18. Değişen S_s/S_1 oranlarının sonucunda NEHRP 2003 kriterlerine göre oluşturulan tasarıma esas spektrumun maruz kaldığı temsili şekil değişikliği (Saha Tipi B)

Deterministik elastik tepki spektrumlarından çalışılan birkaç senaryo üzerinden elde edilen bu çarpıcı sonuçların sismik tehlike haritalarına yansıması, girdilerin doğrusal olmayan bir fonksiyonu vasıtasıyla tahmin edilebilir.

Metnin ilk kısmındaki kısa olasılıksal sismik tehlike analizi altyapısını özetleyen hatırlatmayla birlikte görülmektedir ki, R=15 km uzaklıkta senaryo depremlerin medyan tahminleri kullanılarak yürütülen deterministik tabanlı spektral oran çalışmasının sonuçlarının çoklu senaryoları göz önüne alarak üretilen tehlike haritalarına etkisini doğrudan kestirmek mümkün

değildir. Deterministik senaryolardan nakledilen etkinin kaynağa atanan minimum ve maksimum gerçekleşebilecek deprem büyüklüğü değerine, seçilen büyüklük-tekrar ilişkisi modeline, referans saha koşullarına ve bunların çoklu kaynaklar üzerinde uygulanmasının getireceği etkenlere bağlı olduğunu söylemek mümkündür.

Bu paralelde, NGA serisi azalım ilişkilerinin kullanıma sunulmasıyla son ana revizyonunu 2008 yılında geçiren USGS (US Jeolojik Araştırmalar Kurumu) Ulusal Deprem Tehlikesi Haritaları, 2002 versiyonuna ait haritalara göre tasarıma esas değerlerin hangi mertebede değiştiğini ürettiği oran haritalarıyla (Şekil 19) ortaya koyulmuştur (USGS, 2011). T=0.2 saniye (S_s) ve T=1 saniye (S_1) için 50 yılda %2 aşılma olasılığına sahip spektral ivmelerin V_{s30}=760 m/s referans saha koşulu için temsil edildiği haritalarda renk kodları 2008 yılı güncellemesine ait değerlerin 2002 yılındaki değerlere oranını belirtmektedir. Küçültülmüş harita görüntülerinde karşılaştırma sınır değeri ok imleciyle belirginleştirilmiştir. Batı Amerika bölgesine odaklanılan değişim haritalarındaki farklılıklar Petersen vd. (2008) tarafından şu şekilde açıklanmıştır:

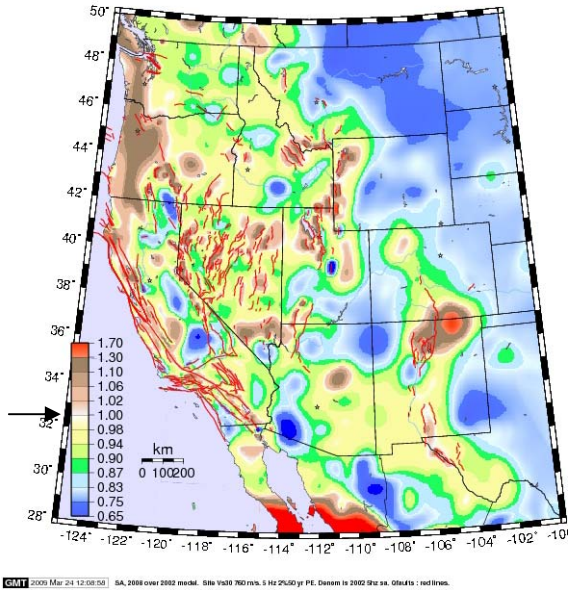
"Maksimum yer ivmesi ve T=0.2 saniyeye ait yüksek frekanstaki yer hareketleri genellikle 2002 haritalarının %10 civarındadır. Kuzeybatı Pasifik ve Kaliforniya kıyılarında ve Wasatch fay bölgesindeki yer hareketleri %5-10 mertebesinde daha yüksek olmakla birlikte düşük sismisiteye sahip bölgelerde %10 daha düşük seyretmektedir. Bununla birlikte, T=1 saniyeyle ifade edilen daha yüksek periyotlarda değişimler daha belirgindir. Batı Amerika'nın birçok bölgesinde uzun periyot yer hareketleri %5-30 mertebesinde düşmüştür. Buna tek istisna dalma-batma zonlarına komşu olan bölgelerdeki %10-20'lik artıştır. Bu yüksek seviyedeki düşüş miktarları esas olarak 760 m/s lik referans V_{s30} değerinin daha iyi tanımlanması da dahil olmak üzere sığ kabuk ve dalma-batma bölgeleri için üretilen yer hareketi tahmin modellerindeki değişimlerin, deprem katalogundaki büyüklük belirsizliğinin modellenmesiyle kaynaklara ait deprem gerçekleşme oranlarının düşmesiyle ve kaynak modellerdeki değişimle ilintilidir."

Petersen vd. (2008) tarafından da desteklenen bu bulgular kısa ve uzun periyotlardaki spektral değerlere ait güncellemelerin farklı oranlara sahip olmasının, tasarıma esas spektrumların şekline aynı zemin sınıfı için bile olsa etki edeceğini işaret etmektedir. Tasarım spektrumu kısa ve uzun köşe periyotlarının S_s ve S_1 değerlerinin fonksiyonu olması, bu değişikliği kaçınılmaz kılmaktadır.

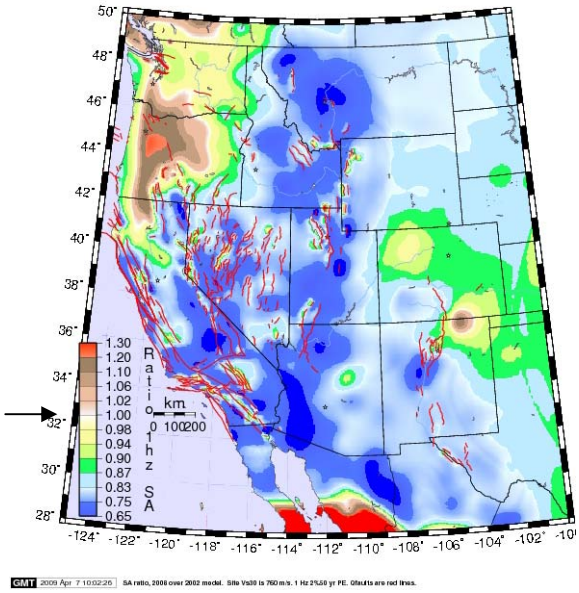
Tehlike Haritalarının Karşılaştırılması

Deprem yönetmeliklerine esas olan sismik tehlike çalışmaları, yapıların seçilen aşılma olasılığına göre maruz kalacağı sismik taleplerin belirlenmesi için alt bilgiyi oluşturmaktadır. Gelişen sismik kaynak (fay) karakterizasyonları, evrimleşen azalım ilişkileri ve bunları birleştiren yazılımlarla birlikte dönemsel olarak haritaların güncellemeye tabi tutulması beklenen bir gelişmedir. Bu metin kapsamında tartışmaya açılan başlıkların büyük bir bölümünün yeni nesil haritalar üzerinde yapacağı etkiyi araştırmak maksadıyla karşılaştırmalı bir çalışma yapılmıştır. İlk adımda, ülkemizde farklı bilgi birikimleriyle üretilip yürürlüğe girmiş Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) ve DLH (2008) yönetmeliklerinin tabanını oluşturan sismik tehlike haritaları yeni bir çalışmanın ürünüyle oranlanarak karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma haritasını üretmek için Yunatcı (2010)'da kullanılan sismik kaynaklandırma yöntemleri ile seçilmiş yeni nesil azalım ilişkileri (Abrahamson ve Silva, 2008; Boore ve Atkinson, 2008; Campbell ve Bozorgnia, 2008; Chiou ve Youngs, 2008; Akkar ve Bommer, 2010; Akkar ve Çağnan, 2010, Yunatcı, 2010) devreye alınmış, ve yine Yunatcı (2010)'da detayları sunulan sismik tehlike bilgisayar uygulamasından faydalanılmıştır. İlk karşılaştırmalar, her iki tarafın kendi kullandığı azalım ilişkileri, kaynak karakterizasyonu ve tehlike analizi akış şemasının toplam etkisini ölçmeye yönelik olmuştur. Başka bir deyişle, sunulan oranlarda sayılan tüm faktörlerin karışık etkisinden söz etmek mümkündür.

2008/2002, T=0.2s, T_r=2475 yıl

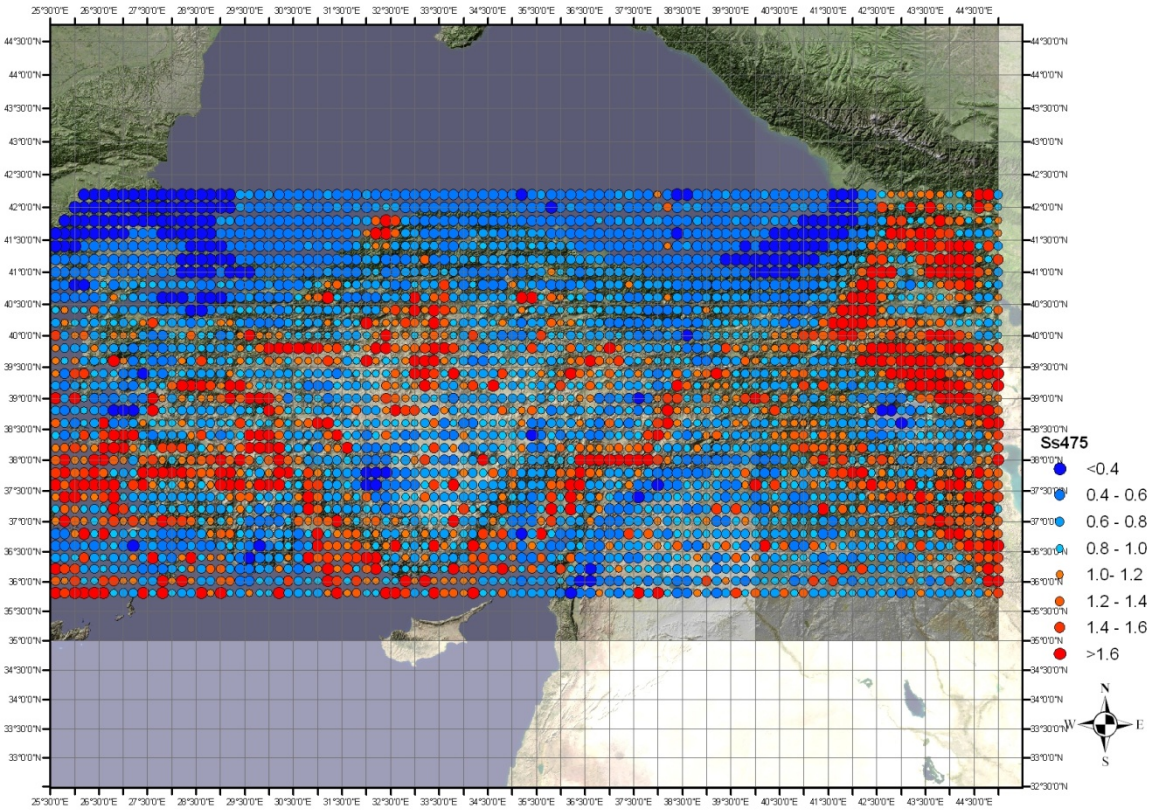


2008/2002, T=1.0s, T_r=2475 yıl

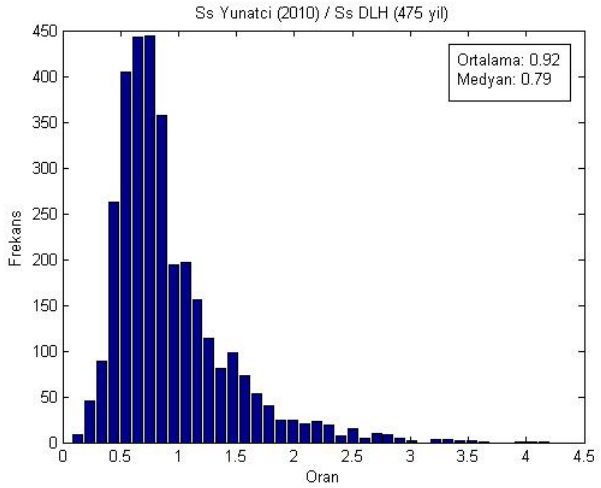


Şekil 19. Farklı saha sınıfları için NGA ve yerel modellerce belirlenen senaryoya esas S_s/S_1 oranlarının değişimi (USGS, 2011'den değiştirilmiştir)

Söz konusu harita oranları, V_{s30}=760 m/s referans kaya seviyesi için hesaplanmıştır. Bu sebeple, temsili V_{s30}=275 m/s değerine sahip Joyner ve Boore (1981) ilişkisinin kullanıldığı Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)'i geliştirmek için kullanılan Gülkan vd. (1993) çalışması kapsam dışı bırakılmıştır. Öte yandan, S_s ve S_1 için Boore vd. (1997) ile Sadigh vd. (1997) azalım modellerinin kullanıldığı DLH (2008) yönetmeliği esas alındığında, elde edilen oran haritası, T=0.2 saniye ve 475 yıl için Şekil 20'de sunulmuştur. Şekil 20'de 0.2 derecelik enlem-boylam aralıklarıyla üretilen DLH (2008) koordinatlarıyla çakışacak şekilde bir ızgara üretilmiş ve değişimler renk kodlarıyla belirtilmiştir. Mavi renk tonları DLH haritasına göre azalmayı, kırmızılar ise artışı temsil etmektedir. Tüm koordinatlar ele alındığında, ülke genelinde değişimin ne mertebede olacağı hakkında kaba bir sonuca varabilmek adına oran histogramına bakıldığında (Şekil 21), medyan oran değerinin 0.79, ortalama oran değerinin de 0.92 olduğu görülmektedir. Bu oranların farklı kaynak karakterizasyonları, azalım modelleri ve tehlike kodu altında elde edildiği bir kez daha vurgulanmaktadır. Benzer karşılaştırmaları diğer geri dönüş periyodları ve spektral değerler için yapmak mümkündür. Yine DLH (2008) haritası baz alındığında, erişilen sonuçlar Tablo 5'te özetlenmiştir. Bu sonuca göre, oranların seçilen aşılma olasılığından bağımsız olduğu ve uzun periyodu temsil eden değişimin tıpkı Petersen vd. (2008) oran haritalarının ifade ettiği gibi dikkat çekici olduğu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 20. T=0.2 s ve 475 yıllık dönüş periyodu için bu çalışma kapsamında üretilen haritanın DLH (2008) yönetmeliğine esas haritaya oranı



Şekil 21. T=0.2 s ve 475 yıllık dönüş periyodu için bu çalışma kapsamında üretilen haritanın DLH (2008) yönetmeliğine esas haritaya oranının histogram dağılımı

Tablo 5. Yeni çalışma ve DLH haritaları arasındaki oranların istatistiksel özeti

Oran Tanımı	Ortalama	Medyan
S_s (Yeni) / S_s DLH – 475 yıl	0.92	0.79
S_s (Yeni) / S_s DLH – 2475 yıl	0.91	0.78
S_1 (Yeni) / S_1 DLH – 475 yıl	0.58	0.50
S_1 (Yeni) / S_1 DLH – 2475 yıl	0.57	0.49

Mevcut çalışmanın ikinci aşaması, oran haritalarında tüm parametrelerin etkilerinin karmaşık bir şekilde rol oynamasını önlemek için tasarlanmıştır. İlk olarak, Yunatcı (2010) tarafından önerilen kaynak karakterizasyonu ile Joyner ve Boore (1981) azalım ilişkisi kullanılarak maksimum yer ivmesi tehlike haritası üretilmiştir. Temsili V_{s30}=275 m/s için üretilen bu haritadan elde edilen oranlar Tablo 6'da sunulmaktadır. Her iki harita da,yatay ivme bileşenlerinden en büyüğü için üretildiğinden, herhangi bir normalizasyona ihtiyaç duyulmamıştır.

Tablo 6. Joyner ve Boore (1981) azalım modelini kullanan yeni çalışma ve Gülkan ve diğ., (1993) tarafından sunulan tehlike mertebeleri arasındaki oranların istatistiksel özeti

Oran Tanımı	Ortalama	Medyan
PGA (Yeni karakterizasyon) / PGA (Gülkan vd., 1993) – 475 yıl	0.89	0.76
PGA (Yeni karakterizasyon) / PGA (Gülkan vd., 1993) – 1000 yıl	0.94	0.80

Bu işlem son kez DLH haritaları için yapılmış; ve Yunatcı (2010) tarafından önerilen kaynak karakterizasyonu NEHRP B/C seviyesi için, DLH (2008) yönetmeliğindeki tasarıma esas spektral ordinatlarını üretmek için kullanılan azalım ilişkileriyle çalıştırılmıştır. Tablo 5 ve 7'nin birlikte değerlendirmesinden ortaya çıkan temel sonuç, S_s değerlerindeki düşüşün önemli bir kısmından fay lokasyonları, fay deprem üretme büyüklükleri ve sıklıkları, fayların üretebilecekleri maksimum deprem büyüklüğü gibi parametrelerin kontrol ettiği kaynak karakterizasyonunun sorumlu olduğudur. Ancak, her iki durumda da S_1 değerlerine ait oranların S_s değerine ait oranlardan, aynı azalım modeli farklı kaynak karakterizasyonlarında kullanıldığında bile, düşük seyretmesi, tehlike haritalarının sadece yeni nesil azalım ilişkilerindeki değişikliklerce yönlendirilmediğini ortaya koymaktadır.

Tablo 7. Yeni çalışma ve DLH haritaları arasındaki oranların istatistiksel özeti (WUS97 azalım ilişkileriyle)

Oran Tanımı	Ortalama	Medyan
S_s (Yeni karakterizasyon) / S_s DLH – 475 yıl	0.86	0.73
S_s (Yeni karakterizasyon) / S_s DLH – 2475 yıl	0.82	0.71
S_1 (Yeni karakterizasyon) / S_1 DLH – 475 yıl	0.63	0.52
S_1 (Yeni karakterizasyon) / S_1 DLH – 2475 yıl	0.64	0.54

SONUÇ

Farklı zemin sınıfları üzerinde yer alan sahalar üzerinde gerçekleşmesi beklenen etkileri karşılaştırabilmek için sismik tehlike analizlerinden elde edilen alt bilginin, hangi adımlarla birleşerek ve evrimleşerek tasarım kriterlerini oluşturduğu üzerine yapılan kısa sunuşun ardından tehlike mertebelerinin belirlenmesinde kullanılan ana bileşenlerin gelişimi üzerinde durulmuştur. Gerçekleşen evrimin detaylarını kavrayabilmek için kullanılan yatay ivme tanımları, yerel zemin tepkisini belirlemeye yönelik modellerin güncel literatürdeki durumu ve bunların tepki spektrumu şekline olan etkileri tartışılmıştır.

Ülkemizde bina tipi yapılar için kullanılan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) esaslarının dayandığı alt çalışmaların sismik tehlike analizi prosedürü ve yakından bağlantılı dinamik zemin tepkisiyle ilişkili prensiplerin tanıtımıyla birlikte DLH (DLH Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları Hava Meydanları Altyapı İnşaatları, Deprem Teknik Yönetmeliği, 2008), NEHRP 2003 ve 2009 güncellemeleri gibi diğer bilinen tasarım kriterleri mercek altına alınmıştır. Makale, tehlike analizi ve yerel zemin tepkisini belirlemeye yönelik modellerin mevcut durumunun ve yaşanmakta olan güncel tartışmaların yakın gelecekte ne gibi değişiklikleri tetikleyeceği ve tasarım taleplerini belirleyen yönetmeliklere ne şekilde yerleşmekte olduğuna ışık tutmayı hedeflemiştir. Buna göre halihazırda yürüyen ve yakın gelecekte sıkça gündem maddesi oluşturacak başlıklar aşağıdaki gibi sıralanabilir:

i) Periyodik olarak yapılan sismik tehlike haritası güncellemelerinde kaynak karakterizasyonu bu güne kadar az tartışılan maddelerden biri olmuştur. Ülke bazında yapılacak karakterizasyonda detay seviyesinin düşük tutulma tercihi kabül edilebilir olmakla birlikte, fay segmentasyonu, fay geometrisi, maksimum deprem büyüklüğü gibi karar maddeleri üzerinde uzman görüşünün sistematik olarak uygulanması gerekmektedir. Farklı değerlendirmelerin ortaya koyduğu bulgular, epistemik belirsizlik modellemesiyle tek ve kararlı bir pota içerisinde eritilmelidir. Türkiye için yürürlükte olan farklı şartnamelerin baz aldığı sismik tehlike çalışmalarında kullanılan farklı detay seviyesi ve yorumlamaya sahip kaynak karakterizasyonlarının tasarım değerlerinin belirlenmesindeki rollerini net bir şekilde ayırt edebilmek için tutarlı yöntemler serisi üzerinde uzlaşılması gerekmektedir.

ii) Yerel zemin tepkisini modelleyen çalışmalar, Joyner ve Boore (1981) örneğinde olduğu gibi zemin etkisini hiç ayırt etmeyen modellerden, büyütmenin her spektral periyot için sarsıntı şiddeti ve yerel saha koşullarının doğrusal olmayan fonksiyonu olarak ifade edildiği gelişmiş modellere uzanan bir yelpazede evrimleşmiştir. Bu çalışmaların vakit kaybetmeden azalım modelleriyle de tümleştirilmesiyle birlikte, medyan değerilerin yanısıra model belirsizliklerinin de hangi mertebede etkileneceğini yorumlamak mümkün olmuştur. Buna göre, özel projeler için sismik tehlike analizlerinde saha etkisinin modellenmesi için şartnamelere esas kısa ve uzun periyot ortalama büyütme/küçültme katsayılarının kullanılması veya sahaya özel sismik zemin tepkisi analizlerinin tercihi konusunda daha detaylı değerlendirmeler yapmak mümkün olmuştur.

iii) Genişleyen kuvvetli yer hareketi veri tabanlarıyla birlikte farklı yatay yer hareketi tanımlarının yapısal tasarımda kullanımı sıkça telaffuz edilmeye başlanmıştır. Bu paralelde kritik olan, analiz edilecek yapının özelliklerinin dalganın kaynaktan sahaya yönelim doğrultusuna hassas olup olmadığıdır. Bu hassasiyetin her yapı tipi için farklı olması beklenmelidir. Bu noktada farklı yatay ivme tanımları için geliştirilen azalım modellerinin tutalı karşılaştırmasını yapmak için ivmelerin medyan ve standart belirsizliklerinin dönüşümünü sağlamak zorunlu hale gelmiştir.

iv) 1997 serisi Batı Amerika azalım modelleriyle NGA serisi modeller arasındaki kısa ve uzun periyot spektral ivme oranlarında bir miktar farklılık gözlenmiştir. Bu farklılık, 2008'de USGS tarafından sunulan ABD olasılıksal sismik tehlike haritalarında da belirgindir. Türkiye ve/veya yakın bölgelerine ait depremlerden oluşan veri setini baz alan modeller karşılaştırmaya dahil edildiğinde ise, özellikle küçük deprem büyüklüklerinde bu olguyu daha keskin olarak gözlemlemek mümkündür. Söz konusu etkinin, güncellenen veri setlerinden öğrendiklerimize bağlı olduğu kadar, veri örneklemesine de dayandığı düşünülmektedir. Benzer şekilde tehlike haritalarına olan yansımaya bakıldığında, temel olarak fay geometrisi, büyüklük tekrar ilişkileri ve maksimum deprem büyüklüğü gibi parametre setleriyle ifade edilen kaynak karakterizasyonunun da devreye girmesiyle, azalım ilişkileriyle birleşik bir etki yaratıldığını telaffuz etmek yerinde olacaktır.

Deprem tehlike belirlemesinden başlayan ve yönetmeliklerde yer alan tasarıma esas elastik ivme tepki spektrumunun oluşturulmasına kadar uzanan süreçte sisteme dahil olan alanların titizlikle değerlendirilmesi gerekmektedir. Tarihi ve güncel deprem şartnamelerine esas tehlike çalışmalarında kaynak karakterizasyonu, kuvvetli yer hareketi modellemesi, yerel zemin tepkisi gibi faktörlerin nasıl rol oynadığı dikkatle incelenerek, karşılaştırmalar ve ileriye dönük projeksiyonlar bu eksende yapılmalı, farklı uzman görüşleri sistematik bir şekilde ele alınmalıdır. Bir sonraki nesil tehlike haritalarında, asgari olarak bu metinde özetlenen başlıklara ait tartışmaların sürdürülmesinde fayda görülmektedir.

KAYNAKLAR

Abrahamson NA (2000) "State of the Practice of Seismic Hazard Evaluation", *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering; GeoEng 2000,* Melbourne, Australia

Abrahamson NA ve Silva WJ (2008) "Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations", *Earthquake Spectra*, 24(1), 67-97

Abrahamson NA ve Silva WJ (1997) "Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes", *Seismological Research Letters*, 68, 94-127.

Akkar S ve Bommer JJ (2010) "Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean region and the Middle East", *Seismological Research Letters*, 81, 195-206

Akkar S ve Çağnan Z (2010) "A Local Ground Motion Predictive Model for Turkey and its Comparison With Other Regional and Global Ground-Motion Models", *Bulletin of Seismological Society of America,* 100, 2978-2995

Beyer K ve Bommer JJ (2006) "Relationships Between Median Values and Between Aleatory Variabilities for Different Definitions of the Horizontal Component of Motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 1512-1522

Boore DM ve Atkinson GM (2008) "Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01s and 10.0s", *Earthquake Spectra*, 24, 99-138

Boore DM, Joyner WB ve Fumal TE (1997) "Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A summary of Recent Work", *Seismological Research Letters*, 68(1), January, 128-153

Boore DM, Watson-Lamprey J ve Abrahamson NA (2006) "GMRotD and GMRotI: Orientation-Independent Measures of Ground Motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 1502-1511

Campbell KW (1997) "Empirical Near-Source Attenuation Relationships for Horizontal and Vertical Components of Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Pseudo-Absolute Acceleration Response Spectra", *Seismological Research Letters*, 68, 154-179

Campbell KW ve Bozorgnia Y (2008) "NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s", *Earthquake Spectra*, 24, 139-171

Cetin KO, Seed RB, Der Kiureghian A, Tokimatsu K, Harder JrLF, Kayen RE, Moss RES (2004) "SPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130(12), 1314-1340

Chiou BS-J ve Youngs R (2008) "An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra", *Earthquake Spectra*, 24, 173-215

Choi Y ve Stewart JP (2005) "Nonlinear Site Amplification as Function of 30 m Shear Wave Velocity", *Earthquake Spectra*, 21, 1-30

Cornell CA (1968) "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America,* 58(5), 1583–1606

DLH (2008), Kıyı Yapıları, Demiryolları Hava Meydanları Altyapı İnşaatları, Deprem Teknik Yönetmeliği, http://www.kugm.gov.tr/BLSM_WIYS/DLH/tr/DOKUMAN_SOL_MENU/ Kiyi Yapilari _Deprem_ Tkn/20100602_111229_10288_1_10314.html, son erişim tarihi 7 Nisan 2011

Erdik M, Şeşetyan K, Demircioğlu MB ve Durukal, E (2006) Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları ve Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği İçin Deprem Tehlikesi Belirlemesi, EK-1, DLH Deprem Teknik Yönetmeliği, İstanbul

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2004) NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Rep. No. 450-1/450-2, FEMA, Washington, DC

Gülkan P, Koçyiğit A, Yücemen MS, Doyuran V, ve Başöz N (1993) En Son Verilere Göre Hazırlanan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Deprem Araştırma Merkezi Rapor No: 93-01, Ankara, Ocak 1993

Huang Y-N, Whittaker AS ve Luco N (2010) "NEHRP Site Amplification Functions and the NGA Relationships", *Earthquake Spectra*, 26(2), 583-593

Huang Y-N, Whittaker AS ve Luco N (2008) "Maximum Spectral Demands in the Near-Fault Region", *Earthquake Spectra*, 24(1), 319-341

Joyner WB ve Boore DM (1981) "Peak Horizontal Acceleration and Velocity From Strong Motion Records Including Records From the 1979 Imperial Valley, California Earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71, 2011-2038

Kramer SL (1996) Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653 p

Luco N, Ellingwood BR, Hamburger RO, Hooper JD, Kimball JK, ve Kircher CA (2007) "Risk-targeted Versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States", *Proc. 2007 Structural Engineers Assoc. Calif. (SEAOC) Convention*, Lake Tahoe, CA, 163-175

Petersen MD, Frankel AD, Harmsen SC, Mueller CS, Haller KM, Wheeler RL, Wesson RL, Oliver YZ, Boyd S, Perkins DM, Luco N, Field EH, Wills CJ ve Rukstales KS (2008) Documentation for the 2008 Update of the United States National Seismic Hazard Maps, U.S. Geological Survey Open File Report 2008-1128

Power MS, Chiou BS-J, Abrahamson NA, Bozorgnia Y, Shantz T ve Roblee CJ (2008) "An Overview of the NGA Project", *Earthquake Spectra* 24, 3–21

Sadigh K, Chang CY, Egan JA, Makdisi F, ve Youngs RR (1997) "Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Ground Motion Data", *Seismological Research Letters*, 68(1), January, 180-189

Seed RB, Cetin KO, Moss RES, Kammerer AM, Wu J, Pestana JM ve Riemer MF (2001) "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation", *4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, March 28-31, 2001

Seed RB, Chang SW, Dickenson SE, ve Bray JD (1997) "Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data." *Proc., Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany, AA Balkema, September 6-12, 125-134

Stewart JP, Abrahamson NA, Atkinson GM, Baker JW, Boore DM, Bozorgnia Y, Campbell KW, Comartin CD, Idriss IM, Lew M, Mehrain M, Moehle JP, Naeim F, ve Sabol TA (2011) "Representation of Bi-Directional Ground Motions for Design Spectra in Building Codes", *Earthquake Spectra*, (in press)

TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü (2007), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Deprem Araştırma Dairesi, http://www.deprem.gov.tr

US Geological Survey (2011) 2008 Ulusal Deprem Tehlike Haritaları Güncellemesi: 2008:2002 Oran Haritaları Web Sayfası, http://earthquake.usgs.gov/hazards/products/conterminous/2008/ maps /ratio.php, son erişim tarihi: 6 Nisan 2011

Walling M, Silva W, ve Abrahamson NA (2008) "Nonlinear Site Amplification Factors for Constraining the NGA Models", *Earthquake Spectra*, 24(1), 243-255

Watson-Lamprey J ve Boore DM (2007) "Beyond Sa_{GMRotI}: Conversion to Sa_{Arb}, Sa_{SN}, and Sa_{MaxRot}," *Bull Seism Soc Am*, 97, 1511-1524

Yunatcı AA, (2010) GIS Based Seismic Hazard Mapping of Turkey, Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 399 sayfa

TÜRKİYE'NiN DEPREM TEHLİKESİ'NİN BELİRLENMESİ

EARTHQUAKE HAZARD ASSESSMENT FOR TURKEY

Mine B. DEMİRCİOĞLU1, Karin ŞEŞETYAN2, Mustafa ERDİK3

ÖZET

Türkiye yoğun sismik hareketlerin meydana geldiği ve ülkeyi boydan boya saran Kuzey Anadolu Fay zonu (KAFZ), doğusunda Doğu Anadolu Fay zonu (DAFZ), ve buna bağlı tali faylar ile ege bölgesinde yer alan çeşitli grabenlerle çevrili bir deprem bölgesidir. Son yıllarda da meydana gelen yıkıcı ve can kayıplarına yol açan depremlerden dolayı, Türkiye'nin deprem tehlikesi belirleme çalışmaları önem kazanmıştır. Deprem tehlikesi, hasar ve can kaybı yaratabilecek büyüklükteki bir depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve zaman periyodu içerisinde belirlenmesi olarak tanımlanır ve deprem riskinin belirlenmesinde ana parametre olarak kullanılır. Günümüze kadar Türkiye'nin deprem tehlikesi, çeşitli yöntemler ve deprem kaynakları kullanılarak incelenmiştir. (Yarar vd., 1980; Erdik ve Oner, 1982; Erdik vd., 1985; Gülkan vd., 1993; Onur, 1997; GSHAP, 1999, TEFER, 2000; SESAME, 2003; Kayabali ve Akin, 2003, Tsapanos vd., 2005). En son 2007 senesinde Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü tarafından kullanılmak üzere kıyı yapıları, demiryolları ve havameydanları inşaatları deprem teknik yönetmeliği kapsamında kullanılacak olan Türkiye deprem tehlike haritası güncel bilgiler ışığında hazırlanmıştır (DLH, 2007). Bu bildiride içerilmiş deprem tehlike haritaları, Dr. Demircioğlu'nun doktora çalışması kapsamında geliştirilmiştir (Demircioğlu vd., 2007 ve Demircioğlu, 2010). Haritalar, 50 yılda %50, %10 ve %2 aşılma olasılıklarına tekabül eden enbüyük yatay yer ivmesi ve 0.2 sn ve 1.0 sn. periyotlarına karşılık gelen spektral ivme eş-eğrileri ve referans zemin mostrası cinsinden sunulmuştur ve yer hareketi tahmin denklemlerinin, deprem tehlikesi açısındaki etkisi irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Deprem tehlikesi

ABSTRACT

Turkey is one of the most seismically active regions in Europe and lies on several active - tectonic structures: the North Anatolian Fault Zone, the East Anatolian Fault and the other tectonic entities in the Eagean and Central Anatolian Regions. The high level of damage and losses caused by recent eathquakes in Turkey reveal the importance of the studies related with assessment of the seismic hazard in the country. Seismic hazard assessment aims to define the probability of occurrence at a given site and within a given time period, of a ground motion level due to earthquakes and is one of the main inputs of earthquake risk assessment. There are a number of studies aiming at the assessment of the seismic hazard in Turkey, such as Yarar et al., 1980; Erdik and Oner, 1982; Erdik et al., 1985; Gülkan et al., 1993; Onur, 1997; GSHAP, 1999; TEFER, 2000; SESAME, 2003, Tsapanos et al., 2005). A new set of earthquake hazard maps for Turkey were prepared in 2007 within the context of a project conducted for the Ministry of Transportion Turkey, aiming the preparation of an earthquake resistant design code for the construction of railways, seaports and airports (DLH, 2007), and the Phd study of Demircioglu (2010). The present analysis has been conducted for return periods of 72, 475 and 2,475 years corresponding to 50%, 10% and 2 % probabilities of exceedence in 50 years respectively at the engineering bedrock (NEHRP B/C boundary) for PGA, PGV and the Spectral Accelerations (SA) at periods of 0.2 sec and 1 sec. The effects of GMPEs onthe resulting seismic hazard have also been investigated.

[1] Dr, Boğaziçi Üniversitesi, Istanbul, betul.demircioglu@boun.com
[2] Dr, Boğaziçi Ünivers,tesi, Istanbul, karin@boun.edu.tr
[3] Prof. Dr, Boğaziçi Üniversitesi, Istanbul, erdik@boun.edu.tr

Keywords: Earthquake hazard

GİRİŞ

Deprem tehlikesi, hasar ve can kaybı yaratabilecek büyüklükteki bir depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve zaman peryodu içerisinde belirlenmesi olarak tanımlanır ve deprem riskinin belirlenmesinde ana parametre olarak kullanılır. Gelecek depremlerin konumu, oluş zamanı, büyüklüğü ve diğer özellikleri belirsizlik arzettiği için deprem tehlikesi tayinlerinde olasılık hesaplarına dayalı tahminler önemli karar araçlarıdır. Deprem tehlikesi analizlerinin temel sonucu, belirlenmiş bir bölge için mevcut jeoloji ve depremsellik bilgilerine dayalı olarak, verilen bir dönüş periyodu (veya aşılma olasılığı) için hesaplanan maksimum yer hareketi parametrelerine (maksimum ivme, spektral ivme, şiddet gibi) karşılık gelen dağılımlardır. Deterministik yöntemlere nazaran, probabilistik (ihtimal hesaplarına dayalı) deprem tehlikesi analizleri jeolojik, jeofizik, sismolojik ve tarihsel verilerin daha uyuşumlu ve akılcı bir şekilde göz önüne alınmasını sağlar. Genelde, ihtimal hesaplarına dayalı deprem tehlikesi belirlemelerinde kullanılan kuramsal modeller: (1) jeolojik ve sismolojik verilerden hareketle potansiyel deprem kaynaklarının tanımlanması, (2) deprem büyüklükleri için ihtimal dağılımının tayini, (3) stokastik işlem modellemesi ve (4) yer hareketi tahmin denklemlerinin belirlenmesi aşamalarını ihtiva eder.
Ülkemizde ilk resmi deprem tehlikesi bölgeleme haritası, 1940 tarihli birinci deprem şartnamesini takiben 1945 yılında hazırlanmış ve küçük değişikliklerle 1947 yılında ikinci deprem şartnamesi ile beraber yayınlanmıştır. Akabinde 1963 yılında ikinci resmi deprem tehlikesi bölgeleme haritasında dört tehlike bölgesi belirlenmiştir. Üçüncü resmi deprem tehlikesi bölgeleme haritası Avrupa Sismoloji Komisyonu'nun 1968 yılındaki tavsiyeleri üzerine hazırlanıp, ve 1972 yılında yayınlanmıştır. 1998 yılında yürürlüğe konmuş bulunan ve halen geçerli deprem tehlikesi bölgeleme haritası Gülkan ve diğ. (1993) tarafından hazırlanmış probabilistik tehlike haritasını baz alarak 5 adet deprem tehlike bölgesi tanımlamaktadır. Mevcut deprem şartnamesi kapsamında önerilmiş bulunan tasarım ivme spektrumu a-priori olarak dört tehlike bölgesine tekabül eden 0.1g, 0.2g, 0.3g ve 0.4g düzeylerinde dört etkin enbüyük ivme katsayısı ile ölçeklendirilmekte ve ilgili deprem tehlikesi bölgelendirme haritasından bu katsayıları içeren coğrafi bölgeleri sağlamasını beklemektedir.

Konu ile ilgili diğer çalışmalardan Boğaziçi Üniversitesi-Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Türkiye ve civarının deprem tehlikesi belirlenmesinde önemli projelerde yer almıştır. Birleşmiş Milletler Uluslararası Deprem Zararlarının Azaltılması On-Yılı (IDNDR) etkinlikleri (GSHAP - http://seismo.ethz.ch/GSHAP/) Global Deprem Tehlikesi Belirlemesi programı kapsamında ve Avrupa Birliği – Akdeniz Bölgesi Deprem Tehlikesi Belirlemesi Projesı (SESAME – http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes/MapaESC.htm) kapsamında çalışmalar yapılmış ve enbüyük ivme (PGA) bazlı probabilisik deprem tehlikesi belirlemeleri Poisson modeline dayalı 50 yılda %10 aşılma olasılığı için uluslararası standartlarla uyumlu ve komşu ülkelerle uyum sağlayacak şekilde belirlenmiştir (Erdik ve diğ., 1999 ve Jimenez ve diğ., 2001). Dünya Bankası destekli TEFER projesi kapsamında (TEFER, 2000; Bommer, 2002) Türkiye Zorunlu Deprem Sigortası uygulamaları için SESAME projesi deprem kaynak bölgelemesi kullanılarak 50 yılda %10 aşılma olasılığına karşılık gelen PGA ve 0.2s ve 1s periyotlarındaki spektral ivme, SA(0.2s) ve SA(1s), haritaları üretilmiştir. Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü tarafından kullanılmak üzere Dr. Demircioğlu'nun doktora çalışması kapsamında geliştirilmiş olan kıyı yapıları, demiryolları ve havameydanları inşaatları deprem teknik yönetmeliği kapsamında kullanılacak olan Türkiye deprem tehlikesi haritalarının hazırlanılmıştır. (Demircioğlu vd., 2007 ve Demircioğlu, 2010). Haritalar, 50 yılda %50, %10 ve %2 aşılma olasılıklarına tekabül eden enbüyük yatay yer ivmesi ve 0.2 sn ve 1.0 sn. periyotlarına karşılık gelen spektral ivme eş-eğrileri ve referans zemin mostrası cinsinden sunulmuştur ve yer hareketi tahmin denklemlerinin, deprem tehlikesi açısındaki etkisi irdelenmiştir. Bu çalışma halen devam eden Avrupa Birliği destekli projelerde örneğin Avrupa genelinde sismik tehlikenin homojenize edilmesi amacı ile yürütülen SHARE (Seismic Hazard Harmonization in Europe, SHARE; http://www.share-eu.org/) projesinde; Orta Doğu bölgesinin sismik tehlikesi ve riskinin de

incelenmesi amaç edinilen (Earthquake Model of the Middle East Region – EMME; http://www.emme-gem.org/) projesinde ve küresel açıdan da hem deprem tehlikesi hemde riskinin incelenmesini ele alan GEM (Global Earthquake Model- GEM; http://www.globalquakemodel.org/) projesinde Türkiye bölgesinin deprem tehlikesinin incelenmesinde kullanılmaktadır.

SİSMO-TEKTONİK VERİLER

Deprem tehlikesinin belirlenmesinin en önemli unsurlarından biri deprem kaynak bölgelendirmesidir. Deprem tehlikesi haritalarının hazırlanmasında diri fay haritaları ve bu haritalarda yansıtılan diri fayların deprem etkinlik düzeylerinin belirlenmesi bu haritaların temel veri tabanını oluşturur. Diri fayların segmentasyon modellerinin, yer değiştirme hızlarının, karakteristik deprem tarihçelerinin ve en büyük deprem potansiyellerinin belirlenmesi gerekir. Türkiye Neo-tektonik verileri ile ilgili temel kaynak MTA tarafından 1987 yılında hazırlanmış "Türkiye'nin Neotektoniği ve Diri Fayları" çalışması ve 1/ 1.000.000 ölçekli diri fay haritası ve 1992 tarihli ek-çalışmadır (Şaroğlu ve diğerleri, 1992). Günümüzdeki bilgi birikimi, MTA tarafından üretilmiş olan 1992 tarihli haritanın çok ilerisindedir. Haritanın yenilenmesi konusunda MTA Genel Müdürlüğünce önemli çalışmaların sürdürüldüğü bilinmektedir. Bu raporda sunulan deprem tehlikesi haritalarına temel oluşturan neo-tektonik veriler yakın zamanda hazırlanmış literatür ve referanslardan elde edilmiştir (TEFER, 2000; Saroglu ve diğerleri, 1992; Bozkurt, 2001; Barka, 2002).

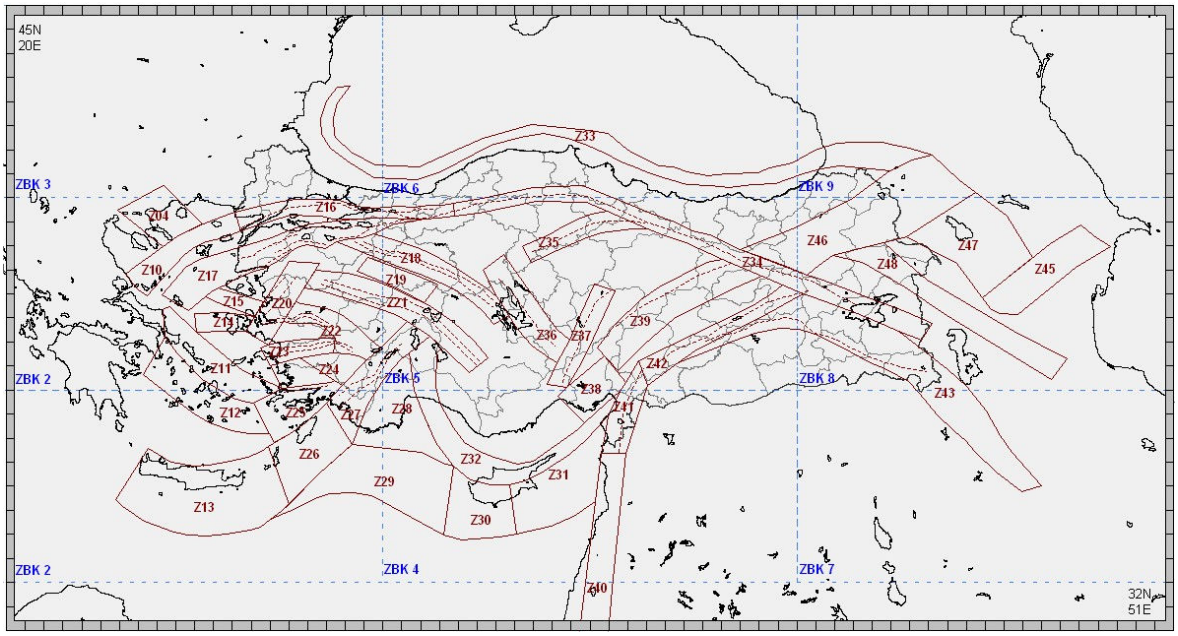
Tarihi, makro-sismik ve aletsel deprem verilerinin değerlendirilmesi deprem tehlikesi belirlemelerinin ana unsurunu oluşturur. Bu veriler deprem kaynak bölgelerinin; frekans-aletsel büyüklük, aletsel büyüklük-yırtılma ve yer hareketi tahmin denklemlerinin; en büyük deprem potansiyelinin; sismik boşluk ve periodisitelerin; ve arka plan sismisitesinin belirlenmesinde önem taşır. Deprem tehlikesi açısından önem taşıyan makro-sismik merkez ve diğer verilere ait derlemeler Ambraseys (1988), Eyidoğan ve diğerleri (1991) ve Erdik (1996) tarafından yapılmıştır. Özellikle Ambraseys (1988) ve Ambraseys ve Finkel (1995) tarafından yapılan çalışmalar ülkemizde meydana gelmiş tarihi depremlerle ilgili değerli bigileri sağlamaktadır. Deprem kataloğunun seçiminde çalışmada kullanılacak azalım ilişkisi ve fay yırtılma boyu ilişkisinde kullanılan deprem büyüklüğü tanımı ile katalogda kullanılan tanımın aynı olmasına dikkat edilmiştir. Deprem kataloglarında değişik zaman periyotlarında kapsanan depremler her bir deprem büyüklüğü için homojen değildir. Bu yüzden, bir kaynak bölgesindeki frekans-deprem büyüklüğü bağlantısını belirlemek için küçük depremleri tam olarak içeren kısa süreli yakın bir zaman aralığının ve büyük depremleri tam olarak içeren uzun süreli bir zaman aralığının kullanılması gerekir. Bu hususta, deprem oluşumlarının Poisson sürecine uyduğu kabulüyle, Stepp (1973) tarafından önerilmiş homojenleştirme yaklaşımı kullanılmıştır. Bu çalışmada esas olarak Boğaziçi Üniversitesi – Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü - Ullusal Deprem İzleme Merkezi tarafından derlenmiş bilgiler diğer verilerle telif edilerek kullanılmıştır. Ayrıntılı bilgilere TEFER (2000) kapsamında hazırlamış raporlardan ulaşılabilir.

DEPREM TEHLİKESİNİN PROBABİLİSTİK YAKLAŞIMLA BELİRLENMESİ

Gelecekteki depremlerin konum, büyüklük ve oluş zamanlarında belirsizlikler mevcuttur. Deprem oluşumlarını modellemede kullanılan stokastik modeller bu belirsizliği yansıtır. Deprem tehlikesi hesaplarında kullanılan deprem oluşum modelleri: probabilistik (hafızalı veya hafızasız), deterministik ve prediktif olmak üzere üç grupta toplanabilir. En yaygın olarak kullanılan probabilistik model basit Poisson modelidir. Bu model deprem oluşumlarının hafızasız olduğunu ve bir kaynak bölgesi içinde depremlerin gerek konum ve gerekse zaman açısından birbirinden bağımsız olarak meydana geldiğini kabul eder.

Gutenberg-Richter (Richter, 1958) tarafından bulunmuş frekans-deprem büyüklüğü bağıntısı ($\log N(M)=a+bM$) deprem oluşumu modellendirmelerinin temelini teşkil eder. Burada N, verilen bir bölge ve zaman periyodu için, aletsel büyüklüğü M veya daha fazla olan depremlerin sayısını,

"a" ve "b" ise regresyon katsayılarını göstermektedir. Bölgesel probabilistik deprem tehlikesinin belirlenmesinde karşılaşılan en önemli meselelerden biri deprem kaynak bölgelendirmesidir.
Bu hususta, makro-sismik verilere dayalı sismo-tektonik haritalar, paleo-sismik verilerin fay hatları ile depremler arasındaki ilişkiyi belirleyen en önemli araçlar kabul edilmiş ve deprem kaynakları tektonik elemanların özellikleri ile, deprem oluşumlarının ve kaynak mekanizmalarının homojenliklerine göre ayrılmışır. Bu kapsamda: genel kabuk yapısı; genel tektonik yapı; bölgesel deformasyon şekil ve hızları, GPS ve diğer jeodezik veriler; bölgesel deformasyonu kontrol eden ana fayların özellikleri; bu faylardaki büyük depremlerle ilgili paleo-sismik veriler ve yinelenme periyotları; ve neo-tektonik elemanların etkinlik ve yetkinliklerine ikişkin bilgiler kullanılmıştır.
Bu çalışma kapsamında kullanılan kaynak bölgelemesi esasen 1999 Kocaeli depremi sonrasında yürürlüğe konmasına karar verilen zorunlu deprem sigortası ile ilgili parametrelerin belirlemesi amacıyla TEFER projesi (2000) kapsamında yürütülmüş olan Deprem Tehlikesi Belirlenmesi çalışmasında oluşturulan deprem kaynak bölgelemesine dayanmaktadır. Ancak daha önceki bu bölgelemeye ek olarak ana fay kuşakları için çizgisel kaynaklar kullanılmış ve büyüklüğü Mw > 6.5 olan depremlerin bu çizgisel kaynakların üzerinde meydana geldiği kabul edilmiştir. Her bir kaynak bölgesinde meydana gelen 6.5 ve daha düşük magnitüdlü depremlerin episantrlarının ise fay kuşağı civarında daha geniş bir alana yayılacağı varsayılmıştır. Alansal ve çizgisel kaynak bölgelemesine ilaveten arka plan sismisiteside kullanılmıştır. Oluşturulan kaynak bölgeleme haritası Şekil 1'de sunulmuştur. Kaynak bölgeleri ile ilgili bilgiler Tablo 1'de verilmektedir.



Şekil 1. Çalışmada kullanılan bölgesel kaynak modeli

Tablo 1. Kaynak bölgeleri ile ilgili bilgiler

Kaynak Bölge Kodu	İlgili Faylar	Mekanizma	a	b	Mmin - Mmaks
Z10	KAF (Ege Denizi)	Sağ Yanal Atımlı	6,5	1,2	5,0 – 7,8
Z12			3,0	0,8	5,0 – 7,6
Z13			3,2	0,7	5,0 – 7,2
Z14	Sakız Fayı	Normal	3,8	0,9	5,0 – 7,0
Z15	Midilli	Normal	4,5	1,0	5,0 – 6,8
Z16 Dış Bölge	KAF (Marmara Denizi)	Sağ Yanal Atımlı + Normal	5,3	0,9	5,0 – 6,9
Z16 İç Hat					7,0 – 7,9
Z17 Dış Bölge	KAF (Marmara Bölgesi Güney Kolu)	Sağ Yanal Atımlı ve Normal Segmentler	4,7	0,9	5,0 – 6,6
Z17 İç Hat					6,7 – 7,4
Z18 Dış Bölge	Eskişehir Fayı	Normal Bileşenli Sağ Yanal Atımlı	4,3	1,0	5,0 – 6,6
Z18 İç Bölge					6,7 – 7,0

Kaynak Bölge Kodu	İlgili Faylar	Mekanizma	a	b	Mmin - Mmaks
Z19	Kütahya Fayı	Normal	3,8	1,0	5,0 – 5,8
Z20 Dış Bölge	Bergama_Foça Fayı	Sol Yanal Atımlı	3,8	0,8	5,0 – 6,6
Z20 İç Bölge					6,7 – 7,0
Z21 Dış Bölge	Simav-Sultandağ Fay Sistemi	Normal ve Ters	5,4	1,1	5,0 – 6,9
Z21 İç Bölge					7,0 – 7,3
Z22 Dış Bölge	Gediz Fayı	Normal	4,0	0,9	5,0 – 6,9
Z22 İç Bölge					7,0 – 7,3
Z23 Dış Bölge	Menderes Fayı	Normal	4,1	1,0	5,0 – 6,8
Z23 İç Bölge					6,9 – 7,6
Z24	Muğla-Yatağan Fayı	Yanal Atımlı + Normal	4,8	1,1	5,0 – 6,8
Z25 Dış Bölge	Gökova Fayı	Normal	5,3	1,0	5,0 – 6,8
Z25 İç Hat					6,9 – 7,8
Z26	Helen Arkı	Normal Bileşenli Sol Yanal Atımlı	6,0	1,2	5,0 – 6,7
Z27 İç Bölge	Fethiye-Burdur Fayı	Normal Bileşenli Sol Yanal Atımlı	5,0	1,0	5,0 – 6,8
Z27 Dış Bölge					6,9 – 7,4
Z28	Antalya Fayı	Yanal Atımlı	5,6	1,2	5,0 – 7,0
Z29	Kıbrıs Arkı – Florans Yükseltisi	Yanal Atımlı + Bindirme	5,9	1,3	5,0 – 5,9
Z30	Kıbrıs Arkı – Trodos	Yanal Atımlı + Bindirme	4,8	1,0	5,0 – 6,8
Z31	Hecataeus Ridge-Bölge adı-	Tanımlanmamış	3,4	0,8	5,0 – 6,6
Z32	Kıbrıs Çukurluğu	Yanal Atımlı + Bindirme	2,7	0,7	5,0 – 6,8
Z33	Karadeniz Fayı	Bindirme ve Normal? Jeolojik açıdan aktif olarak bilinmekte	3,8	0,9	5,0 – 7,3
Z34 Dış Bölge	Kuzey Anadolu Fayı (KAF)	Sağ Yanal Atımlı	5,0	0,8	5,0 – 6,7
Z34 İç Hat					6,8 – 7,9
Z35 Dış Bölge	Alaca Ezinepazarı Fayı	Sağ Yanal Atımlı	3,2	0,8	5,0 – 6,7
Z35 İç Hat					6,8 – 7,9
Z36 Dış Bölge	Tuz Gölü Fayı	Sağ Yanal Atımlı	2,9	0,8	5,0 – 6,7
Z36 İç Hat					6,8 – 7,9
Z37 Dış Bölge	Ecemiş Fayı	Sol Yanal Atımlı	3,9	0,9	5,0 – 6,7
Z37 İç Hat					6,8 – 7,9
Z38	Adana Bölgesi Fay Zonu	Sol Yanal Atımlı	3,1	0,8	5,0 – 7,0
Z39 Dış Bölge	Goksun Fayı	Sol Yanal Atımlı	2,7	0,7	5,0 -6,9
Z39 İç Hat					7,0 – 7 ,5
Z40	Ölüdeniz Fayı	Sol Yanal Atımlı	4,7	0,9	5,0 – 7,7
Z41 Dış Bölge	Ölüdeniz-Hatay Fayı	Sol Yanal Atımlı +Normal	3,6	1,0	5,0 – 6,7
Z41 İç Hat					6,8 – 7,9
Z42 Dış Bölge	Doğu Anadolu Fayı (DAF)	Sol Yanal Atımlı	4,6	0,9	5,0 – 6,7
Z42 İç Hat					6,8 – 7,9
Z43 Dış Bölge	Güneydoğu Anadolu Bindirmesi	Bindirme	4,7	1,0	5,0 – 6,6
Z43 İç Hat					6,7 – 7,0
Z45	Aras Fayı	Sol Yanal Atımlı	4,2	1,0	5,0 - 7,8
Z46	Kuzeydoğu Anadolu Fayı	Sol ve Sağ Yanal Atımlı Faylar	5,6	1,1	5,0 - 7,7
Z47	PambaSevan Fay Bölgesi	Sağ Yanal Atım ve Bindirm	3,9	0,9	5,0 - 7,3
Z48	Tebriz Fayı	Sağ Yanal Atımlı	4,4	1,0	5,0 - 7,3

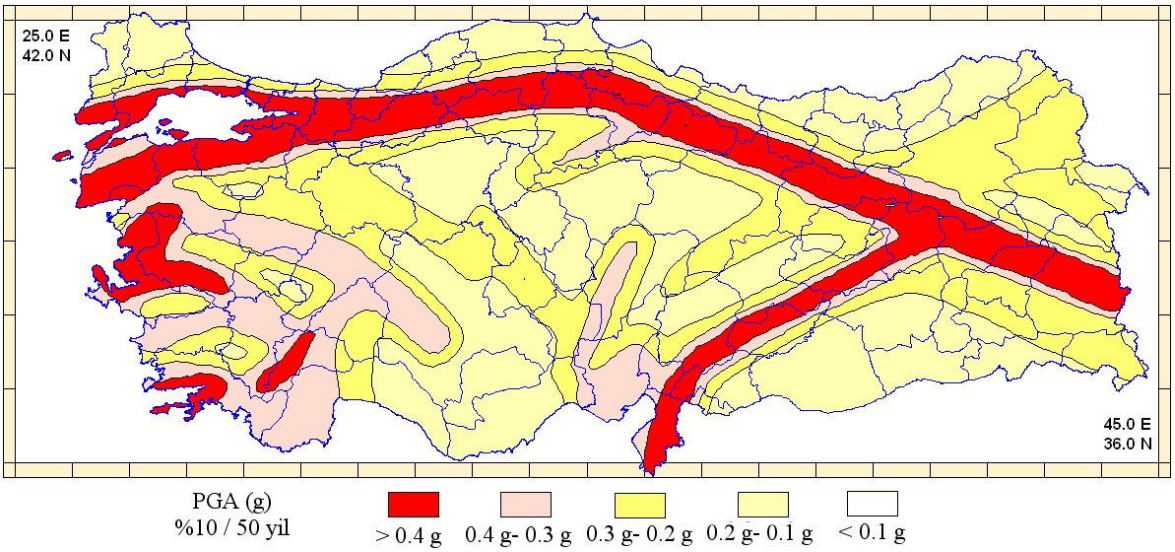
YER HAREKETİ TAHMİN DENKLEMLERİ

Ülkemizde elde edilmiş kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak geliştirilmiş yer hareketi tahmin denklemleri (YHTD) mevcuttur (Gülkan ve Akkar, 2003; Özbey ve diğerleri, 2004; Ulusay ve diğerleri, 2004; Gülkan ve Kalkan , 2004; Gülkan ve Kalkan, 2002; Güllü ve Erçelebi, 2007; Akkar ve Bommer, 2010;). Çoğunluğu Marmara bölgesinde 1999 yılında elde edilmiş verilere dayalı bu azalım ilişkileri 1999 Kocaeli depreminden kaynaklanan sebepler nedeni ile diğer kovansiyonel azalım ilişkilerinin çok altında deprem tehlikesi belirlemektedir. Bu fark California ve Türkiye arasındaki tektonik ve jeolojik farktan ziyade azalım ilişkisinin tek bir depreme bağlı olmasından kaynaklanmaktadır. Gelecekte oluşacak depremlerin 1999 Kocaeli depremi gibi düşük seviyede yüksek frekanslı yer hareketleri doğurma ihtimali hakkında bilgimiz bulunmamaktadır. Bu açıdan 1999 Kocaeli depremi ağırlıklı yerel azalım ilişkisinin kullanılması yerine batı ABD ve dünya depremlerine dayalı ilişkilerin kullanılması tercih edilmiştir. Günümüzde kullanılan en yaygın YHTD'leri Pasific Deprem Araştırma Merkezi (PEER) bünyesinde NGA (Next Attenuation (NGA)" projesi adı ile geliştirilmiş denklemlerdir (Chiou ve Youngs, 2008; Boore ve Atkinson, 2008; Campbell ve Bozorgnia, 2008; Abrahamson ve Silva, 2008; Idriss, 2008). Bu çalışmada da en büyük yer ivmesi (PGA) ve çeşitli periyodlardaki spektral ivmelerin (Sa) azalımı için Boore ve Atkinson (2008), Campbell ve Bozorgnia, 2008 ve Chiou ve Youngs, 2008 yer hareketi denklemlerinin ortalaması kullanılmıştır. Azalım ilişkileri %50'şer ağırlıkla ele alınmıştır.

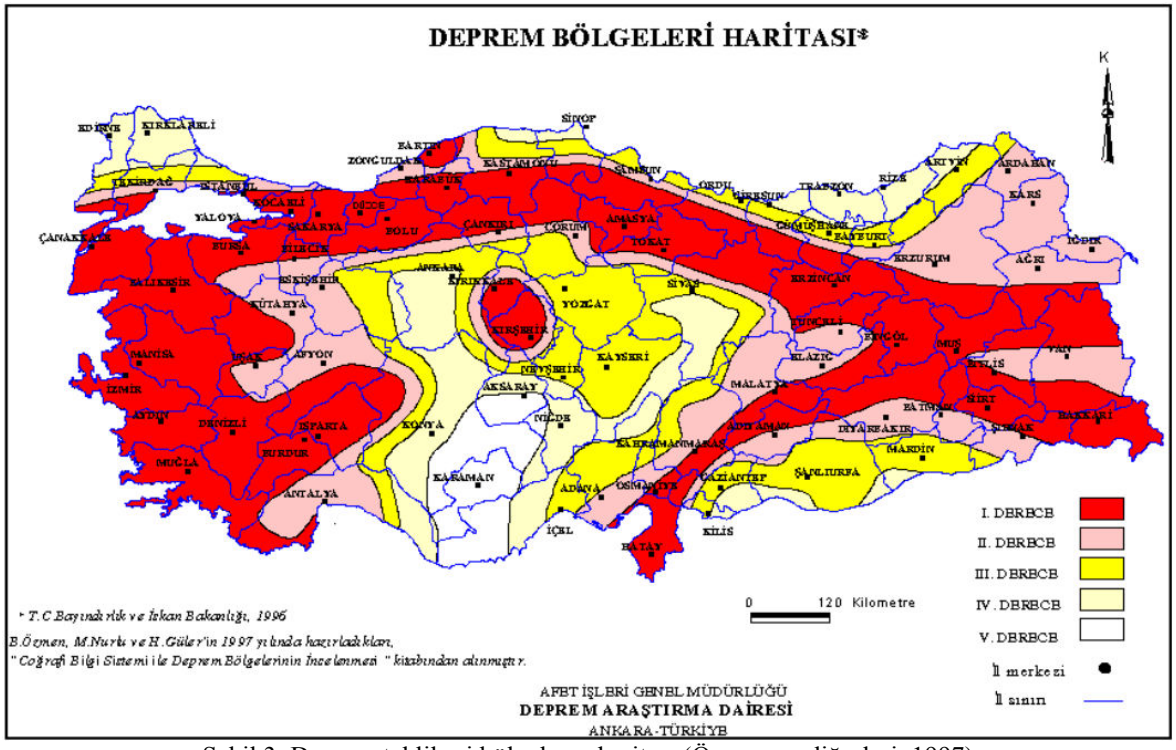
DEPREM TEHLİKE HARİTALARI

Deprem tehlikesi haritaları 50 yıllık ekonomik ömrü içinde %50, %10 ve %2 aşılma olasılığı (sırasıyla 72, 475 ve 2475 yıllık dönüş süreleri) için hesaplanmıştır Haritalarda sunulan en büyük yer ivmesi (PGA) ve çeşitli peryotlardaki spektral ivmeler NEHRP (2003) zemin sınıfı B/C sınırı (Referans Zemin Mostrası) için elde edilmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen 475 geri dönüşüm yılına tekabül eden en büyük yer ivmesi (PGA) dağılımını Şekil 2'de, halen Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik bünyesinde kullanılan Deprem Bölgeleri haritası da Şekil 3'de verilmiştir.

Deprem Bölgeleme haritaları özellikle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik bünyesinde önemli bir yer teşkil etmektedir. Analizde kullanılacak katsayılar bu haritaya görö belirlenmiştir. Yapısal açıdan bakıldığında yönetmeliklerin tek bir (PGA) değere göre belirlenip hesaplanmasındansa özellikle köprü, viyadük, baraj, okul ve hastaneler gibi önemli yapıların analizinde spektrum kavramı öne çıkmaktadır. Zemin durumuna göre yapının performasına uygun (konut tipi yapılarda 475 geri dönüşüm yında hayatta kalma performasına göre yapı tasarlanır) ve ilgili geri dönüşüm peryoduna karşılık gelen ve belirlenen kısa ve uzun peryodlu spektral ivme değeleri ile NEHRP bazlı spektrum çizilip bu sonuçlarla yapı tasarlanmalıdır. Bu uygulama halen USGS tarafından eb sayfasında online bir şekilde uygulanmaktadır ve yapı tasarlanacak yerin tesbiti ve ilgili yer hareketi parametrelerinin bulunması gibi işlemler online olarak yapılmaktadır.



Şekil 2. 50 yılda %10 aşılma olasılığına karşılık gelen PGA (g) (Demircioğlu, 2010)



Şekil 3. Deprem tehlikesi bölgeleme haritası (Özmen ve diğerleri, 1997)

Güncel verilerin ışığında geliştirilen yer hareketi tahmin denklemlerinin deprem tehlikesi üzerindeki etkisini incelerken gerek jeolojik yapısı, gerekse tektonik yapı bakımından sismik tehlikenin en yoğun olarak izlenildiği Kuzey Anadolu Fay sistemi ile Amerika Birleşik Devlet'lerinin California eyaletinde yer alan San Andreas fayı ile karşılaştırma yapılabilir. Her iki fayda gerek uzunluk gerekse fay kayma miktarları (Şekil 4) bakımından benzerlik özelliklere sahiptir (Kim ve Sanderson, 2004). Fakat unutulmamalıdır ki KAFZ daha fazla deprem üretmektedir. Şekil 5'de 1.0 sndeki spektral ivme açısından elde edilen karşılaştırmalı deprem tehlikesi dağılımları verilmiştir. Çalışmalar .her iki bölge içinde yaklaşık olarak 0.65 ile 0.75 oranında bir azalma göstermiştir.

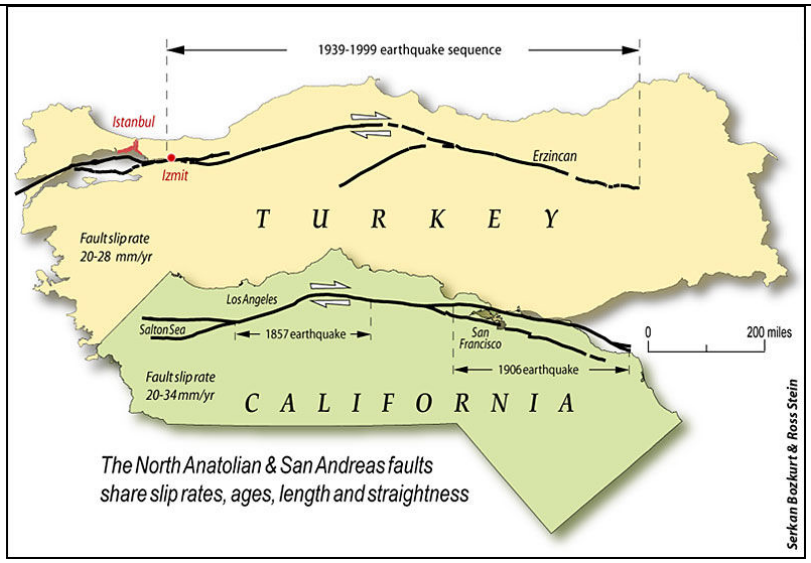
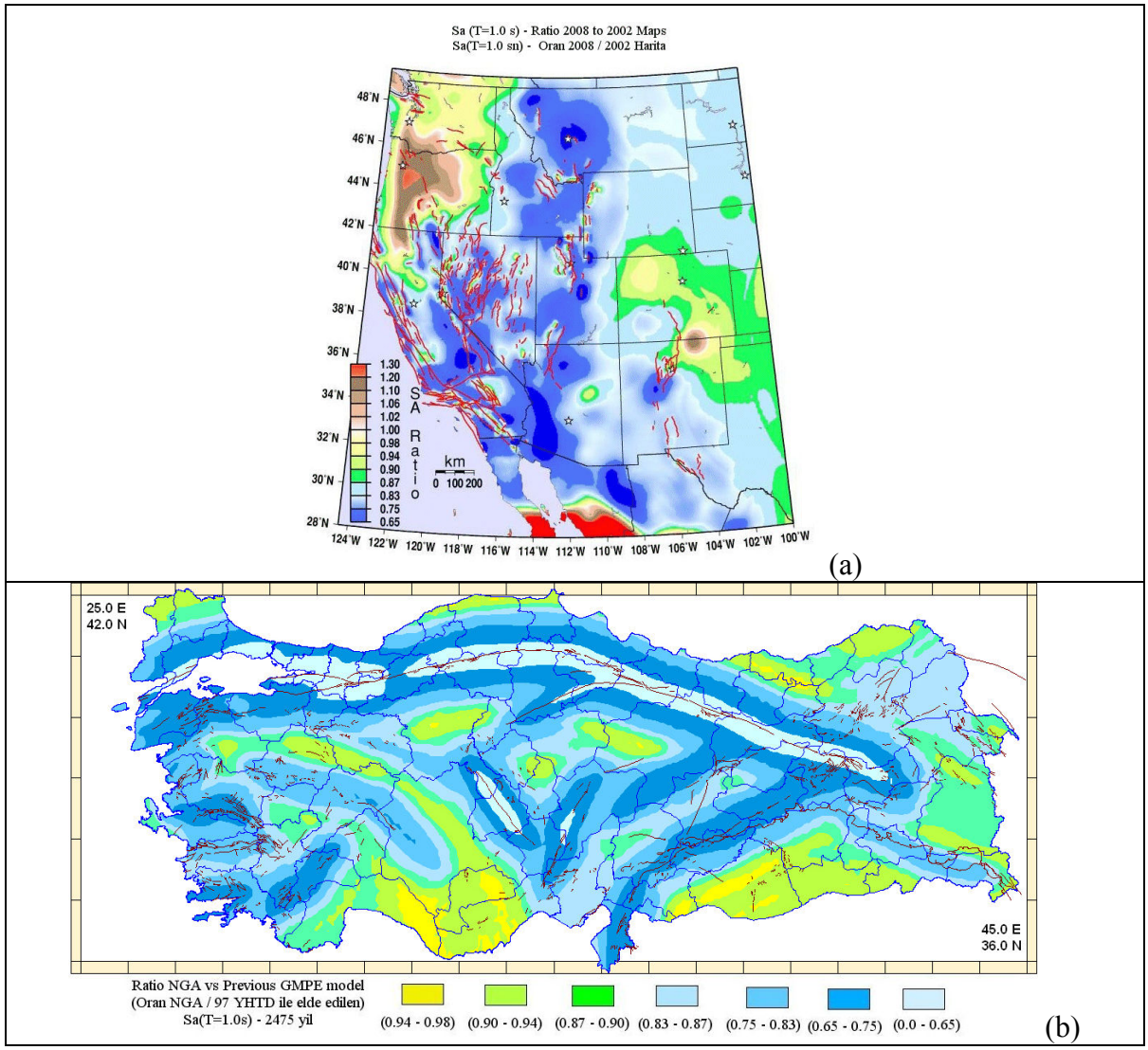
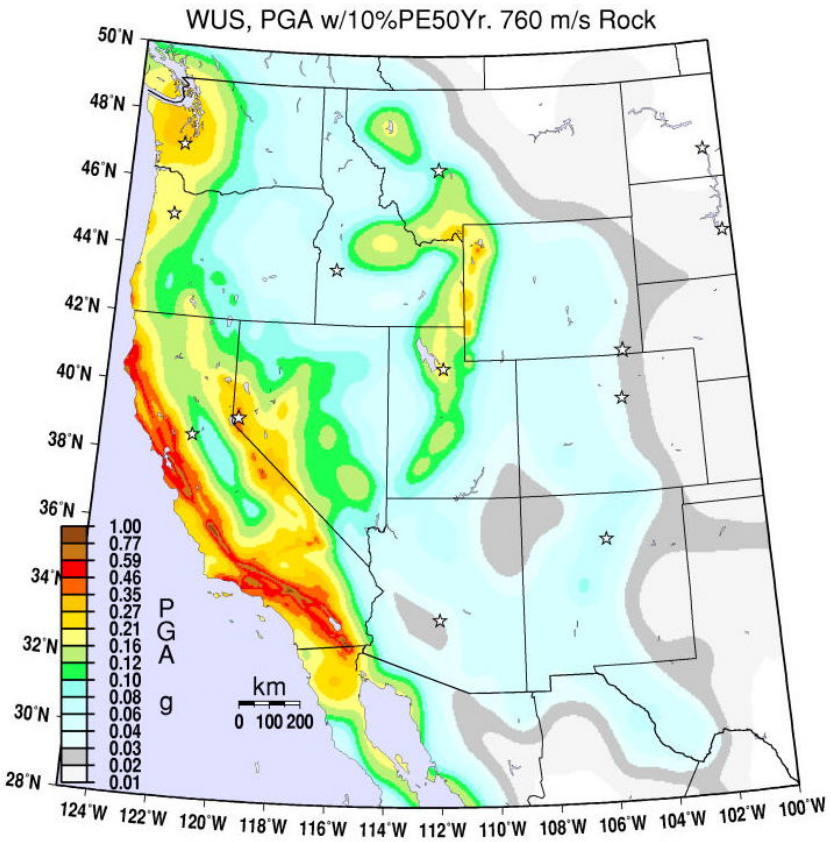


Image accessed online at: http://earthquake.usgs.gov/research/geology/turkey/images/CA-Tu_comp.html

Şekil 4. San Andreas Fayı ile Kuzey Anadolu Fay sisteminin karşılaştırılması



Şekil 5. Yer hareketi denklemlerinin etkisinin USGS (a) ve çalışma kapsamında Türkiye (b) için Sa (T=1.0s) için elde edilen deprem tehlikesi haritaları üzerinden karşılaştırılması ((a); M. Peterson, 2006 sunumdan alınmıştır, ve (b); Demircioğlu, 2010)



Şekil 6. California'da yer alan San Andreas fayi boyunca 50 yılda %10 aşılma olasılığına karşılık gelen PGA (g) (Peterson et al., 2008)

SONUÇLAR

Deprem tehlikesi haritaları birçok amaçla kullanılmaktadır. Bu konular arasında şehir bölge planlamasında yerleşim yerlerinin belirlenmesini, imar planlarının hazırlanmasında ve yapıların depreme karşı projelendirilmesinde yapının önem sınıfına göre belirlenen performans kriterlerine göre hesaplarda kullanılmak üzere gerekli verilerin sağlanmasını sayabiliriz. Ayrıca bu haritalar deprem zararlarının azaltılması, deprem riski olan öncelikli bölgelerin belirlenmesi, sigorta sektöründe riske göre primlerin belirlenmesinde de ayrıca kullanılmaktadır. Ülkemizde uygulanan deprem bölgeleme haritası, binanın yapısal ömrü olarak alınan 50 yıl içerisinde %10 aşılma olasılığına karşılık gelen en büyük ivme dağılım haritası esas alınarak oluşturulmuştur. Deprem Bölgeleme haritaları mühendistlik sismolojisindeki gelişmeler, tektonik ve sismotektonik verilerin ve deprem kayıtlarının artması ile elde edilen yeni bulguların ve yöntemlerin artması ile 1945 senesinden beri çeşitli kereler değişmiştir ve geçmişte olduğu gibi gelecekte de değişecektir. 2007 yılında Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları ve Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği (DLH) için Deprem Tehlikesi Belirlemesi çalışması Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühenditliği Ana Bilim Dalı tarafından, Dr. Demircioğlu'nun doktora çalışması kapsamında geliştirilmiştir (Demircioğlu vd., 2007 ve Demircioğlu, 2010). Haritalar, 50 yılda %50, %10 ve %2 aşılma olasılıklarına tekabül eden enbüyük yatay yer ivmesi ve 0.2 sn ve 1.0 sn. periyotlarına karşılık gelen spektral ivme eş-eğrileri ve referans zemin mostrası cinsinden sunulmuştur ve yer hareketi tahmin denklemlerinin, deprem tehlikesi açısındaki etkisi irdelenmiştir.

KAYNAKLAR

Akkar, S. and Bommer, J.J., 2010. "Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region and the Middle East," Manuscript accepted for publication in Seismological Research Letters.

Boore, D. M., and G. M. Atkinson, 2008, "Ground Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5% - damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s", Earthquake Spectra, Vol. 24, pp. 99 –138.

Campbell, K. W., and Y. Bozorgnia, 2008, "Campbell-Bozorgnia NGA Horizontal Ground Motion Model for PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra", Earthquake Spectra, Vol. 24, pp.139–171.

Chiou, B., and R. R. Youngs, 2008, "An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra", Earthquake Spectra, Vol. 24, pp.173–215.

Demircioglu M., K. Sesetyan, E. Durukal, and M. Erdik, 2007, "Assessement of Earthquake Hazard in Turkey", Proceedings of the Fourth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, 25-28 June 2007, Springer Newyork.

Demircioğlu M. B., 2010, "Earthquake Hazard and Risk Assessment for Turkey", PhD Thesis, Bogazici University. http://www.koeri.boun.edu.tr/YayInlar/Tezler_4_11.depmuh/MdemirciogluPhDthesis.pdf

DLH, 2007, Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar Ve Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları Ve Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği İçin Deprem Tehlikesi Belirlemesi, Report prepared by Bogazici University, Kandilli Observatory and Earthquake Research Enstitute, Departement of Earthquake Engineering, http://www.ubak.gov.tr/BLSM_WIYS/DLH/tr/DOKUMANLAR/20100416_103756_10288_1_10315.pdf

Erdik, M. and S. Oner, 1982, A Rational Approach for the Probabilistic Assessment of the Seismic Risk Associated with the North Anatolian Fault, A. Işıkara and Vogel (Editors), Multi-disciplinary Approach to Earthquake Prediction, pp. 115-127, Vieweg, Brauschweig-Wiesbaden,.

Erdik, M., V. Doyuran, N. Akkaş, P. Gülkan, 1985, "A Probabilistic Assessment of the Seismic Hazard in Turkey", Tectonophysics, Vol.117, pp. 195-344.

FEMA366, 1999, HAZUS99 User and Technical Manuals, Federal Emergency Management Agency Report: HAZUS 1999, Washington D.C., USA.

Giardini, D., Editor. 1999, "The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) 1992 - 1999", Annali di Geofisica, Special Issue, Vol. 42, No. 6.

Gülkan,P., A. Koçyiğit, M. S.Yücemen, V. Doyuran and N. Başöz, 1993, A Seismic Zones Map of Turkey Derived from Recent Data (in Turkish), Middle East Technical University, Earthquake Engineering Research Center, Report No:93-01, Ankara.

Gülkan P and Kalakn E., 2002, "Attenuation modelşng of recent earthquakes in Turkey", Journal of Seismology, Vol6, pp:397-409.

Güllü H and Ercelebi E., 2007, "A neural network approach for attenuation relationships: An application using stroung ground data from Turkey", Engineering Geology, V93, pp: 65-81.

Gutenberg, B. and C. F. Richter, 1954, Seismicity of the Earth and Associated Phenomena, Princeton University Press, 2nd edition.

Idriss, I. M., 2008, "A NGA Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated by Shallow Crustal Earthquakes", Earthquake Spectra, Vol. 24, pp. 217 – 242.

Kalkan E. and Gülkan P., 2004, "Site-dependent Spectra derived from Ground Motion Recods in Turkey", Earthquake Spectra, Vol20, pp:1111-1138

NEHRP2003, 2003, Recommended Provisions For New Buildings and Other Structures, FEMA-450, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Onur, T., 1997, Eartquake Hazard in Turkey based on Spectral Acceleration Amplituıdes, M. S. Thesis, Bogazici Univeristy, Department of Earthquake Engineering.

Özbey, C., A. Sari, L. Manuel, M. Erdik, Y. Fahjan, 2004, "An Empirical Attenuation Relationship for Northwestern Turkey Ground Motion Using A Random Effects Approach", Soil Dynamics and Earthquake Engineering,Vol. 24, No. 2, pp. 115 – 125.

Peterson M., "The New 2008 USGS National Seismic Hazard Maps", presentation, http://earthquake.usgs.gov/hazards/about/workshops/nga_workshop/0A--Petersen-CAworkshop-Petersen.pdf

Peterson M, Frankel A., Harmsen C, Mueller C.S., Haller K. M., Wheeker R.L., Wesson R. L., Zeng Y., Boyd O. S., Perkins D. M., Luco N., Filed E. H., Wills C. J., and Rukstales K. S., 2008, USGS Open

File 2008-1128, "Documentation for the 2008 Update of the United States National Seismic Hazard Maps", http://pubs.usgs.gov/of/2008/1128/pdf/OF08-1128_v1.1.pdf

Stepp, J. C., 1973, Analysis of Completeness of the Earthquake Sample in the Puget Sound Area, In: S.T. Handing (Editor), Contributions to Seismic Zoning. NOAA Tech. Report., ERL 267-ESL 30, U.S. Dep. of Commerce, USA

TEFER (Turkey Emergency Flood and Earthquake Recovery), 2000, A Probabilistic Seismic Hazard Assessment For Turkey, Report prepared in connection with the Improvement Of Natural Hazard Insurance And Disaster Funding Strategy Project, Başbakanlık Hazine ve Dış ticaret Müsteşarlığı - Sigortacılık Genel Müdürlüğü.

Tsapanos, T. M., Leventakis, G. A., Koravos G. Ch., Tatsiopoulos G. A., and Sertaridou I Ch., 2005, "Seismic Hazard and Seismic Rasik Analysis in Turkey Deduced form Mixed Files", Journal of Balkan Geophysical Society, Vol.8, No.3 p:89-98.

Ulusoy R., Tuncay E., Sonmez H., ve Candan Gokceoglu, 2004, "An Attenuation relationship based on Turkish Strong Motion Data and iso-acceleration map of Turkey", Engineering Geology, 265-291

Yarar, R., Ergünay, O., Erdik, M. and Gülkan, P., 1998, "A Preliminary Probabilistic Assessment of the Seismic Hazard in Turkey", Proc. 7th World Conf. Earthquake Eng., Istanbul, V74, pp. 309 – 316.

MEVCUT TÜRK BETONARME YAPI STOĞU DAYANIM VE DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ

STRENGHT AND DEFORMATION PROPERTIES OF EXISTING TURKISH BUILDING STOCK

Hayri B. ÖZMEN[1], Mehmet INEL[2] ve Şevket M. ŞENEL[3]

ÖZET

Ülkemiz son yirmi yılda çok büyük can kaybı ve maddi hasarlara sebep olan orta ve büyük ölçekte depremlere maruz kalmıştır. Ortaya çıkan hasarlı bina ve can kayıplarının sayısı sonucu dikkatler mevcut yapıların yetersiz sismik performansları üzerine çevrilmiştir. Mevcut betonarme bina stoğu deprem performansları ile ilgili çalışmalar olmasına rağmen, geniş kapsamlı çalışmalarla konu ile ilgili literatürün zenginleştirilmesinde büyük fayda vardır. Çalışma kapsamında, ülkemiz betonarme yapı stoğu dayanım ve deformasyon özellikleri değerlendirilmiştir. Binaların dayanım, talep ve deprem performansları yeni yayınlanan (2007) deprem yönetmeliği dikkate alınarak belirlenmiştir. Bu şekilde yeni yönetmelik ile ilgili bilimsel çalışmaların arttırılması amaçlanmıştır. Çalışma kapsamında değerlendirilen parametreler: kat sayısı, farklı yönetmelik şartları, farklı hasar durumları, beton dayanımı, enine donatı detaylandırması, dolgu duvar dayanımının dikkate alınıp-alınmamasıdır. İncelenen parametrelerin farklı değerlerine sahip 432 adet üç boyutlu bina modelinden artımsal itme analizi ile iki asal yönde 864 kapasite eğrisi elde edilmiştir. Bu eğrilerin her biri tek serbestlik dereceli sisteme indirgenerek farklı yer ivmesi ve özelliğe sahip 264 gerçek deprem ivme kaydı kullanılarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır. Elde edilen analiz sonuçları ile farklı özellikteki binaların farklı hasar durumları için (hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi) doğrusal olmayan yerdeğiştirme kapasiteleri, yönetmelik ve gerçek deprem ivme kaydı yerdeğiştirme talepleri, yatay dayanım değerleri, bunların yapı periyodu ile ilişkisi değerlendirilmiştir. Sonuçların mevcut yapıların sismik değerlendirilmesinde kullanımı ve yeni deprem yönetmeliğinin uygulaması olması açısından faydalı olacağı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yapı, Mevcut yapı stoğu, Yerdeğiştirme kapasitesi, Yönetmelik.

ABSTRACT

Over the past two decades, Turkey has been hit by several moderate to large devastating earthquakes that resulted in significant loss of life and property. Remarkable number of casualties and heavily damaged or collapsed buildings has emphasized inadequate seismic performance of low and mid-rise reinforced concrete buildings. Although there are some studies about existing buildings, improvement of present literature with comprehensive studies is valuable .In scope of the study strength and deformation characteristics of the existing Turkish building stock is evaluated. Strength and displacement capacities of the building models are determined according to the recent (2007) Turkish earthquake code in order to improve the scientific studies about the new code. The considered parameters are: number of stories, requirements of different codes, different damage states, concrete strength, detailing of lateral reinforcement, taking infill-wall strength into account or not. 864 capacity curves are obtained from two principal directions of 432 3-D building models with different values of investigated parameters. Single degree of freedom models are established for each of the

[1] Arş. Gör., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, hozmen@pau.edu.tr
[2] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, minel@pau.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, smsenel@pau.edu.tr.

capacity curves, to calculate non-linear displacement demands for 264 real earthquake records with different properties and peak ground accelerations. With the obtained analyses results, non-linear displacement capacities and demands according to code and real earthquake records for different damage states (immediate occupancy, life safety, collapse prevention), lateral strength, relationship of these with building period are evaluated for buildings with different properties. The results are believed to be valuable for the seismic assessment of the existing buildings and implementation of the recent code.
Keywords: Building code, Displacement capacity, Existing buildings, Reinforced concrete.

GİRİŞ

Ülkemiz son yirmi yılda çok büyük can kaybı ve maddi hasara sebep olan orta ve büyük ölçekte depremlere maruz kalmıştır. Ortaya çıkan hasarlı bina ve can kayıplarının sayısı sonucu dikkatler çoğunluğunu sekiz katın altında yüksekliğe sahip "düşük ve orta yükseklikteki" binaların oluşturduğu betonarme yapıların yetersiz performansları üzerinde yoğunlaşmıştır (Adalier ve Aydingun, 2001; Doğangün, 2004; Özcebe, 2004; Sezen ve diğ. 2003; Yakut ve diğ., 2005). Mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi bir ihtiyaç haline gelmiştir. Dünyadaki performans esaslı değerlendirme konusundaki gelişmelere paralel olarak, ülkemizde de "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", mevcut binaların değerlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenerek güncelleştirilmiş ve Mart 2007 tarihinde yürürlüğe girmiştir (DBYYHY-2007, 2007).

Ülkemizdeki düşük ve orta yükseklikteki betonarme binaların büyük çoğunluğu 1975 Deprem Yönetmeliği ve bir kısmı da 1998 Deprem Yönetmeliği esasları dikkate alınarak inşa edilmiştir (AY-1975, 1975, AY-1998, 1998). Geçmiş depremlerde gözlenen yapısal hasarlar ve kaynakları, yapıların performansları ve yapısal kusurları ile ilgili literatürde birçok çalışma yapılmıştır. Çalışmaların ortak gözlemleri sünek olmayan detaylandırma, yumuşak kat, kısa kolon, zayıf kolon-güçlü kiriş, ağır kapalı çıkmalar ve kötü beton kalitesi gibi yapısal kusur ve eksikliklerdir. Çalışmalarda diğer bir ortak görüş de orta veya büyük ölçekte olası depremlerde ciddi hasara uğraması muhtemel binlerce yapının bulunmasıdır (Adalier ve Aydingun, 2001; Doğangün, 2004; Inel ve diğ., 2008; Sezen ve diğ. 2003; Yakut ve diğ., 2005). Ülkemiz mevcut betonarme bina stoğu deprem performansları ile ilgili çalışmalar olmasına rağmen, geniş kapsamlı çalışmalarla konu ile ilgili literatürün zenginleştirilmesinde büyük fayda vardır.

Çalışma kapsamında, ülkemiz betonarme yapı stoğunda bulunan olası düzensizlikler, malzeme kalitesi ve detaylandırmanın yansıtılacağı bir çalışma planlanmıştır. Düşük ve orta yükseklikteki binaların dayanım, talep ve deprem performansları yeni yayınlanan deprem yönetmeliği dikkate alınarak belirlenmiştir (DBYYHY-2007, 2007). Bu şekilde yeni yönetmelik ile ilgili bilimsel çalışmaların arttırılması amaçlanmıştır.

Çalışma kapsamında mevcut binaların yatay dayanımları, değişik performans düzeylerinde yerdeğiştirme kapasiteleri, yönetmelik talepleri ve geçmiş depremlerdeki talepler dikkate alınarak performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Ülkemiz yapı stoğu içindeki büyük payı dikkate alınarak mevcut az ve orta katlı betonarme yapılar değerlendirilmiştir. Bu yapı stoğunu temsil edecek referans bina model özellikleri 1975 ve 1998 Afet Yönetmelikleri ve daha önce yapılan envanter çalışması verileri esas alınarak belirlenmiştir (İnel vd., 2009). Yapı stoğunda yer alan 1, 2 katlı yapıları temsilen 2-, 3-5 katlı yapılar için 4- ve 6 ve üzeri katlı yapılar için ise 7-katlı modeller kullanılmıştır. Bu referans binaların mevcut binalarda rastlanan yapısal düzensizlikler ve eksiklikler bulunan halleri de modellenerek bu durumların yapı performansı üzerindeki etkileri incelenmiştir. Her bir yapı modeli dolgu duvar dayanımının dikkate alındığı ve alınmadığı hal olmak üzere iki durumda analiz edilmiştir. Çalışma kapsamında değerlendirilen parametreler: kat sayısı, farklı yönetmelik şartları, beton dayanımı, enine donatı detaylandırması, dolgu duvar dayanımının dikkate alınıp-alınmaması, farklı yumuşak kat ve farklı kapalı çıkma durumlarıdır.

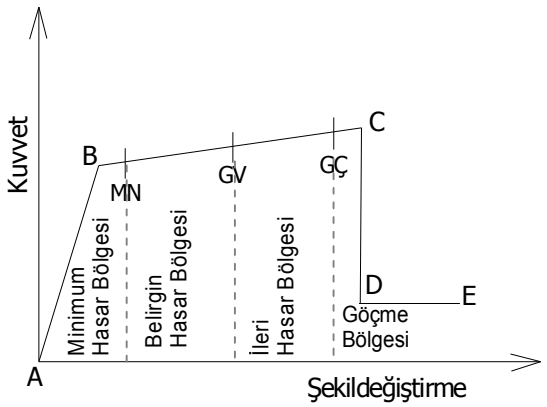
MODEL ÖZELLİKLERİ VE MODELLEME

Çalışma kapsamında kullanılan bina modellerinin hazırlanmasında mevcut binalarla ilgili envanter çalışması (İnel vd., 2009) verileri kullanılmıştır. Bu çalışmada betonarme yapıların dayanım ve şekildeğiştirme davranışları üzerinde etkisi olduğu düşünülen bazı yapısal özelliklerin yapı stoğu içindeki değerleri incelenmiştir. Binalar yapım yılları ve kat sayısına göre alt gruplara ayrılarak toplam 475 bina ve bu binalardan seçilen 40351 kolon ve 3123 kiriş eleman dikkate alınmıştır.

Çalışma kapsamında oluşturulan 432 üç boyutlu model için iki asal yönde 864 analiz yapılmıştır. Modelleme ve analizde statik hesap programı SAP2000 kullanılmıştır (SAP2000, CSI). Yapılan çalışmada 1975 ve 1998 yönetmeliklerine göre yapılmış yapıların farklı beton kaliteleri ve etriye durumları da göz önüne alınmıştır. Bu amaçla 1975 yönetmeliğine göre yapılan binalarda 10 MPa (Bs10) ve 16 MPa (Bs16) basınç dayanımına sahip beton, 1998 yönetmeliğine göre yapılan yapılarda ise 16 MPa (Bs16) ve 25 MPa (Bs25) basınç dayanımına sahip beton değişken olarak kullanılmıştır. Enine donatı için ise tasarımın yapıldığı yönetmeliğe uygun ve 200 mm aralığa sahip kesitlerde çiroz bulunmayan olmak üzere iki farklı durum dikkate alınmıştır. Böylelikle her bir model için 2 farklı beton dayanımı ve 2 farklı enine donatı durumu olmak üzere 4 versiyon elde edilmiştir. Modellemesi yapılan binaların performansı doğrusal elastik olmayan statik analiz ile belirlenmiştir.

Bina modellerinin sismik davranış ve performansının belirlenmesi amacıyla doğrusal olmayan modelleri 2007 Deprem Yönetmeliği göz önüne alınarak hazırlanmıştır (DBYBHY-2007, 2007). Doğrusal elastik olmayan davranış eleman uçlarına yerleştirilen plastik mafsallar yoluyla belirlenmiştir.

Bir plastik mafsalın tanımlanabilmesi için Şekil 1'de verilen B, C, D, E (ve performans kriterleri için MN, GV, GÇ) noktalarının koordinatları belirlenmelidir. Eğilme mafsallarında bu noktaların tanımlanabilmesi için moment-eğrilik ilişkisinin bilinmesi gereklidir. Bu amaçla her bir elemanın kritik kesitlerinde enine donatı miktarı dikkate alınarak öncelikle sargılı beton birim deformasyon-dayanım ilişkisi belirlenmiştir. Çelik birim deformasyon-dayanım ilişkisi DBYBHY-2007'de önerilen şekilde dikkate alınmıştır. Malzeme deformasyon-dayanım ilişkileri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi ve belirlenen süneklik kriterleri kullanılarak eğilme mafsallarının deformasyon kapasiteleri belirlenmiştir. Mafsalların tanımlanması için her elemanın kritik kesitlerinin moment eğrilik ilişkileri Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı (SEMAp, 2008) kullanılarak hesaplanmıştır.



Şekil 1. Tipik dayanım deformasyon ilişkisi

Beton modelleri için Mander sargılı beton modeli (Mander vd., 1988) kullanılmıştır. Bu moment-eğirlik ilişkileri, nihai deformasyon kriterleri ve plastik mafsal boyu (L_p= h/2, DBYBHY-2007, 2007) kullanılarak her bir elemanın plastik dönme kapasitesi ve mafsal özellikleri belirlenmiştir. Eğilme mafsalları için hasar sınır değerleri Tablo 1'de verilmiştir.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış,

elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500'e (2000) göre hesaplanmıştır.

İncelenen her bir model dolgu duvarların yapı davranışına etkisinin dikkate alınması amacıyla duvarların taşıyıcı eleman olarak dikkate alındığı ve alınmadığı iki farklı biçimde hazırlanmıştır. Duvarların etkisi eşdeğer çapraz basınç çubukları kullanılarak yansıtılmıştır. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 ve 2007 Deprem Yönetmeliği (FEMA-356, 2000; DBYBHY-2007, 2007) dikkate alınarak belirlenmiştir.

Tablo 1. Eğilme mafsalı hasar sınır kriterleri

Nokta	Beton Birim Deformasyonu ε_c	Çelik Birim Deformasyonu ε_s
B	Akma dayanımı ve eğilme rijitliği belirler	
MN	$(\varepsilon_{cu})_{MN}$=0.0035	$(\varepsilon_s)_{MN}$= 0.01
GV	$(\varepsilon_{cg})_{GV}$= 0.0035+0. 010·(ρm/ρs) ≤0.0135	$(\varepsilon_s)_{GV}$= 0.04
GC	$(\varepsilon_{cg})_{GC}$= 0.0040+0.014·(ρm/ρs) ≤0.0180	$(\varepsilon_{cu})_{GC}$= 0.06
C-D	$(\varepsilon_{cg})_C$= 0.03	$(\varepsilon_s)_C$= 0.5·ε_{su}
E	$(\varepsilon_{cg})_E$= 0.04	$(\varepsilon_s)_E$= ε_{su}

Burada verilen; ε_c: beton birim deformasyon değeri, ε_{cu}: en dış beton lifi başınç birim deformasyonu, ε_{cg}: en dış çekirdek lifi başınç birim deformasyonu, ρ_s: kesitte mevcut bulunana enine donatı hacimsel oranı, ρ_{sm}: kesitte DBYYHY-2007'ye göre bulunması gerekli enine donatı hacimsel oranı, ε_s: çelik birim deformasyon değeri, ε_{su}: nihai çelik birim deformasyon değerini ifade etmektedir.

DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME TALEPLERİNİN BELİRLENMESİ

3-B olarak modellenen binalar üzerinde bulunan düşey yük etkileri de göz önüne alınarak doğrusal elastik olmayan statik analize tabi tutulmuş ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. 432 bina (864 analiz) için 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Öncesi performans seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasite değerleri elde edilmiştir.

3-B modellere ait kapasite eğrileri iki doğrulu hale getirilerek "Tek Serbestlik Dereceli" (TSD) modele indirgenmiştir. TSD modellerin farklı maksimum yer ivmesi değerlerine sahip 264 gerçek deprem kaydı kullanılarak doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizi ile doğrusal olmayan yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır. Elde edilen bina yerdeğiştirme kapasiteleri yerdeğiştirme talepleri ile karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan yerdeğiştirme taleplerinin hesaplanmasında toplamda 264 adet yer hareketi kaydı kullanılmış ve 228096 analiz yapılmıştır. Tüm deprem kayıtları PEER (PEER, http://peer.berkeley.edu) web sitesinden alınmıştır. Analizde kullanılan depremler ve ivme kayıtlarına ait maksimum yer ivmesi değerleri Tablo 2'de özetlenmiştir.

Deprem yerdeğiştirme talepleri ile bina yerdeğiştirme kapasiteleri kıyaslanırken, deprem kayıtları yönetmelikte bulunan 3 deprem seviyesini (0.2g, 0.4g ve 0.6g) yansıtması için 3 gruba ayrılmıştır. 0.2g, 0.4g ve 0.6g değerlerinin etrafında maksimum yer ivme değerine sahip kayıtların ortalama yer ivme değerleri bu değerleri yansıtacak şekilde gruplanmış ve kıyaslamada kullanılmışlardır. Bu gruplar farklı dönüşüm periyotlarına sahip yer hareketleri olarak düşünülebilir.

Çalışma kapsamında deprem kayıtlarının seçiminde ve gruplanmasında sadece kayıtların maksimum yer ivmesi değerleri ve zemin grupları dikkate alınmıştır. Seçilen kayıtların maksimum yer ivmesi değerlerinin yönetmelikçe 1. derece deprem bölgesi için verilen değerden çok farklı olmamasına ve gruplandırmada ise grup ortalamasının yönetmelik değeri ile aynı olmasına çalışılmıştır. Kayıtların ivme spektrumlarının yönetmelik ile benzerliği ya da farklılığı üzerinde durulmamıştır. Kayıtlar gerçek depremlere ait olduğundan ilgili şekilde ivme spektrumuna sahip bir yer hareketinin verilen özellikte bir zemin üzerinde oluşmuş olması önemli görülmüştür.

ANALİZ SONUÇLARI

Şekil 2, 3 ve Tablo 3 ve 4'te Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Öncesi performans seviyeleri için çatı yerdeğiştirme kapasite değerleri, Şekil 4 ve Tablo 5'te modellere ait yatay dayanım değerinin bina ağırlığına oranı ve Şekil 5'te farklı yer ivmesine sahip deprem setleri için ortalama çatı yerdeğiştirme talep değerleri ile ilgili bilgiler verilmiştir. Tüm modellerin DBYYHY-2007'ye göre de yerdeğiştirme talepleri hesaplanarak karşılaştırma yapılmıştır (Tablo 6).

Şekil ve tablolarda yıl ibaresinden sonra yer alan ".D" ifadesi dolgu duvarın taşıyıcı olarak dikkate alındığı, ".0" ifadesi alınmadığı durumu göstermektedir. "BS" den sonra yer alan değer beton sınıfını göstermektedir. "sYon" enine donatı durumunun tasarımın yapıldığı yönetmeliğe uygun ve "s20" ise 200 mm aralığa sahip, kesitlerde çiroz bulunmayan durumu ifade etmektedir.

Tablo 2. Analizlerde kullanılan depremler ve kayıtlara ait ivme değerleri

No	Deprem	Kayıt #	PGA Aralığı (g)
1	Cape Mendocino 1992/04/25 18:06	4	0.385-0.662
2	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	56	0.119-0.655
3	Coalinga 1983/05/02 23:42	4	0.227-0.592
4	Coyote Lake 1979/08/06 17:05	3	0.228-0.434
5	Duzce, Turkey 1999/11/12	2	0.348-0.535
6	Erzincan, Turkey 1992/03/13	1	0.496
7	Friuli, Italy 1976/05/06 20:00	1	0.351
8	Gazli, USSR 1976/05/17	1	0.608
9	Imperial Valley 1940/05/19 04:37	2	0.215-0.313
10	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	33	0.16-0.704
11	Irpinia, Italy 1980/11/23 19:34	11	0.201-0.602
12	Kobe 1995/01/16 20:46	8	0.212-0.693
13	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	17	0.137-0.550
14	Landers 1992/06/28 11:58	4	0.152-0.417
15	Livermore 1980/01/24 19:00	1	0.229
16	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	38	0.159-0.701
17	Mammoth Lakes 1980/05/27 14:51	1	0.408
18	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	2	0.423-0.711
19	N. Palm Springs 1986/07/08 09:20	7	0.205-0.694
20	Northridge 1994/01/17 12:31	34	0.185-0.657
21	Parkfield 1966/06/28 04:26	5	0.357-0.652
22	San Fernando 1971/02/09 14:00	1	0.324
23	Spitak, Armenia 1988/12/07	1	0.199
24	Superstitn Hills(B) 1987/11/24	10	0.181-0.682
25	Tabas, Iran 1978/09/16	2	0.328-0.406
26	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	2	0.587-0.621
27	Westmorland 1981/04/26 12:09	7	0.155-0.651
28	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	5	0.199-0.426
29	Whittier Narrows 1987/10/04 10:59	1	0.374
Toplam		264	

DBYYHY-2007'de Hemen Kullanım seviyesi için kolon ve kirişler ile ilgili 2 farklı şart verilmektedir. Bu şartlardan kritik (daha düşük yerdeğiştirmede gerçekleşen) olan dikkate alınmıştır. Can Güvenliği performans seviyesi olarak bina bazında global davranışı yansıtması ve daha kritik elemanlar olan kolon davranışını göz önüne alması bakımından "ileri hasar" bölgesinde bulunan kolonlarca taşınan kesme kuvveti sınırının %20'nin altında olması yerdeğiştirme kapasite

değeri incelenmiştir. Göçme Öncesi seviyesi için ise herhangi bir kolonun göçme bölgesine geçmesi göz önüne alınmıştır (DBYYHY-2007, 2007).

Yapı periyodu, talebi yansıtan kütle ve kapasiteyi oluşturan taşıyıcı elemanların özellikleri ile doğrudan ilgili rijitlik değerinin etkileşimi ile oluşmaktadır. Bu sebeple yapı davranışını yansıtan en kapsayıcı parametre olarak görülebilir. Çalışmada farklı yapısal özellikler ile ilgili grafik ve denklemlerin verilmesinde genel olarak yapı periyodu ile diğer parametreler arasında ilişki kurulmuştur.

Şekillerde verilere eğilim çizgileri atandığı görülmektedir. Elde edilen denklemler zaman zaman düşük korelasyona sahip olabilmekte ve/veya veriler denklemlerden önemli saçılma gösterebilmektedir. Yazarların verilen tüm denklemelerin geçerliliği konusunda bir iddiası yoktur. Verilere eğri atanması işlemi esas olarak parametrelerin birbiri ile ilişkisinin anlaşılması ve genel trendin incelenmesi amacını taşımaktadır. Bu sebeple karşılaşılan düşük korelasyon veya denklemden saçılma bu amaca engel teşkil etmemektedir. Bununla birlikte özellikle korelasyon katsayısının yüksek olduğu durumlarda verilen denklemler yoluyla analiz edilmeden bir parametresi bilinen yapıların özellikleri ile ilgili tahminde bulunulması kolaylaşmış olacaktır.

Veri setlerinde zaman zaman farklı denklem tiplerinin bir parça da olsa yüksek korelasyon katsayısına sahip olmasına rağmen genel olarak doğrusal ve üs ($A.x^B$) denklem tipleri tercih edilmiştir. Bunun sebebi diğer denklem tiplerinde (örneğin üstel: $A.B^x$) veri sınırlarında denklemlerin ani değişim göstererek anlamsız yönlerde eğilim göstermesidir (üstel denklemlerde aşırı yükselme gibi). Doğrusal ve üs denklem tipleri daha çok ana trendi koruma yönünde eğilime sahip olduğundan bu denklem tiplerine ağırlık verilmiştir. Verilen denklemler periyodu bilinen yapılarda ilgili değerin tahmininde yol gösterici olabilir.

Tablo 3. Farklı yönetmelik, beton ve etriye durumları Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasitesi ortalama yerdeğiştirme değerleri (m)

	BS10s20	Oran	BS16s20	Oran	BS10sYon	Oran	BS16sYon	Oran
AY-75	0.089	0.54	0.123	0.74	0.123	0.74	0.166	1.00
	BS16s20	Oran	BS25s20	Oran	BS16sYon	Oran	BS25sYon	Oran
AY-98	0.116	0.50	0.151	0.65	0.213	0.92	0.232	1.00
	Ortalama				Oran			
AY-75	0.125				0.70			
AY-98	0.178				1.00			

Tablo 4. Farklı yönetmelik, beton ve etriye durumları Göçme Öncesi yerdeğiştirme kapasitesi ortalama yerdeğiştirme değerleri (m)

	BS10s20	Oran	BS16s20	Oran	BS10sYon	Oran	BS16sYon	Oran
AY-75	0.090	0.52	0.123	0.71	0.127	0.74	0.173	1.00
	BS16s20	Oran	BS25s20	Oran	BS16sYon	Oran	BS25sYon	Oran
AY-98	0.124	0.42	0.158	0.53	0.262	0.88	0.299	1.00
	Ortalama				Oran			
AY-75	0.128				0.61			
AY-98	0.211				1.00			

Tablo 5. Farklı yönetmelik ve kat grupları için duvarlı ve duvarsız modeller ortalama yatay dayanım oranları

	K2	K4	K7	Ortalama
AY-75	0.308	0.146	0.100	0.18
AY-75.D	0.406	0.191	0.123	0.24
Fark	0.098	0.045	0.023	0.06
Oran	1.318	1.305	1.230	1.28
AY-98	0.450	0.261	0.204	0.31
AY-98.D	0.546	0.317	0.233	0.37
Fark	0.097	0.056	0.028	0.06
Oran	1.215	1.213	1.137	1.19

SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

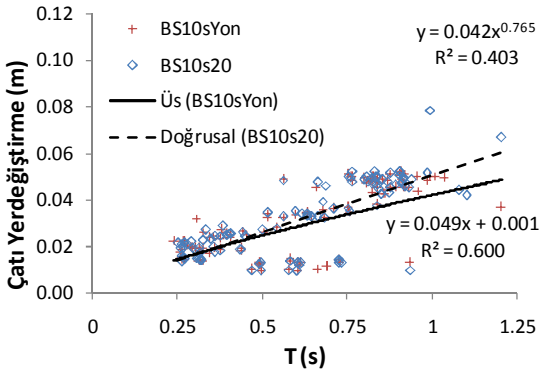
Çalışma kapsamında Türk yapı stoğunu yansıttığı düşünülen 432 adet üç boyutlu bina için 864 doğrusal elastik olmayan statik analiz yapılarak kapasite eğrileri ve Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Öncesi performans seviyesi için yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilmiştir. Elde edilen kapasite eğrileri kullanılarak bina modelleri, tek serbestlik dereceli hale indirgenmiş ve 0.2g, 0.4g ve 0.6g ortalama yer ivmesine sahip 264 adet geçmiş depremlerde kaydedilmiş ivme kaydı için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize tabi tutularak yerdeğiştirme talepleri belirlenmiştir. Aynı modellerin DBYYHY-2007'ye göre de yerdeğiştirme talepleri hesaplanarak karşılaştırma yapılmıştır. Elde edilen bilgiler ışığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Tüm yapıların yatay dayanım/bina ağırlığı oranı değerlendirildiğinde, yatay dayanımın artan periyot değeri ile hızla azaldığı görülmektedir. Az katlı ve duvarlı modellerde yatay dayanım oranı 0.70'in üzerinde değerlere sahip iken periyot artışı ile 0.10 mertebesinin altına kadar düşebilmektedir. Fakat genel trend itibariyle bu oran civarında yataylaştığı söylenebilir.
- Modellerin farklı yönetmelik şartları ve duvar durumuna göre gruplanarak incelenmesi durumunda periyot ile dayanım değerleri arasında korelasyonun arttığı görülmektedir. Aynı kat grubunda bulunan AY-98 modelleri, AY-75 modellerine göre %34 ilâ %89 oranında daha büyük yatay dayanım oranına sahiptir. Periyot değeri arttıkça ve yatay dayanım oranı azaldıkça fark daha belirgin hal almaktadır.
- Duvarların dikkate alınması durumunda yatay dayanım oranı doğal olarak artış göstermektedir. AY-75 modellerinde duvar dayanımını dikkate alınması durumunda dayanımda ortalama olarak %28 artış meydana gelmektedir. Daha güçlü betonarme elemanlara sahip AY-98 modellerinde ise bu oran %19'da kalmaktadır.
- Dayanım fazlalığı parametresi için yapılar betonarme çerçeve olduğundan ve tasarım amacı sünek sistem varsayılarak taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak (R) 8 değeri kullanılmıştır. R=8 değerinin kullanılması kötü detaylandırma ve beton dayanımına sahip AY-75 yapılarının sünek olarak varsayıldığını göstermez. Yönetmelik talebi sadece bir referans noktası olarak dikkate alınmıştır ve ilgili yapının bu değerin kaç katı yatay dayanım değerinde olduğu belirlenmiştir.
- Dayanım fazlalığı parametresi incelendiğinde bu değerin yatay dayanım gibi artan periyot değeri, bir anlamda kat sayısı, ile azaldığı görülmektedir. AY-75 modellerinde dayanım fazlalığı değeri yaklaşık olarak 4.2 ile 1.0 arasında iken AY-98 için bu değerler 5.7 ile 1.6 arasındadır.

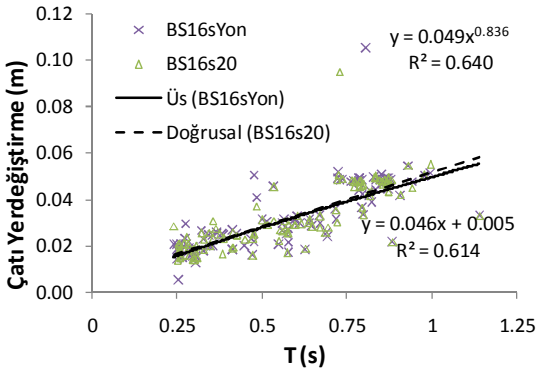
Tablo 6. İvme kaydı ve DBYYHY-2007 ortalama çatı yerdeğiştirme talep değerleri

		Çatı Yerdeğiştirme (m)		Oran
İvme Grubu	Zemin Grubu	İvme Kaydı	Yönetmelik	(Kayıt/ Yönetmelik)
0.2g	A/Z1	0.039	0.030	1.31
	B/Z2	0.043	0.037	1.15
	C/Z3	0.046	0.049	0.94
	D/Z4	0.049	0.063	0.77
0.4g	A/Z1	0.070	0.060	1.16
	B/Z2	0.076	0.075	1.01
	C/Z3	0.078	0.103	0.76
	D/Z4	0.076	0.142	0.53
0.6g	A/Z1	0.086	0.091	0.95
	B/Z2	0.102	0.114	0.90
	C/Z3	0.112	0.157	0.71
	D/Z4	0.124	0.221	0.56

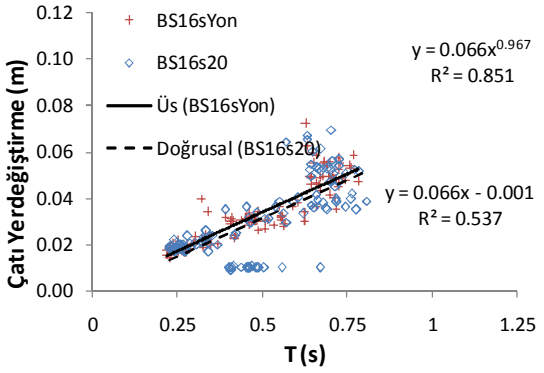
- Hemen Kullanım performans seviyesi yerdeğiştirme kapasitesi yönetmelik şartları, malzeme, enine donatı miktar ve detaylandırması değişiminden önemli oranda etkilenmemektedir.
- Can Güvenliği (CG) performans seviyesi plastik davranışın daha ileri safhalarında yer aldığından sünekliği etkileyen parametreler bu seviye yerdeğiştirme kapasitesini de önemli ölçüde etkilemektedir. Etriye ve beton özelliklerinin olumsuz olması durumunda yapı süneklik değerinin %50 oranında azalmasının mümkün olduğu gözlenmektedir. CG için AY-98 yönetmeliği modellerinin AY-75 modellerinden %42 oranında daha sünek olduğu görülmektedir. Yüksek katlı yapılarda malzeme ve enine donatı detayının yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde daha etkili olduğu gözlenmiştir.
- Özellikle düşük periyotlu (az katlı) yapılarda düşük eksenel yük sebebiyle eleman süneklik kapasitesini donatı birim deformasyon değeri belirleyebilmektedir. Yüksek beton dayanımı ve iyi sargılama çekme donatılarında daha düşük eğrilik değerlerinde daha büyük zorlanmalara neden olmaktadır. Bu sebeple yüksek beton dayanımı ve iyi sargılama durumlarında az katlı yapılarda CG yerdeğiştirme kapasitesi az farkla da olsa daha düşük olabilmektedir. Bu durum daha büyük kolon kesitlerine ve dolayısıyla daha düşük eksenel yük düzeyine sahip 2 katlı AY-98 yapı modellerinde belirgin olarak görülmektedir.
- Göçme Öncesi (GÖ) performans seviyesi ile CG performans seviyesi değerleri özellikle AY-75 yapıları için birbirine yakındır. Bu durum daha önce diğer bazı araştırmacılar tarafından belirtilmiş olan Türk betonarme çerçeve yapıların düşük ve yüksek hasar durumları arasında az fark bulunması sonucu ile uyum göstermektedir (Booth ve diğ., 2004; Ay ve Erberik, 2008). Etriye ve beton özelliklerinin olumsuz olması durumunda yapı süneklik değerinin %58 oranında azalabildiği görülmektedir. AY-98 yönetmeliği modellerinin AY-75 modellerinden %65 oranında daha sünek olduğu görülmektedir. GÖ seviyesi için yönetmelik, malzeme ve enine donatı özellikleri CG seviyesine göre daha etkindir.
- Tüm performans seviyeleri için beton dayanımı ve enine donatı miktarında artışın yerdeğiştirme kapasitesi değerlerini azalttığı durumlar oluşabilmektedir. Bunun sebebi bu faktörlerin iyileşmesi ile boyuna donatı birim uzama değerinde artış olmasıdır. Kesit sünekliği açısından boyuna donatı birim uzama değerinin kritik olduğu kiriş veya az katlı yapı kolon elemanlarında bu durumun görülme olasılığı artmaktadır.
- İyileşen beton dayanımı ve enine donatı durumunun eleman deformasyon kapasitesini azaltması önceki bilgiler ile tam uyumlu değildir. Bu sebeple DBYYHY-2007'de verilen çelik birim uzama sınır değerlerinin özellikle deneysel çalışmalar ile detaylı olarak incelenmesi faydalı olabilir.
- Beton dayanımı ve etriye durumunun yapı yerdeğiştime kapasitesi üzerindeki etkisinin artan periyot değeri ile birlikte arttığı eğilim çizgilerinin gittikçe birbirinden uzaklaşmasından anlaşılmaktadır. Bu durumda yüksek katlı yapılarda malzeme ve enine donatı detayının yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde daha etkili olduğu söylenebilir.
- Çalışma kapsamında gerçek depremlerin ivme kayıtları ve DBYYHY-2007 yerdeğiştirme talep sonuçları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma yapılabilmesi için ivme kayıtlarından oluşan setlerin ve DBYYHY-2007'de öngörülen yer hareketi şiddetinin benzer olması gereklidir. Bu amaçla yönetmelikte 1. derece deprem bölgesi için verilen maksimum yer ivmesi (PGA) değeri dikkate alınmıştır. Bilindiği gibi yönetmelikte farklı dönüşüm periyoduna sahip depremler için tasarım spektrumu değerinin 0.5 ve 1.5 katı değerler öngörülmektedir. Bu da PGA olarak 0.2g, 0.4g ve 0.6g değerlerine işaret etmektedir. Bu sebeple oluşturulan deprem setlerinin ortalama maksimum yer ivmelerinin verilen değerlerde olması sağlanmıştır.
- Sonuçlar değerlendirildiğinde beklenildiği gibi genel olarak zemin zayıflaştıkça yerdeğiştirme talepleri artmaktadır. Zemin grubuna göre yerdeğiştirme taleplerinde önemli farklar görülmektedir.



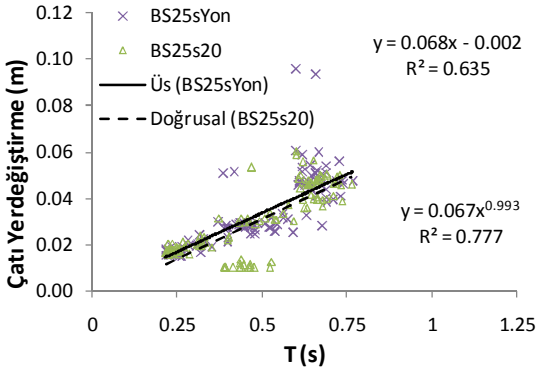
AY-75 BS10 modelleri için hemen kullanım seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



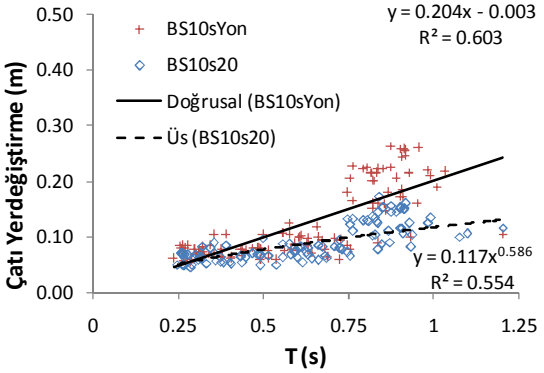
AY-75 BS16 modelleri için hemen kullanım seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



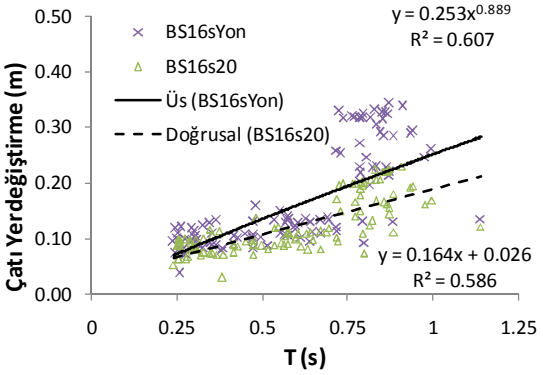
AY-98 BS16 modelleri için hemen kullanım seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



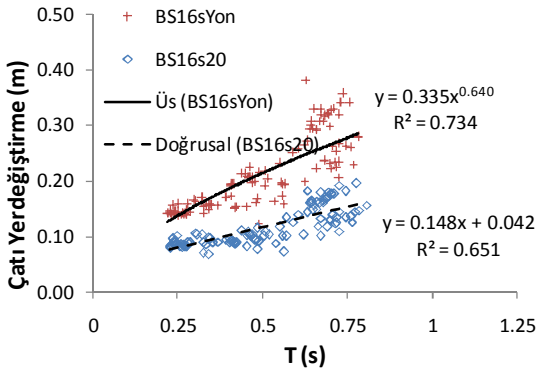
AY-98 BS25 modelleri için hemen kullanım seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



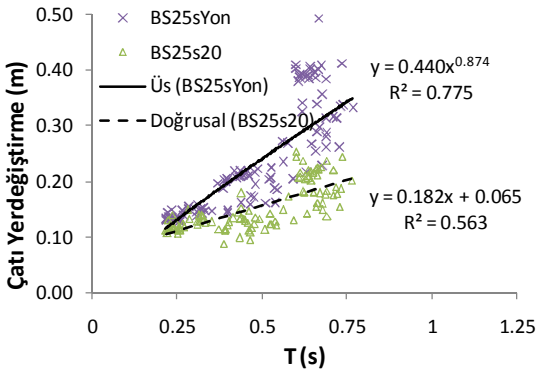
AY-75 BS10 modelleri için can güvenliği seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



AY-75 BS16 modelleri için can güvenliği seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

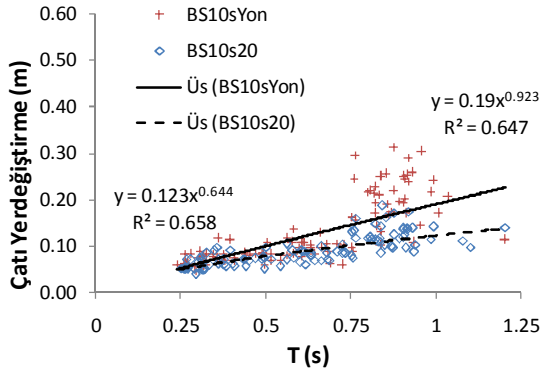


AY-98 BS16 modelleri için can güvenliği seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

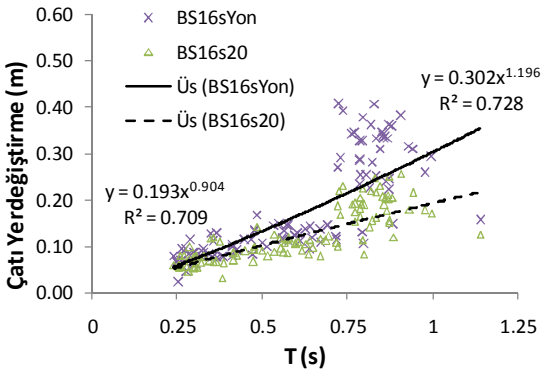


AY-98 BS25 modelleri için can güvenliği seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

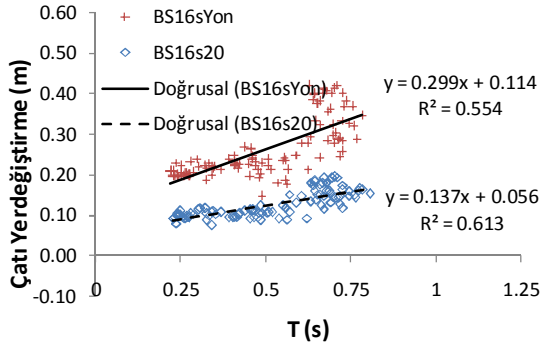
Şekil 2. Modellere ait Hemen Kullanım ve Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasiteleri periyot ilişkileri



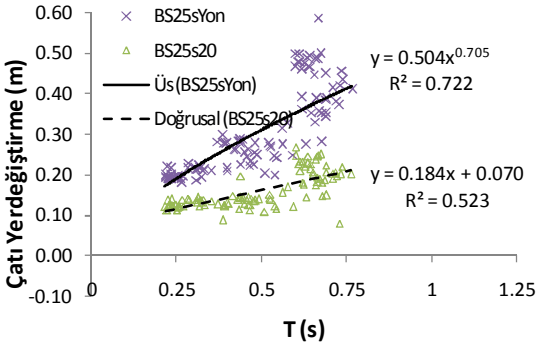
AY-75 BS10 modelleri için göçme öncesi seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi



AY-75 BS16 modelleri için göçme öncesi seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

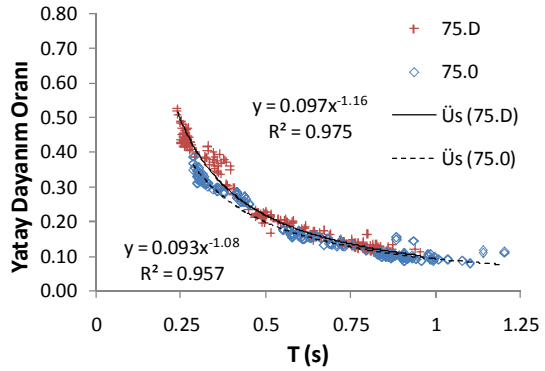


AY-98 BS16 modelleri için göçme öncesi seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

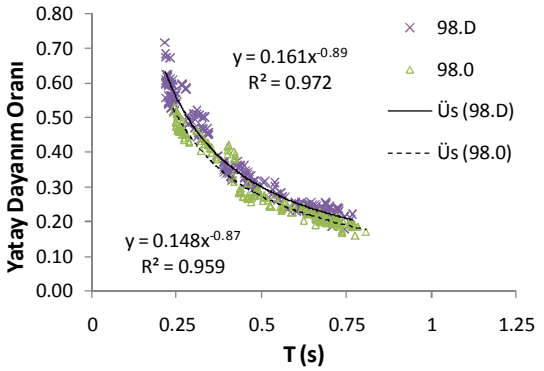


AY-98 BS25 modelleri için göçme öncesi seviyesi çatı ötelenmesi yapı periyodu ilişkisi

Şekil 3. Modellere ait Göçme Öncesi yerdeğiştirme kapasitesi periyot ilişkileri



AY-75 modelleri için yatay dayanım oranı yapı periyodu ilişkisi

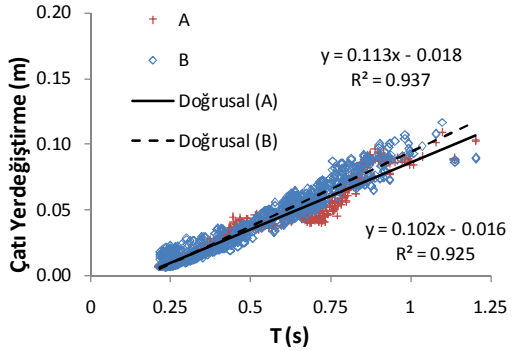


AY-98 modelleri için yatay dayanım oranı yapı periyodu ilişkisi

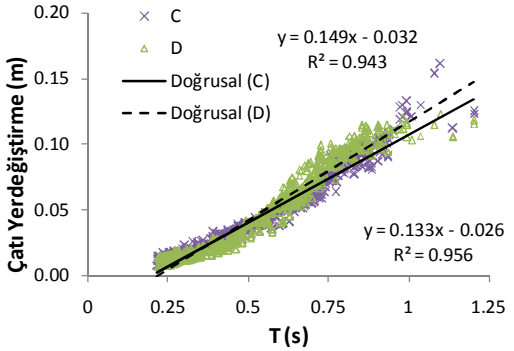
Şekil 4. Modellere ait yatay dayanım kapasite oranı periyot ilişkileri

- Gerçek deprem ivme kayıtlarından elde edilenler ile DBYYHY-2007 yerdeğiştirme talep sonuçları karşılaştırıldığında; 0.2g ve 0.4g yer ivmesi için Z1 ve Z2 zemin bölgeleri için yönetmelik talep değerlerinin yetersiz kaldığı gözlenmiştir. Zemin bölgesi ve yer ivme değeri arttıkça yetersizliklerin düzeyleri azalmaktadır.
- Bunun sebeplerinden biri yönetmelikte elastik ve elastik olmayan yerdeğiştirmeler arasındaki oranı veren C_{R1} (spektral yerdeğiştirme oranı) katsayısının zemin grubu T_B değerine bağlı olarak önemli değişim göstermesi olabilir. C_{R1} değerinde aynı yapı periyot değeri için farklı zemin grupları arasında 2 katı aşkın farklar mevcuttur. Bu sebeple özellikle küçük yer ivmesi değerlerine sahip depremler için "eş enerjiden" "eş deplasmana"

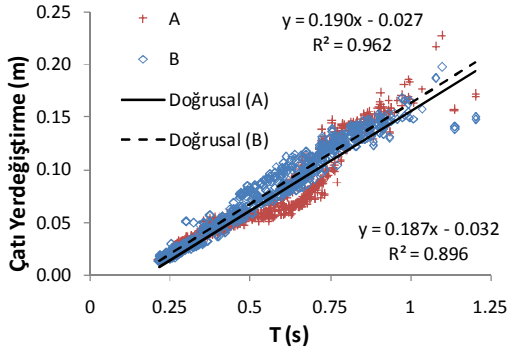
geçiş periyot değerlerinin DBYYHY-2007 formülasyonunda Z1 ve Z2 zemin bölgeleri için olması gerekenden küçük seçilip seçilmediğinin incelenmesi uygun olabilir.



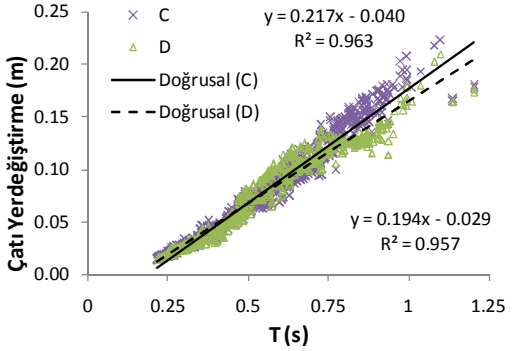
İvme kayıtları A ve B zemin grubu 0.2g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi



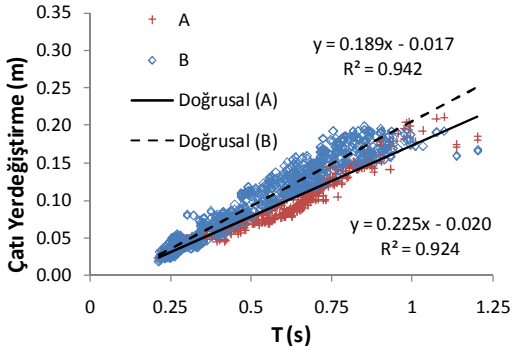
İvme kayıtları C ve D zemin grubu 0.2g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi



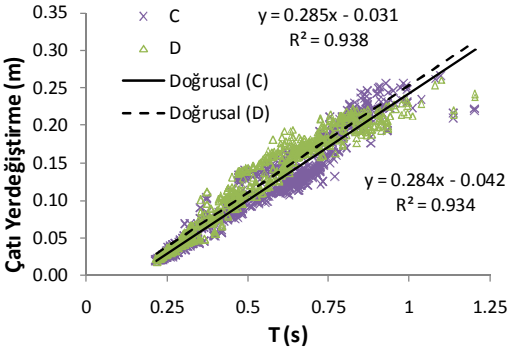
İvme kayıtları A ve B zemin grubu 0.4g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi



İvme kayıtları C ve D zemin grubu 0.4g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi



İvme kayıtları A ve B zemin grubu 0.6g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi



İvme kayıtları C ve D zemin grubu 0.6g yer ivmesi çatı ötelenmesi talebi yapı periyodu ilişkisi

Şekil 5. Modellere ait yerdeğiştirme talepleri periyot ilişkisi

Teşekkür

Bu çalışma 107M569'nolu TÜBİTAK ile 2008FBE005'nolu Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri tarafından desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Adalier K. and Aydingun O., 2001. Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana–Ceyhan (Turkey) earthquake, Engineering Structures,; 23(4):343-355.

AY-1975, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

AY-1998, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

DBYYHY-2007, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

Dogangun, A., 2004. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingöl earthquake in Turkey, Engineering Structures, 26(6), 841-856.

FEMA-356, 2000. Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Hachem M.M. (2010), BiSpec, http://eqsols.com/default.aspx

Inel, M., Ozmen, H. B., and Bilgin, H., 2008. Re-evaluation of building damages during recent earthquakes in Turkey, Engineering Structures, 30, 412-427.

Inel M., Ozmen H.B., Şenel Ş.M. ve Kayhan A.H. 2009. Mevcut Betonarme Binaların Yapısal Özelliklerinin Belirlenmesi, Uluslararası Sakarya Sempozyumu, 1-2 Ekim 2009, Sakarya, Türkiye.

Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., 1998. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.

Özcebe, G., 2004. Deprem Güvenliğinin Saptanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi, TÜBİTAK İÇTAG YMAÜ İ574 Numaralı Araştırma Projesi Sonuç Raporu, Ankara.

PEER, http://peer.berkeley.edu

SAP2000, CSI. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual; Berkeley (CA, USA); Computers and Structures Inc.

SEMAp 2008, Sargılı etkisi modelleme analiz programı; Tubitak proje no: 105M024

Sezen, H., Whittaker, A. S., Elwood, K. J., and Mosalam, K. M., 2003. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey. Engineering Structures, 25(1), 103-114.

TS-500, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Yakut A., Gulkan P., Bakır B. S., Yılmaz M. T., 2005. Re-examination of damage distribution in Adapazari: structural considerations. Engineering Structures, 27(7): 990-1001.

EKSİK BİNDİRME BOYLU BETONARME KOLON DAVRANIŞININ ANALİTİK MODELLENMESİ

ANALYTICAL MODELING OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH DEFICIENT LAP SPLICES

Kutay ORAKÇAL[1] ve Sharmin Reza CHOWDHURY[2]

ÖZET

Mevcut betonarme binaların deprem performansını kötü yönde etkileyen önemli özelliklerden biri kolon donatısındaki bindirmeli ek bölgelerinde eksik bindirme boyu ve yetersiz enine donatı kullanımı nedeniyle oluşan sıyrılma davranışıdır. Bindirme boyu yetersiz kolonlardaki aderans kaybı ve sıyrılma davranışının güvenilir bir şekilde modellenmesi, mevcut betonarme binaların statik ve dinamik hesap yöntemleriyle analizi ve performans değerlendirmesi için açısından önem taşımaktadır. Bu çalışmada yetersiz bindirme boyuna sahip betonarme kolonların deprem etkileri altında yük–şekildeğiştirme davranışını öngören bir analitik model sunulmuştur. Sunulan model, makro-lifli bir betonarme kolon modelinin formülasyonuna aderans gerilmelerinin sıyrılma deformasyonları ile değişimini temsil eden yayların eklenmesinden oluşmaktadır. Önerilen modelleme yöntemi ile bindirmeli ek bölgesinde oluşan sıyrılma deformasyonlarının kolonun tersinir tekrarlanır yükler altında yük–şekildeğiştirme davranışına etkisi etkin bir şekilde temsil edilebilmekte; çekip çıkma ya da yarılma mekanizmaları nedeniyle oluşacak sıyrılma deformasyonlarının ve aderans gerilmelerinin bindirme bölgesi boyunca dağılımı öngörülebilmektedir. Modelin esnek formülasyonu düz donatının aderans özellikleri ve sargı donatısı miktarının aderansa etkisini de gözönünde bulundurmaya olanak sağlamaktadır. Model sonuçları eksik bindirme boyuna sahip nervürlü donatı içeren kolon numuneleri üzerinde yapılan deney sonuçlarıyla karşılaştırılmış, modelin nervürlü donatılı numuneler için tutarlı sonuçlar verdiği gösterilmiştir. Önerilen analitik modelleme yöntemi, donatıda sıyrılma etkilerinin betonarme yapıların deprem davranışına etkisinin daha iyi irdelenebilmesi için önemlidir.
Anahtar Kelimeler: Betonarme, Analitik modelleme, Kolon, Sıyrılma

ABSTRACT

A possible source of seismic failure in existing reinforced concrete structures is loss of anchorage in column reinforcement, along deficient lap splices with short lap length and inadequate transverse reinforcement conditions. Reliable modeling of the bond slip behavior and anchorage failures in such columns is important for performance assessment of existing buildings using nonlinear static and dynamic analysis methods. In this study, a novel analytical modeling approach is proposed, for simulating theload-deformation response of lap-splice-deficient columns under earthquake actions. The modeling approach involves implementing bond stress vs. slip springs in the formulation of a fiber-based macro model. The proposed model directly considers the influence of bond slip deformations on the lateral load – displacement response of a column under reversed cyclic lateral loading, and successfully represents the distribution of bond stresses and slip deformations, due to either splitting or pullout anchorage failures, along the lap splice region. The flexible formulation of the model allows for investigating the influence of both using smooth rebars and the amount transverse reinforcement on the behavior of a lap-spliced column. Results of the model were compared with test results on column specimens with deformed reinforcing bars and deficient lap splices, and the model was found to consistently represent the experimental behavior, both at global

[1] Y. Doç. Dr., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü, İstanbul, kutay.orakcal@boun.edu.tr
[2] Doktora Öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü, İstanbul, srchowy@yahoo.com

and local response levels, and the types of failure observed during the tests. The modeling approach presented is believed to be a significant improvement, towards realistic consideration of bond slip deformations and anchorage failures on the seismic response and performance of reinforced concrete structures.
Keywords: Reinforced concrete, Analytical modeling, Column, Bond slip

GİRİŞ

Betonarme bir bina sisteminin deprem etkileri altında sünek bir davranış gösterebilmesi için kirişlerdeki boyuna donatının akma davranışı göstermesi gerekir. Bindirmeli ek kullanılan kolonlarda ise boyuna donatının betondan sıyrılma durumu oluşmadan, kolonun moment taşıma gücüne ulaşması beklenir. Mevcut binalardaki kolonların bindirme eklerinde genellikle donatı yetersiz bindirme boyu kullanılmış ve bindirme bölgesinde ankraj özelliklerini geliştirici yönde etriye sıklaştırılması yapılmamıştır. Konstruktif kolaylık açısından kat döşeme seviyelerinin hemen üzerinde oluşturulmuş bu bindirmeli eklerde, deprem etkilerinden dolayı yüksek eğilme momentleri ve boyuna donatıda yüksek çekme istemleri oluşacak; bu istemler kolon moment taşıma gücüne ulaşmadan önce bindirme bölgelerinde sıyrılma davranışına yol açacaktır. Yetersiz bindirme boylu kolonlar içeren betonarme binalarda büyük depremler sonrasında sıkça görülen bu sıyrılma davranışının çok sayıda binada ileri hasar ve yıkılmaya yol açtığı gözlemlenmiştir. Bahsedilen sıyrılma davranışının kolonun moment taşıma gücüne ve süneklik özelliklerine etkisinin detaylarıyla anlaşılması ve doğru bir şekilde modellenebilmesi mevcut betonarme binaların deprem performansının güvenilir bir şekilde değerlendirilmesi açısından önem taşımaktadır.

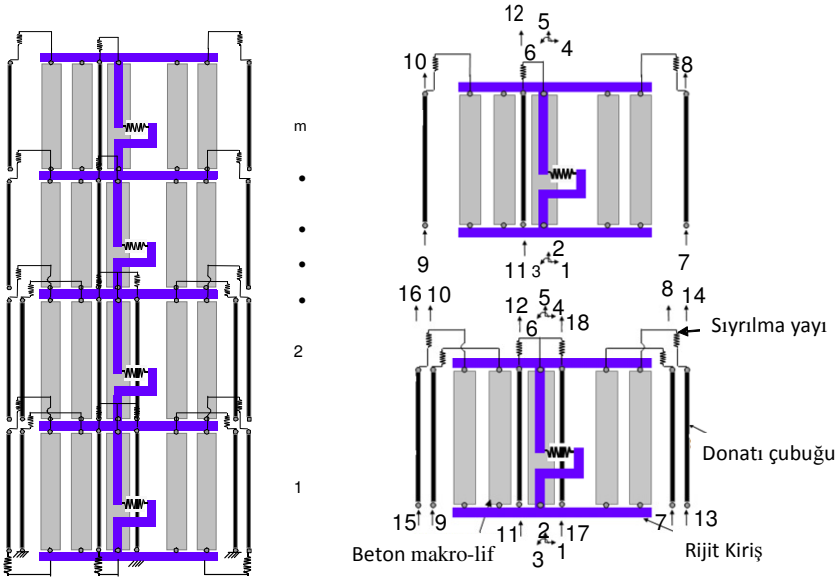
Betonarme kolonların bindirmeli ek bölgelerindeki sıyrılma davranışı üzerine çok sayıda deneysel araştıma yürütülmüş karşın, görece az sayıda detaylı analitik modelleme çalışması yapılmıştır (Ör: Reyes, 1999, Reyes ve Pincheira, 1999, Cho ve Pincheira, 2006). Son olarak Cho ve Pincheira'nın (2006) geliştirdikleri analitik modelin eksik bindirme boylu kolonların tersinir tekrarlanır yükler altında yatay yük – öteleme davranışını gerçeğe yakın bir şekilde temsil ettiğini gösterilmiştir. Ancak bu model, daha önce geliştirilmiş modellere benzer olarak, sıyrılma davranışının tek bir kesitte oluştuğu varsayımını içermekte ve sıyrılma deformasyonlarını (sıyrılma dönmelerini) kolon tabanında uzunluğu olmayan bir sıyrılma mafsalında yoğunlaştırmaktadır. Tersinir tekrarlanır yükler altındaki davranış boyunca sıyrılma mafsalı, plastik mafsaldan bağımsız olarak çalışmakta, dolayısıyla kolon tabanında sıyrılma deformasyonları (sıyrılma dönmeleri) plastik mafsal bölgesinde beton ve donatıdaki birim şekildeğiştirmelerden bağımsız bir şekilde oluşmaktadır.

Öte yandan bu çalışma kapsamında geliştirilmiş olan analitik modelleme yönteminde uzunluğu olmayan bir sıyrılma mafsalı varsayımı kullanılmamış; donatı çubukları, aderans gerilmelerinin sıyrılma deformasyonları ile değişimini temsil eden yaylar kullanılarak betona bağlanmıştır. Modelin içeriğinde beton ve donatı için gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntılarının yanında sıyrılma yayları için de tersinir tekrarlanır aderans gerilmesi – sıyrılma deformasyonu bağıntıları kullanılmış, eğilme davranışını gerçeğe yakın bir şekilde temsil eden halihazırdaki lifli model formülasyonu, sıyrılma deformasyonlarını da içerecek şekilde geliştirilmiştir. Geliştirilmiş olan model, hem sıyrılma deformasyonlarının beton ve donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirmelerle etkileşimini, hem de sıyrılma deformasyonları ve aderans gerilmelerinin bindirme bölgesi boyunca dağılımını göz önünde bulundurmaktadır.

ANALİTİK MODELİN ÖZELLİKLERİ

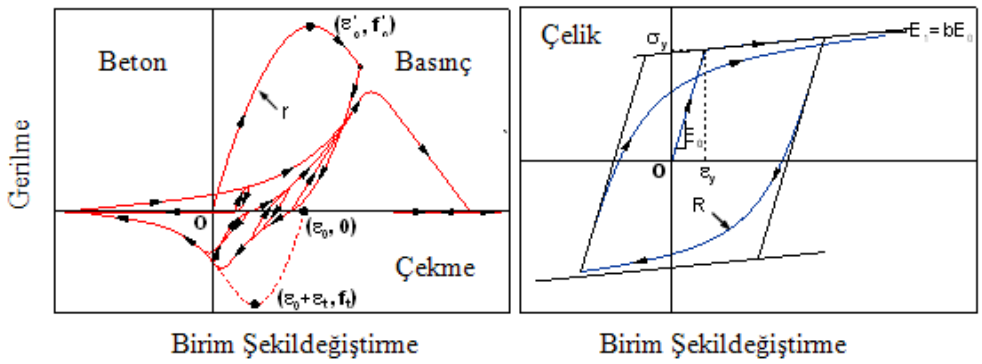
Önerilen analitik modelde, doğrusal elastik olmayan eğilme davranışını temsil eden makro-lifli bir betonarme eleman modeli formülasyonu (Multiple-Vertical-Line-Element Model, Orakçal v.d.,

2004) temel alınmış, ancak liflerdeki çelik donatı modelin formülasyonundan çıkarılmış, liflerin sadece betonun gerilme – birim şekildeğiştirme davranışını temsil ettiği düşünülmüştür. Beton lifler betonun serbestlik derecelerinin tanımlandığı ve düzlem kesit koşulunun zorlandığı rijit kirişlere bağlanmış, rijit kirişler birbirine ayrıca doğrusal olmayan kesme davranışını temsil eden yatay yaylarla her bir elemanın varsayılan dönme merkezinde birbirine tutturulmuştur. Donatı çubukları ise gene makro-lifler olarak, ancak beton liflerin deformasyonunu temsil eden rijit kirişlerden bağımsız serbestlik dereceleriyle modellenmiş, ancak donatı çubukları rijit kirişlere donatının kesitte bulunduğu noktalarda sıyrılma yaylarıya bağlanmıştır. Modelin genel içeriği ve bindirme bölgesi içinde ve üstünde kullanılacak model elemanlarının serbestlik dereceleri Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Önerilen analitik modeldeki beton makro-lifleri, donatı çubukları, sıyrılma yayları ve serbestlik dereceleri

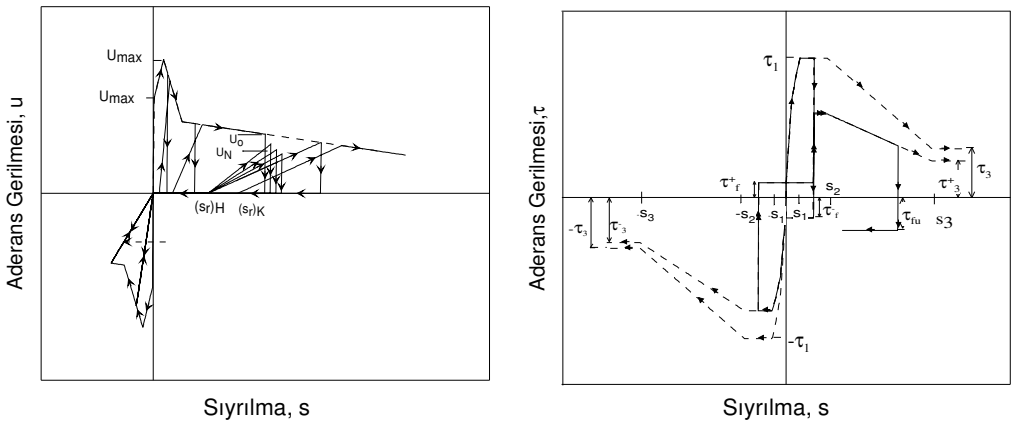
Modelde beton ve donatı çeliği için kapsamlı gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntıları kullanılmıştır (Şekil 2). Beton için kullanılmış olan Chang ve Mander (1994) modeli, tersinir tekrarlanır yükler altında betonun basınç – çekme davranışı sürekliliği, progresif çatlak kapanması ve çekme sertleşmesi gibi davranışsal özelliklerin analize dahil edilmesine olanak sağlamaktadır. Donatı çeliği için kullanılmış olan Menegotto ve Pinto (1973) modeli ise Bauschinger etkisi ve kinematik/izotropik pekleşme etkilerini göz önünde bulundurmaktadır.



Şekil 2. Beton ve donatı çeliği için kullanılan tersinir tekrarlanır gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntıları

Sıyrılma yaylarının tersinir tekrarlanır yükler altındaki davranışı için de sıyrılma davranışını gerçeğe en yakın biçimde temsil ettiği kapsamlı deneysel çalışmalarla doğrulanmış olan kapsamlı bağıntılar kullanılmıştır. Sargısız betonda oluşacak yarılma (splitting) sıyrılmasını temsil etmek üzere Harajli'nin (2009) aderans gerilmesi – sıyrılma deformasyonu bağıntısı, sargılı betonda (etriye bulunan bölgelerde) oluşacak çekip-çıkma (pullout) sıyrılmasını temsil etmek üzere de

Eligehausen vd.'nin (1983) aderans gerilmesi – sıyrılma deformasyonu bağıntısı modele uygulanmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Sıyrılma yaylarının yarılma ve çekip-çıkma davranışları için kullanılan tersinir tersinir tekrarlanır aderans gerilmesi – sıyrılma deformasyonu bağıntıları

Modelin formülasyonu, kullanılan malzeme ve sıyrılma bağıntıları ve iteratif bir numerik analiz yöntemi ile beraber, MATLAB yazılımı ortamında kodlanmış; analizler kolon üzerine etkiyen düşey yük ve tersinir tekrarlanır yatay yüklerin bileşik etkisi altında gerçekleştirilmiştir.

ANALİTİK MODELİN DENEYSEL KALİBRASYONU

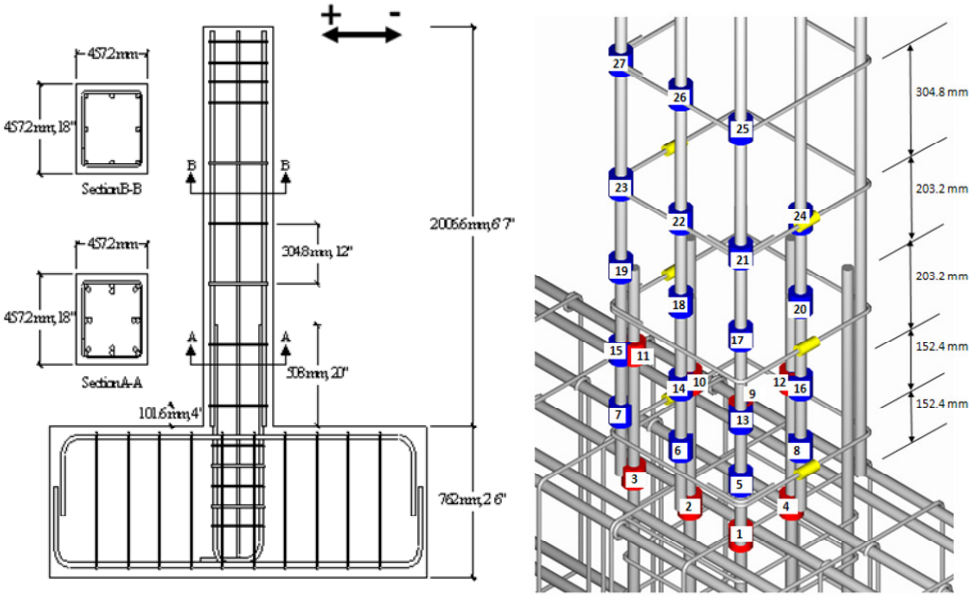
Deneysel Program

Analitik modelin kalibrasyonu ve analizlerin deney sonuçlarıyla karşılaştırılmasında Melek ve Wallace'ın (2004) deneysel çalışması kullanılmıştır. Bu deneysel çalışma kapsamında bindirme boyu eksik ve bindirme bölgesinde az miktarda enine donatının bulunduğu 6 adet betonarme kolon numunesi üzerinde değişik eksenel yük seviyeleri ve tersinir tekrarlanır yatay yükler altında yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deneysel çalışmada kullanılan kolon numunelerinin aslen A.B.D'deki mevcut binalarda rastlanan özellikleri barındırdığı, dolayısıyla ülkemizdeki mevcut binalarda rastlanan özellikleri yansıtmadığı belirtilmelidir. Bu çalışma, modelin ilk aşamada nervürlü donatı içeren kolonlar için doğrulanması ve bu deneylerde detaylı bir şekilde ölçülen bölgesel şekildeğiştirmeleri ne derece iyi temsil ettiğini görebilmek için kullanılmıştır.

Kolon numunelerinin yükseklikleri 1.52m, 1.68m ve 1.83m değerlerinde değişmekte olup, 457 mm genişliğinde kare kesitlere sahiptirler. Numunelerin boyuna donatısı 8-ϕ25 nervürlü donatı olup, enine donatı 90-derece kancalı 9.5mm çaplı, 305mm aralıklı nervürlü etriyelerden oluşmaktadır. Numunelerde kullanılan bindirme boyu boyuna donatı çapının 20 katı (20ϕ) uzunluğundadır ki, bu uzunluk ACI318-08'e (2008) göre hesaplanmış olan bindirme boyunun %60'ına denk gelmektedir. Numunelerde kullanılan betonun deney günü ölçülen basınç dayanımı 36MPa, boyuna donatının ölçülen akma dayanımı 510MPa, enine donatının ölçülen akma dayanımı ise 480MPa civarındadır. Numunelere uygulanan eksenel yük seviyeleri, kesit eksenel yük kapasitelerinin %10, %20 ve %30 değerleri mertebesindedir ($0.10A_g f_c$, $0.20A_g f_c$, $0.30A_g f_c$). Deneylerde uygulanan yanal öteleme protokolleri 6 numunenin 5 tanesi için standart olarak 0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0, 7.0 ve 10.0% öteleme oranı değerlerinin her birinde 3 adet yükleme çevrimi olacak şekilde uygulanmış, bir numune ise faya-yakın deprem etkilerini temsil edecek bir öteleme protokolü etkitilmiştir. Deney numunelerinin genel özellikleri Tablo 1'de özetlenmiştir. Şekil 4'te ise numunelerde donatı yerleşimi, bindirme bölgesi detayı ve boyuna donatıdaki birim şekildeğiştirmelerin ölçümü için deneylerde kullanılmış olan gerinimölçerlerin dağılımı gösterilmiştir.

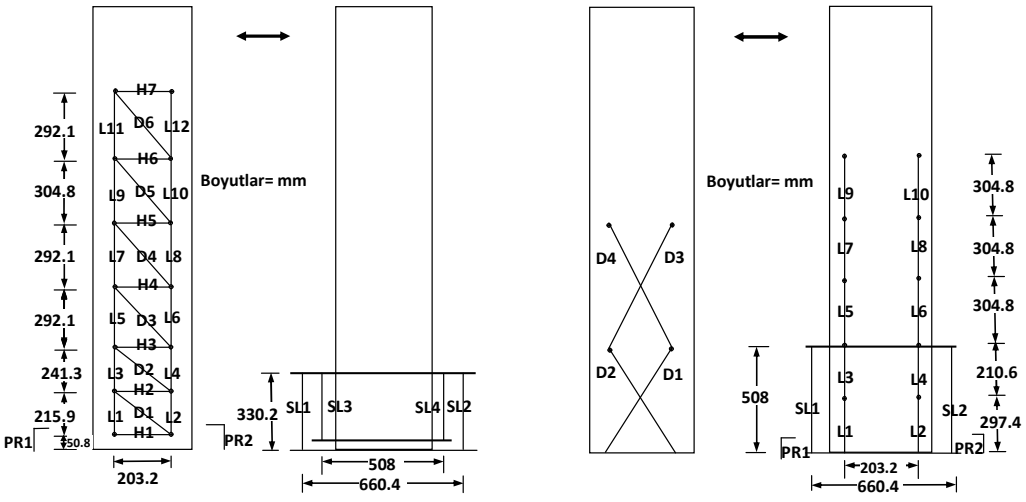
Tablo 1. Deney Numunelerinin Özellikleri

Numune	Eksenel Yük P_{ax} $(\%A_g f_c)$	$l_{o,mevcut}/l_{o,ACI318}$	Yükseklik (mm)	Öteleme protokolü
2S10M	%10	0.65	1830	Standart
2S20M	%20	0.65	1830	Standart
2S30M	%30	0.65	1830	Standart
2S20H	%20	0.64	1680	Standart
2S20HN	%20	0.64	1680	Faya-yakın
2S30X	%30	0.64	1520	Standart



Şekil 4. Kolon numunesi donatı detayları ve gerinimölçer dağılımı (Melek ve Wallace, 2004)

Deneylerde numuneler üzerine Şekil 4'te gösterilen gerinimölçerlere ek olarak çok sayıda deplasman sensörü yerleştirilmiştir. Bu deplasman sensörleri ile numune üzerinde bir çok bölgede ortalama eğilme, kesme ve sıyrılma deformasyonları ölçülmüş; bu ölçümler deney sonuçlarının analiz sonuçlarıyla farklı seviyelerde ve bölgelerde detaylı olarak karşılaştırılmasına olanak sağlamıştır. Numuneler üzerinde kullanılan deplasman sensörlerinin dağılımı Şekil 5'te gösterilmiştir.



(a) 2S10M, 2S20M, 2S30M numunelerinde (b) 2S20H, 2S20HN, 2S30X numunelerinde

Şekil 5. Numunelerde kullanılan deplasman ölçerlerin dağılımı (Melek ve Wallace, 2004)

Model Kalibrasyonu

Analiz sonuçlarının deney sonuçlarıyla doğrudan ve tutarlı bir şekilde karşılaştırılması amacıyla, analitik model hem geometri hem de kullanılan malzeme bağıntılarının parametreleri bakımından deneylere uygun bir şekilde kalibre edilmiştir. Kolon yüksekliği boyunca kullanılan model elemanlarının sayısı ve yüksekliği, deneylerde ölçülen yerel şekildeğiştirmelerin birebir karşılaştırılabilmesi amacıyla gerinimölçer ve deplasman sensörü bağlantı noktalarına uygun bir şekilde belirlenmiştir. Genel olarak her bir kolon için bindirme bölgesinde en az 8 adet model elemanı, bindirme bölgesi dışında ise 4 adet model elemanı kullanılmıştır. Kesitteki betonun eğilme davranışının detaylı bir şekilde temsil edilebilmesi için her bir model elemanında 26 adet beton makro-lifi kullanılmıştır. Ancak belirtilmelidir ki analitik model ile elde edilen yanal yük–öteleme davranışı, kullanılan model elemanı sayısına ve beton makro-lifi sayısına bağlı olarak (bindirme bölgesinde en az 4 model elemanı ve kesitte en az 8 beton makro-lifi kullanıldığı sürece) ciddi farklılık göstermemektedir.

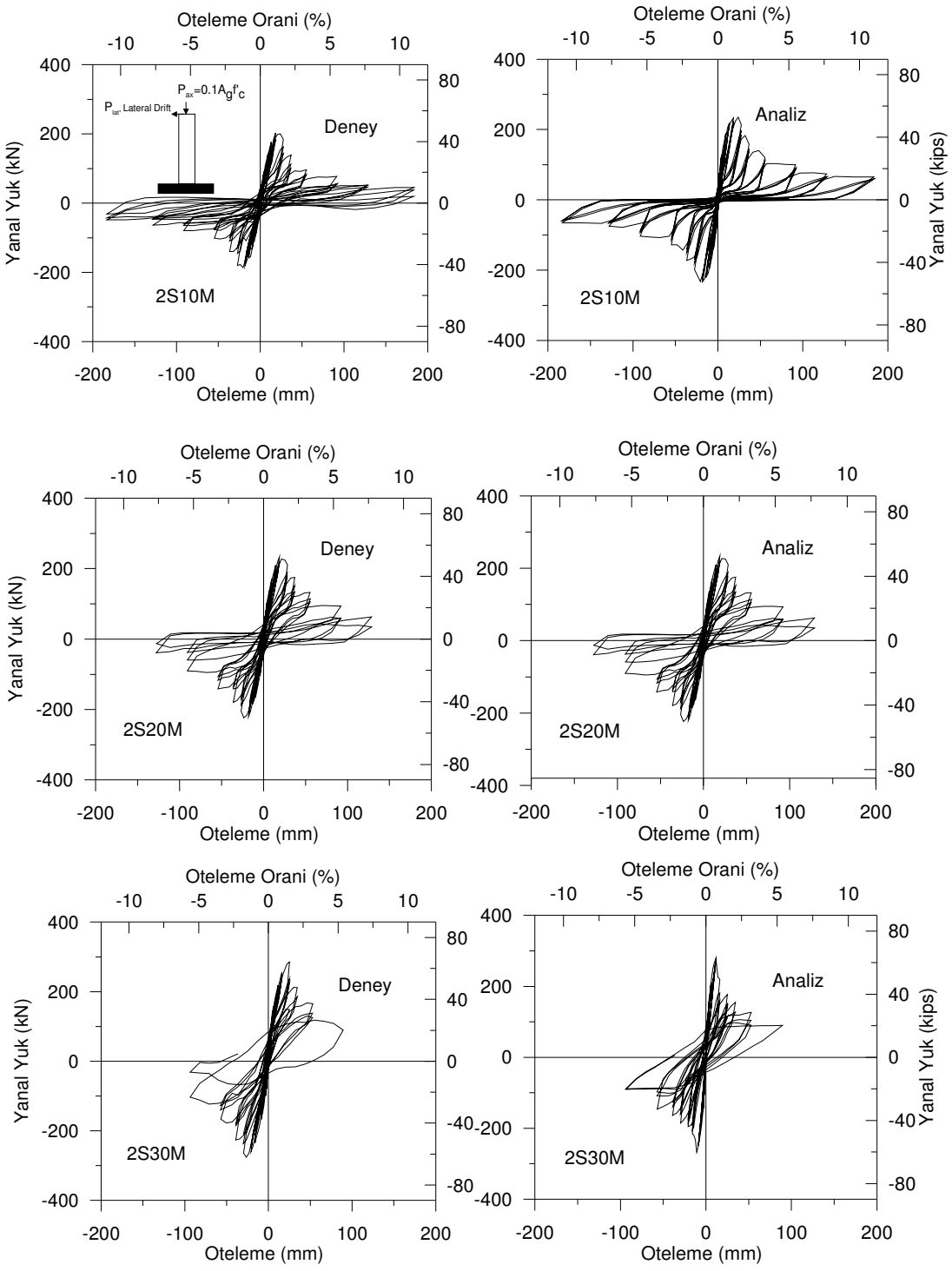
Analitik modelde beton ve donatı çeliği için kullanılan gerilme – birim şekildeğiştirme modellerinin monotonik parametreleri, deney numunelerinde kullanılan beton ve donatı çeliği üzerinde yapılmış olan basınç ve çekme deneylerinin sonuçlarına göre kalibre edilmiştir. Malzeme modellerinin tersinir tekrarlanır davranışı belirleyen parametrelerinin kalibrasyonunda ise Chang ve Mander (1994) ve Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilmiş olan ampirik bağıntılar kullanılmıştır. Sıyrılma yaylarının aderans gerilmesi – kayma deformasyonu ilişkisini temsil eden sıyrılma modellerinin monotonik ve tersinir tekrarlanır parametreleri ise doğrudan Harajli (2006) ve Eligehausen vd. (1983) tarafından önerilmiş olan bağıntılarla kalibre edilmiştir. Analiz sonuçlarının deney sonuçlarıyla daha iyi örtüşmesi amacıyla beton, çelik ve sıyrılma yayı modellerinin parametrelerinde herhangi bir ayarlama yapılmamıştır.

ANALİZ SONUÇLARININ DENEY SONUÇLARIYA KARŞILAŞTIRILMASI

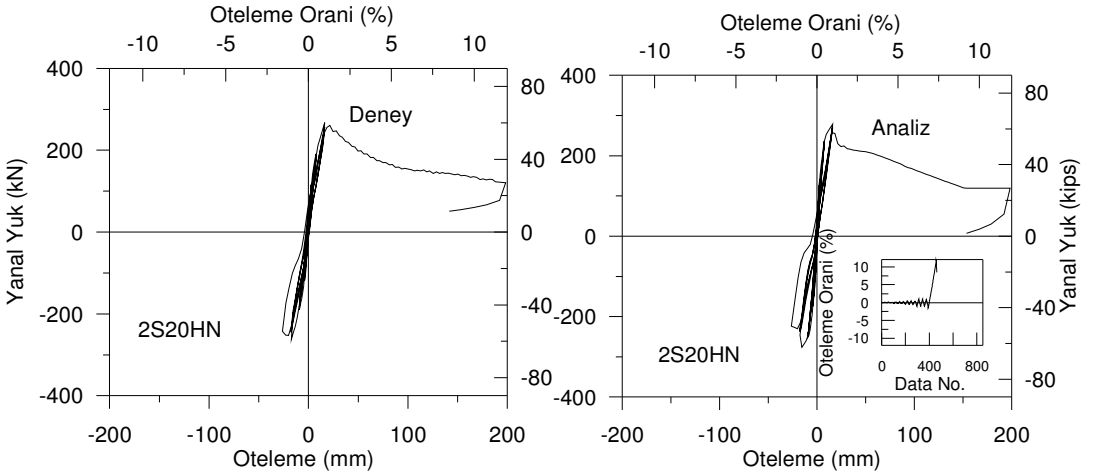
Kalibre edilmiş analitik modeller için MATLAB yazılımı ile elde edilmiş olan analiz sonuçları, deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar sadece yanal yük – öteleme davranışı kapsamında kalmamış; kolon tabanında ve bindirme bölgesi tepesinde oluşan dönmeler, çelik ve betonda oluşan birim şekildeğiştirmeler, kesitteki tarafsız eksen derinliği ve bindirme bölgesinde oluşan aderans gerilmeleri gibi yerel şekildeğiştirme ve davranış unsurları da karşılaştırılmıştır. Bu bölümde karşılaştırmaların sadece bir kısmı, temsili olarak verilmiştir. Karşılaştırmaların tümüne Chowdhury'nin (2011) doktora tezinde ulaşmak mümkündür.

Yatay Yük – Öteleme Davranışı

2S10M, 2S20M, 2S30M ve 2S20HN numuneleri için deneysel olarak elde edilmiş olan yanal yük–öteleme davranışları, analitik model sonuçlarıyla Şekil 6'da karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, analitik modelin kısa bindirme boylu kolonların yük–öteleme davranışını farklı eksenel yük seviyeleri ve öteleme protokolleri için genel olarak doğru bir şekilde öngördüğünü göstermektedir. Kolonların yanal yük kapasitesi, rijitliği, süneklik özellikleri ve tersinir tekrarlanır yükleme altındaki davranışı analitik model tarafından tutarlı bir şekilde temsil edilmiştir. Ayrıca deneyler sırasında numunelerde oluşan sıyrılma (boyuna çatlak oluşumu ve genişlemesi), donatıda akma (yatay çatlakların genişlemesi) ve betonda ezilme gibi davranışsal unsurların ve kırılma türlerinin analitik modelin farklı öteleme oranlarında öngördüğü davranışla genel olarak tutarlı olduğu gözlemlenmiştir.



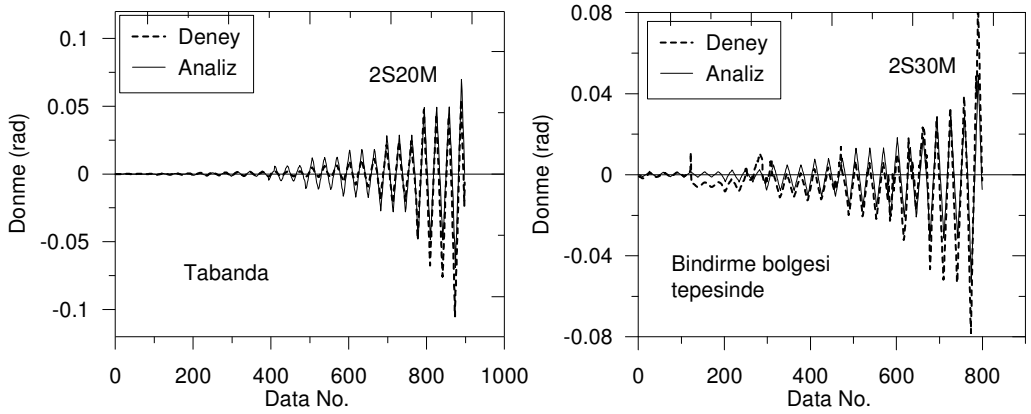
Şekil 6. Yanal yük – öteleme davranışı



Şekil 6 (dvm). Yanal yük – öteleme davranışı

Dönme Değerleri

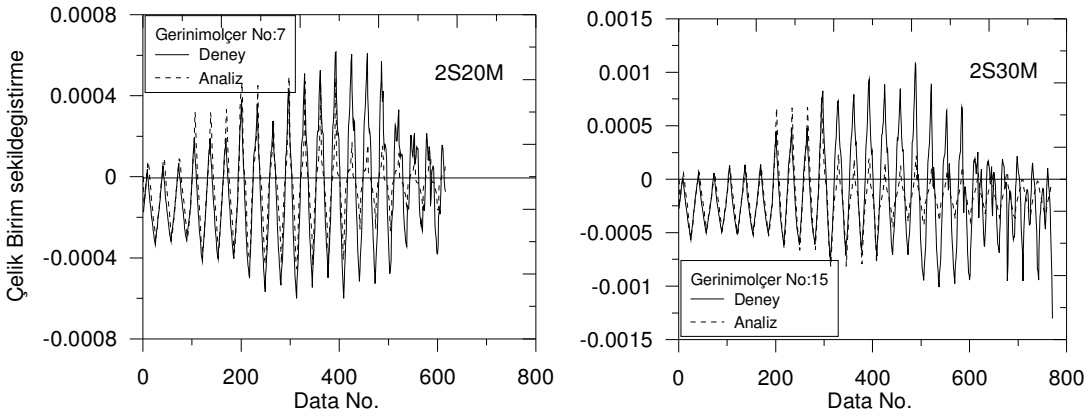
2S20M numunesinin tabanında (tabandan 50mm yukarıda) ve 2S30M numunesinin bindirme bölgesi tepesinde (tabandan yaklaşık 500mm yukarıda) oluşan dönme değerleri için elde edilmiş olan analiz sonuçları, deney ölçümleriyle Şekil 7'de karşılaştırılmıştır. Deneylerde kolon tabanındaki (sıyrılma deformasyonlarının biriktiği bölgede) dönmeler, Şekil 5(a)'da gösterilen SL1 ve SL2 numaralı deplasman sensörlerinin ölçtüğü dönmelerden SL3 ve SL4 numaralı deplasman sensörlerinin ölçtüğü dönmelerin çıkartılmasıyla hesaplanmıştır. Bindirme bölgesi tepesindeki (bileşik sıyrılma ve eğilme deformasyonların biriktiği bölgede) dönmeler, tabandaki dönmelerin yine Şekil 5(a)'da gösterilen L1 ve L2 ile L3 ve L4 numaralı deplasman sensörlerinin ölçtüğü dönmeler ile toplanmasıyla hesaplanmıştır. Şekil 7'de gösterilen sonuçlar, hem öncelikli sıyrılma hem de bileşik sıyrılma/eğilme etkileri ile oluşan dönme değerlerinin analitik model tarafından doğru bir şekilde öngörülebildiğini göstermektedir.



Şekil 7. 2S20M tabanında ve 2S30M bindirme bölgesi tepesinde dönme değerleri

Donatıda Birim Şekildeğiştirmeler

2S20M ve 2S30M numuneleri için Şekil 4'te gösterilen 7 ve 15 numaralı gerinimölçerlerin ölçtüğü donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri, analiz sonuçlarıyla Şekil 8'de karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, deneyler boyunca bindirme bölgesindeki donatıda oluşan birim şekildeğiştirmelerin, model tarafından çok yakın değerlerle olmasa dahi, mertebe ve değişim olarak tutarlı bir şekilde temsil edildiğini göstermektedir. Gerinimölçerlerin ölçtüğü birim şekildeğiştirme değerlerinin betonda oluşan çatlak dağılımına çok duyarlı olduğu göz önüne alındığında, elde edilen analitik sonuçların tutarlı olduğu kanısına varılmıştır.

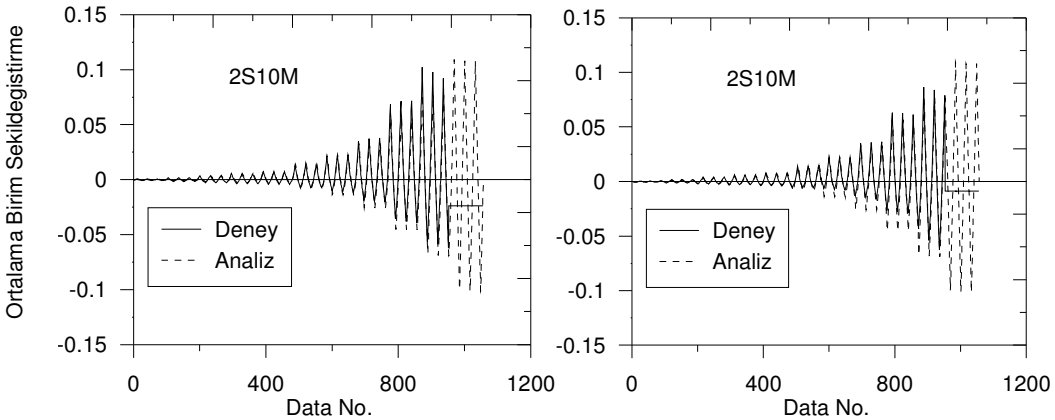


Şekil 8. 2S20M ve 2S30M numunelerinde donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri

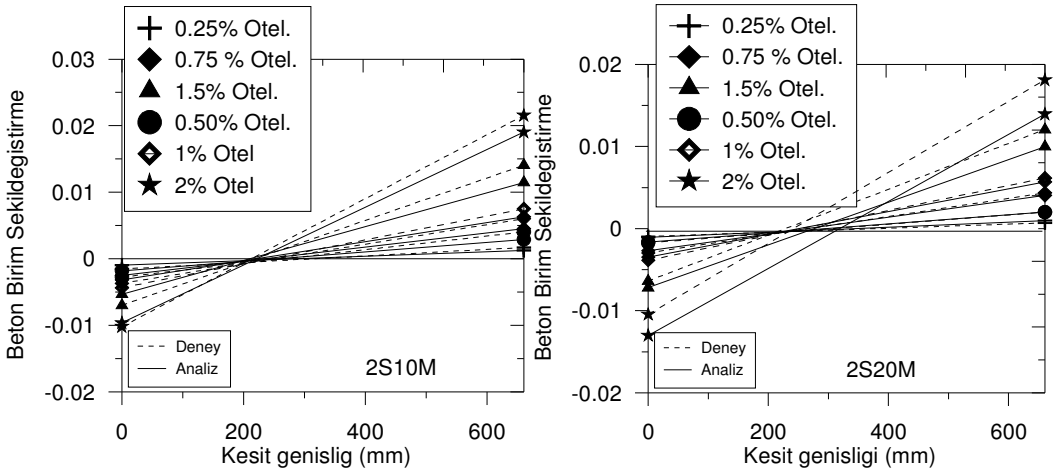
Betonda Birim Şekildeğiştirme Dağılımı ve Tarafsız Eksen Derinliği

2S10M numunesi için Şekil 5(a)'da gösterilmiş olan SL1 ve SL2 numaralı deplasman sensörlerinin ölçtüğü ortalama birim şekildeğiştirme değerleri, analiz sonuçlarıyla Şekil 9'da karşılaştırılmıştır. SL1 ve SL2 sensörlerinin ölçtüğü ortalama birim şekildeğiştirme değerlerinin numunenin kesiti üzerindeki beton birim şekildeğiştirme dağılımına doğrudan bağlı olduğu düşünülmelidir. Analiz sonuçları olarak belirtilen birim şekildeğiştirmeler ise analitik model tarafından öngörülen beton birim şekildeğiştirme dağılımının sensörlerin bağlandığı noktalara extrapolasyonudur. Şekil 9'da gösterilen sonuçlar, analitik modelin öngördüğü beton birim şekildeğiştirme değerlerinin deney sonuçlarıyla uyumlu olduğuna işaret etmektedir. Belirli bir data noktasından sonra deney sonuçlarındaki değişmezliğin nedeni, deney esnasında deplasman sensörlerinin hasar görmemeleri amacıyla yerlerinden sökülmüş olmasıdır.

Analitik modelin öngördüğü beton birim şekildeğiştirme dağılımının deney sonuçlarıyla daha açık bir şekilde kıyaslanabilmesi amacıyla, farklı öteleme oranları için SL1 ve SL2 sensörleri ile ölçülen birim şekildeğiştirme dağılımları, analiz sonuçlarıyla Şekil 10'da karşılaştırılmıştır. Şekildeki sonuçlar, analitik modelin farklı öteleme oranlarına denk gelen beton birim şekildeğiştirme (hem çekme hem basınç) dağılımını ve tarafsız eksen derinliğini genel olarak deneylerle tutarlı bir şekilde öngördüğünü göstermektedir.

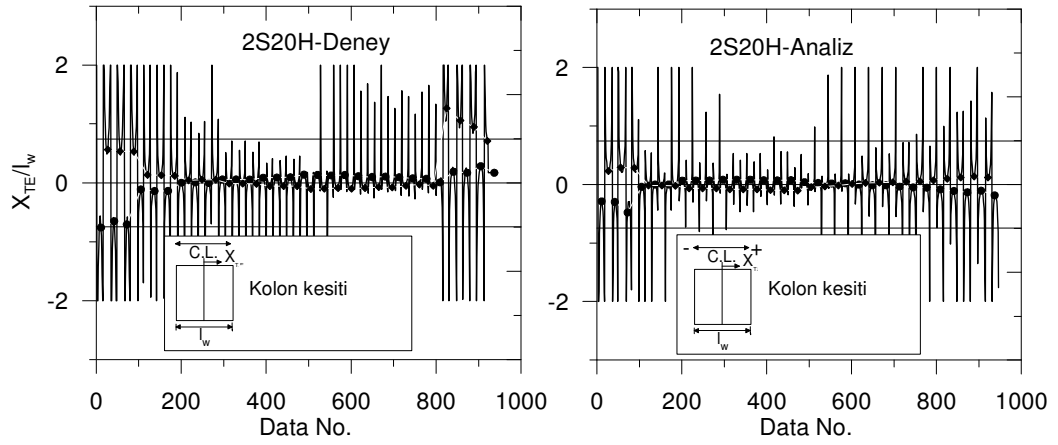


Şekil 9. 2S10M numunesinde SL1 ve SL2 sensörleri lokasyonlarında ortalama birim şekildeğiştirmeler



Şekil 10. 2S10M numunesinde farklı öteleme oranlarına denk gelen beton birim şekildeğiştirme dağılımları

Ayrıca, deneylerde ölçülen tarafsız eksen konumunun deney süresince değişimi,, analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Şekil 11'de 2S20H numunesi için Şekil 5(b)'de gösterilen SL1 ve SL2 deplasman sensörlerinin ölçümleri kullanılarak hesaplanan tarafsız eksen konumunun (bindirme bölgesi tepesinde) kesit genişliğine oranı, analitik modelin verdiği değerlerle karşılaştırılmıştır. Şekildeki noktalar, farklı öteleme oranı değerleri için yük çevrim (maksimum öteleme) noktalarına denk gelmektedir. Şekilde de görüldüğü üzere, analitik modelin deney süresince öngördüğü tarafsız eksen konumu, deney sonuçlarıyla tutarlılık göstermektedir. Deney sonuçlarının bir noktadan sonra mantıksız değerler vermesinin sebebi, betonda ezilme oluşmasıyla deplasman sensörlerinin yerinden oynamasıdır.

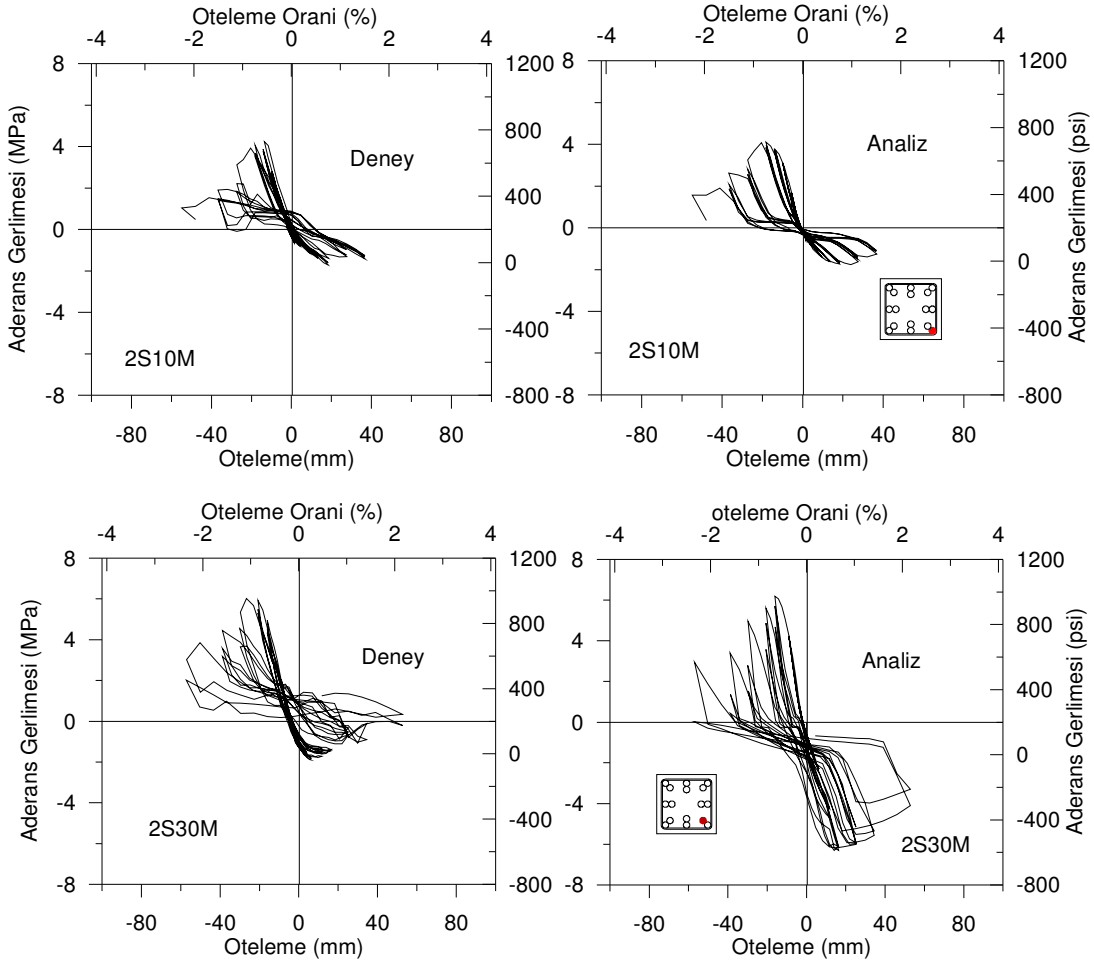


Şekil 11. 2S20H numunesinde tarafsız eksen konumunun kolon genişliğine oranı değişimi

Bindirme Bölgesinde Ortalama Aderans Gerilmeleri

2S10M ve 2S30M numuneleri için deneylerde bindirme bölgesi boyunca beton ve donatı çeliği arasında oluşan ortalama aderans gerilmelerinin öteleme oranı ile değişimi, analitik model sonuçlarıyla Şekil 12'de karşılaştırılmıştır. Deneylerde oluştuğu varsayılan ortalama aderans gerilmesi değerleri doğrudan ölçülmemiş, ancak donatıdaki gerinimölçerlerin okuduğu (örnek: no.19) birim şekildeğiştirme değerleri kullanılarak donatıda oluşan gerilmeler hesaplanmış (donatı çeliği için elasto–plastik ve pekleşme içeren bir gerilme–birim şekildeğiştirme bağıntısı varsayılarak); bu gerilmeler ise denge denklemleriyle donatı ve beton arasında oluşan ortalama aderans gerilmelerine dönüştürülmüştür. Analiz sonuçlarında ise, bindirme bölgesinde kullanılan sıyrılma yaylarında oluşan aderans gerilmelerinin ağırlıklı ortalaması kullanılmıştır. Sonuçlar,

analitik modelin özellikle çekme altında ortalama aderans gerilmelerini mertebe ve değişim olarak tutarlı bir şekilde temsil edebildiğini göstermektedir. Deneysel aderans gerilmesi değerlerinin gerinimölçerler okumalarına doğrudan bağımlı olduğu ve ortalama aderans gerilmelerinin hesaplanması için kullanılan yöntemin basitliği göz önüne alındığında, deney ve analiz sonuçları arasındaki farkın kabul edilebilir bir seviyede olduğu sonucuna söylenebilir.



Şekil 12. 2S10M ve 2S30M numunelerinin bindirme bölgesinde oluşan ortalama aderans gerilmeleri

SONUÇ

Bu çalışmada yetersiz bindirme boyuna sahip betonarme kolonların eksenel ve yanal yükler altında davranışını temsil etmek için bir analitik model sunulmuştur. Geliştirilmiş olan model, bindirmeli ek bölgesinde oluşan sıyrılma deformasyonlarının beton ve donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirmelerle etkileşimini göz önünde bulundurmakta, dolayısıyla sıyrılma deformasyonlarının kolonun tersinir tekrarlanır yükler altındaki yük–şekildeğiştirme davranışına doğrudan etkisini öngörebilmektedir. Analitik model sonuçları eksik bindirme boyuna sahip çeşitli kolon numuneleri üzerinde yapılan yükleme deneyi sonuçlarıyla karşılaştırılmış; detaylı karşılaştırmalar sonucunda analitik modelin yanal yük–öteleme davranışı, rijitlik, süneklik ve tersinir–tekrarlanır davranış özellikleri bakımından deneysel ölçümlere yakın sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Analitik model sonuçları deney ölçümleri ile ayrıca bölgesel şekildeğiştirmeler kapsamında karşılaştırılmış; analitik modelin kolon tabanında ve bindirme bölgesinde oluşan dönmeler, çelik ve betonda oluşan birim şekildeğiştirmeler, kesitteki tarafsız eksen derinliği ve bindirme bölgesinde oluşan aderans gerilmeleri gibi davranış unsurlarını da gerçekçi ve tutarlı bir şekilde temsil edebildiği sonucuna varılmıştır. Ancak belirtilmelidir ki, analitik model sonuçları şu ana kadar sadece nervürlü donatı içeren ve A.B.D.'de mevcut betonarme binalarda rastlanılan

özelliklere sahip kolon numuneleri üzerinde yapılmış deneyler ile doğrulanmıştır. Model sonuçlarının ülkemizdeki mevcut binalarda rastlanan özellikler barındıran kolonlar için doğrulanması yönünde çalışmalarımız devam etmektedir. Önerilen analitik modelleme yönteminin, sıyrılma etkilerinin betonarme yapıların deprem davranışına etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için önemli olduğu düşünülmekte, mevcut betonarme binaların deprem performansının doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle değerlendirilmesi kapsamında da faydalı olacağı öngörülmektedir.

Teşekkür

Bu çalışma Boğaziçi Üniversitesi Araşturma Fonu BAP08A403 (859) no'lu projenin desteğiyle gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarını bizimle paylaşmış olduğu için Dr. Murat Melek'e teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Chowdhury SR (2011) Analytical modeling of reinforced concrete columns with lap splices, Ph.D. Thesis, Boğaziçi University, Turkey (in progress)

Harajli MH (2009) "Bond stress-slip model for steel bars in unconfined or steel, FRC, or FRP confined concrete under cyclic loading," *ASCE Journal of Structural Engineering*, 135(5):509-518

ACI318 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI

Cho JY and Pincheira JA (2006) "Inelastic analysis of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to reversed cyclic loads," *ACI Structural Journal*, 103(2): 280-290

Orakcal K, Wallace JW, Conte JP (2004) "Nonlinear modeling and analysis of reinforced concrete structural walls," *ACI Structural Journal*, 101(3): 688-698

Melek M and Wallace JW (2004) "Cyclic behavior of columns with short lap splices," *ACI Structural Journal*, 101(6): 802-811

Matlab (2008), The Math-Works, Inc., Natick, MA

Reyes O and Pincheira JA (1999) "RC columns with lap splices subjected to earthquakes," *Proceedings of the ASCE Structures Congress*, New Orleans, LA, 369-372

Reyes O (1999) Modeling of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to earthquakes, M.S. Thesis, University of Wisconsin, Madison, WS

Chang, GA and Mander JB (1994) Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I – Evaluation of seismic capacity, NCEER Technical Report, State University of New York, Buffalo, NY

Eligehausen R, Popov EP, Bertero VV (1983) Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, EERC Report, University of California, Berkeley, CA

Menegotto M and Pinto E (1973) "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending," *Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal, 15-22

BETONARME ELEMANLARDA ARD-GERMELİ SARGILAMA

CONFINEMENT BY EXTERNAL POST-TENSIONING IN RC STRUCTURAL MEMBERS

Erkan AKPINAR[1], Şevket ÖZDEN[2], Murat SAATCIOGLU[3]

ÖZET

Depreme dayanıklı yapı tasarımının en önemli unsuru olan süneklik, günümüzde betonarme tasarım yöntemlerinin temel taşını oluşturmaktadır. Temelde kesme yükünün karşılanması amacı ile kullanılan enine donatı, oluşturduğu sargılama etkisiyle betonarme elemanların, sünek davranış sergileyebilmesini sağlayan birincil faktörlerdendir. Mevcut yapı stoğundaki betonarme elemanların önemli bir kısmının, yeterli miktarda ve doğru uygulanmış sargılama donatısından yoksun olduğu bilinen bir gerçektir. Bu tür yapılarda betonarme elemanlar, çeşitli malzeme ve yöntemlerle dışarıdan sargılama yoluyla güçlendirilmekte, bu sayede süneklik düzeyleri, kesme kapasiteleri ve aynı zamanda da eksenel basınç dayanımları arttırılabilmektedir.

Betonarme mantolama yapılması, çelik lama veya lifli polimer kullanılarak kesitin sarılması, betonarme elemanların sargılama ile güçlendirilmesi için kullanılan yöntemlerdir. Pasif sargılama olarak adlandırılan bu tip uygulamalarda sargılama etkisi, kesitin belirli bir miktar deforme olup genişlemesinin ardından ortaya çıkmaktadır. Çelik, akıllı metaller ve lifli polimerlerin kullanılabildiği ard-germeli sargılama, kullanılan malzeme üzerinde, uygulama sırasında veya sonrasında çekme gerilmesi oluşturularak yapılmaktadır. Bu yöntem sonucunda, uygulamanın yapıldığı betonarme elemanda herhangi bir deformasyon oluşumuna gerek olmaksızın, kesit üzerinde sargılama gerilmeleri oluşturulabilmektedir. Aktif sargılama olarak da tanımlanan bu yöntemle, pasif sargılama ile sağlanan tüm olumlu gelişmeler elde edilebilmekte, ayrıca nihai hasar seviyesi nispeten azalmakta ve daha az malzeme ile daha etkin ve ekonomik bir sonuç elde edilebilmektedir. Ard-germeli sargılama, özellikle deprem sonrası oluşan betonarme eleman hasarlarında, geçici veya kalıcı acil müdahale yöntemi olarak önemli bir alternatif sunmaktadır. Bu çalışmada, çelik profil veya lama, ard-germe tendonları, lifli polimerler, çelik şeritler ve akıllı metaller kullanılarak uygulanan, aktif sargılama örnekleri derlenmiş olup, ard-germeli sargılama konusunun güncel değerlendirmesi yapılmış ve bu konudaki teknik ve teorik son durum ortaya konulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Betonarme, Deprem Hasarı, Güçlendirme, Aktif Sargılama

ABSTRACT

Ductility is known as one of the most significant factors in the design of earthquake resisting structures. The lateral reinforcement that is fundamentally used to resist against shear forces, is also beneficial to obtain ductile behavior for reinforced concrete structures through confinement. It is a well known fact that most of the existing structures are lack of properly designed confinement reinforcement. In these types of structures, externally applied confinement schemes with various materials are used for strengthening purposes in terms of ductility level, shear capacity and axial compressive strength.

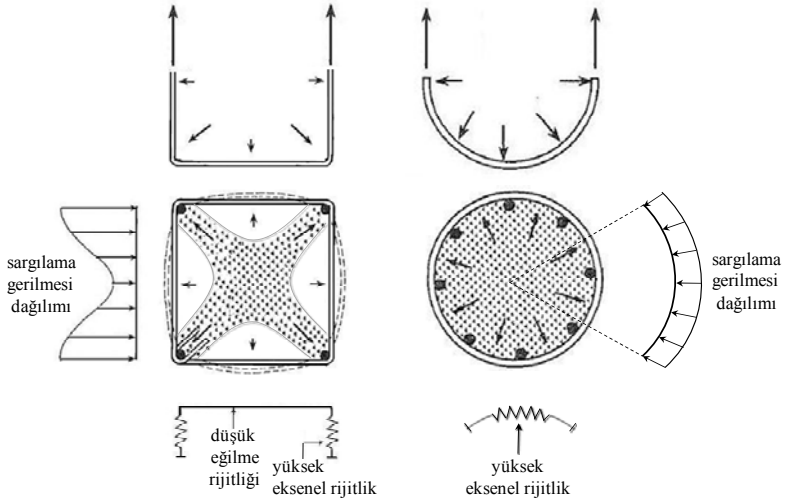
Reinforced concrete column jacketing and wrapping with steel plates or fiber polymers are most commonly preferred methods for confinement. In these types of applications which are also known as passive confinement, the contribution of confinement takes place after certain

[1] Dr. Muh. Araş. Gör., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli- TURKİYE, akpinarerkan@yahoo.com
[2] Doç. Dr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli-TURKİYE, sevketozden@yahoo.com
[3] Prof. Dr., University of Ottawa, Ottawa-CANADA, murat@uOttawa.ca

amount of deformation and expansion of the cross section. Alternatively, post-tensioning of steel, shape memory alloys and fiber polymers surrounding the cross section are also used for confinement. In this method, confinement becomes active after application, regardless of any deformation in contrary to the passive confinement. This active confinement method offers many favorable developments over the ones provided by passive confinement. Furthermore, through active confinement permanent damage level reduces comparatively and it becomes possible to obtain more effective and economical results with lesser amount of material. Post tensioned confinement proposes temporary or permanent solutions especially for earthquake induced damages. This study reports the former applications and state of the art of steel plate/angles, strips, post tensioning tendons, fiber polymers and shape memory alloys as active confinement.
Keywords: Reinforced concrete, Earthquake damages, Strengthening, Active Confinement

GİRİŞ

Modern betonarme tasarım felsefesi, belirli bir dayanımın sağlanmasının yanında, yapı ve yapı elemanlarının sünek davranış gösterebilmesi temeline oturmaktadır. Sünek davranışın elde edilebilmesi adına yapı elemanında, öncelikle kesme göçmesinin olmayacağı garantilenmeli, sonrasında ise yükleme altında dayanımda önemli bir kayıp yaşanmaksızın, belirli bir değere kadar deforme olabilme kabiliyeti sağlanmalıdır. Bilindiği üzere belirtilen her iki koşul için de sargılama donatısının gerekli miktarda ve uygun yerleşimde bulunması, büyük önem taşımaktadır (Park ve Paulay, 1975, Sakai ve Sheikh, 1989, Ersoy ve Özcebe, 2001). Bununla birlikte sargılamanın, betonun basınç dayanımı ve eksenel yük altındaki davranışı üzerindeki olumlu etkisi, birçok araştırmacı tarafından doğrulanmış ve modellenmiştir (Mander vd., 1988, Saatcioglu ve Razvi, 1992). Yüzyılı aşkın süredir çalışılan, betonda sargılama olgusunda yaklaşık ilk 50 yıllık süreç, sargılama donatısının, betonun basınç dayanımına ve eksenel yük altındaki davranışına etkilerinin incelenmesi üzerine gerçekleşmiştir. Ardından gelen süreçte bu çalışmaların yanında, sünek tasarım felsefesinin yerleşmeye başlamasının da bir sonucu olarak, sargılamanın, betonarme elemanların elastik ötesi davranışına etkileri üzerine çalışmalar yapılmıştır. Betonda sargılama adına yapılan ilk çalışmalar, helezonik ve sarmal yapıdaki donatılar kullanılarak gerçekleştirilmiş, kapalı formda kare ve dikdörtgen sargı donatılarının etkileri üzerine incelemeler ilerleyen süreçte başlamıştır (Sakai ve Sheikh, 1989). Temel olarak betonarmede sargılama olgusu, kesitin genişlemesi ile ilişkilidir. Basınç dayanım testleri göz önüne alındığında yüke maruz kalan betonun, poisson oranına bağlı olarak genişlediği bilinmektedir. Bu hareket ile birlikte, kesit çevresine yerleştirilen sargılama malzemesi üzerinde, genişlemeye engellemeye yönelik çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Kesit çevresince kapalı formda yerleştirilmiş sargılama malzemesinde oluşan çekme gerilmeleri, kesit merkezine doğru ve betonun genişleme eğilimine ters yönlü sargılama gerilmelerinin oluşumunu sağlamaktadır (Şekil 1).



Şekil 1. Kare ve dairesel kesitlerde sargılama donatısı etkinliği (Saatcioglu ve Razvi, 1992'den uyarlanmıştır)

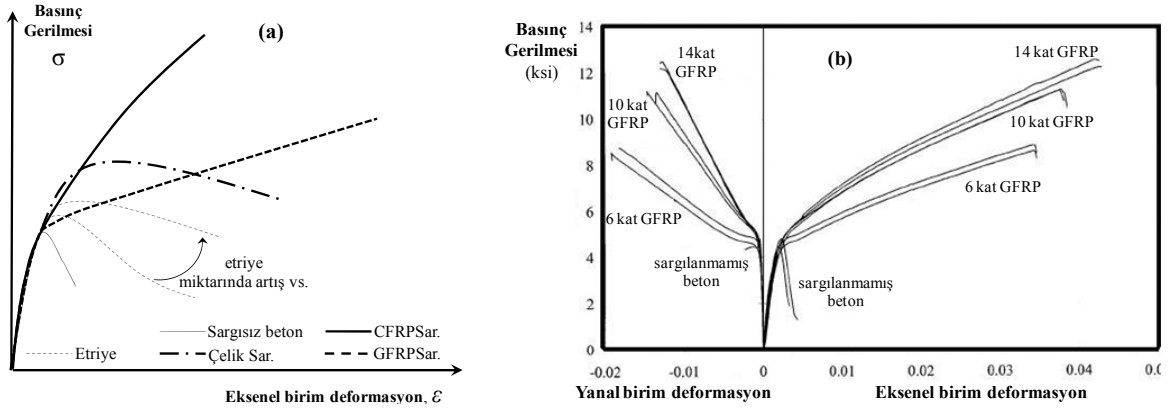
Bilindiği üzere klasik anlamda sargılama donatısı, imalat aşamasında betonarme elemanlarda kullanılan etriyelerdir. Etriyeler, oluşan kesme gerilmelerini karşılamakla birlikte, gevrek bir malzeme olan betonun hacimsel olarak çoğunluğu oluşturduğu betonarme elemanların, sünek davranış sergileyebilmesini sağlamaktadırlar (Park ve Paulay, 1975, Ersoy ve Özcebe, 2001). Dairesel formda düzenlenmiş etriyelerin beton/betonarme davranışı üzerindeki olumlu etkileri, prizmatik formda düzenlenmiş etriyelerin sağladığından daha fazladır. Bunun sebebi, etriyelerin her iki tür için farklı davranış sergilemesidir. Betonun yük altında genişlemesi sonucunda, dairesel etriyenin tümünde çekme kuvveti oluşurken, kare/dikdörtgen etriyede bu etki köşelerde ortaya çıkmakta ve orta bölgelerde etriye kolu, kesitin dışına doğru eğilmeye zorlanmaktadır (Şekil 1). Kullanılan donatının çekme rijitliğinin eğilme rijiliğine göre çok yüksek olması, dairesel formda oluşturulan etriyede sargılama etkisinin, daha yüksek değerlerde ortaya çıkmasını sağlamaktadır. Sargılamanın etkinliği geometrinin dışında, sargılama donatısı miktarı, aralığı, düzeni, dayanımı ve uçlarının şekli gibi birçok parametreye bağlı olarak değişmektedir (Park ve Paulay, 1975, Sakai ve Sheikh, 1989, Saatcioglu ve Razvi, 1992).

Türkiye'de ve diğer ülkelerde son yıllarda yaşanan depremler, yapı stoğunun durumunu ve mevcut betonarme yapıların deprem performansını ortaya koymuştur. Betonarme yapı stoğunun, deprem sonucu hasar görebilirliği adına değişik birçok neden bulunmakla birlikte, sargılama donatısı yetersizliği listenin ilk sıralarında yer almaktadır. Gerekli miktarda ve uygun aralıkla etriye bulundurmayan imalatı tamamlanmış betonarme elemanların, kesmeye karşı güçlendirilmesi ve süneklik düzeylerinin arttırılması adına çeşitli sargılama teknikleri uygulanmaktadır. Betonarme mantolama, çelik profil, lama, levha kullanımıyla veya lifli polimer yardımıyla kesitin sarılması, betonarme elemanların sargılama ile güçlendirilmesi için uygulanan yöntemlerdir (Priestley vd., 1996, CEB-fib, 2001, CEB-fib, 2003). Bu tekniklerin tümünde sargılama adına temel çalışma prensibi, betonarme elemanın içerisinde bulunan etriyenin çalışma prensibi ile aynıdır ve pasif sargılama olarak bilinmektedir. Kesit, artan yükler altında belirli bir miktar deforme olup genişlemeye başladığında, sargılama etkisi ortaya çıkmaktadır. Etriye kullanımında olduğu gibi güçlendirme için kullanılan sargılama tekniklerinin tümünde, kesitin geometrik yapısının dairesel formda olması, sargılama etkinliğinin daha yüksek değerlerde oluşumunu sağlamaktadır (Priestley vd., 1996, CEB-fib, 2001, Bakis vd., 2002).

Bu güne dek yapılmış olan betonarme yapı güçlendirme uygulamalarında sayısal olarak üstünlüğün, betonarme mantolama yönteminde olduğu tartışılmaz bir gerçektir. Her ne kadar yeni donatının ve betonun, yapı temelinde ve katlar arasında sürekliliğin sağlanması ile eğilme dayanımına da etkisi olmakla birlikte, betonarme mantolama basit olarak bir sargılama uygulamasıdır. Diğer sargılama tekniklerinin kullanımına göre oldukça eski ve bilindik olması, sektör tarafından en çok benimsenmiş ürün olan betonarmenin kullanılıyor olması ve nispeten ucuz olması, betonarme mantolamanın halen gündemde kalmasını sağlayan sebeplerdir (CEB-fib, 2003). Öte yandan betonarme mantolama ile yapıya kayda değer miktarda kütle ilavesi yapılmakta, genellikle yapı temelinde değişiklik zorunlu hale gelmekte ve eleman/yapı rijitliğinde istenmeyen artışlara neden olunmaktadır. Özellikle dikdörtgen kesitlerde yapılan betonarme mantolama uygulamalarında, etkili bir sargılanmış beton davranışının elde edilmesinin oldukça zor olduğu bildirilmektedir (Priestley vd., 1996). Ayrıca yapının, betonarme mantolama uygulaması süresince uzun sayılabilecek bir zaman kullanım dışı kalması, belirtilen diğer gereksinimler ve olumsuzluklarla birleşince, toplam maliyeti arttırmakta ve fiyat-fayda ilişkisinin sorgulanmasına sebep olmaktadır.

Güçlendirme adına, çelik malzeme kullanılarak yapılan sargılama uygulaması, özellikle dairesel kesitli köprü kolonlarında çok sık görülen bir uygulamadır (Priestley vd., 1996). Çelik levha ile sargılanmış betonun basınç altındaki davranışı, çeşitli kaynaklar kullanılarak oluşturulan Şekil 2 (a)'da görülmektedir (Priestley vd., 1996, Ersoy ve Özcebe, 2001, CEB-fib, 2003). Şekildeki grafikten çelik malzeme ile güçlendirme amacı ile sargılamada elde edilen davranış, diğer sargılama tekniklerinin sonuçları ile karşılaştırılmalı olarak izlenebilmektedir. Bu tip uygulamada, sargılanmamış beton basınç dayanım değerine karşılık gelen eksenel deformasyona ulaşıldıktan sonra sargılamanın etkinliği başlamaktadır. Çeliğin, akma değerinin ardından gelen sabit basınç-deformasyon davranışı, sargılama uygulamasında, artan kesit genişlemesine kararsız olarak cevap vermesi şeklinde ortaya çıkmaktadır. Mevcut kolon boyutları doğrultusunca, önceden şekil verilmiş göreceli ince çelik levhalar, sahada kolon üzerine her iki yüzden birleştirilerek

kaynakla kolon boyunca birleştirilmektedirler. Çelik ve betonarme kolon arasında kalan küçük dairesel boşluk, çimento şerbeti veya çok ince harç ile doldurulmakta ve kolon boyunca sürekli sargılama etkisi oluşturulmaktadır (Priestley vd., 1996). Kesitin kare veya dikdörtgen olması durumunda ise kalan boşluğun miktarı artmakta, oluşan boşluğun beton ile doldurulması gerekmektedir (CEB-fib, 2003). Bu durumda betonarme mantolamada olduğu gibi yapıya ilave edilen kütle miktarı, oluşturulan çelik tüpten gelen değerin ötesinde, kullanılan beton nedeni ile oldukça artmaktadır. Bu gibi durumlarda ise çelikle sargılama uygulamalarında, L şeklinde çelik profiller veya köşe korniyerleri ve bütünlüğü sağlayan lamalar kullanılmaktadır. Uygulamada çelik paçalar, kesit çevresince kapalı form oluşturacak biçimde birbirlerine kaynaklanarak beton ile parçalar arasında kalan boşluk çimento şerbeti veya ince harç ile doldurulmakta veya çelik parçalar epoksi gibi yapısal yapıştırma ürünleri ile betonarme elemana sabitlenmektedir (CEB-fib, 2003). Çeliğin izotropik bir malzeme olmasından dolayı, eleman boyunca süreklilik gösterecek biçimde kullanıldığı bu tip uygulamalarda, betonarme elemanın eğilme dayanımında da artış sağladığı, eleman/yapı rijitliğinde değişime neden olduğu ve bu gibi durumlarda yapı temellerinde de müdahaleye gereksinim duyulduğu bilinmektedir (Priestley vd., 1996). Bütün bunlara ek olarak, bu tür sargılamada aşırı miktarda kullanılmak durumunda olan çeliğin, korozyona açık bir malzeme olduğu da akıldan çıkartılmamalıdır.



Şekil 2. Sargılanmış betonun eksenel basınç altındaki davranışı, (a) değişik sargılama malzemelerin davranışa etkisi (CEB-fib, 2001 ve Ersoy ve Özcebe, 2001'den uyarlanmıştır), (b) farklı kalınlıkta uygulanmış FRP sargılama (Mirmiran ve Shahawy, 1997)

Lifli polimerler ile sargılama, betonarme elemanların güçlendirilmesinde kullanılan diğer bir tekniktir. Deneysel anlamda çalışmalar daha önceki tarihlere gitmekle beraber, lifli polimerlerin, özellikle güçlendirme adına yapı sektöründe kullanımı, 90'lı yılların başlarına denk gelmektedir. Oldukça yeni ve göreceli olarak malzeme fiyatının yüksek olduğu bu uygulama, hızlı imalat, yüksek dayanım, olumsuz çevresel faktörlere karşı koyma gibi özellikleri ile oldukça popüler hale gelmiştir. Uygun lifli polimer sargılama ile betonarme elemanlarda eksenel yük kapasitesi, kesme dayanımı ve plastik mafsal bölgesinin dönme kapasitesi, dolayısıyla eleman sünekliği arttırılabilmektedir (CEB-fib, 2001, Bakis vd., 2002, CEB-fib, 2003). Lifli polimerler ile sargılama, yerinde epoksi ile ıslak sarım, eleman tipine göre önceden hazırlanmış dairesel veya eliptik kabukların yerinde birleştirilmesi veya sargılama robotu kullanılarak epoksiye daldırılan liflerin sarımı şeklinde gerçekleştirilebilmektedir (CEB-fib, 2001). Lifli polimerler ile sargılanmış betonarme elemanların eksenel basınç altındaki davranışında, diğer sargılama tiplerinde olduğu gibi, genel anlamda sargılanmamış betonunun basınç dayanımına ulaştığı yanal birim deformasyon değerinden itibaren, sargılamanın etkin hale geldiği görülmektedir (Şekil 2 (a), Şekil 2 (b)). Literatürde, lifli polimer tüpler kullanılarak hazırlanan beton silindir numune testlerinden, davranışın üç bölgede değiştiği görülmektedir. Birinci bölge davranış, tüm sargılama uygulamalarına benzer biçimde, sargılama yapılmamış beton ile aynıdır ve betondaki yanal birim deformasyonlar belirli bir değerin altında kalmaktadır. Geçiş bölgesi olan ikinci bölgede ise beton içerisinde oluşan mikro çatlakların ve poisson etkisi ile oluşan genişlemenin etkisi sonucunda, kesit çevresinde bulunan lifli polimer malzemenin sargılama etkinliği başlamaktadır. Bu bölge, rijitliğin değiştiği ve azalma eğiliminde olduğu bölgedir. Üçüncü bölge ise betonun, kullanılan malzemeye bağlı olarak genişlenmesinin sınırlandığı ve rijitliğin genellikle sabitlendiği bölgedir (Şekil 2 (a), Şekil 2 (b)). Davranış genel olarak, Şekil 2 (a) ve Şekil 2 (b)'de görüldüğü gibi sargılama

malzemesinin eksenel rijitliği tarafından belirlenmektedir ve göçmeye lifli polimerin kopması ile ulaşılmaktadır (Mirmiran ve Shahawy, 1997). Buna göre elastisite modülünün en büyük olduğu karbon lifli polimer malzeme ile sargılamada, minimum kalınlık kullanımı ve en az malzeme tüketimi ile uygun sonuçlar alınabilmektedir. Az sayıda sargılama yapılması, uygulama sırasındaki insan faktörü kaynaklı sorunların en düşük seviyede kalmasını da sağlamaktadır. Bazı çalışmalar, rijitlik düşüşün yaşandığı ikinci bölgenin sonunda, sargılama sırasında malzemede oluşabilen gevşeklikten ve bu tip liflerin önce gerili duruma gelme ihtiyacından dolayı ortaya çıkan bir rijitlik yumuşaması gerçekleştiği belirtilmektedir (Mirmiran ve Shahawy, 1997). Diğer sargılama tekniklerinde olduğu gibi lifli polimer sargılamanın etkinliği de dairesel kesitlerde daha yüksek değerlerdedir (Priestley vd., 1996, CEB-fib, 2001, Bakis vd., 2002, CEB-fib, 2003). Lifli polimerler ile sargılamada da kesitin geometrisi büyük önem taşımaktadır ve dairesel kesitli elemanlarda yapılan lifli polimer sargılamanın daha etkin olduğu literatürde bildirilmektedir (CEB-fib, 2001, Bakis vd., 2002). Ayrıca köşelerin uygun bir çapta yuvarlatılması, kare ve dikdörtgen kolonlarda lifli polimer sargılamanın başarısını doğrudan etkilemektedir (CEB-fib, 2001).

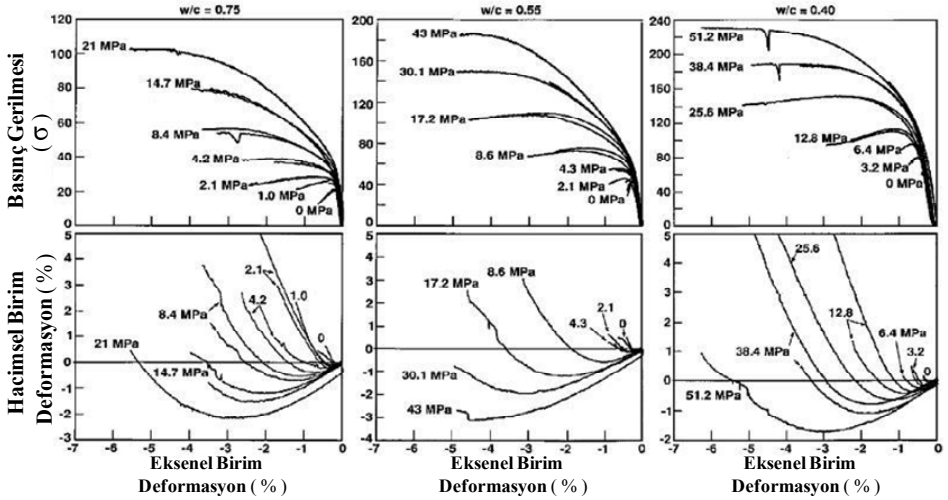
AKTİF SARGILAMA OLGUSU

Beton malzeme üzerinde üç eksenli gerilme durumunun incelenmesi, geride kalan yüzyılın başlarındaki ilk çalışmalara kadar gitmektedir. Sargılama ile elde edilen, beton dayanım artışının ve davranıştaki gelişmenin, sargılama gerilmesinin bir fonksiyonu olduğu ilk çalışmalardan beri bilinmektedir. Richart vd. (1928) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, silindir şeklindeki beton numuneler üzerinde, yağ basıncından faydalanılarak yanal gerilmeler uygulanmış ve eksenel basınç testleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma, başlangıçta kesit üzerine, sargılama gerilmesinin uygulandığı diğer bir değişle aktif sargılamanın kullanıldığı ilk çalışmadır. Kontrol edilebilir çevre içerisinde oluşturulan sargılama gerilmeleri altında, eksenel basınç davranışı incelenmiştir. Hidrolik basınç yardımı ile aktif sargılama oluşturulan bu deneylerin sonucunda beton basınç dayanım değerlerinde, sargılama gerilmesinin miktarına bağlı olarak önemli artışların elde edildiği ortaya konulmuş ve modellenmiştir. Denklem 1'de bu eşitliğin en genel hali yer almaktadır.

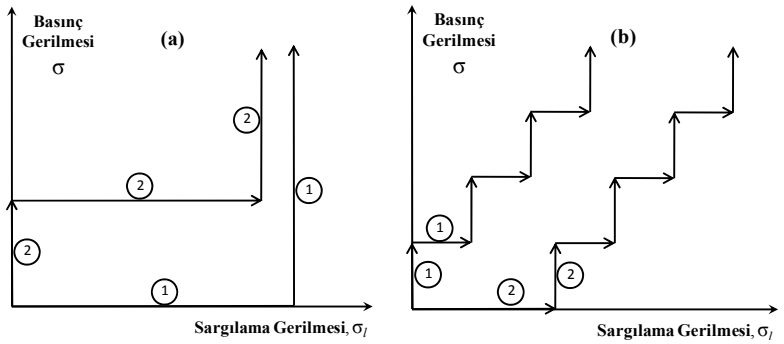
$$f_C^{'} = f_{C0} + kf_1 \tag{1}$$

Amerikan birim sisteminin kullanıldığı çalışmada, k sargılama etkinlik katsayısı 4.1 olarak tanımlanmıştır. Denklem 1'de $f_c^{'}$ ve f_{c0} sırasıyla sargılanmış ve sargılanmamış betonun basınç dayanımını, f_1 ise kesit üzerinde oluşturulan sargılama gerilmesini göstermektedir. Çalışmada, yine sargılama gerilme değerine bağlı olarak, eksenel birim deformasyon değerinin % 7 mertebesine kadar ulaşabildiği ortaya konulmuştur. Richart vd. (1929), bir yıl sonra yapmış oldukları çalışmada, spiral sargılama donatısı kullandıkları silindir numunelerin davranışını incelemiş ve sıvı basıncı kullanılarak sargılama gerilmesi oluşturdukları çalışmadan elde ettikleri modellemenin, sargılama donatısı kullanımında da geçerli olduğu sonucuna varmışlardır.
Bugüne dek ortaya konan sargılama modelleri incelendiğinde (Sheikh ve Uzumeri, 1980, Mander vd., 1988, Saatcioglu ve Razvi, 1992), sargılama ile elde edilen basınç dayanım artışının ve beton davranışının doğru biçimde ortaya konulabilmesi adına, temel ifade olan denklem 1'in, değişik sargılama parametreleri altında uyarlandığı ve kalibre edildiği görülmektedir. Üzerinde konuşulan bu sargılama modelleri, en büyük dayanım değerine ulaşıldığında, kesit genişlemesinden dolayı yanal donatının aktığı ve kesit üzerinde sabit sargılama gerilmelerinin oluştuğu varsayımı yapılmaktadır. Burada dikkat çekilmesi gereken bir başka nokta, betonun eksenel yük altındaki deformasyon ve genişleme davranışının, farklı beton dayanım değerleri için değiştiği gerçeğidir. Bilindiği üzere kullanılan beton dayanımının artması sonucunda kesit genişleme oranı azalmakta, yani aynı eksenel basınç gerilmesi yüzdesinde (N/No), yüksek dayanımlı betonda daha düşük yanal genişleme meydana gelmektedir. Bunun sonucu olarak, aynı miktarda etriye veya diğer pasif sargılama uygulamalarının kullanıldığı yüksek dayanımlı betonarme elemanlardaki sargılama etkinliği, normal dayanımlı betonarme elemanlara göre daha düşük olacaktır. Başlangıçta aynı yanal gerilme değerinin uygulandığı üç eksenli basınç deneylerinden görülmektedir ki test edilen

betonun dayanım değerindeki artış, sargılama etkinliğinde azalmaya neden olmaktadır (Şekil 3). Buna rağmen başlangıçta çevresel gerilme verilmiş tüm numunelerde, tek eksenli basınç deneyi yapılış numunelere göre, fark edilir dayanım ve süneklik artışı olduğu görülmektedir (Şekil 3) (Imran ve Pantazopoulou, 1996). Şekil 3'te yer alan sonuçlar, şekil 4 a-1 yükleme yöntemi kullanılarak yapılmış testlerden elde edilmiştir.



Şekil 3. Üç eksenli gerilme/hacimsel birim deformasyon – eksenel birim deformasyon deney sonuçları (Imran ve Pantazopoulou, 1996)



Şekil 4. Üç eksenli basınç deneylerinde sargılama gerilmesinin verilişi , (a) tek adımda sargılama gerilmesinin oluşturulması, (b) çok adımda sargılama gerilmesinin oluşturulması (Imran ve Pantazopoulou, 1996 ve Laine, 2004'den uyarlanmıştır)

Betonarme bir kesit üzerinde oluşan monotonik yükleme durumunda, belirli bir yük seviyesinin ardından yanal deformasyonlarda artışın hızlanmakta ve kesit genişlemesinin artmaktadır, buna bağlı olarak etriyelerin karşı koyması ile ortaya çıkan sargılama gerilemelerinin de bu eğilime bağlı biçimde kademeli olarak gelişmektedir. Richart vd. (1928) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, sargılama gerilmesi aktif olarak yani kesit genişlemesi başlamadan önce verilmiş ve deney boyunca sabit tutulmuştur (Şekil 4 a-1). Gerçek durumda ise sargılama gerilmesi değişimi, en genel halde Şekil 4 b-1'deki gibidir. Üç eksenli basınç deneylerinde, sargılama gerilmelerinin kesit üzerine kademeli olarak uygulanması durumu (Şekil 4 b-2) Imran ve Pantazopoulou (1996) tarafından yapılan çalışmada denenmiş ve sargılama gerilmelerinin, eksenel yük verilmeye başlanmadan önce oluşturulduğu deneylere göre farklılığı ortaya konulmuştur. Laine (2004) tarafından gerçekleştirilen çalışmadaki üç eksenli basınç deneylerinde, gerçek durumdaki yükleme tipine uygun olarak, zati yüklerin etkisi ön-basınç yüklemesi olarak dahil edilmiştir (Şekil 4 a-2, Şekil 4 b-1). Bu çalışmalar sonucunda, kesit üzerine kademeli sargılama gerilmesi verilmesiyle veya ön-basınç yükü verilmesiyle elde edilen basınç dayanım değerlerinin, tek adımda aktif sargılama oluşturulan durumda elde edilen basınç dayanım değerlerinden farklı olmadığı görülmüştür. Elde edilen farklılığın davranış üzerinde olduğu ve kademeli sargılama gerilmesi verilen durumda, ilerleyen gerilme değerlerinde hacimsel birim deformasyonların daha yüksek değerlerde elde edildiği sonucuna varılmıştır. Imran ve Pantazopoulou (1996) kademeli yanal basınç uygulanan numunelerde (Şekil 4 b-2) belirli bir sargılama basıncına ulaşılana kadar betonda çatlakların

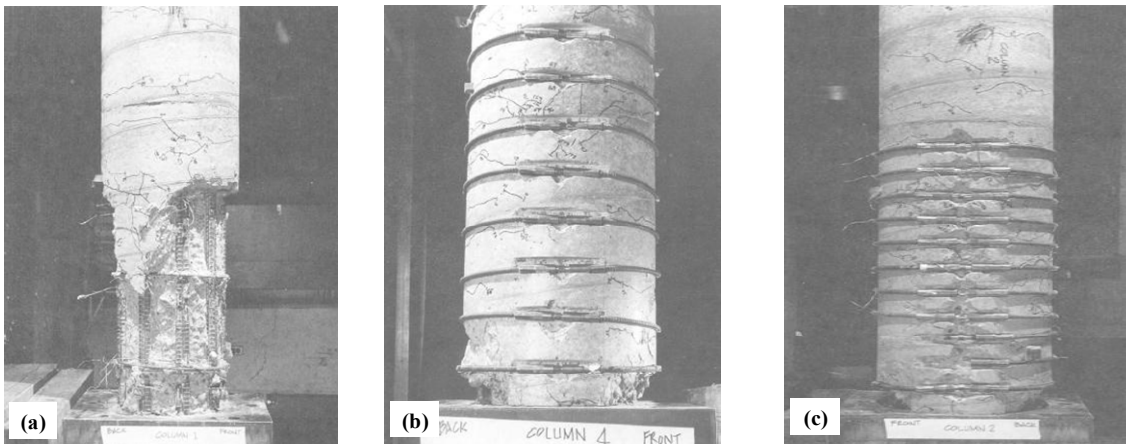
geliştiğini ve betonun, sargılama gerilmelerinin tek adımda verildiği numunelere göre (Şekil 4 a) daha zayıf durumda olduğunu belirtmiştir. Sargılama gerilmelerinin kesit üzerinde oluşturulma durumuna göre, ikinci uygulamanın aktif sargılamayı, birinci yani kademeli uygulamanın pasif sargılamayı temsil etmektedir. Belirli bir sınır değere kadar aktif sargılanmış numunelerde, eksenel basınç altında oluşacak yanal deformasyonların ve hacimsel değişimin ve iç yapıdaki bozulmanın, pasif sargılanmış numuneler göre daha az olacağı, bunun yanı sıra aynı dayanım değerinin elde edileceği söylenebilir.

Çalışmanın bundan sonraki bölümünde, laboratuar ortamında üç eksenli gerilme deneylerinden elde edilen davranışın, geçek yapı elemanlarındaki uygulanma örnekleri derlenmiştir. Ard-germeli sargılama yönteminde, daha önce belirtildiği gibi sargılama gerilmeleri, uygulamanın yapıldığı andan itibaren ve herhangi bir tetikleyici etkiye gerek duymaksızın kesit üzerinde oluşturulabilmektedir. Bunun sonucu olarak yapı elemanlarında, klasik pasif sargılama yöntemindeki gibi süneklik, kesme kapasitesi ve basınç dayanımı artışı elde edilmektedir. Aktif sargılama ile iç yapıdaki çatlakların geciktirilmesi ve kesit bünyesinin bozulmanın azaltılması sonucu betonarme elemanda, nihai hasar seviyesi azaltılabilmektedir. Ard-germeli sargılama yöntemlerinin kullanımıyla, daha az malzeme ile daha etkili sargılama oluşturulabilmesi ve göreceli olarak daha düşük seviyede kalan nihai hasar sonucu tamir işlemlerinin azalması sebebiyle, ekonomik olarak avantaj elde edilebilmektedir. Ard-germeli sargılama, günümüzün en önemli kıstasları arasında yer alan, hızlı çözüm ve temiz uygulama ihtiyaçlarına uygun bir yöntemdir. Ard-germeli sargılama tekniği özellikle, deprem sonrası oluşan hasarlarda geçici veya kalıcı, acil müdahale yöntemi olarak önemli bir alternatif sunmaktadır.

ÇELİK VE METALİK ELEMANLAR İLE ARD-GERMELİ SARGILAMA

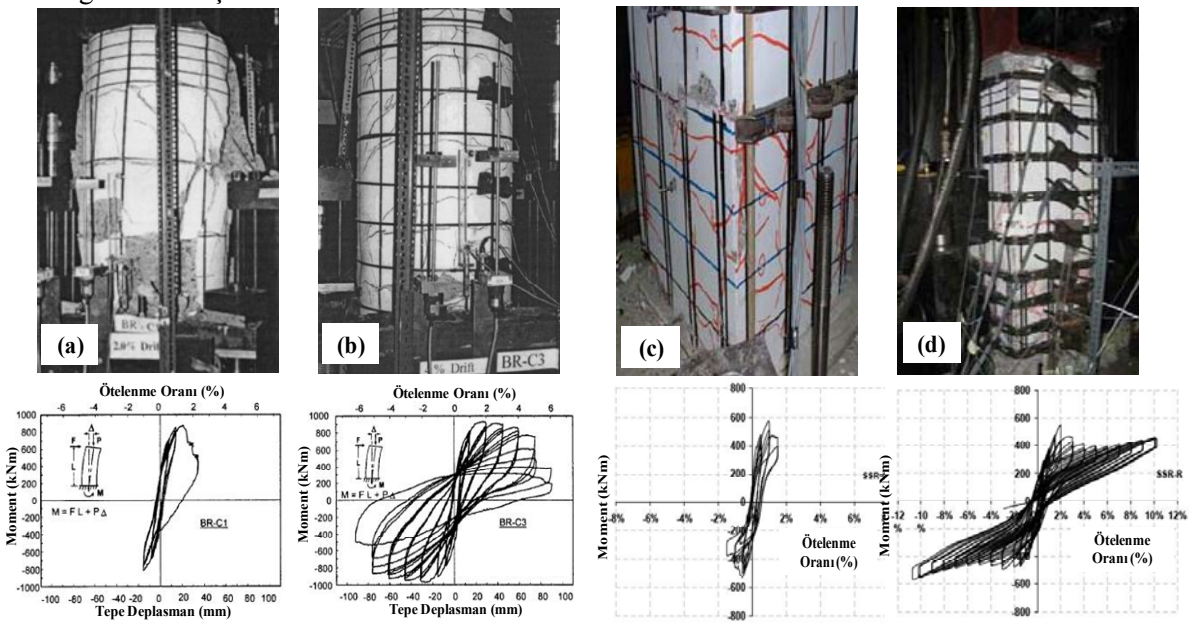
Betonarme yapı elemanlarında, üç eksenli gerilme deneylerinde görülen aktif sargılamanın olumlu etkilerinin kullanılması düşüncesi, 1940'lara kadar gitmektedir. Ard-germeli sargılama uygulamalarında ilk olarak yüksek dayanımlı çelik tellerin kullanıldığı görülmektedir. Martin (1966), aktif sargılamanın pratikte kullanıldığı ilk uygulamanın, 1943'te Creeps tarafından gerçekleştirilen, öngerilme teknolojisinden faydalanılarak sargılanan beton borular olduğunu bildirmiştir. Martin (1966), spiral ard-germe ile sargılanmış beton silindirlerin davranışını incelediği çalışmada, Feeser ve Chinn (1962)'in yaptığı benzer deneylerdeki gibi davranışta iyileşme kaydettiğini belirtmiş, basınç dayanımının ve ulaşılabilen en büyük eksenel birim deformasyon değerlerinde de artış elde edildiğini belirtmiştir.. Martin (1966)'in yaptığı çalışmada, sabit olarak, eksenel yük oranının %80'i ve üstündeki değerlerde yük altında bırakılan numunelerde, zamana bağlı sünme kırılmasının olacağı sonucuna varılmıştır. Aynı yıllarda Amerika'da, çevresel ard-germenin uygulandığı, öngerilmeli beton tekniği ile üretilmiş beton tank yapıldığı da Scott (2004) tarafından bildirilmektedir. Gardner vd. (1992) farklı uzunluklar ve yük kaçıklık değerleri kullanarak, piyano telleri ile ard-germeli sargıladığı silindir numune testleri gerçekleştirmiştir. Narinliğin ve yük kaçıklığının az olduğu numunelerde, eksenel basınç testlerindeki genel davranışa uygun biçimde göçmenin, arda arda tellerde kopma ve betonda ezilme ile gerçekleştiği bildirilmektedir. Narinliğin ve kaçıklığın fazla olduğu durumlarda ise ard-germe verilmiş tellerde kopma görülmemiştir. Ard-germeli sargılama ile dayanım ve davranış sünekliğinde artış olduğu vurgulanmıştır.

İlerleyen yıllarda aktif sargılamanın, hem kesme dayanımı hem de süneklik açısından, kolonların deprem performansının iyileştirilmesine yönelik çalışmalarda kullanıldığı görülmektedir. Coffman vd. (1993), normal dayanımlı donatı kullanarak ard-germeli sargıladığı, donatı bindirmesi bulunan, 457 mm çapında ve 3000 mm boyunda kolonların davranışını incelemiştir. Deneylerde uygulanan eksenel yük oranı %20 olarak seçilmiştir. Aktif sargılama yöntemi ile yapılan bu güçlendirme çalışmasında, rijitliğin değişmediği, yük kapasitesindeki ve tek bir çevrimde yutulan enerjideki değişimin ise çok az olduğu ortaya konulmakla birlikte, kolonun göçmeye ulaşmadan önce dayanabildiği çevrim sayısının ve yükleme süresince tüketilen toplam enerjinin arttığı vurgulanmıştır. Şekil 5'de görüldüğü üzere, aktif sargılama uygulanmış numunelerde, test sonucunda oluşan kümülatif hasarın, daha az seviyede gerçekleştiği görülmektedir.



Şekil 5. Çelik bar kullanılan ard-germeli aktif sargılama uygulaması (Coffman vd., 1993)

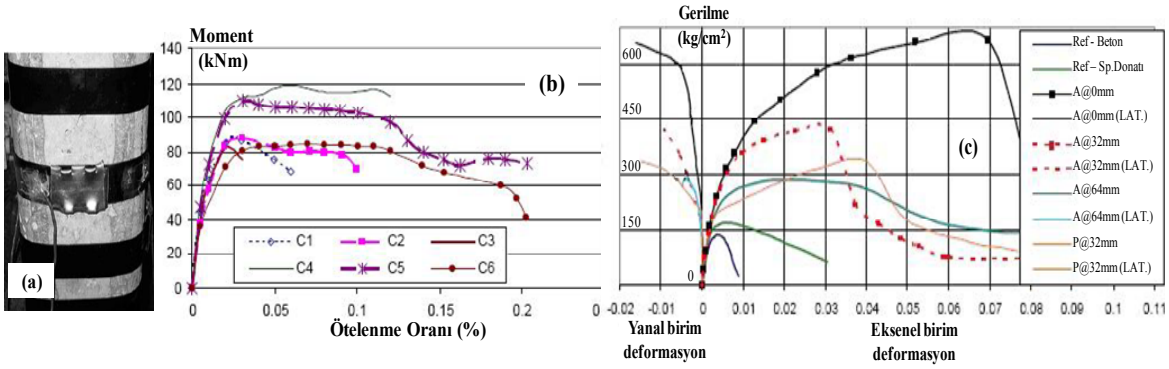
Ard-germe tendonlarının kullanılması yardımıyla kolonların aktif sargılama ile güçlendirilmesi, 1993'de Ottawa Üniversitesi'nde başlayan bir dizi çalışmanın sonucu olarak literatüre girmiştir (Saatcioglu ve Yalcın 2003). Çelik tendonlar ile ard-germeli sargılamanın kolon davranışı üzerindeki etkileri, kolon geometrisi, boyu, donatı bindirme durumu, aktif sargılama değeri gibi değişkenler kullanılarak, on yılı aşkın bir dizi araştırmanın sonucunda ortaya konulmuştur (Saatcioglu vd.,2000, Saatcioglu ve Yalcın, 2003, Yarandi ve Saatcioglu, 2008). Yapılan bu çalışmalar sonucunda, kesme dayanımı eksikliği olan kolonların dayanım ve tepe deplasman değerlerinin, çelik tendonların kullanıldığı ard-germeli sargılama - çalışma sahiplerinin adlandırması ile retro-belt - kullanılarak, referans kolonlara göre önemli derecede arttırılabildiği ortaya konulmuştur. Kesme etkin kolon davranışının, eğilme etkin davranışa dönüşmesi sağlanabilmektedir. Yanal donatı eksikliği bulunan eğilme etkin kolonlarda yapılan uygulamada ise ard-germeli sargılama ile yeterli sargılama etkisi oluşturulabilmekte ve daha sünek davranış elde edilmektedir. Donatı bindirmesi yapılmış ve/veya kare/dikdörtgen kesite sahip kolonlarda da etkinliğin azalmasına rağmen referans numunelere göre tatmin edici düzeyde sistemin işe yaradığı görülmüştür. Şekil 6'da "retro-belt" ard-germeli sargılama sisteminin, dairesel ve dikdörtgen kolonlarda uygulanması ve aynı kolonlar için testlerden elde edilen sonuçlar yer almaktadır (Saatcioglu ve Yalcın, 2003, Yarandi ve Saatcioglu, 2008). Kare ve dikdörtgen kolon uygulamalarında, tendonlar ile kolon yüzü arasına metal dolgu parçaları konularak, sistemin etkinliği arttırılmıştır.



Şekil 6. Çelik tendonların kullanıldığı ard-germeli sargılama sistemi "retro-belt", (a) ve (B) Saatcioglu ve Yalcın, 2003, (c) ve (d) Yarandi ve Saatcioglu, 2008

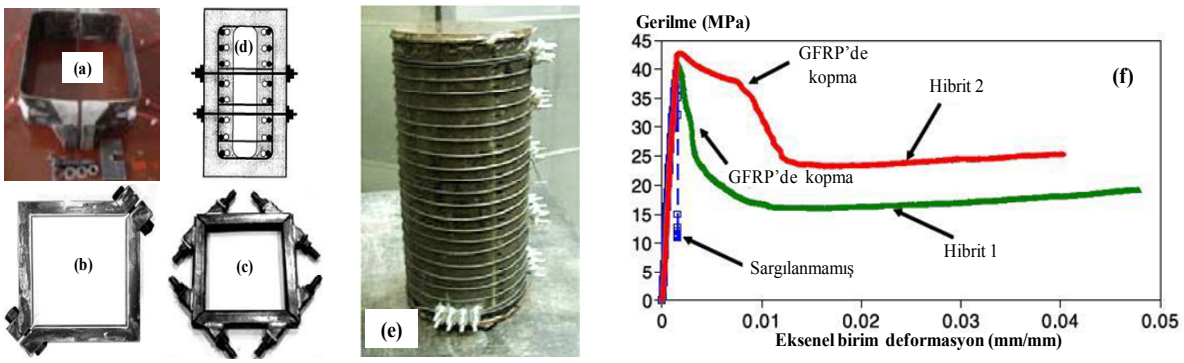
Sanayide, paketlemede kullanılan yüksek dayanımlı metal şeritler de, betonarme elemanların aktif sargılama ile güçlendirilmesinde kullanılmaktadır. Uygulama için yine paketlemede kullanılan cihazlardan faydalanılan sistem, nispeten kolay bir tekniktir. Şeritlerin iki ucunu, ard-germe altında birleştiren kilit parçaları, sistemin en zayıf noktası olarak görülmektedir. Literatürde, betonarme elemanların belirtilen şekilde aktif sargılamayla güçlendirilmesi konusundaki bilinen ilk çalışmaların, Frangou vd. (1995) ve Saatcioglu ve Yalcın (2003) tarafından gerçekleştirildiği görülmektedir. Frangou vd. (1995) tarafından, ard-germeli paketleme şeritleri kullanılarak, silindir numunelerde basınç ve prizmatik numunelerde eğilme testleri gerçekleştirmiştir. Ard-germe değerinin net olarak verilmediği çalışmada, kullanılan tekniğin şeritlerin aralığına bağlı olmak kaydıyla, beton basınç dayanımını ve deformasyon kabiliyetini arttırdığı görülmüştür. Prizmatik numunelerde de kullanılan yöntemin, kesme dayanımını ve sünekliği arttırdığı belirtilmilmiştir. Saatcioglu ve Yalcın (2003) tarafından gerçekleştirilen uygulamada kolon boyutları, tendonlar ile ard-germeli sargılama yapılan kolonlarla aynı olduğu için doğrudan karşılaştırma yapabilme imkanı doğmaktadır. Şekil 6 b'deki numune ile aynı özelliklere sahip ve yaklaşık eşit sargılama gerilmesi oluşturulan paketleme şeritleri ile aktif sargılanma yapılmış kolon davranışının, %2 ötelenme oranına kadar yine aynı şekilde gösterilen grafikteki gibi olduğu belirtilmiştir. %2 ötelenme oranından sonra kritik bölgedeki şeritlerin kopmaya başladığı ve %3 ötelenme oranında, boy donatıların burkulması ile göçmeye ulaşıldığı vurgulanmıştır.

Dolce vd. (2003) tarafından, metal şeritler kullanılarak aktif sargılama yapılmış kolonların eksenel yük altındaki davranışı, çelik lama ve lifli polimer kullanılarak pasif sargılama yapılmış, aynı boyutlardaki kolonların davranışı ile karşılaştırılmıştır. 200 mm X 300 mm (L=800 mm) numune boyutlarının kullanıldığı çalışmada, metal şeritlerle ard-germeli sargılama sonucunda, hem donatılı hem de donatısız kolonlarda önemli dayanım ve süneklik artışı sağlandığı belirtilmiştir. Doğrudan karşılaştırma yapmanın yanıltıcı sonuçlar verebileceği düşünülmekle birlikte Dolce vd. (2003), belirtilen aktif sargılama tekniğinin, bir kat ve tam boy uygulanmış karbon lifli polimer güçlendirmesinden daha iyi sonuç verdiğini, nispeten yoğun sayılabilecek çelik lama ve köşebentlerle yapılan pasif sargılama ile de hemen hemen eşit artışlar sağladığını bildirmiştir. Metal şeritlerin ard-germeli sargılamada kullanımı üzerine en geniş ve sistematik çalışma, Moghaddam vd. tarafından gerçekleştirilmiştir (2008, 2009, 2010). Şekil 7 c'de, metal şeritlerle ard-germeli sargılama uygulaması yapılmış silindir numunelerdeki olumlu dayanım ve davranış değişimi görülmektedir (Moghaddam vd., 2008). Bu testler sonucunda, metal şeritlerin kullanıldığı ard-germeli sargılama güçlendirmesinde, aktif sargılama gerilmesi oluşturmanın, serbest olarak şeritlerin pasif sargılanmasına göre daha iyi sonuçlar verdiği belirlenmiştir (Moghaddam vd., 2008, Moghaddam vd. 2010). Yine bu testlerden çıkan başka bir sonuç ise kullanılan tekniğin rijitliği değiştirmemekle beraber, beton dayanım değeri öncesi de davranış üzerinde olumlu etkisi olduğu bildirilmiştir. Moghaddam ve Samadi (2009) aynı sistemi, 200 mm X 250 mm (L=1000 mm) kolon numunelerde yatay yük altında test emiş, hem dayanım hem de süneklik adına oldukça iyi sonuçlar elde edildiğini bildirmiştir (Şekil 7 a, Şekil 7 b). Grafikte C1, C2 numunelerinde diğer numunelere göre, nispeten eksenel yük oranı daha azdır ve C1, C3 numuneleri referans numuneleridir. Grafikten de görüldüğü üzere, belirtilen teknikle uygulanan aktif sargılama ile yatay yük dayanımında ve deplasman sünekliklerinde önemli gelişim elde edilmiştir.



Şekil 7. Metal şeritler ile ard-germeli sargılama (a) (b) Moghaddam ve Samadi (2009), (c) Moghaddam vd. (2010)

Çelik plaka, lama ve köşebentler kullanılarak betonarme elemanların güçlendirilmesi, daha önce belirtildiği gibi kullanılagelen bir yöntemdir. Literatürde bu tür elemanlara, ard-germe uygulayarak aktif sargılama yapıldığı da görülmektedir. Cheong ve Perry (1991), prizmatik betonarme deney numunelerini, yan yüzlerinden geçirdiği yüksek dayanımlı gijonlarla sıkarak basınç altında test emiş ve üç eksenli gerilme durumunu mekanik sargılama ile oluşturmaya çalışmıştır. Değer olarak az olmakla birlikte dayanım ve süneklik artışı gözlendiği belirtilmiştir. Aboutaha vd. (1999) yaptıkları çalışmada, deney setindeki bir adet numunenin güçlendirilmesini, çelik levhalarla sargılamaya ek olarak, kesit içerisinden geçirdikleri gijonları ve dolayısıyla levhaları birbirlerine doğru sıkarak gerçekleştirmişlerdir (Şekil 8 d). Önceden hasar görmüş olan kolonun plastik mafsal ve bindirme boyu bölgesinde yapılan bu uygulamanın, hem dayanım hem de süneklik açısından en iyi sonuç veren yöntem olduğu bildirilmiştir. Kaya (2003) benzer bir uygulamayı, düz yüzeyli donatılarla imal ettiği kolonlarda gerçekleştirmiştir. Bu uygulamada, çelik levha yerine belirli aralıklarla konulan çelik şeritlerle sargılama yapılmış ve bu levhaları birbirine doğru sıkan gijonların bulunduğu deliklere, son aşamada harç doldurulmuştur. Gijonlara tork anahtarı yardımı ile gerilme uygulanmıştır. Çalışma sonucunda uygulamanın istenilen düzeyde iyileşmeye sebep olmadığı bildirilmiştir. Çelik levhaların kullanıldığı bir diğer ard-germeli sargılama türü ise L veya U şeklindeki iki karşılıklı çelik parçanın, kesitin çevresinde birleştirilerek sıkıştırıldığı uygumladır (Hussain ve Driver, 2005, Şekil 8 b ve c, Guo vd. 2006, Şekil 8 a). Her iki çalışmada da ard-gerilme uygulanmış kolon dayanımlarının, aynı uygulamanın pasif sargılama olarak gerçekleştirilmiş karşılıklarına ve sargılama yapılmamış numunelere oranla, önemli derecede arttığı görülmüştür. Aynı sonucun süneklik için geçerli olmadığı bildirilmiştir. Kesme problemi olan veya yüksek eksenel yüke maruz kolonlarda uygulanabilir bir teknik olarak kullanılabileceği, aynı çalışmalarda vurgulanmıştır. Mokari ve Moghadam (2008), eleman boyunca köşelere yerleştirdikleri köşebentler ve bunları birleştiren lamalarla sargıladıkları kare kesitli beton numuneleri, eksenel basınç altında test etmişlerdir. Çelik lamaların ısı ile genleşmesi sağlanıp bu haldeyken köşebentlere kanatılmış ve numune üzerinde kısmen kontrolsüz ard-germe uygulaması gerçekleştirilmiştir. Ard-germe uygulanmamış olan eşlenik numuneye göre, dayanım ve süneklik açısından çok az iyileşme elde edilirken, eleman kapasitesine ulaşılmadan önceki davranışta gözle görülür bir gelişim olduğu belirlenmiştir.



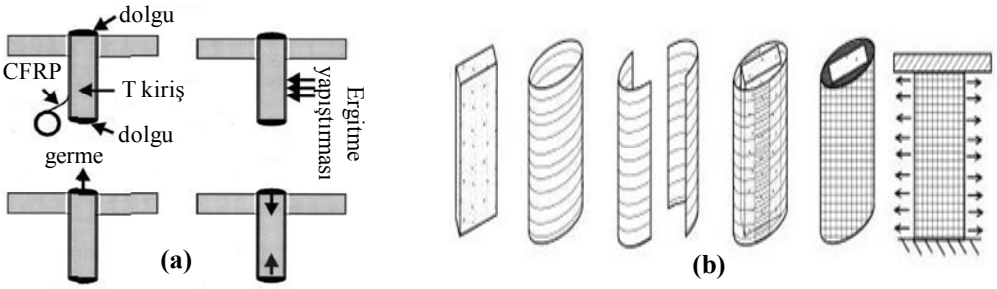
Şekil 8. Çelik malzeme ve akıllı metaller ile ard-germeli sargılama

Artan ısı ile faz değiştirerek gerilme oluşturan akıllı metaller ile betonarme elemanlar üzerinde aktif sargılama oluşturma çabaları, 2000'li yılların başlarından bu yana süregelmektedir (Krstulovic-Opara N and Thiedeman PD, 2000, Janke L Czaderski C Motavalli M and Ruth J, 2005, Andrawes B, Shin M and Wierschem N 2010). Şekil 8 e ve Şekil 8 f'de, Shin ve Andrawes (2010) tarafından gerçekleştirilen çalışmada kullanılan, hibrit olarak adlandırılmış, GFRP ile sargılandıktan sonra akıllı metal tel ile aktif sargılanmış silindir beton numune ve çalışmadan elde edilen sonuçların yansıdığı grafik görülmektedir. Hibrit 2 olarak tanımlanan numunede 4 kat GFRP ve 13 mm adımla spiral akıllı metal tel kullanılmıştır. Şekildeki grafikten görüldüğü gibi GFRP sargılama ve akıllı metal ile aktif sargılamanın birlikte kullanılması sonucunda, özellikle davranışın fark edilir biçimde geliştirilebildiği ifade edilmektedir. 13 mm adımla akıllı metal tel kullanılarak aktif sargılama yapıldığında, 8 kat GFRP pasif sargılamaya göre %12 dayanım artışı sağlandığı ve ulaşılan en büyük birim deformasyonun önemli derecede arttığı belirtilmiştir.

LİFLİ POLİMERLER İLE ARD-GERMELİ SARGILAMA

Lifli polimerler, betonarme elemanların güçlendirilmesinde son 10 yıldır yaygın biçimde kullanılmaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi çelik plakalarda olduğu gibi lifli polimer malzeme ile sargılamada da sargılamanın etkinliği kare ve dikdörtgen elemanlarda azalmaktadır. Bu düşüşün giderilebilmesi amacı ile kare ve dikdörtgen elemanlarda, kesit-şekil değişikliği en uygun seçim olarak görülmüştür. Kesitin büyütülmesinde kullanılmakta olan genişleyen harç, sadece kesit değişikliğine yol açmakla kalmamış, aynı zamanda kesit üzerinde aktif sargılama gerilmelerinin oluşmasına sebebiyet vermiştir. Bu etki ve lifli polimer ile aktif-pasif sargılama farklılığı, Sadatmanesh vd. (1996) tarafından belirtilmiştir. Dairesel kolonlarda lifli polimer ve beton arasındaki boşluğun, basınçlı epoksi ile doldurulması sonucunda elde edilen düşük seviyedeki ard-germeli sargılamanın, referans kolonun sonuçlarına göre etkili olduğu, pasif sargılama uygulanmış numune sonuçlarına göre de küçük bir miktar artış sağlayabildiği görülmüştür. Genleşen epoksi/harç kullanarak, lifli polimer sargılama uygulamalarını pasiften, aktif sargılamaya dönüştürme çabalarının, 1990'ların ortasından beri süregeldiği görülmektedir. Mortazavia (2003) lifli polimer sargılanmış dairesel numunelerde, genleşen harç yardımıyla oluşturulan ard-germenin, eksenel basınç davranışına etkisini incelemiştir. Çalışma sonucunda ard-germeli sargılamayla, sargılanmamış numunelere göre %400'ün üzerinde, pasif sargılanmış eşlenik numunelere göre ise %35 dayanım artışı elde edildiği bildirilmektedir. Yan vd (2007) tarafından, kare ve dikdörtgen numunelerde, kesit-şekil değişikliği ve aktif-pasif sargılamanın farklılığı üzerin çalışmalar yapılmıştır (Şekil 9 b). Önceden şekil verilmiş lifli polimerler ve haç yardımıyla kesit-şekil değişikliği yapılan numunelerde aktif sargılamanın, kesit-şekil değişimi olmadan pasif sargılanan numunelere göre önemli derecede iyi davranış gösterdikleri belirlenmiştir. Kesit –şekil değişikliği yapılarak aktif sargılanan numunelerin, kare kesitten daire kesite dönüşümde daha fazla olmak üzere, kesit-şekil değişikliği yapılıp pasif sargılanmış numunelere göre fark edilir derece daha iyi sonuçlara ulaştığı vurgulanmıştır. Takip edilen birim deformasyon değerleri için de benzer yönde sonuçlara ulaşılmıştır. Comert vd. (2009), dairesel numuneler üzerinde, genleşen harç kullanarak yaptığı lifli polimerler ile ard-germeli sargılama deneylerinde, diğer araştırmacıların elde ettiğinden farklı bir sonuca ulaşmıştır. Her iki sargılama tipinin kullanıldığı numunelerden elde edilen sonuçların, sargılanmamış numunelerden elde edilenden yüksek olduğu görülmekle birlikte, aktif sargılanmış numunelere ait davranışın, pasif sargılanmış numunelerden elde edilenden, kısmen aşağıda olduğu vurgulanmıştır. Ard-germeli sargılanmış numuneler, süneklik ve yük kapasitesi öncesindeki davranış açısından daha iyi performans sergilemişlerdir.

Tamuzs vd. (2006) ve Janke vd. (2009)'nin yaptıkları çalışmalarda, beton silindir numuneler, gerilme uygulanmış lif öbekleri ile sargılanmış ve eksenel yükleme altında test etmiştir. Her iki çalışmada da sargılanmamış ve ya aynı malzemelerle pasif olarak sargılanmış numunelere göre daha iyi sonuçlar elde edildiği bildirilmektedir. Janke vd. (2009) bu gelişimin hem statik yükleme hem de tekrarlı yükleme altında elde edildiğini, ard-germeli sargılama sayesinde, kapasiteye ulaşıldıktan sonra kalan, artık dayanım değerinin belirli bir çevrim sayısını takiben stabil değere ulaştığını vurgulamıştır.

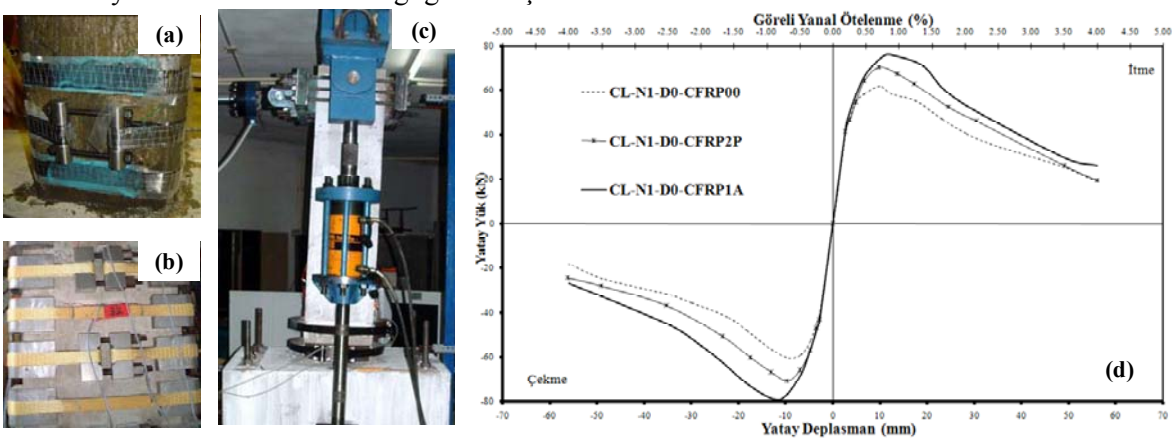


Şekil 9. Lifli polimerler ile çeşitli ard-germeli sargılama örnekleri

Lifli polimerler kullanılarak aktif sargılama uygulaması yapabilmek amacıyla, ergitme yapıştırması (fusion bonding) kullanılabilmektedir. Lees vd (2002) ve Kesse ve Lees (2007) tarafından, kirişlerde lifli polimer malzeme kullanarak ard-germeli sargılama deneyleri bu yöntem kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 9 a). 1997'den bugüne yürütüldüğü bildirilen bu çalışmalarda, Şekil 9

a'da gösterilen biçimde lifli polimere ard-germe verilmektedir. Bu yöntemle, kesme göçmesi oluşan T kirişlerin kapasitesi, uygulama değişkenlerine bağlı olarak %40 ile %90 arasında arttırılabildiği, aynı zamanda göçmenin, gevrek olan kesme türünden, sünek olan eğilme türüne dönüştürülebildiği görülmektedir.

Ard-germeli lifli polimer sargılama oluşturabilmek için kullanılan ikinci yöntem ise mekanik germe tekniğidir. Bu teknik oldukça basit olup, kesit çevresini dönen lifli polimerlerin uçlarındaki metal kafaların, gijonlar ve tezgah anahtarları kullanılarak sıkılmasından ibarettir. Nesheli KN ve Meguro K (2005, 2006) tarafından, kesme etkin kısa kolonlar üzerinde, lifli polimerlerle ard-germeli sargılamanın etkilerini araştırılmıştır (Şekil 10 a ve b). Aramid ve karbon elyafların kullanıldığı çalışmada, hem aktif hem de pasif teknikle güçlendirilen kolonların, birbirlerine çok yakın değerlerle, daha sünek davrandıkları, yük kapasitelerinin referans numuneye göre arttığı belirtilmektedir. Öte yandan ard-germeli sargılamanın, çatlakların açılmasını yavaşlattığı ve deney sonu hasar seviyesinin daha az miktarda kalmasını sağladığı vurgulanmıştır. Yamakawa vd. (2005), yatay yük etkisine maruz kalan kısa kolonlarda, eksenel yükün sorunsuz olarak taşınabilmesi adına ard-germeli sargılama tekniğinden faydalanmıştır. Acil müdahale yöntemi olarak düşünülen, aramid liflerin kullanıldığı bu testler sonucunda, hasar görmüş kısa kolonlarda aktif sargılama ile kesme çatlaklarının kısmen kapatılabildiği, kesme dayanımının ve eksenel yük kapasitesinin belirli oranda geri kazanılabildiği ve oluşacak yeni bir etki altında basınç birim deformasyonlarının sınırlanabildiği görülmüştür.



Şekil 9. Lifli polimerler ile çeşitli ard-germeli sargılama örnekleri

Bu çalışmanın yazarlarından olan Akpınar (2010), Özden ile birlikte yapmış oldukları çalışmada, oldukça yetersiz (15Ø) donatı bindirme boyu olan eğilme etkin kolonlarda, lifli polimerlerle ard-germeli sargılamanın etkilerini araştırılmıştır. Çalışmada, lifli polimerlere ard-germe verebilmek için mekanik germe tekniği uygulanmış, aynı zamanda malzeme üzerinde oluşan gerilmenin kolon yüzlerine tam olarak etkiyebilmesi için dolgu parçaları kullanılmıştır (Şekil 10 c). Karbon liflerin kullanıldığı çalışmada, %25eksenel yük altında her aktif ve pasif olarak güçlendirilmiş kolonların, orijinal numuneden daha iyi davranış sergiledikleri, 2 kat ve 2 şeritle ard-germeli sargılamanın, 3 kat pasif sargılamadan kısmen daha iyi sonuç verdiği gözlenmiştir. Buna rağmen tam olarak bindirme problemi çözülememiş olsa da, katman sayısının arttırılması ve değişik boylarda bindirme eklerinin incelenmesi adına uygun bir sonuç elde edilmiştir.

SONUÇ

Betonarme elemanların, çeşitli malzemelerle ard-germeli sargılama tekniği kullanılarak güçlendirilmesi çalışmaları, derlenerek bir kaynakta toplanmıştır. İncelenen tüm çalışmalar göz önüne alındığında, ard-germeli sargılama yöntemiyle hızlı ve yapı kullanımını en az düzeyde engelleyerek betonarme elemanların betonarme elemanların güçlendirilmesi gerçekleştirilebilmektedir. Ard-germeli sargılama yönteminin, diğer sargılama tekniklerine kıyasla dayanım açısından ilave büyük kazanımlar getirmediği; süneklik ve özellikle yük kapasitesine ulaşılmadan önceki davranışa olumlu etkisi görülmektedir. Buna göre ard-germeli sargılama ile güçlendirme durumunda, özellikle yük kapasitesi öncesinde ve kısmen sonrasında, pasif sargılama

tekniklerine oranla hasar seviyesinin daha az miktarda gerçekleşebileceği düşünülmektedir. Bu düşüncenin netleştirilebilmesi için, ard-germeli ve pasif sargılamanın kullanıldığı, tam karşılaştırılabilir eşlenik numunelerle oluşturulmuş çalışmaların yapılması gerekmektedir.

KAYNAKLAR

Aboutaha RS, Engelhardt MD, Jirsa JO, and Kreger ME (1999) "Experimental Investigation of Seismic Repair of Lap Splice Failures in Damaged Concrete Columns", *Structural Journal ACI*, 96(2):297-307

Akpinar E (2010) "Yetersiz Donatı Bindirme Boyu Bulunan Kolonların Aktif FRP Sargısı ile Güçlendirilmesi", Doktora Tezi, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye

Andrawes B, Shin M and Wierschem N (2010) "Active Confinement of Reinforced Concrete Bridge Columns Using Shape Memory Alloys", *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 15(1):81-89

Bakis CE, Bank LC, Brown VL, Cosenza E, Davalos JF, Lesko JJ, Machida A, Rizkalla SH and Triantafillou TC (2002) "Fiber-Reinforced Polymer Compositesfor Construction—State-of-the-Art Review", *Journal of Composites for Construction ASCE*, 6(2):73-87

CEB Task Group of Commission 7 (Seismic Design) TG7_1 (2003) State-of-the-Art report - Seismic Assessment and Retrofit of RC Buildings, Bulletin No 24, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne

CEB Task Group 9_3 (2001) Technical Report - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Bulletin No 14, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne

Cheong HK and Perry SH (1991) "Concrete Columns with Lateral Prestressing", *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 117(1):70-87

Coffman HL, Marsh,ML and Brown CB (1993) "Seismic Durability of Retrofitted Reinforced-Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 119(5)1643-1661

Comert M, Goksu C and Ilki A (2009) "External Confinement of Concrete with Post-Tensioned GFRP Sheets-A Pilot Study", *FRPRCS-9 International Symposium*, Sydney, Australia, 13-15 July

Dolce M, Masi A, Cappa T, Nigro D, Ferrini M (2003) "Experimental evaluation of effectiveness of local strengthening on columns of R/C existing structures", *FIB-Symposium, Concrete Structures in Earthquake Regions*, Athens, Greece, 6-9 May

Ersoy U ve Özcebe G (2001) Betonarme, Geliştirilmiş Yeni Baskı, Evrim İstanbul

Frangou M, Pilakoutas K and Dritsos S (1995) "Structural repair/strengthening of RC columns", *Construction and Building Materials*, 9(5):259-266

Gardner NJ, Godse RM and Wong TF (1992) "Laterally Prestressed Eccentrically Loaded Slender Columns", *Structural Journal ACI*, 89(5):547-554

Guo Z, Zhang J and Yun Z (2006) "Experimental Study On A New Retrofitted Scheme For Seismically Deficient Rc Columns", *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan, 12-13 October

Harries AK and Kharel G (2002) "Behavior and Modeling of Concrete Subject to Variable Confining Pressure", *Materials Journal ACI*, 99(2):180-189

Hussain MA and Driver RG (2005) "Experimental Investigation of External Confinement of Reinforced Concrete Columns by Hollow Structural Section Collars", *Structural Journal ACI*, 102(2):242-251

Imran I and Pantazopoulou SJ (1996) "Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress", *Structural Journal ACI*, 93(6):589-601

Janke L Czaderski C Motavalli M and Ruth J (2005) "Applications of shape memory alloys in civil engineering structures - Overview, limits and new ideas", *Materials and Structures*, 38:578-592

Janke L, Czaderski C, Ruthb J and Motavalli M (2009) "Experiments on the residual load-bearing capacity of prestressed confined concrete columns", *Engineering Structures*, 31:2247–2256

Kaya O (2003) "Seismic Retrofitting Of Existing R/C Columns For Improved Ductility", MS Thesis, Bogazici University, Istanbul, Turkey

Kesse G and Lees JM (2007) "Experimental Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Shear Straps", *Journal of Composites for Construction ASCE*, 11(4):375-383

Krstulovic-Opara N and Thiedeman PD (2000) "Active Confinement of Concrete Members with Self-Stressing Composites", *Materials Journal ACI*, 97(3):297-308

Laine DP (2004) Effect of axial preloads on confined concrete MS Thesis, University of Toronto, Toronto, Canada

Lees JM Winistörfer AU and Meier U (2002) "External Prestressed Carbon Fiber-Reinforced Polymer Straps for Shear Enhancement of Concrete", *Journal of Composites for Construction ASCE*, 6(4):249-256

Park R and Paulay T (1975) Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons Inc, New York

Priestley MJN, Seible F and Calvi GM (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons Inc, New York

Mirmiran A and Shahawy M (1997) "Dilation characteristics of confined concrete", *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2, 237-249

Mander JB, Priestley MJN and Park R (1988) "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8):1804-1826

Martin CW (1968) "Spirally Prestressed Concrete Cylinders", *Journal Proceedings, ACI*, 65(10):837-845

Moghaddam H, Samadi M and Mohebbi S (2008) "On The Effect Of External Active Confinement On Spirally Reinforced Concrete Columns", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 12-17 October

Moghaddam H and Samadi M (2009) "Seismic Retrofit of large-scale reinforced concrete columns by prestressed high-strength metal strips", *ASCE/SEI Structures Congress*, Austin, Texas, USA, 30 - April - 2-May

Moghaddam H, Samadi M, Pilakoutas K and Mohebbi S (2010) "Axial compressive behavior of concrete actively confined by metal strips; part A: experimental study", *Materials and Structures*, 43(10):1369–1381

Mokari J and Moghadam AS (2008) "Experimental and Theoretical Study of Reinforced Concrete Columns with Poor Confinement Retrofitted by Thermal Post Tension Steel Jacketing", Journal of Applied Sciences 8(24):4579-4586

Mortazavia AA, Pilakoutasa K and Son KS (2003) "RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP", *Construction and Building Materials*, 17:491–497

Nesheli KN and Meguro K (2005) "External Prestressing Concrete Columns with Fibrous Composite Belts", *FRPRCS-7 International Symposium*, Kansas City, Missouri, USA, 6-9 November

Nesheli KN and Meguro K (2006) "Seismic Retrofitting of Earthquake-Damaged Concrete Columns by Lateral Pre-Tensioning of FRP Belts", *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, 18-22 April

Richart FE, Brandtzaeg A and Brown RL (1928) A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Bulletin No 12

Richart FE, Brandtzaeg A and Brown RL (1929) The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois, Bulletin No 31

Saadatmanesh H, Ehsani MR and Jin L (1996) "Seismic Strengthening of Circular Bridge Pier Models with Fiber Composites", *Structural Journal ACI*, 93(6):639-647

Saatcioglu M and Razvi SR (1992) "Strength and Ductility of Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 118(6):1590-1607

Saatcioglu M, Yalcin C, Mes D and Beausejour P (2000) 'Seismic retrofitting concrete columns by external prestressing', OCEERC Research Report, Ottawa-Carleton Earthquake Engineering Research Centre, University of Ottawa, Ottawa, Canada

Saatcioglu M and Yalcin C (2003) "External Prestressing Concrete Columns for Improved Seismic Shear Resistance", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 129(8):1057-1070

Sakai K and Sheikh SA (1989) "What Do We Know about Confinement in Reinforcement Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)", *Structural Journal ACI*, 86(2):192-207

Scott NL (2004) "Reflections on the early precast/prestressed concrete industry in America", *PCI Journal*, 49(2):20-33

Sheikh SA and Uzumeri SM (1980) "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", *Journal of the Structural Division ASCE*, 106(5):1079-1102

Shin M and Andrawes B (2010) "Experimental investigation of actively confined concrete using shape memory alloys", *Engineering Structures*, 32:656–664

Tamuzs V, Tepfers R, You CS, Rousakis T, Repelis I, Skruls V and Vilks U (2006) "Behavior of Concrete Cylinders Confined by Carbon-Composite Tapes and Prestressed Yarns 1 - Experimental Data", *Mechanics of Composite Materials*, 42(1):13-32

Yamakawa T, Banazadeh M and Fujikawa S (2005) "Emergency Retrofit of Shear Damaged Extremely Short RC Columns Using Pre-tensioned Aramid Fiber Belts", *Journal of Advanced Concrete Technology JCI*, 3(1):95-106

Yan Z, Pantelides CP, and Reaveley LD (2007) "Posttensioned FRP Composite Shells for Concrete Confinement", *Journal of Composites for Construction*, 11(1):81-90

Yarandi M and Saatcioglu M (2008) "Rapid Seismic Repair of Shear Damaged Concrete Bridge Columns by Transverse Prestressing", *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 12-17 October

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONLARDA ANKRAJ KESME KAPASİTESİNİN HESAPLANMASI

DETERMINATION OF ANCHOR SHEAR CAPACITY IN LOW STRENGTH CONCRETE

Salih YILMAZ[1], Özlem ÇALIŞKAN[2], Hasan KAPLAN[3], Nevzat KIRAÇ[4]

ÖZET

Kimyasal ankrajlar, yüksek mukavemetli polyester, vinilester ve epoksi türü yapıştırıcıların geliştirilmesi ile 1990'lardan sonra özellikle güçlendirme işlerinde yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Günümüzde kimyasal yapıştırıcı olarak piyasada çok çeşitli ürünlerin bulunması mümkündür. Ancak, bu tür ankrajların tasarım kurallarını belirleyen bir standart malzeme çeşitliliğinin de etkisiyle ortaya konamamıştır. Bu çalışma kapsamında düşük basınç dayanımına sahip betonlara ekilen kimyasal ankrajların tersinir tekrarlı kesme yükleri altındaki davranışı incelenmiştir. Çalışmada 5, 10 ve 16 MPa basınç dayanımına sahip betonlara ekilmiş 27 deneyden elde edilen deney sonuçları ankraj kesme dayanımı için ACI318 Ek D ve TS500'de verilen hesap yöntemi ile karşılaştırılmıştır. Ankraj çapının artması ile ortaya çıkan yerel gerilme yoğunlaşması dolayısıyla ankraj çubuğunun taşıyabildiği nihai kesme gerilmelerinin azaldığı belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Türk Deprem Yönetmeliğinde güçlendirme ankrajları ile ilgili olarak verilen çok sınırlı düzeydeki hükümlerde revizyonlar yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır.
Anahtar Kelimeler: Kimyasal ankraj, Ankraj kesme kapasitesi, Düşük dayanımlı beton, Ankraj tasarımı

ABSTRACT

Chemical anchors have begun to be widely used starting with 1990s with the development of high resistance adhesives of polyester, vinylester and epoxy type One of the widest application areas of them is seismic retrofit works. Many products are available in the market in terms of chemical adhesives. However, currently standardization is very limited for the design of those anchors due to variety of available products. In this study, shear behavior of epoxy anchors embedded to low strength concrete was investigated under incremental cyclic loading. Experimental results obtained from 27 shear tests on anchors embedded to 5, 10 and 16 MPa concrete were compared with the ACI318 (Appendix D) method and TS500 sliding friction formulae. It is found that ultimate strength of anchor bar reduces while the bar size increases. The results indicate that some revisions are needed for Turkish Earthquake Code regarding the design of retrofit anchors.
Keywords: Chemical anchor, Anchor shear capacity, Low strength concrete, Anchor design

GİRİŞ

İki farklı eleman arasındaki bağlantının sağlanması için kullanılan ankrajlar yerleştirilme zamanı ve şekilleri açısından betonlama esnasında yerleştirilen ankrajlar ve betona sonradan yapılan ankrajlar olmak üzere ikiye ayrılır. Betona sonradan yapılan ankraj elemanları daha çok onarım ve güçlendirme işlerinde kullanılmaktadır. Betona sonradan yerleştirilen ankrajlarda mekanik, harçlı ve kimyasal olmak üzere çeşitli şekillerde yapılabilmektedir. Bağlayıcı malzeme açısından da

[1] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, syilmaz@pau.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Bilecik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bilecik, ozlem.caliskan@bilecik.edu.tr
[3] Prof. Dr., Epoka Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tiran, Arnavutluk, hkaplan@epoka.edu.al
[4] Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Eskişehir, kiracn@ogu.edu.tr

bağlayıcısı polimer esaslı olanlar ve çimento esaslı döküm harçlı olanlar olmak üzere farklı ankraj türlerine rastlanabilir (Özkul vd., 2001).

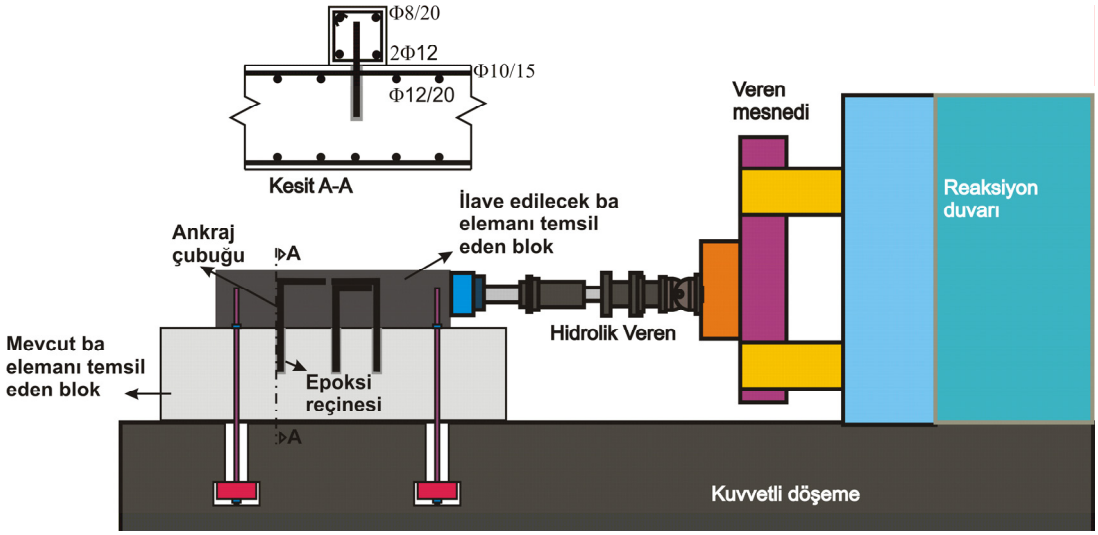
Literatürde ankrajlarla ilgili pek çok çalışmaya rastlamak mümkündür. Bu çalışmaların büyük bir kısmı ankrajların çekme dayanımı üzerinedir. Kesme dayanımı ile ilgili çalışmalar sınırlı sayıdadır. Ueda vd. (1990), kenar mesafesi ve bulon aralığının kesme dayanımına etkisini araştırmışlar ve kesme direncinin kenar mesafesi ile arttığı sonucuna ulaşmışlardır. ACI 349'daki kesme formülünün de test sonuçları için kabul edilebilir alt sınır tahmini verdiğini ifade etmişlerdir. Muratlı vd. (2004), çatlamış ve çatlamamış betondaki ankrajların kesme kapasiteleri üzerine bir çalışma yapmışlar kesme ankrajları için ve ACI 349'un güvenilir ve etkili olduğunu bildirmişlerdir. Alqedra ve Ashour (2005), beton kenarına yerleştirilen tekil ankrajların kesme kapasitesini tahmin edebilmek için yapay sinir ağlarını kullanmışlardır. Eğitim için ankraj testlerinden elde edilen 205 adet deney veri tabanı kullanmışlardır. Çalışmanın sonucunda yükleme doğrultusundaki kenar mesafesinin ankrajların kesme dayanımı üzerinde önemli bir etkisinin olduğunu gözlemlemişlerdir. Düşük dayanımlı betonlarda ACI318'den (2005) elde edilen dayanım değerleri ile TS500 (2000) sürtünme kesmesi dayanımının karşılaştırıldığı bir sayısal çalışmada da sürtünme kesmesi dayanımının özellikle kenara yakın ankrajlar için yanıltıcı sonuçlar vereceği görülmüştür (Çalışkan vd., 2010).

Bilinen literatürde kimyasal ankrajlar üzerindeki çalışmaların büyük kısmını ankraj çekme dayanımının belirlenmesine yönelik deneysel çalışmalar oluşturmaktadır. Diğer yandan kesme davranışı ile ilgili çalışmalar ise oldukça sınırlı düzeyde kalmıştır. Bu çalışmalarda dikkati çeken önemli bir konu ankraj ekilen beton basınç dayanımının genellikle normal ve yüksek dayanımlı olmasıdır. Diğer yandan ülkemizdeki mevcut yapıların büyük çoğunluğunda beton dayanımı oldukça düşüktür (Bal vd., 2008). Bu sebeple güçlendirme işlerinde ekilen ankrajların büyük bölümü de düşük dayanımlı betonlara ekilmektedir. Ankrajların bu tür betonlardaki davranışı ile ilgili çalışmalar henüz yeterli düzeyde değildir.

Bu çalışmada Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında düşük basınç dayanımına sahip betonlara ekilen kimyasal ankrajların tersinir tekrarlı kesme yükleri altındaki kapasiteleri ile ACI318'e göre belirlenmiş ankraj kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Çalışma kapsamında güçlendirme uygulamalarında sıklıkla karşılaşılan 5, 10 ve 16 MPa tek eksenli basınç dayanımına sahip betonlara ekilmiş ankrajların deney sonuçları kullanılmıştır.

ANKRAJ KESME DENEYLERİ

Türkiye'deki mevcut durumu temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton sınıflarına ankrajlar ekilmiştir. Ekilen ankrajların üstleri 36,4 MPa basınç dayanımına sahip beton ile kapatılarak bir yükleme bloğu teşkil edilmiştir (Şekil 1).



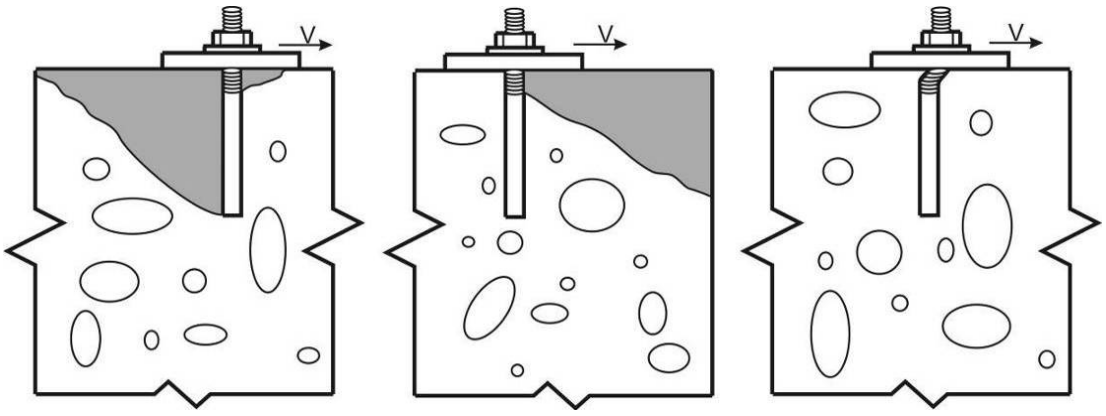
Şekil 1. Deney elemanı kesiti

Çalışma kapsamında üç değişik beton dayanımı için üç değişik ankraj çapında (D= Φ12, Φ16 ve Φ20) ve üç farklı ankraj derinliğinde (L= 10Φ, 15Φ ve 20Φ) olmak üzere 27 adet ankraj kesme deneyi yapılmıştır.

Deney elemanlarının tekrarlı-tersinir kesme yükleri altında çevrimsel kesme davranışı araştırılmıştır. Her bir deney numunesi üç adet ankraj ile oluşturularak ortalama bir dayanım elde edilmesi hedeflenmiştir. Epoksi ankrajların ekiminin yapıldığı delikler ankraj çapından 4 mm büyük açılmış ve kimyasal uygulaması öncesinde kuru ve yağsız basınçlı hava ile temizlenerek uygulama yapılmıştır. Tüm ekim işlemleri laboratuar ortamında tamamlanmış ve numuneler laboratuar ortamında bekletilmiştir (25-35^{0}C).

ACI 318'E GÖRE ANKRAJ KESME DAYANIMI

ACI 318 (2005), ankraj kesme kapasitesine erişildiği nihai durum için 3 farklı göçme modu tanımlamaktadır: kenar bölgede beton kırılması, ara bölgelerde beton kırılması ve çelik hasarı şeklindedir. Bu göçme modları Şekil 2'de gösterilmiştir. Ankraj donatısının kenara yakın olduğu durumlarda veya beton dayanımının düşük ve ankraj çapının büyük olduğu durumlarda, beton kırılmasına ait kapasitelerin ankraj dayanımını belirlediği, kenara uzak ankrajlarda ise donatının dayanım üzerinde etkili olduğu genel olarak ifade edilebilir.



Ara bölgede beton kırılması Kenarda beton kırılması Çelik hasarı

Şekil 2. Ankraj göçme modları

Çeliğin göçmesi durumu dikkate alındığında ankraj dayanımı Denklem 1'e göre hesaplanabilir.

$$V_{sa} = 0{,}6n.A_{se}.f_{uta} \tag{1}$$

Burada n gruptaki ankrajların sayısı, A_{se} ankrajın kesit alanı (mm^2), f_{uta} çelik çekme dayanımı (N/mm^2)'dır.

Kenarda beton kırılması durumunda tekil ankraj için Denklem 2-3 grup ankraj için Denklem 4-5 ile ilgili kapasite değeri bulunabilmektedir.

$$V_b = 0{,}6(\frac{l_e}{d_0})^{0,2}\sqrt{d_0}\sqrt{f_c'}(c_{a1})^{1,5} \tag{2}$$

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}}\psi_{ed,v}\psi_{c,v}V_b \tag{3}$$

$$V_b = 0{,}7(\frac{l_e}{d_0})^{0,2}\sqrt{d_0}\sqrt{f_c^{'}}(c_{a1})^{1,5} \quad (4)$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}}\psi_{ec,v}\psi_{ed,v}\psi_{c,v}V_b \quad (5)$$

Denklemlerde, l_e etkili ankraj derinliği, d_o ankraj çapı (mm), c_{a1} ankrajın yükleme doğrultusundaki kenar mesafesi (mm), f_c beton basınç dayanımı (MPa), V_b kesmeye maruz tekil ankraj için beton kopma dayanımını (N), A_{vc} beton kırılma yüzeyinin kenar düzlemindeki izdüşümü (mm^2), A_{vco} tekil ankraj için beton kırılma yüzeyinin kenar düzlemindeki izdüşümü (mm^2) ve ψ .düzeltme katsayılarını ifade etmektedir.

Ara bölgede beton kırılması durumu için ACI 318'in getirdiği formül tekil ankrajlar için Denklem 6'da, grup ankrajları için de Denklem 7'de gösterilmiştir.

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cb} \quad \text{(tekil ankrajlar için)} \quad (6)$$

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cbg} \quad \text{(grup ankrajlar için)} \quad (7)$$

Burada k_{cp} , ara bölgede beton kırılma dayanımı için katsayı k_{cp}=1.0 h_{ef} <65 mm
k_{cp}=2.0 h_{ef}≥65 mm

h_{ef} ankraj gömme derinliği, V_{cp} tekil ankraj için, V_{cpg} grup ankrajlar için ara bölgede beton kırılması moduna ait dayanımı temsil etmektedir. Bu dayanım değerleri çekme durumu için verilen koni dayanımlarına (N_{cb}, N_{cbg}) bağlı olarak hesaplanmaktadır.

Üç farklı göçme şekli için yapılan hesaplara göre en düşük dayanıma sahip göçme şekli kapasiteyi belirlemektedir. Tasarım dayanımını belirlemek için de denklemlerde verilen ankraj kapasiteleri dayanım azaltma katsayısı ile çarpılır. ACI318'de önerilen dayanım azaltma katsayıları Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Dayanım azaltma katsayıları

Göçme Şekli	Diğer Etkin Parametreler		Dayanım Azaltma Katsayısı	
			ACI 318, 9.2'ye Göre Yükleme	ACI 318, EK-C'ye Göre Yükleme
Çelik Hasarı	Sünek çelik		0.65	0.75
	Gevrek çelik		0.60	0.65
Ara ve kenar bölgede beton kırılması	Durum A (Donatılı beton)	C1	0.75	085
		C2	0.65	0.75
		C3	0.55	0.65
	Durum B (Donatısız beton)	C1	0.65	0.75
		C2	0.55	0.65
		C3	0.45	0.55
C1: İşçilik kalitesi ve ortam koşullarından az etkilenen, güvenirliği yüksek C2: İşçilik kalitesi ve ortam koşullarından orta derecede etkilenen, güvenirliği orta C3: İşçilik kalitesi ve ortam koşullarından çok etkilenen, güvenirliği düşük				

TS 500'E GÖRE KESME DAYANIMI

TS500 (2000)'de doğrudan doğruya ankraj kesme kapasitesinin belirlenmesi için bir formülasyon önerilmemiştir. Ancak, DBYBHY (2007) ankraj kesme dayanımının TS500 sürtünme kesmesi formülü ile hesaplanmasını hükme bağlamıştır. Bu yaklaşıma göre, TS500 sürtünme kesmesi formülünün ankraj kesme kapasitesinin belirlenmesi için kullanılması durumunda sadece donatının göçme modu dikkate alınmaktadır. TS500 formülü Denklem 9'da verilmiştir.

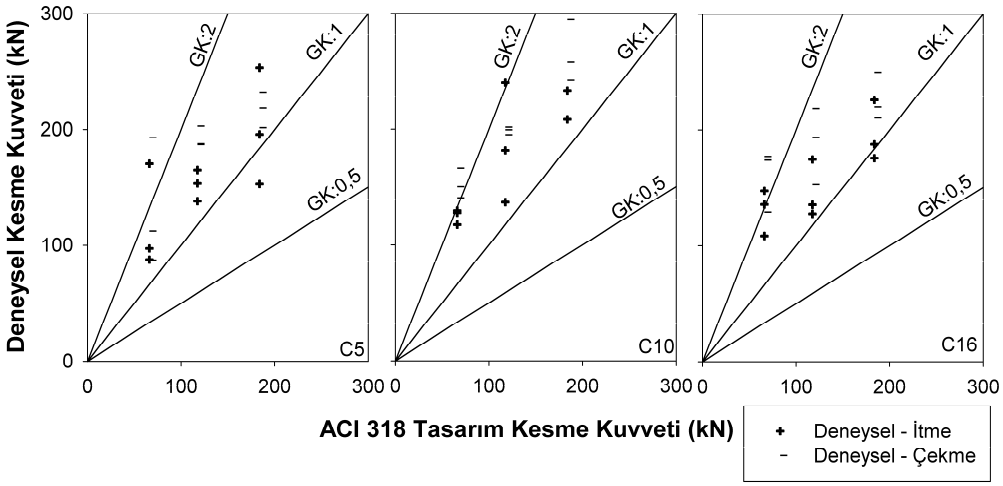
$$V_r = \mu . A_s . f_{yd} \tag{9}$$

μ değeri sürtünme yüzeyinin pürüzlülük durumuna göre değişen bir katsayı, A_s kesmeye çalışan donatı alanı (mm^2), f_{yd} donatıların akma dayanımı (N/mm^2) ifade etmektedir.

TS500 sürtünme katsayısının alabileceği değerleri pürüzsüz, pürüzlü ve birdöküm yüzeyler için sırasıyla 0.6, 1 ve 1.4 olarak vermektedir. Uygulamanın genelinde pürüzsüz yüzey varsayımının geçerli olacağı değerlendirilerek bu çalışmada μ=0.6 değeri kullanılmıştır. Bu değer aynı zamanda TS500'e göre bulunabilecek en düşük kesme dayanımına karşılık gelmektedir.

DENEYSEL VE SAYISAL SONUÇLAR

Bilindiği gibi, pek çok güçlendirme uygulaması düşük dayanımlı betona sahip binalarda gerçekleştirilmektedir. Bu sebeple, mevcut durumu temsil etmek üzere, ankrajlar düşük basınç dayanımına sahip betonarme elemanlara ekilmiştir. Çalışma kapsamında C5, C10 ve C16 olarak isimlendirilen üç farklı beton basınç dayanımına sahip betona ankraj ekimleri yapılmıştır. Şekil 3'te deneysel kesme kuvveti – ACI 318 tasarım kesme kuvveti ilişkisi görülmektedir. Eğrilerde 3 sütunda değerler görülmektedir. Her sütun aynı çaptaki değerleri göstermektedir. Bu çaplar soldan sağa doğru Φ12, Φ16 ve Φ20'dir. Eğriler üzerinde güvenlik katsayısının 0.5, 1 ve 2 olması durumları da gösterilmiştir. İtme ve çekme yönleri birlikte değerlendirildiğinde, C5 betonuna ait ortalama güvenlik katsayıları Φ12, Φ16 ve Φ20 çaplar için sırasıyla 1.9, 1.5 ve 1.1'dir. C10 betonunda ise 2.9, 1.6 ve 1.4, C16 betonunda ise 2.2, 1.4 ve 1.2 olarak bulunmuştur. Ankraj çapına göre değerlendirme yaptığımızda ise 12 mm çaplı ankrajların ortalama güvenlik katsayısı 2.05, 16 mm için 1.51 ve 20 mm çaplar için ise 1.23 olarak bulunmuştur. Deney verileri, ankraj derinliğine göre değerlendirildiğinde derinliğin donatı çapının 10, 15 ve 20 katı olduğu durumlar arasında anlamlı bir fark tespit edilememiştir.

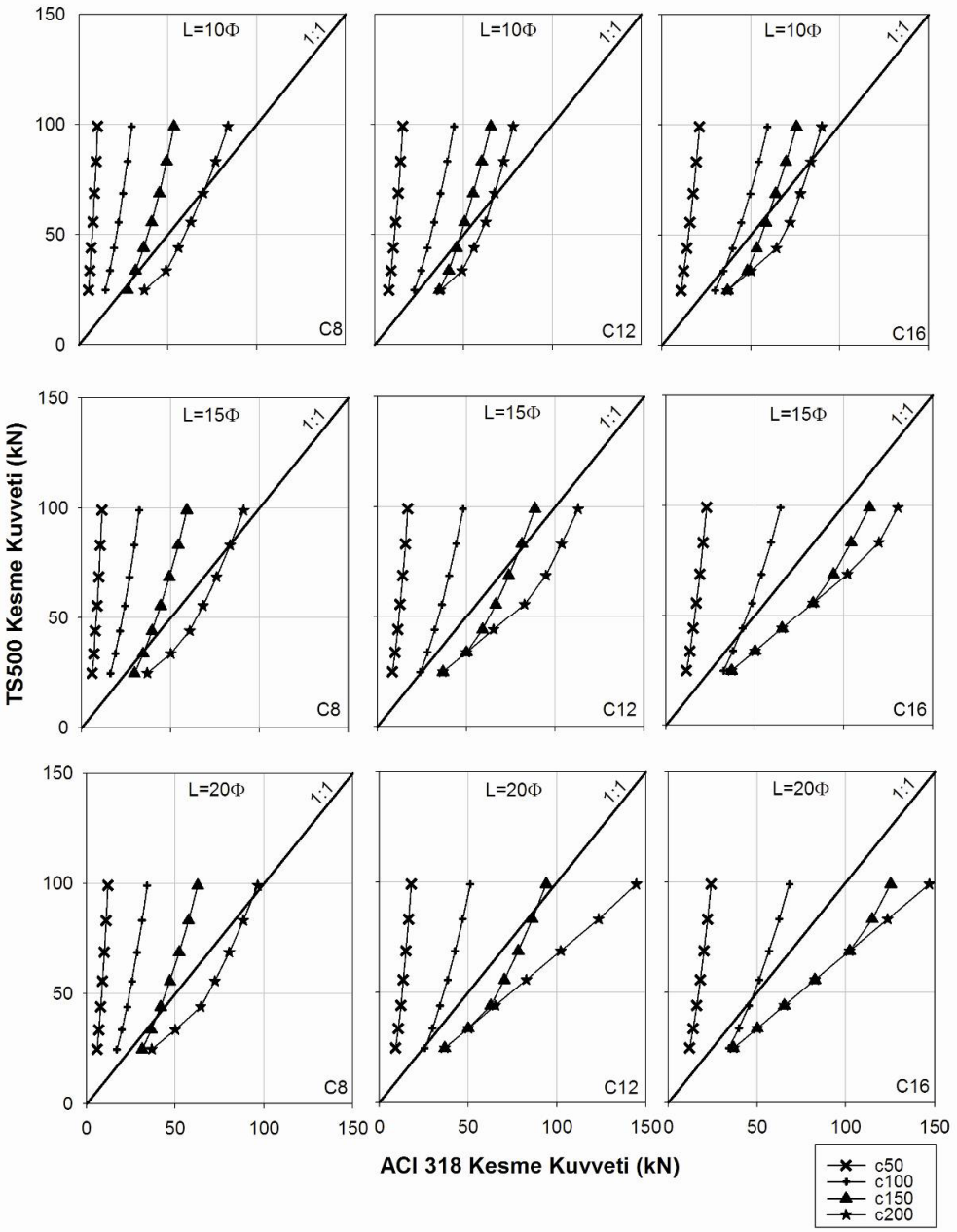


Şekil 3. Deneysel kesme kuvveti – ACI 318 tasarım kesme kuvveti ilişkisi

Deney sonuçları düşük dayanımlı betonlarda da ACI318 yönteminin belli bir güvenliği sağlayabildiğini göstermektedir. Ancak artan donatı çapı ile güvenlik düzeyinin düştüğü de

görülmektedir. Yapılan deneylerin kenardan uzak ankrajlarda gerçekleştirmesi sebebiyle hakim kırılma şekli donatı hasarı şeklindedir. Artan donatı çapı ile birlikte betonda lokal hasarlar oluşması dolayısıyla ankraj kesme dayanımının azaldığı değerlendirilmektedir. Kenardan uzak bulunan ankrajlarda TS500 sürtünme kesmesi formülü ile ACI318 yönteminin benzer sonuçlar verdiği değerlendirildiğinde TS500 yöntemi ile dayanımı hesaplanan ankrajların da yeterli kesme dayanımına sahip oldukları değerlendirilebilir.

Diğer yandan Deprem Yönetmeliği (2007) kenara yakın ankrajların tasarımı için özel bir hüküm getirmemektedir. Tek yöntem olarak önerilen sürtünme kesmesinin bu tür durumlarda yanıltıcı sonuçlar verebileceği ortadadır. Yapılan parametrik bir çalışma ile kenara yakın ankrajların kesme dayanımları beton hasarlarını da dikkate alan ACI318 yöntemi ile ve TS500 sürtünme kesmesi formülü ile hesaplanarak Şekil 4'te karşılaştırılmıştır.

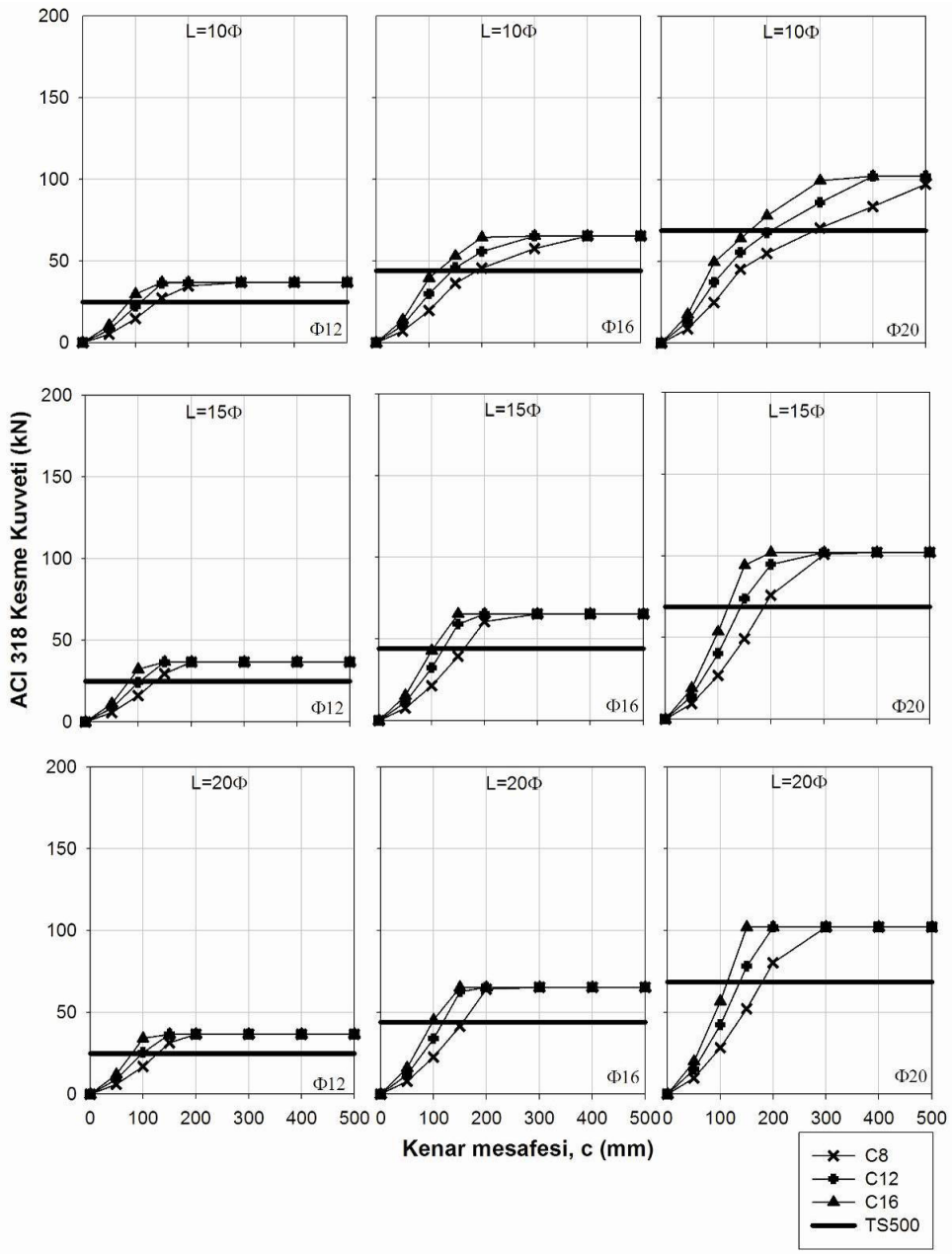


Şekil 4. ACI 318 – TS 500 kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

Gösterilen dayanım değerleri TS500 dayanımına göre aşağıdan yukarıya doğru 12 − 24 mm çaplı ankrajlar için verilmektedir. Verilen grafiklerde c50, c100, c150 ve c200 serileri sırasıyla 50, 100, 150 ve 200 mm kenar mesafesindeki ankrajları göstermektedir. Özellikle çok düşük

dayanımlara (8-12 MPa) sahip betonlarda 50, 100 ve 150 mm kenar mesafesindeki ankrajların büyük bölümünde sürtünme kesmesinin ACI318'e göre daha güvensiz sonuçlar verdiği görülmektedir. Donatı çapının artması durumunda bu etki daha da belirgin hale gelmekte ve 20-24 mm çaplı ankrajlarda 200 mm kenar mesafesi için bile sürtünme kesmesi ile daha güvensiz sonuçlara ulaşılabilmektedir.

Farklı çaplardaki donatılar için yapılan karşılaştırma ise Şekil 5'te gösterilmiştir. Grafiklerde kenar mesafesinin artması ile ACI318 ile hesaplanan dayanım değerinin arttığı görülmektedir. Bu dayanım değeri belli bir kenar mesafesi sonrasında bir üst sınırda sabit kalmaktadır. Bu üst sınır donatı hasarı ile erişilen kapasiteyi ifade etmektedir. Görüldüğü gibi ACI318 yöntemine göre kenar mesafesi çapının 15 katından az olan ankrajlarda dayanımı büyük ölçüde beton hasarı belirlemektedir. Daha büyük kenar mesafelerinde ancak donatı kapasitesi ile ankraj dayanımının belirlenebildiği görülmektedir. Bu ortalama kenar mesafesinin beton dayanımının kötüleşmesi ve sığ ankraj durumlarında daha da arttığı da görülmektedir. Örneğin 8 MPa dayanımlı betonlarda 10Φ derinlik için donatı hasarı beklenen kenar mesafesinin donatı çapının 25 katına kadar çıktığı görülebilmektedir.



Şekil 5. Değişen kenar mesafelerinde ACI 318 – TS500 kesme kuvvetleri

Kenardan uzak ankrajları kapsayan deney verilerinin aksine, sayısal çalışmalar özellikle kenara yakın ve büyük çaplı ankrajlarda gömülme derinliğinin de kapasiteye belli bir etkisi olduğunu göstermektedir. Ancak burada asıl sorunun gömülme derinliğinden değil, ankrajın kenara yakın olmasından kaynaklandığı gözden kaçırılmamalıdır. Kenardan uzak ankrajlarda 10Φ, 15Φ ve 20Φ gömülme derinliklerinde hesaplanan ankraj kapasiteleri arasında da herhangi bir fark olmadığı görülmektedir. Ankraj gömülme derinliği konusunda daha kesin hükümler verebilmek için özellikle çekme dayanımına yönelik çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır (Yılmaz ve Özen, 2010).

Deprem yönetmeliğince (2007) güçlendirme perdelerinde izin verilen en küçük ankraj donatısı çapı 16 mm'dir. Şekil 5'te görüleceği üzere 16 ve 20 mm çaplı ankrajların kenara 150 mm'den daha yakın olduğu durumlarda çoğunlukla beton hasarı beklenmelidir. Bu durumda sürtünme kesmesi ile hesaplanan ankraj dayanımları güvensiz tarafta kalacaktır. Kenar mesafesinin 200 mm'den büyük olması durumunda da beton hasarları beklense dahi sürtünme kesmesi dayanımı çoğunlukla daha güvenli yönde kalmaktadır. Bu durumun tek istisnası ise 8 MPa betona ekilmiş 20 mm çaplı ve 200 mm derinlikli ankrajlardır. Şekil 3'te verilen deney sonuçları da düşük dayanımlı betonlara ekilmiş büyük çaplı ankrajların güvenlik katsayılarının düşük olduğunu göstermektedir. Kenara uzak olan bu ankrajlarda dayanım üst sınırı için TS500'de verilen sürtünme kesmesi sınırının daha güvenli sonuçlar verdiği görülmektedir.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bilindiği gibi, pek çok güçlendirme uygulaması düşük dayanımlı betona sahip binalarda gerçekleştirilmektedir. Bu sebeple, mevcut durumu temsil etmek üzere, ankrajlar düşük basınç dayanımına sahip betonarme elemanlara ekilmiştir. Çalışma kapsamında 5-10 ve 16 MPa basınç dayanımına sahip betonlara ankraj ekimleri yapılarak tekrarlı tersinir kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Çalışmanın ilk aşamasında elde edilen deney sonuçları ile ACI318 Ek D'de verilen yönteme göre belirlenen azaltılmış dayanım değerleri karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar donatı hasarının beklendiği kenardan uzak ankrajlarda donatı çapının artması ile ulaşılabilen nihai gerilme değerlerinin azaldığını göstermektedir. Bu davranış ne ACI318 yönteminde ne de Deprem Yönetmeliğinin önerdiği sürtünme kesmesi hesabında dikkate alınmamaktadır. Donatı hasarı beklenmesi durumunda her iki yöntemde de betonda oluşacak yerel hasarlar dolayısıyla yaşanacak dayanım kaybı ihmal edilmektedir. Özellikle düşük dayanımlı beton ve büyük çaplı ankrajların dayanımında belli bir azaltma yapılması yerinde olacaktır. Beklenen güvenlik katsayısını 1.5 olarak dikkate aldığımızda 20 mm çaplı ankrajlarda ACI318'e göre donatı hasarı dikkate alınarak belirlenen dayanımın 0.75 gibi bir katsayı ile çarpılması yerinde olacaktır. Bu durumda 16 mm çaplı ankrajlarda bir azaltmaya gerek olmayacaktır. Daha büyük çaplı ankrajların düşük dayanımlı betonlarda kullanımı yazarlar tarafından önerilmemekte olup, kullanılacak azaltma katsayıları yeni deneysel çalışmalarla belirlenebilir.

ACI318 yönteminde beton göçme şekillerinin de dikkate alınması dolayısıyla, kenara yakın ve sığ ankrajların dayanımı özellikle düşük beton kalitesi mevcutsa ciddi oranda azalmaktadır. Ancak, TS500 her durumda sadece donatı göçmesini dikkate aldığından aynı çaptaki donatılar için sabit bir tasarım kesme kuvveti verilebilmektedir. Bu sebeple kenara yakın ankrajlar için ACI318'e göre belirlenen ankraj kesme dayanımı daha güvenli sonuçlar vermektedir. Ancak kenardan uzak ankrajlarda da sürtünme kesmesi ile hesaplanan dayanım değerleri daha güvenli yönde kalmaktadır. Yukarıda deney sonuçları ile karşılaştırılan ACI318 yönteminde 20 mm çaplı donatılar için dayanımda azaltma yapılması önerilmişken, bu azaltmanın sürtünme kesmesi formülü kullanılması durumunda 20 mm çapa kadar yapılmasına gerek olmadığı görülmektedir. Ancak, özellikle kenara yakın ankrajlar için ACI318 yönteminin kullanılması veya Türk Deprem Yönetmeliğinin de ankraj hesabı için beton koni yöntemi kullanan uygun bir standarda atıf yapması yerinde olacaktır. Ayrıca, ankraj kenar mesafesine bir alt sınır konulması da uygulamada zaman zaman karşılaşılan 30-40 mm civarındaki ankraj kenar mesafelerinin engellenmesi için gereklidir.

Teşekkür

Bu çalışma, 107M572 nolu TÜBİTAK ve Eskişehir Osmangazi Üniversitesi 200815012 nolu projeleri kapsamında gerçekleştirilmiştir. Yazarlar, destekleri dolayısıyla TÜBİTAK ve ESOGÜ BAP'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

ACI318 (2005) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, USA

ACI Committee 349 (1978) Code requirements for nuclear safety - related concrete structures and commentary

Alqedra M A and Ashour A F (2005) "Prediction of shear capacity of single Anchors located near a concrete edge using neural Networks," *Computers & Structures* 83, 2495-2502

Bal İ E, Crowley H, Rinho R, Glay F G (2008) "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 914-932

Çalışkan Ö, Yılmaz S, Kaplan H (2010) "Shear Capacity of Post-Installed Anchors According to ACI318 and TS500," *9th International Congress on Advances in Civil Engineering*, Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Muratli H, Klingner R E, Graves, H L (2004) "Breakout capacity of anchors in concrete-part 2:shear," *ACI Structural Journal*, 101(6):821-829

Özkul H, Mutlu M. ve Sağlam A. R. (2001) Beton ankrajları, *Sika Teknik Bülten* Sayı 4.

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Ueda, T., Kitipornchai, S. and Ling, K. (1990) "Experimental investigation of anchor bolts under shear" *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116(4):910-924

Yılmaz S, Özen M A (2010) Normal ve Düşük Dayanımlı Betonlarda Epoksi Ankrajların Çekme Davranışı, Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projesi Raporu, 2009FBE025, Denizli

YÜKSEK YAPILARDAKİ TAŞ CEPHE GİYDİRME ELEMANLARININ DİNAMİK PROTOTİP TESTLERİ

FULL SCALE SEISMIC TESTS OF STONE CLADDINGS FOR TALL BUILDINGS

Eren UÇKAN[1]

ÖZET

Cephe kaplama elemanları taş veya cam-alüminyum panellerden oluşan ve yapıya doğrudan ya da çelik profillerle monte edilen giydirme elemanlarıdır. Bu tür mimari elemanlar yüksek yapı maliyetlerinin oldukça önemli bir bölümünü oluşturmaktadır. Yenilenmeleri ise neredeyse imkansızdır. Son yıllarda yüksek yapılardaki artışla birlikte söz konusu elemanların dinamik testleri de önem kazanmaya başlamıştır. Prototip dinamik testler bu elemanların tasarlandıkları şekilde davranıp davranmadıklarının belirlenmesi ve sigorta primlerinin düzenlenmesi açısından önemli olmaktadır. 2008 Yüksek Yapılar Deprem Şartnamesi bu testleri zorunlu kılmaktadır.

Standart dinamik testler Amerikan Mimarlar Birliği tarafından geliştirilen, AAMA501.6 şartnamesi uyarınca yapılmaktadır. İlgili test metodu düşük frekanslı öteleme hareketlerini simüle etmektedir. Atalet kuvvetlerine maruz kalan elemanlar için geliştirilen herhangi bir test metodu ise bulunmamaktadır. Bu çalışmada, bu eksikliğin giderilmesi amaçlanmıştır.

Uygulama projesi olarak, İstanbul Zincirlikuyu daki Zorlu Center'a ait kompozit taş giydirme elemenları seçilmiştir. Kat seviyelerinde gerçekleşecek olan gerçek ivmeler, üç boyutlu sayısal model kullanılarak hesaplanmıştır. Yer hareketi olarak, ölçeklenmiş 1999 Kocaeli depremi İzmit kaydı (PGA=0.4g) kullanılmıştır. Hesaplanan kat ivmeleri kritik frekanslar merkezli dar aralıklı sayısal süzgeçlerden geçirilmiş ve elde edilen veriler eşdeğer harmonik bileşenler olarak test düzeneğine uygulanmıştır.

Sarsma masası test düzeneği, bir adet rijit çelik çerçeve, parapet ve onun üzerine monte edilmiş 120 x 75 cm boyutlarındaki kompozit taş panellerden oluşmaktadır. Kötü ve iyi işçilik ile monte edilen elemanlardaki performansların belirlenebilmesi için iki adet numune eş zamanlı olarak test edilmiştir. Hasar oluşumunun izlenebilmesi için testler kopma yaşanan kadar devam ettirilmiştir. Başarı kriteri olarak, hedef yükleme seviyesine ulaşılana kadar numunelerdeki hasar miktarının servis sınırları içinde kalması öngörülmüştür.

Test sonuçları, öngörülen yükleme durumlarının aşılması halinde bile her iki numunede de hasar olmayacağını göstermiştir. Genlik seviyesinin çok yüksek değerlere ulaşıldığında ise, sadece kötü işçilikle montajlanan panelde hasar gözlenmiştir. Kompozit taş panellerde kırılmanın büyük parçalar halinde ve ani olacağı, hasar görebilirlikte ise panel malzemesi, boyutu, yerleşimi ve tasarımının etkili olabileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Mimari elemanlar, sarsma masası, dinamik testler

ABSTRACT

Claddings or curtain walls, represent a substantial portion of the cost of high-rise buildings. These architectural elements are virtually impossible to be replaced. Earthquakes may cause substantial amounts of damage to the non-structural claddings. Full scale dynamic/seismic testing is an important way to ensure that these elements perform as intended. Many Codes for High Rise Buildings enforce such tests for Certificate of Occupancy. Standard racking tests (as per AAMA 501.6) describe the testing procedure and performace criteria of such members to simulate building sway by actuators in low frequencies, typically at, 0.4 and 0.8 Hz. Such validations are also important for defining the insurance premiums.

[1] Y.Doç. Boğaziçi Üni., Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Ens., İstanbul, eren.uckan@boun.edu.tr

This paper presents a new shaking table testing procedure developed for the composite stone claddings of high rise buildings. The test setup consists of a rigid steel frame on which the stone panels are mounted. The frame is mounted on the shake table via bolts and subjected to prescribed accelerations at the base. In contrast to other long elements, these are mounted to the building in strips (via parapets) along the edges of slabs due to which these are expected to be subjected to floor vibrations rather than the story drift. In order to investigate the effects of "bad workmanship" on the fragility of such cladding systems, two specimes were tested simultaneously. Tests continued until failure. Expected performance level was set as to remain in "servicebility " limits during design earthquake loads.

Floor accelerations of a thirty-five story building were calculated through detailed 3D time history analyses. Data from Izmit station in 1999 Kocaeli earthquake of Turkey (PGA=0.2g) was selected as the earthquake ground motion acting on the structure. Original record is scaled by a factor of two to describe a more severe case. Calculated floor accelerations were band pass filtered at modal frequencies 1 Hz, 3Hz and 5Hz and applied as harmonic input motions to the shaking table setup.

Results revealed that a properly mounted specimen would not fail even under extremely severe loading conditions. Rupture happened in the "badly labored panel" due to banging of the horizontal (upper) member to the vertical one in the front. It initiated as a bolt fallout due to weak attachment at parapet connections, and happened suddenly as a big stone fallout near the pin connection at the corner. Detailing and orientation of the stone members also played important roles in the failure mechanism.

Keywords: Architectural elements, shake table tests

GİRİŞ

Son yıllarda yüksek yapı sayısındaki artışla birlikte cephe kaplama elemanlarının dinamik testleri de önem kazanmaya başlamıştır. Cephe kaplama elemanları taş veya alüminyum çerçeveli cam panellerden oluşan ve yapıya doğrudan ya da çelik profillerle monte edilen giydirme elemanlarıdır. Bu tür mimari elemanlar yüksek yapı maliyetlerinin oldukça önemli bir bölümünü oluşturmaktadır. Montajları genelde tabandan yukarı, demonte edilmeleri ise tersi yönde olmaktadır. Bu sebeple yenilenmeleri neredeyse imkansızdır (Tom Bell-Wright,2003). Cephe sistemleri rüzgar, yağmur ve güneş ışınları gibi çevrel etkilerin yanısıra yapısal titreşimlere de maruzdurlar. Sismik testler, bu elemanların depremler sırasında tasarlandıkları şekilde davranıp davranmadıklarının belirlenmesi açısından önemli olmaktadır. 2008 Yüksek Yapılar Deprem Şartnamesi bu testleri zorunlu kılmaktadır.

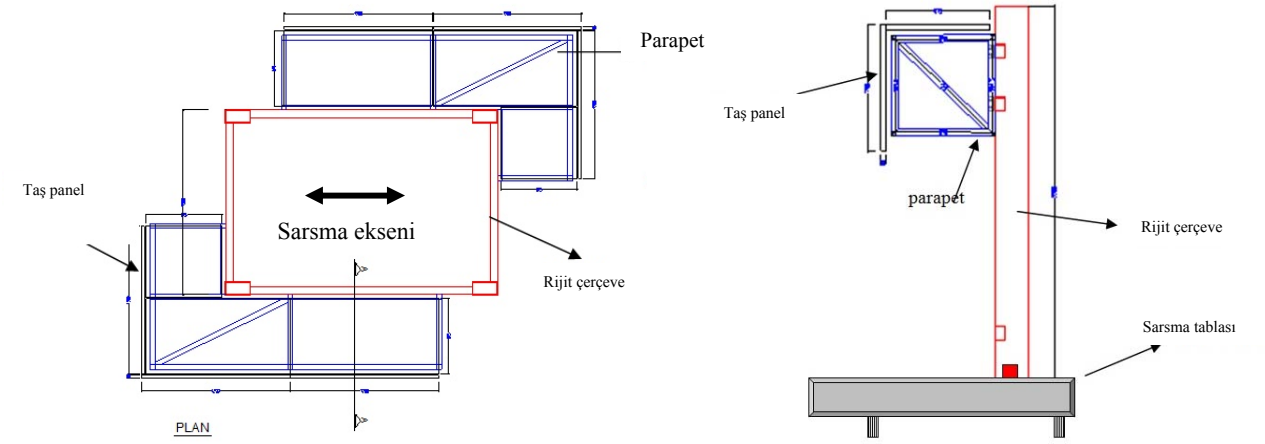
Mimari elemanların sismik spesifikasyonları FEMA 74 (1994) belirtilmiş olmasına rağmen, cephe kaplama elemanlarının sismik testleri AAMA 501.6 şartnamesi uyarınca yapılmaktadır. Söz konusu şartname, kat boyunca yapılan uygulamalarını kapsamakta ve öteleme hareketlerini simüle etmektedir. Pandelides vd. (1993) aluminyum çerçeveli cam panellerin düzlem yüklemeler altındaki etkileri, Behr vd(1995) ise düzlemdışı davranışlarını incelemiştir. Kat seviyesindeki atalet kuvvetlerine maruz kalacak mimari elemanlar yerel spesifikasyonlar hazırlanmakta olup test sonuçları genelde paylaşılmamaktadır. Bu yüzden hasar görebilirliklere ilişkin yeterli bilgi bulunmamaktadır. Bu çalışmada, bu eksiklerin giderilmesi amaçlanmıştır.

Uygulama projesi olarak, İstanbul Zincirlikuyu daki Zorlu Center'a ait 35 katlı (110m) ve 110 yüksekliğindeki kulenin kompozit taş giydirme sistemi kullanılmıştır. Kaplama elemanları kat yüksekliği boyunca olmayıp, döşeme seviyesinde ve bir şerit halinde yapılmaktadır. Bu sebeple elemanların kat arası öteleme yerine kat seviyesindeki atalet kuvvetlerine maruz kalması beklenmektedir. Ilgili test yöntemi bu durumu dikkate alacak şekilde geliştirilmiştir. Testlerin başarılı olabilmesi için, hedef yükleme seviyelerine ulaşılana kadar hasarın AAMA 501.6 da belirtilen servis limitleri içerisinde kalması ve "taş düşmesi" yaşanmaması gerekmektedir. Bu sebeple kat seviyelerindeki muhtemel ivme genlikleri hesaplanmış ve test düzeneğine sarsma hareketi olarak tatbik ettirilmiştir. Detaylar aşağıdaki bölümlerde verilmiştir.

TEST DÜZENEĞİ

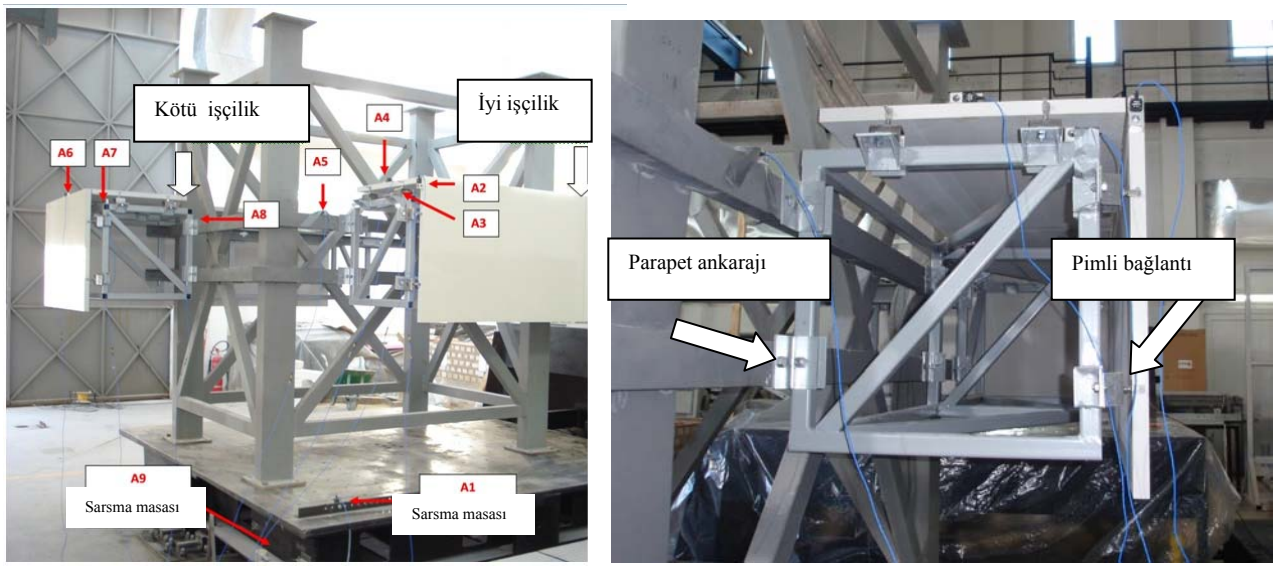
Testler, KOERI Laboratuvarındaki 3x3m boyutlarındaki tek eksenli, servo hidrolik, ±12 cm deplasman kapasitesine sahip sarsma masası kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Masa, 10 ton taşıma kapasitesine sahip olup, sinusoidal ya da deprem hareketlerini 0-50 Hz. titreşim frekansları içerisinde simüle edebilmektedir.

Test düzeneği, bir adet rijit çelik çerçeve ve onun üzerine her iki yönde monte edilen 1:1 ölçekli parapet ve 120 x 75 cm boyutlarındaki kompozit taş panellerden oluşmaktadır (Şekil.1). Test düzeneğinin plan ve kesit şematik gösterimi Şekil.1 ve 2 de verilmiştir.



Şekil.1 Test düzeneğinin plan ve düşey kesitlerinin şematik görüntüleri

Rijit çerçeve, parapetin ankare edildiği döşeme betonunu temsil etmektedir. Çelik çerçevenin yeteri kadar rijit olduğu ve tabandaki hareketi olduğu gibi yukarı aktardığı varsayılmıştır. Masaya bulonlarla bağlanmış ve bir seri yer hareketine maruz bırakılmıştır.



Şekil.2 Sarsma masası üzerindeki test düzeneği ve sensör noktaları

Taş paneller parapetin üstüne (yatay) ve cephesine (düşey) yerleştirilmiştir. Cephedeki paneller 120x 75 cm, tepedekiler ise, 120x 75 cm ve 60x75 cm boyutlarındadır. Yatay ve düşey panellerin üst seviyeleri aynıdır. Panel-parapet bağlantısı ise pimlerle olmaktadır. Parapet , yapısal elemanı

temsil eden rijit çerçeveye çelik bulonlarla bağlanmıştır. Gerçek durumda, bağlantı beton yüzeye dübellerle yapılmaktadır. Beton ankarajın demirden bulonlardan daha zayıf olmayacağı kabul ediecek olursa bu durumun kritik olmayacağı düşünülebilir. Bunun dışındaki diğer bütün bağlantılar aslına uygun şekilde yapılmıştır.

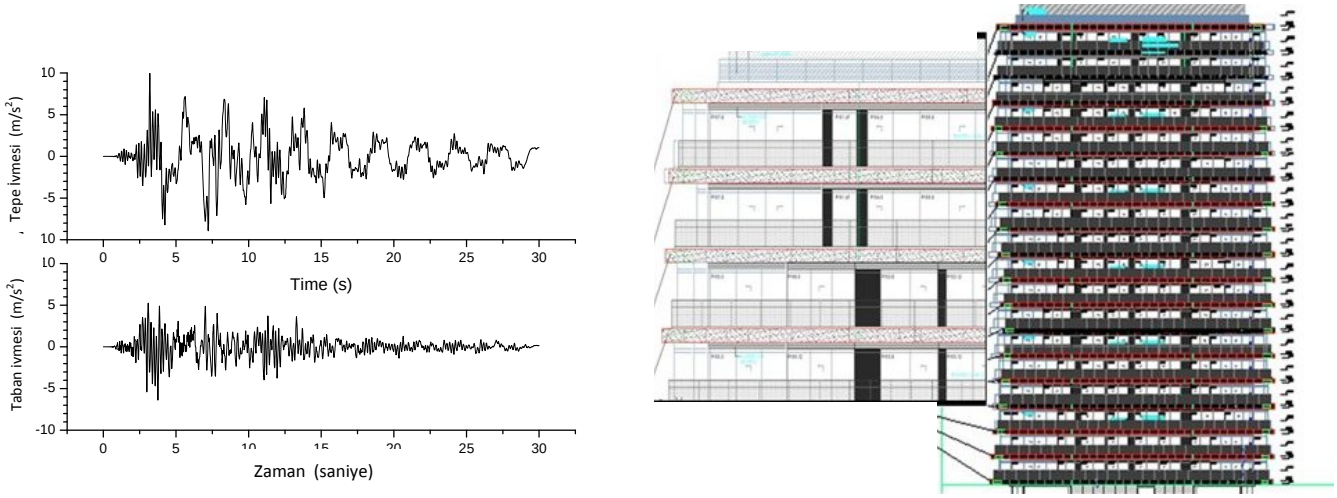
Testler sırasında düzenek üzerindeki farklı noktalardan senkronize titreşim kayıtları alınmıştır. İyi ve kötü işçilik etkilerinin belirlenebilmesi için iki adet panel eş zamanlı olarak test edilmiştir. Hasar anının gözlenebilmesi için kırılma gerçekleşene kadar testler devam ettirilmiştir.



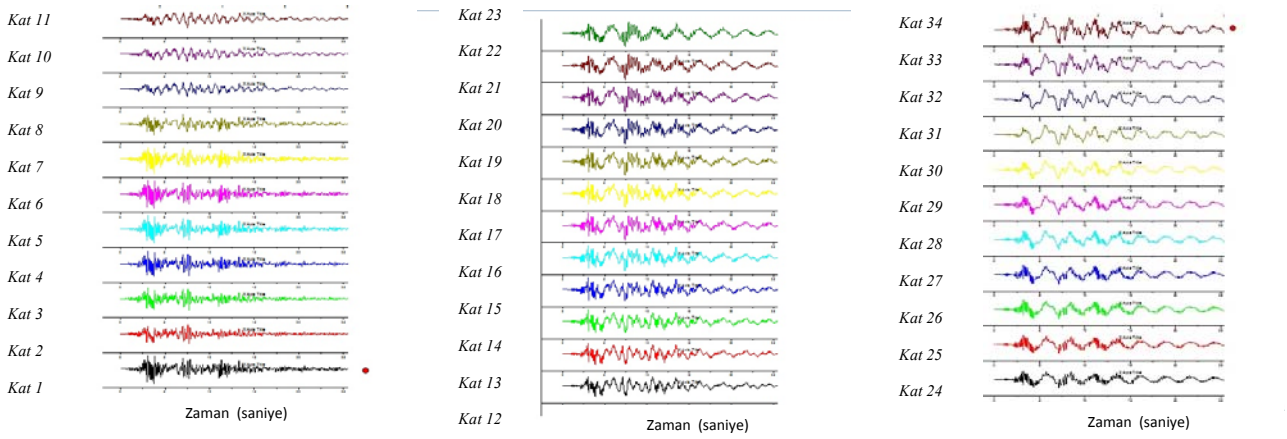
Şekil.3 Montaj hatası sonucu unutulmuş parapet ankaraj civatası

TEST YÖNTEMİ

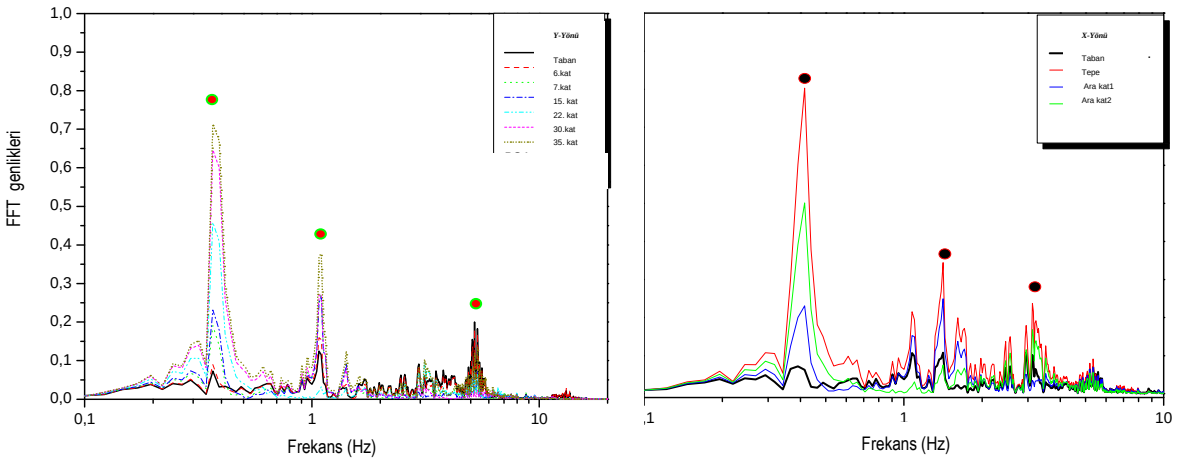
Yapının üç boyutlu sayısal analizi ETABS mühendislik yazılımı kullanılarak yapılmış ve kat seviyelerindeki ivme zaman geçmişleri hesaplanmıştır. Yapıya etki eden yer hareketi olarak, ölçeklenmiş 1999 Kocaeli depremi İzmit kaydı (PGA=0.4g) kullanılmıştır. Kat seviyelerindeki ivme zaman geçmişleri hesaplanmıştır ve fourier dönüşümlerinden, pik değerlere karşılık gelen kritik frekanslar belirlenmiştir. Maksimum değerlerin belirlenmesi için bu işlem bütün katlara uygulanmıştır. Seçilen kayıtlar, kritik frekanslar merkezli dar aralıklı sayısal süzgeçlerden geçirilmiş ve eşdeğer harmonik bileşenler olarak test düzeneğine uygulanmıştır. AAMA501.6 ya göre testler numunelerde "can güvenliği" hasarı oluşana kadar devam ettirilmektedir. Bu değere karşılık gelen yükleme ve deformasyon değerleri ise kaydedilmektedir. Şekil.4 ve Şekil.5 te, PGA=0.2 ve 0.4 için, "Y" yönünde elde edilen gerçek ivme zaman geçmişleri verilmiştir.



Şekil.4 Tepe (üstte) ve taban (altta) daki hesaplanmış ivme kayıtları (PGA=0.4g)



Şekil.5 Kat seviyelerinde hesaplanan gerçek ivme kayıtları

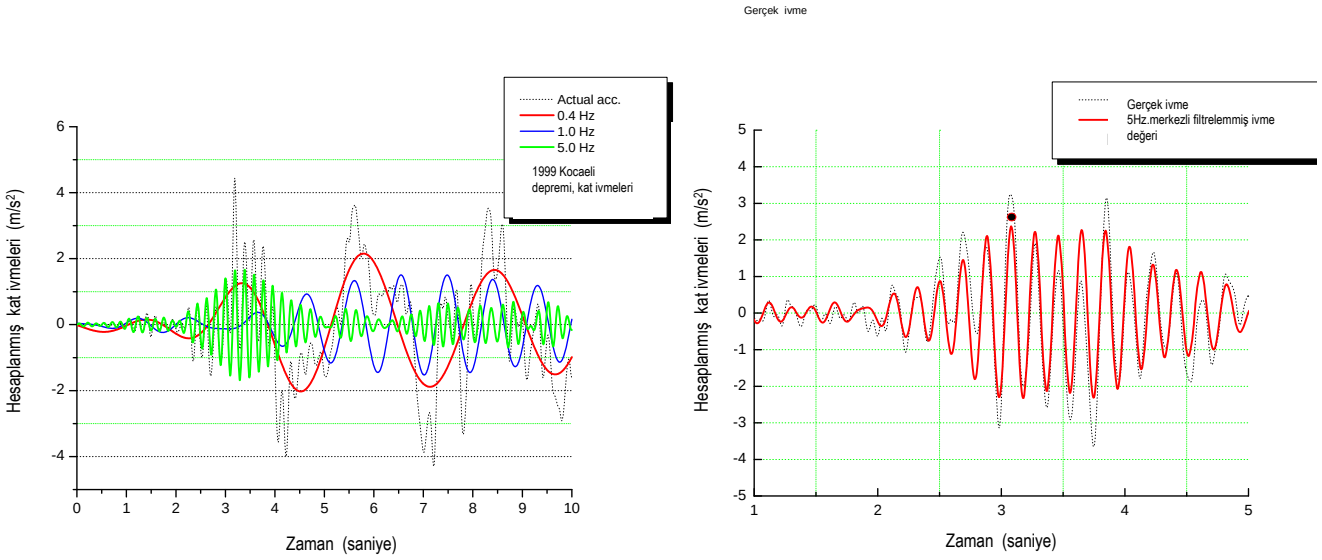


Şekil.6 Kat seviyelerindeki Fourier dönüşümleri (PGA=0.2g)

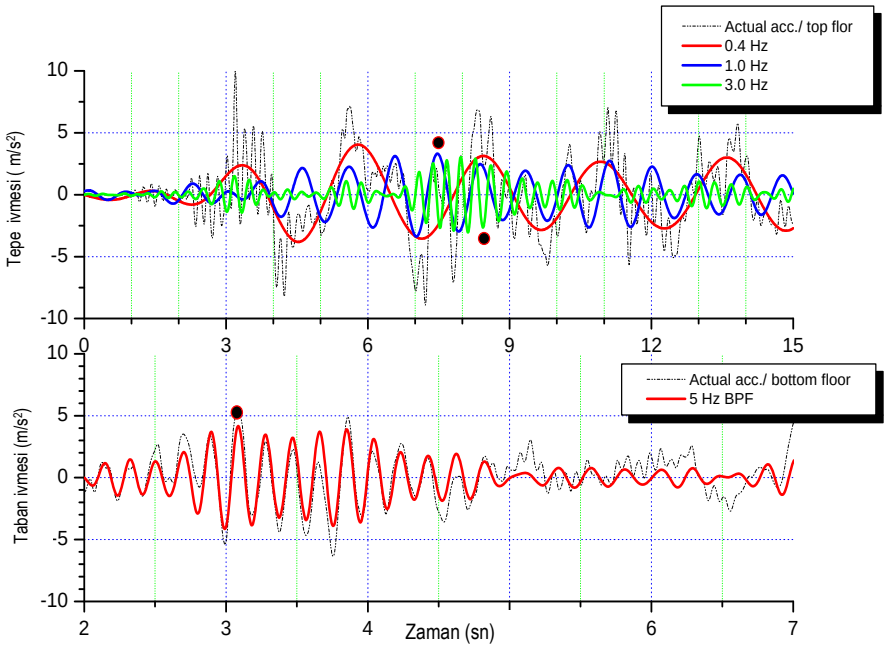
Şekil.6 daki pik değerlere karşılık gelen kritik frekanslar 0.4 Hz, 1 Hz, 3 Hz ve 5Hz olarak görülmektedir. Düşük frekanslara karşılık gelen genlikler üst katlarda yüksek frekanslarda ise altta olmaktadır. İvme kayıtları bu frekanslar merkezli dar bantlı sayısal süzgeçlerden geçirilerek yükleme eğrileri bulunmuştur. AAMA501.6 ya göre testler numunelerde "can güvenliği" hasarı oluşana kadar devam ettirilmektedir. Bu değere karşılık gelen yükleme ve deformasyon değerleri ise kaydedilmektedir. Aşağıda detayları verilmiştir.

VERİ DEĞERLENDİRME ve HEDEF YÜKLEME EĞRİLERİ

Düşük frekanslardan genellikle yapının üst katlarında yüksek frekanslarda ise alt katlarda yüksek genlikler elde edilmektedir. Bu sebeple, kritik yükleme durumunun belirlenebilmesi için veri değerlendirme işlemi bütün katlara uygulanmıştır. Analizler maksimum değerleri kapsayacak şekilde yapılmıştır.



Şekil.7 Kocaeli depremi altında tepe (sol) ve tabandaki (sağ) sinusoidal bileşenler (Y-Yönü), PGA=0.2g



Şekil.8 Tepe (üstte) ve alt (aşağıda) katlardaki sinusoidal bileşenler (Y yönü) PGA=0.4g

Şekillerden görüldüğü gibi 0.4 Hz e karşılık gelen ivme, yaklaşık 0.4 g mertebesindedir. Buna karşılık gelen deplasman talebi ise sarsma masasının fiziksel kapasitesinin çok üzerindedir. Ancak, aynı ivme değerine yüksek frekanslarda ulaşabilmek mümkün olduğu için bu frekanstaki yükleme değeri dikkate alınmamıştır. PGA=0.4g için, ilgili **hedef yükleme fonksiyonları,** 1 Hz, 3 Hz ve 5 Hz teki frekanslar için, sırasıyla,

- **1 Hz : 0.3g *(± 7.5 cm)***
- **3 Hz : 0.4g *(± 1.5 cm)***
- **5 Hz : 0.4g *(± 0.5 cm)***

olarak belirlenmiştir.

PERFORMANS KRITERİ

Yukarıda tanımlanan yüklemelerin uygulanması durumunda elemanların göstereceği minimum performans seviyelerinin ne olması gerektiğini tanımlar. Bu madde, AAMA501.6 da belirtildiği gibi alınmıştır. İlgili yönetmelikte, "servis (servicebility limit) ve "can güvenliği" (life safety) olmak üzere iki adet kriter belirlenmiştir.

- $\Delta_{\text{çatlama}}$: **Servis limiti** *(Servicebility limit, Stone cracking)*
  Taş çatlaması, ya da küçük parçaların kopması gibi hasarın başladığı anı belirler. Raporda yer alacak opsiyonel bilgidir. Testleri durdurmak için yeterli değildir.

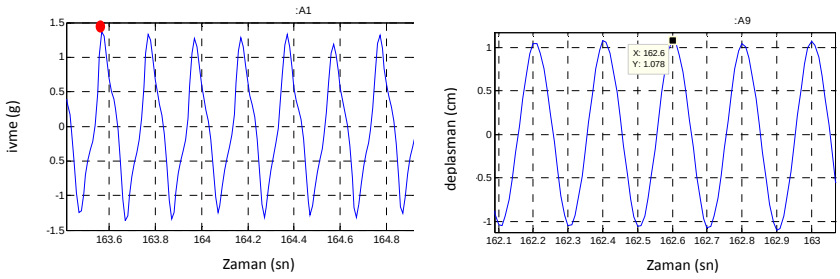
- $\Delta_{\text{düşme}}$: **Can güvenliği kriteri** *(Life safety-Stone Fallout)*
  1 in^2 den daha büyük taş parçasının düşmesi, yerinden çıkma, ya da ankaraj kopması gibi can güvenliğini tehdit edebilecek durumları ifade eder. ***Testler durdurulur.***

Başarı kriteri:

"Hedef performans" seviyesine ulaşılana kadar **"Can güvenliği"** kriterinin gerçekleşmemiş olmasını ifade eder. Bu sebeple, testler "taş düşmesi" yaşanan kadar sürdürülür.

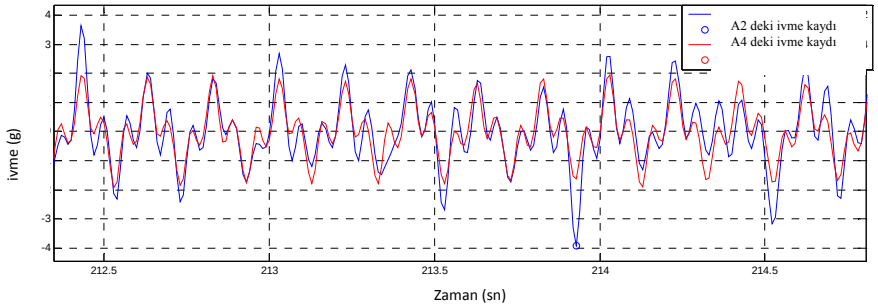
YÜKLEMELER VE SENSÖR OKUMALARI

Kopma anında masa ve test düzeneği üzerinde gerçekleşen ivme kayıtları Şekil.9-13 te verilmiştir.

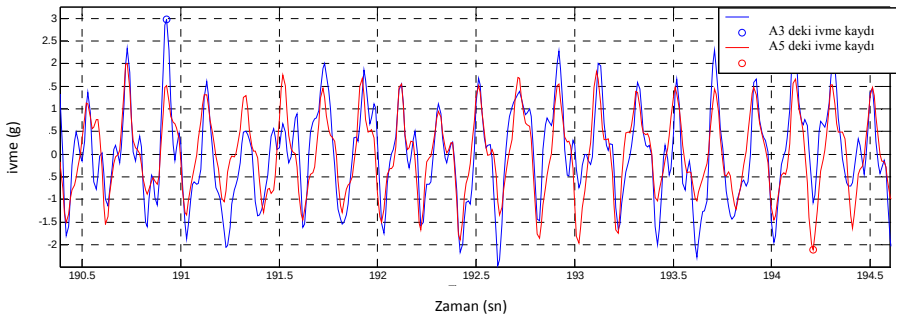


Şekil.9 Kopma anında masa üzerinden elde edilen ivme ve deplasman kayıtları

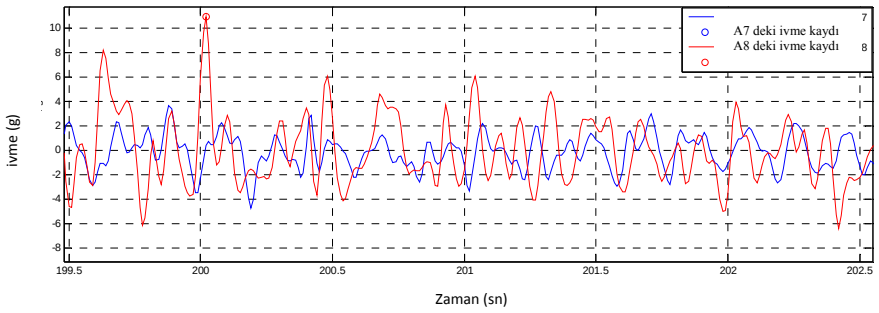
Şekil.9 da kopma anında masa üzerinden elde edilen ivme ve deplasman kayıtları gösterilmektedir. Görüldüğü gibi ivme genliği, 1.3 g değerlerine ulaşmıştır. Bu seviye öngörülen hedef genlik seviyesinin yaklaşık 3.25 katıdır.
Kırılma anının izlenmesi için yükleme frekansı 5 Hz te sabit tutulmuş ve ivme genliği düzenli olarak arttırılmıştır. Hasar, kötü işçilikle montajlanan panelde meydana gelmiş olup, bağlantı pimi takılmayan üstteki yatay panelin kayarak öndeki (cephedeki) panele çarpması sonucunda gerçekleşmiştir. Genlik seviyesi 1.3 g'ye ulaşınca, pinleri gevşetilmiş olan üstteki yatay panelin kayarak cephedeki düşey panele vurması sonucunda büyükçe bir parça kopmuştur. Bunun neticesinde testler durdurulmuştur.
Şekil.10 ve Şekil.11 de doğru montajlanmış panellerin ve parapetteki ivme kayıtları gösterilmektedir. Değerlerin birbirne yakın olması parapetin rijit davrandığını göstermektedir. Şekil.12 de ise kötü işçilikle sonucu eksik pimle montajlanan taş panelden elde edilen kayıtlar gösterilmektedir. Panelde kaymalar meydana geldiği için kayıtlarda herhangi bir benzeşim bulunmamaktadır.



Şekil.10 Doğru montajlanmış düşey ve yatay panellerdeki ivme kayıtları (A2 ve A4)



Şekil.11 Parapet ankarajı ve ucundaki ivme kayıtları (A3 ve A5)



Şekil.12 Kötü montajlanmış yatay panel ve parapet ankarajındaki ivme kayıtları(A7 ve A8)

SONUÇLAR

Dinamik testler, cephe kaplama sistemlerinin tasarlandıkları gibi davranıp davranmadıklarının belirlenmesinde önemli araçlardır. İlgili test yönetmelikleri bazı uygulamalarda yetersiz kalmaktadır. Bu çalışmada, kat ivmelerine maruz kalması beklenen mimari elemanlar için bir test metodolojisi geliştirilmiştir. Test sonuçları, doğru montajlanan panellerde çok yüksek yükleme durumlarında dahi hasar oluşmayacağını göstermiştir. Kompozit taş sistemlerinin hasar görebilirliklerinin genellikle kötü işçilikten kaynaklanabileceğini, hasar görme eşik değerlerinin ise çok yüksek olacağı görülmüştür. Kopmanın, taşın çatlamasının hemen ardından, ani olarak gerçekleşeceği ve sistem hasar görebilirliğinde, işçilik, malzeme, panel konumu ve yerleşiminin etkili olduğu görülmüştür.

Teşekkür

Bu çalışmanın yapılmasında büyük katkısı olan ve sonuçların bilimsel ortamlarda paylaşılmasını sağlayan Mangan İnşaat A.Ş. ye, Zorlu Grubuna, yapı modelini temin eden Balkar A.Ş. ye, analizleri yapan Suudi Arabistan, Riyad, King Suud Universitesi Saudi Aramco kürsüsü başkanı Doç. Dr. M. Al- Haddad'a ve Doktora öğrencisi E. Mahmud'a, katkılarından dolayı Dr. Can Zülfikar, Dr. Kemal Beyen ve Dr. Tashkov'a ve testleri yapan KOERI Lab personeline teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

Tom Bell-Wright (2003) "Aluminyum and Glass Cladding Techniques", *Proceedings of the Seminar on The Annual Aluminum and Glass Conference*, Dubai, United Arab Emirates, 29-30, November

AAMA 501.6-01. Recommended Dynamic Testing Method for Determining the seismic Drift Causing Glass Fallout From a Wall System, American Architectural Manufacturer Association

Pandelides, P.(1993), Behr; "Dynamic In-Plane Racking Tests Of Curtain Wall Glass Elements", EESD, Vol.23,1994.

Behr, Belarbi, Culp (1995); "Dynamic Racking Tests Of Curtain Wall Glass Elements With In-Plane And Out-Of Plane Motions" EESD, Vol.24,1995.

Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary(1998), Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, 217 Second Street, San Francisco , CA 94105.

ORIGIN (2003);Graphics Software, Microcal Ltd., USA.

ETABS (2000) Computers and Engineering Software and Consulting

FEMA (1994), Reducing the risks of nonstructural earthquake damage, a practical guide, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Report No. FEMA 74, Washington, DC.

BETONARME BİNALARIN ÇOK DOĞRULTULU DEPREM YÜKLERİ ALTINDAKİ DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF NONLINEAR RESPONSE OF RC BUILDINGS UNDER MULTI-DIRECTIONAL SEISMIC LOADS

Umut HASGÜL[1] ve Erdal İRTEM[2]

ÖZET

Bu çalışmada, deprem yüklerinin betonarme binaların plandaki asal doğrultularının yanısıra ara doğrultulardan da etkimesi hali için, Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme kavramında esas teşkil eden plastik dönme ve göreli kat ötelemesi taleplerinin en elverişsiz değerleri ile bunları veren kritik deprem doğrultuları belirlenmiş ve değerlendirilmiştir. Ayrıca, binaların kritik deprem doğrultularındaki bu davranış büyüklüklerinin plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre değişim oranları belirlenmiştir. Bunun için, herhangi bir yapısal düzensizliği bulunmayan ve ortogonal akslara sahip üç adet üç katlı betonarme bir bina ile beş katlı betonarme bir binanın, farklı deprem doğrultuları için doğrusal olmayan artımsal statik itme (pushover) analizleri yapılarak kapasite eğrileri elde edilmiştir. Daha sonra, her bir deprem doğrultusu için elde edilen kapasite eğrilerinden yararlanılarak, tepe yerdeğiştirmesi talepleri (performans noktaları), FEMA 440'daki Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi (YKY) ile belirlenmiştir. Binaların YKY ile belirlenen tepe yerdeğiştirmesi talepleri esas alınarak, plastik kesitlerdeki plastik dönme talepleri ile her kattaki göreli kat ötelemesi taleplerinin deprem doğrultusu ile değişimi belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar ışığı altında, ortoganal akslı betonarme binalardaki kirişlerin en elverişsiz plastik dönme taleplerini ve tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin, beklenildiği gibi, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Ancak, kolonların en elverişsiz plastik dönme taleplerinin ve en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerinin, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksenlerinden farklı olan belirli doğrultulardan (kritik deprem doğrultularından) etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Ayrıca, incelenen betonarme binaların kritik deprem doğrultuları için elde edilen ilgili en elverişsiz davranış büyüklüğü taleplerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre önemli oranda arttığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kritik deprem doğrultusu, Doğrusal olmayan statik analiz, Yerdeğiştirme katsayıları yöntemi, Plastik dönme, Göreli kat ötelemesi

ABSTRACT

In this study, the most unfavorable values of plastic rotation and story drift demands which constitute the basis in Performance Based Design and Assessment concept of RC buildings, and also critical earthquake directions related to these response demands are obtained and evaluated in case of earthquake loads act in both principal axis directions (X and Y) and many directions different from the principal axes in plan. Moreover, changing ratios of the response demands in critical earthquake directions in reference to the principal axes in plan of RC buildings are determined. In the study, capacity curves for different earthquake directions of four RC buildings (with three and five stories) that have orthogonal axes and have no structural irregularities are obtained by bi-directional pushover analyses. Then, the buildings are pushed statically to the roof displacement demands (performance points) determined by using Displacement Coefficient Method in FEMA 440, and variations with earthquake directions of the response demands are determined for each building. When the analysis

[1] Araş. Gör., Balıkesir Üniversitesi, Balıkesir, hasgul@balikesir.edu.tr
[2] Prof. Dr., Balıkesir Üniversitesi, Balıkesir, eirtem@balikesir.edu.tr

results are evaluated, it is determined that although the most unfavorable beam plastic rotation demands and roof displacement demands occur, as expected, when the earthquake loads act in the principal axis directions in plan of the buildings, the most unfavorable column plastic rotation demands and story drift demands occur in case of the earthquake loads act in the particular directions (critical earthquake directions) out of the principal axis directions. Furthermore, it is concluded that the response demands in the critical earthquake directions of the buildings are significantly increase in reference to the demands obtained from the principal axis directions in plan.

Keywords: Critical earthquake direction, Nonlinear static analysis, Displacement Coefficient Method, Plastic rotation, Story drift

GİRİŞ

Binaların deprem etkisi altındaki sismik tasarımında can (yaşam) güvenliğini sağlayan hasar kontrolünü ana performans hedefi olarak öngören birçok yönetmelik ve standartta (Eurocode–8, 2003; IBC, 2006; DBYBHY, 2007; ASCE 41–06, 2007; vb.), deprem yer hareketinin binaların asal doğrultularının yanısıra ara doğrultulardan da etkimesi halinde, sistem elemanlarında oluşacak en elverişsiz davranış büyüklüklerini (genellikle kesit tesirleri) belirleyebilmek amacıyla çeşitli birleştirme kuralları öngörülmektedir. Bu birleştirme kuralları gözönüne alınarak tasarlanan binaların, öngörülen performans hedeflerini plandaki asal doğrultularının yanısıra, ara deprem doğrultuları için de sağlaması gerekmektedir (Wilson vd., 1995).

Deprem yüklerinin binaların plandaki asal doğrultularının yanısıra ara bir doğrultudan etkimesini (doğrultu etkisini) gözönüne alan ve çoğunlukla *doğrusal–elastik* teorinin esas alındığı literatürdeki çalışmalarda, deprem yer hareketinin bir veya her iki yatay bileşenin aynı anda etkimesi sonucu elde edilen davranış büyüklükleri, zaman tanım alanında analizlerden elde edilen sonuçlar referans alınarak karşılaştırılmıştır. Bunun sonucunda, deprem yüklerinin doğrultu etkisi nedeniyle sistem elemanlarında oluşacak en elverişsiz davranış büyüklüklerini tasarım aşamasında kontrol edilebilmesi amacıyla çeşitli birleştirme kuralları önerilmiştir (Newmark, 1975; Rosenblueth ve Contreras, 1977; Çakıroğlu, 1987; Wilson vd., 1995; Lopez ve Torres, 1997; Menun ve Kiureghian, 1998; Özmen, 2005; vb.).

Birçok yönetmelikte, bina ve köprü türü yapı sistemlerinin *doğrusal–elastik* tasarımı için bu birleştirme kurallarının bazıları öngörülmekte (ATC–32, 1996; Eurocode–8, 2003; IBC, 2006; AASHTO, 2006; DBYBHY, 2007; ASCE 41–06, 2007; vb.) ve yaygın olarak kullanılmaktadır. Yapı sistemlerinin *doğrusal–elastik* tasarımı için önerilen bu birleştirme kuralları ile ilgili çalışmaların bazılarında, bir davranış büyüklüğünün en elverişsiz durumunu veren kritik deprem doğrultusu için de bağıntılar önerilmiştir (Wilson vd., 1995; Lopez ve Torres, 1997; Menun ve Kiureghian, 1998).

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme (PDTD) kavramını esas alan çok sayıda yönetmelik ve önstandart niteliğindeki dokümanda (Japanese PRESSS, 1994; ATC 40, 1996; FEMA 356, 2000; Eurocode–8, 2003; DBYBHY, 2007; ASCE 41–06, 2007; vb.), öngörülen performans hedefine bağlı olarak belirlenen deprem tehlike seviyesi (veya seviyeleri) altında yapısal davranış taleplerinin belirlemesinde kullanılan doğrusal olmayan statik analizlerin, binanın karakteristik özellikleri gözönüne alınmaksızın birbirinden bağımsız olarak plandaki asal eksen doğrultularından yapılması öngörülmektedir. Buna karşın, deprem yer hareketinin yatay bileşenlerine ait doğrultuların değişken olduğu bilinmektedir. Deprem etkisinin binanın plandaki asal eksen doğrultularından etkime olasılığı ile herhangi bir ara doğrultudan etkimesi olasılığı aynıdır. Deprem etkisinin binanın plandaki asal doğrultularının yanısıra herhangi bir ara doğrultudan etkimesi durumu, tasarım aşamasında bazı yaklaşımlarla gözönüne alınmaya çalışılmasına karşın, PDTD kavramı çerçevesinde binaların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesini ve öngörülen performans düzeylerinin değerlendirilmesini gözönüne alan herhangi bir araştırmaya literatürde henüz rastlanamamıştır. Bu nedenle, depremin binaların plandaki asal eksen doğrultularının yanısıra ara doğrultulardan da etkimesi hali için, öngörülen performans düzeylerinin değerlendirilmesinde etkin olan yapısal davranış büyüklüklerinin (plastik şekildeğiştirme talepleri ve göreli kat ötelemesi talepleri) doğrusal olmayan teori çerçevesinde araştırılması gerektiği düşünülmektedir.

Bu nedenle bu çalışmada, çok doğrultulu deprem yükleri altında betonarme binaların performans düzeylerinin belirlenmesinde etkin olan yapısal davranış taleplerinin (plastik dönme ve göreli kat ötelemesi taleplerinin) oluşacak en elverişsiz değerleri ile bunları veren kritik deprem doğrultularının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç çerçevesinde, plandaki her iki asal eksenine göre simetrik veya antimetrik olan 3 katlı üç ayrı betonarme bina ile 5 katlı bir betonarme bina incelemiştir. İncelenen binaların plandaki asal eksenlerinin yanısıra çok sayıdaki ara deprem doğrultusu için artımsal statik itme (pushover) analizleri yapılarak, kapasite eğrileri ayrı ayrı elde edilmiştir. Daha sonra, literatürde yaygın olarak kullanılan FEMA 440 (2005)'deki Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi ile, ilgili deprem doğrultularının her biri için belirlenen tepe yerdeğiştirmesi talepleri (performans noktaları) esas alınarak, plastik kesitlerdeki (mafsallardaki) plastik dönme talepleri ile binaların göreli kat ötelemesi talepleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar ışığı altında, deprem yüklerinin doğrultu etkisi nedeniyle betonarme binaların kolon ve kirişlerinde oluşan plastik dönme taleplerinin ve göreli kat ötelemesi taleplerinin en elverişsiz değerlerini veren kritik deprem doğrultuları ile bu davranış büyüklüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre değişim oranları belirlenerek değerlendirilmiştir.

BETONARME BİNALAR ÜZERİNDE SAYISAL İNCELEMELER

Betonarme Binaların Özellikleri

Sayısal incelemeler kapsamında, betonarme binaların doğrusal olmayan statik analizlerinde deprem yüklerinin doğrultu etkisini araştırmak için, herhangi yapısal düzensizliği olmayan ve ortogonal akslara sahip 3 katlı üç betonarme bina ile 5 katlı bir betonarme bina üç boyutlu olarak incelemiştir [Hasgül, 2011]. İncelenen dört adet betonarme binanın özellikleri aşağıda verilmiştir.

- **3KC–[1-3]** : Üç (**3**) **K**atlı betonarme **Ç**erçeve binalar.
  - **3KC–1** : Plandaki her iki asal eksen doğrultusunda tek açıklıklı, kolon enkesit geometrisi *dikdörtgen* olan bina (Şekil 1),
  - **3KC–2** : Planda bir doğrultuda tek açıklıklı, diğer doğrultuda iki açıklıklı, kolon enkesitleri *kare* ve *dikdörtgen* olan bina (Şekil 1),
  - **3KC–3** : Plandaki her iki asal eksen doğrultusunda iki açıklıklı, kolon enkesitleri *kare* ve *dikdörtgen* olan bina (Şekil 1),
- **5KC** : Plandaki her iki asal eksen doğrultusunda dört açıklıklı, kolon enkesitleri *kar*e ve *dikdörtgen* olan beş (**5**) **K**atlı betonarme **Ç**erçeve bina (Şekil 1).

Sayısal incelemeler kapsamında ele alınan dört betonarme bina, TS 500 (2000), TDY (2007) ve yürürlükteki ilgili diğer Türk Standartlarına göre boyutlandırılmıştır. Planda ve düşeyde herhangi bir yapısal düzensizliği bulunmayan, her katta sonsuz rijit diyafram özelliği gösteren döşemelerin bulunduğu ve süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan betonarme binaların kat planları Şekil 1'de, boyutlandırılmasında kullanılan genel parametreler, kiriş ve kolonların enkesit boyutları ile donatıları Hasgül (2011)'de verilmiştir.

Gözönüne Alınan Deprem Doğrultuları

Sayısal incelemeler kapsamında ele alınan 3KC ve 5KC binalar, plandaki her iki asal eksene göre simetrik veya antimetriktir. Bu nedenle, deprem yüklerinin $\beta = 0^\circ$~180° arasında etkimesi halinde, herhangi bir kolon plastik kesitinde elde edilen plastik dönme talep değerleri ile bu kolonun plandaki asal eksenlere göre antimetrik konumunda olan kolon plastik kesitinin $\beta = 180^\circ$~360° arasında X–X eksenine göre antimetriği olan β deprem doğrultuları için elde edilenler eşittir. Örneğin, incelenen binaların $\beta = 45^\circ$'lik deprem doğrultusu için herhangi bir kolon plastik kesitinde elde edilen θ_{px} ve θ_{py} plastik dönme talepleri ile bu plastik kesitin plandaki asal eksenlere göre antimetrik konumunda olan kolon plastik kesitinin $\beta = 225^\circ$ ($45^\circ+180^\circ$)'lik deprem doğrultusu için elde edilenlere eşittir. Ayrıca, deprem yüklerinin $\beta = 0^\circ$~180° arasında etkimesi halinde elde edilen yerdeğiştirme talepleri ve göreli kat ötelemesi talepleri değerleri ile $\beta = 180^\circ$~360° arasında X–X eksenine göre antimetriği olan β deprem doğrultuları için elde edilenler eşittir. Bu nedenle, sayısal

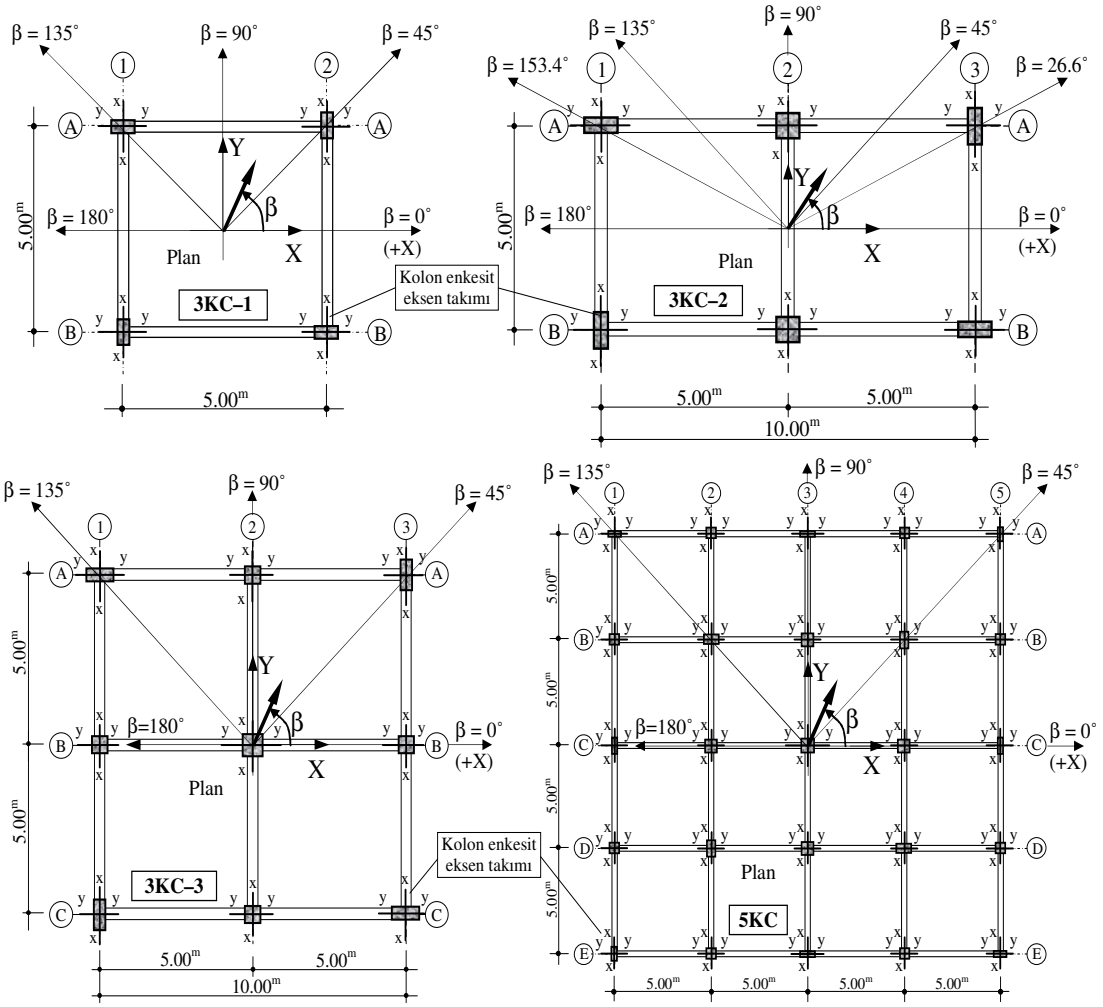
incelemeler kapsamında ele alınan betonarme binaların şekildeğiştirme bazlı doğrusal olmayan statik analizlerinin β=0˚~180˚ arasında yapılması yeterli olmuştur.

Çalışmada, 3KC ve 5KC betonarme binaların β=0˚~180˚ arasındaki bölgede yapılacak doğrusal olmayan statik analizlerinde deprem yükleri;

- Binaların plandaki asal eksen doğrultularından (β=0˚, 90˚ ve 180˚) ve β=0˚~180˚ arasında 10˚'lik aralıklarla etkiyen (β=10˚, 20˚, …, 170˚, 180˚) ara doğrultulardan,
- Binaların plan köşegeni (diyagonal) doğrultularından,
- Her bina için ortak ara doğrultu olan β=45˚, β=135˚'lik özel iki doğrultudan etkitilmiştir.

Buna göre, β=0˚~180˚ arasındaki bölgede *kare* planlı binalarda toplam 21 (yirmi bir) farklı deprem doğrultusu, *dikdörtgen* planlı binada ise toplam 23 (yirmi üç) farklı deprem doğrultusu gözönüne alınmıştır (Şekil 1).

İncelenen betonarme binaların şekildeğiştirme bazlı doğrusal olmayan statik analizlerinde gözönüne alınan deprem doğrultuları, kat planları üzerinde gösterilmiştir (Şekil 1). Binaların her katındaki kat kütle merkezine etkiyen deprem yüklerinin, plandaki +X'den itibaren saat akrebinin tersi yönünde yaptığı açı β deprem doğrultusu olarak tanımlanmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. 3KC ve 5KC binaların kat planları, asal eksenleri ve β deprem doğrultuları

Betonarme Binaların Doğrusal Olmayan Statik Analizleri

Çalışmanın bu bölümünde, 3KC ve 5KC betonarme binaların göreli kat ötelemeleri ile plastik kesitlerdeki (mafsallardaki) plastik dönme taleplerinin deprem doğrultusu ile değişimini belirlemek amacıyla, incelenen dört adet betonarme binanın gözönüne alınan β deprem doğrultularında iki doğrultulu doğrusal olmayan statik analizleri yapılmıştır.

Varsayımlar

Deprem yüklerinin betonarme binanın asal eksen doğrultularının yanısıra ara doğrultulardan da etkimesi hali için yapılan doğrusal olmayan statik analizlerde;

- Deprem yer hareketinin düşey bileşeni ihmal edilmiştir.
- Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin *plastik kesit* (plastik mafsal) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitler dışındaki bölgelerde sistemin *doğrusal–elastik* davrandığı varsayılmıştır.
- Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastikleşmeyi ifade eden akma koşullarının, kirişlerde basit eğilme ile, kolonlarda ise iki eksenli eğilme momenti ve normal kuvvetin etkileşimi ile meydana geldiği kabul edilmiştir. Kiriş ve kolon plastik kesitlerindeki malzemenin doğrusal olmayan davranışını temsil eden *moment-plastik dönme* bağıntıları için *rijit-plastik model* esas alınmıştır.
- Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini gözönüne alan İkinci Mertebe Teorisine göre statik analizler yapılmıştır. Böylece, malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teori esas alınmıştır.
- Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının (kiriş ve kolon) çatlamış enkesit rijitlikleri için TDY (2007)'de önerilen bağıntılardan yararlanılmıştır.
- Kesme kuvveti ve burulma momenti etkisi altında sistemin *doğrusal–elastik* davranış gösterdiği kabul edilmiştir.

Binaların Kapasite Eğrilerinin Belirlenmesi

İncelenen betonarme binaların yatay kuvvet taşıma kapasitesini ifade eden kapasite eğrilerinin belirlenmesi için, sabit düşey yükler ve monotonik artan yatay deprem yükleri altında malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre iki doğrultulu artımsal statik itme (pushover) analizleri gözönüne alınan deprem doğrultuları (β) için yapılmış ve deprem yüklerinin etkidiği doğrultudaki *Toplam Taban Kesme Kuvveti–Tepe Ötelemesi* ($V_T - \Delta_{tepe}$) eğrileri (kapasite eğrileri) elde edilmiştir (Şekil 2).

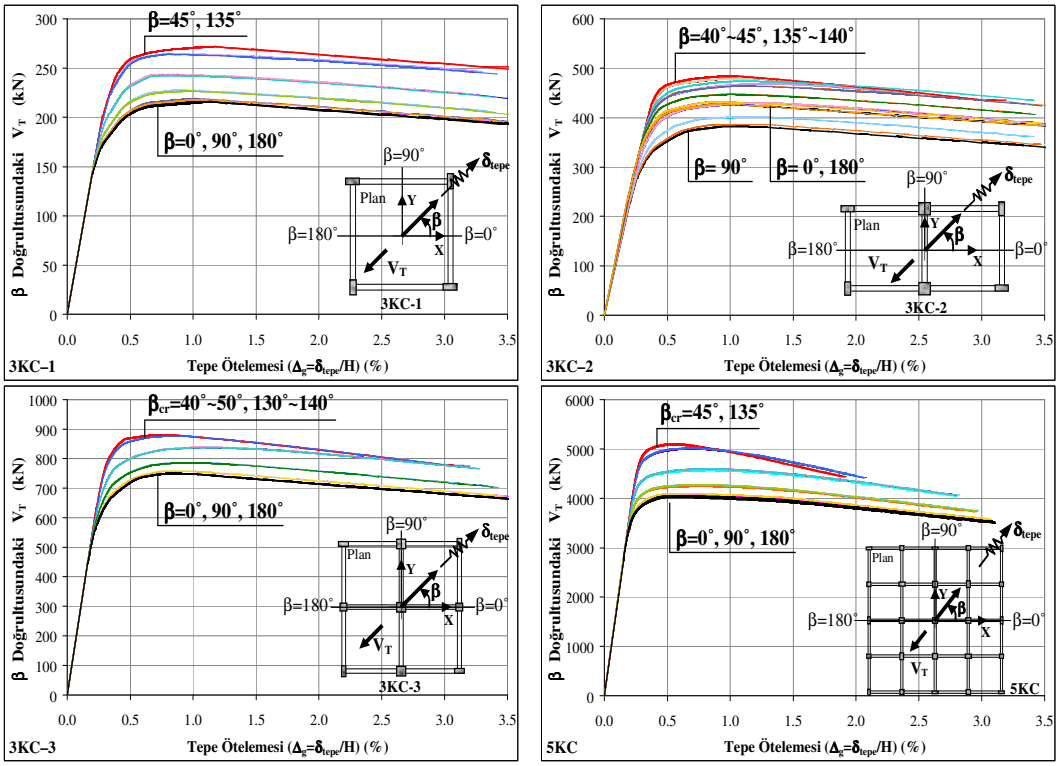
İncelenen binaların gözönüne alınan her bir β deprem doğrultusu için etkin (çatlamış) enkesitli birinci doğal titreşim periyotlarının 1.00^{sn}'yi geçmemesi ($T_{1,e} < 1.00^{sn}$) ve ayrıca modal kütle katılım oranının %70'den büyük olması yani, sadece birinci titreşim modunun etkin olması ve yüksek modların etkisinin ihmal edilebilecek düzeyde olması nedeniyle, artımsal statik itme analizlerinde yatay deprem yükü olarak birinci mod atalet kuvveti dağılımı esas alınmıştır (1). İncelenen 3KC–[1,3] ve 5KC binaların gözönüne alınan her deprem doğrultusu için birinci doğal titreşim moduna ait mod şeklinin aynı olması ve ayrıca, 3KC–2 binadaki mod şeklinin deprem doğrultusu ile değişiminin ihmal edilebilecek düzeyde olması nedeniyle, (1) bağıntısıyla hesaplanan yatay kat kütle kuvvetlerinin belirlenmesinde, binaların asal eksen doğrultularındaki birinci mod şekli esas alınmıştır.

$$F_i = m_i \Phi_{i1} \tag{1}$$

Burada, F_i i nolu kattaki yatay kat kütle kuvvetini, m_i i nolu kattaki kat kütlesini, Φ_{i1} birinci moda ait i nolu kattaki özvektörü göstermektedir.

Depremi temsil eden bu yük dağılımları, binaların kat kütle merkezlerine etkitilmiştir. Artımsal statik itme analizlerinde düşey yük olarak ($1.0G + 0.30Q$) yüklemesi esas alınmıştır. Çalışmada, incelenen binaların gözönüne alınan her deprem doğrultusuna ait artımsal statik itme (pushover) analizleri için *CSI Perform–3D* bilgisayar programından yararlanılmıştır (CSI, 2006).

İncelenen betonarme binaların farklı deprem doğrultuları için elde edilen kapasite eğrileri incelendiğinde (Şekil 2), planı *kare* olan 3KC–[1 ve 3] ve 5KC binaların plandaki her iki asal eksen (X ve Y) doğrultusundaki yatay öteleme rijitliklerinin aynı olması nedeniyle, V_T yatay yük (deprem) taşıma kapasiteleri de aynı olmaktadır. Buna karşın, planı *dikdörtgen* olan 3KC–2 binanın plandaki her iki asal eksen doğrultusundaki yatay öteleme rijitlikleri farklı olduğundan, beklenildiği gibi, yatay öteleme rijitliği daha az olan doğrultudaki V_T yatay yük taşıma kapasitesi de daha az olmaktadır (Şekil 2). Ayrıca, incelenen binalarda en büyük yatay yük taşıma kapasitesinin, beklenildiği gibi, binanın her iki doğrultusundaki çerçevelere ait kiriş rijitliklerinin de etkili olması nedeniyle, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksenlerinden farklı ara doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu görülmektedir (Şekil 2).

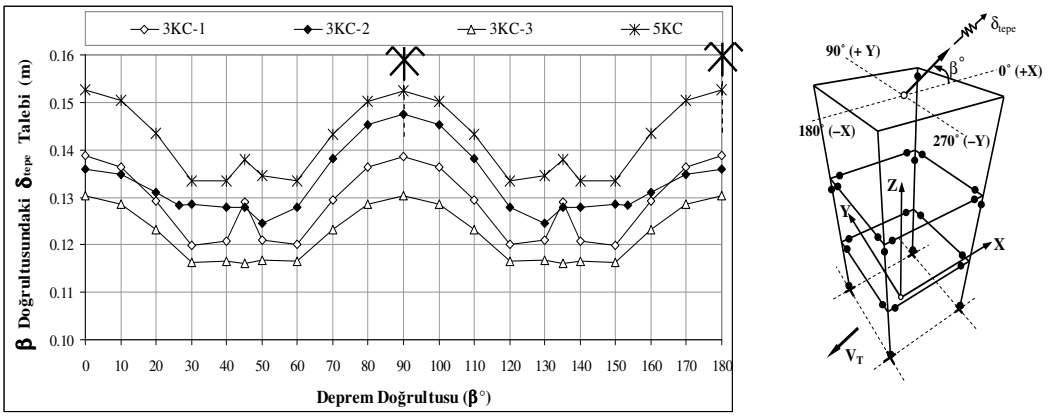


Şekil 2. Binaların gözönüne alınan β deprem doğrultularına ait kapasite eğrileri

Binaların Tepe Yerdeğiştirmesi Taleplerinin Belirlenmesi

Çalışmada incelenen betonarme binaların gözönüne alınan her bir β deprem doğrultusu için artımsal statik itme analizlerinden elde edilen kapasite eğrilerinden yararlanılarak δ_{tepe} tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin (performans noktaları) belirlenmesinde, literatürde yaygın olarak kullanılan FEMA 440 (2005)'deki Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi (YKY) esas alınmıştır. ATC–55 projesi kapsamında hazırlanan FEMA 440 raporunda, binaların YKY ile tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin belirlenmesinde farklı etkileri (tekrarlı yükler altındaki histeretik davranışın etkisi, doğrusal–elastik davranış ile beklenen maksimum elastik olmayan yerdeğiştirmeler arasındaki ilişki) temsil eden *C* katsayıları üzerinde çok sayıda çalışma yapılmış ve yöntemde önemli iyileştirmeler yapılmıştır.

YKY ile tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin belirlenmesinde deprem tehlike seviyesi olarak, $I = 1$ olan binalar için 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve maksimum spektral ivmesi 1.0g olan TDY 2007'deki %5 sönümlü tasarım ivme spektrumu esas alınmıştır. İncelenen binaların doğrusal olmayan analizleri (ön analizler) sonucunda, yapısal elemanlardaki plastik dönme taleplerinin küçük değerler alması nedeniyle, TDY 2007'deki tasarım ivme spektrumu 1.5 kat artırılarak ölçeklendirilmiştir. İncelenen 3KC ve 5KC binaların her bir β deprem doğrultusu için hesaplanan δ_{tepe} tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin β ile değişimi Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 3. Binaların δ_{tepe} tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi

Şekil 3'deki grafiklerden görüleceği üzere,

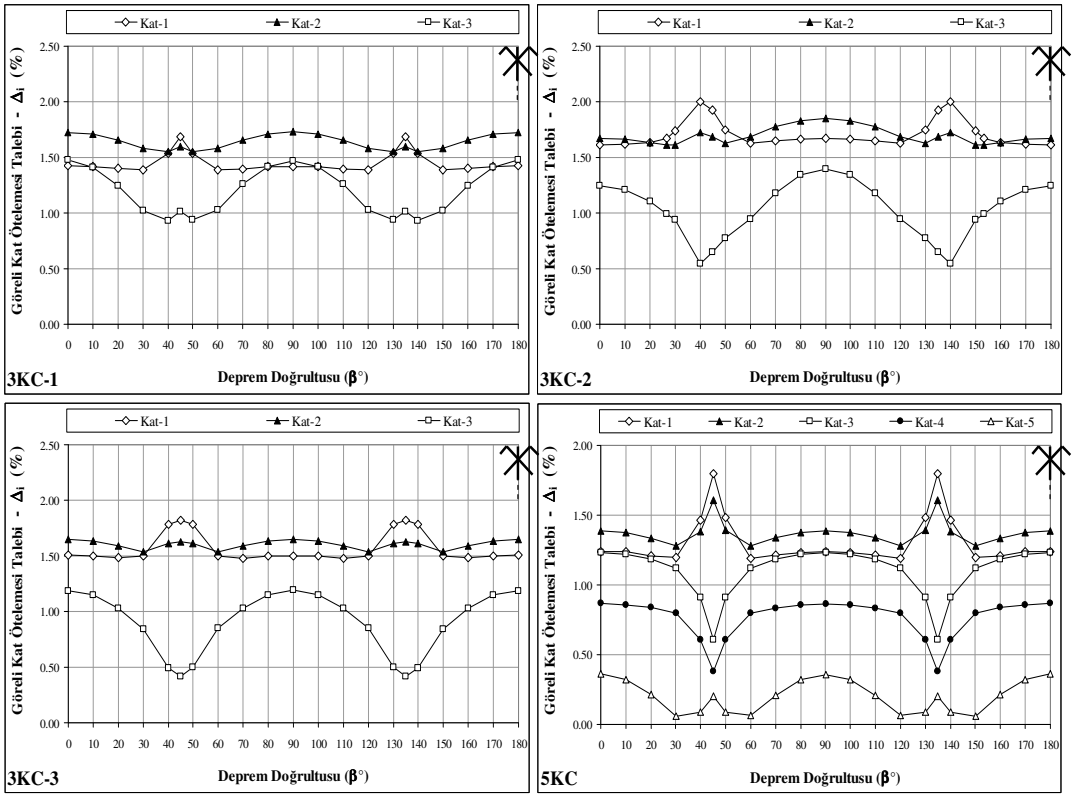
- Planı *kare* olan 3KC–[1,3] ve 5KC binaların en elverişsiz tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin (δ_{tepe}^{cr}), deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen (X ve Y) doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.
- Planı *dikdörtgen* olan 3KC–2 binada ise, beklenildiği gibi, deprem yüklerinin binanın yatay rijitliğinin en az olduğu asal eksen (Y) doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.

  Bunun nedeni, binaların plandaki asal eksen doğrultularındaki V_T yatay yük taşıma kapasitelerinin ara deprem doğrultularındakilere göre daha küçük olmasıdır (Şekil 3). Bununla birlikte, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularına ±10° yakın olan doğrultulardan etkimesi halinde, en elverişsiz tepe yerdeğiştirmesi taleplerine çok yakın [(0.95–1.00) δ_{tepe}^{cr}] değerlerin de elde edildiği görülmüştür (Şekil 3).

  Ayrıca, β=0°~180° arasındaki deprem doğrultuları için elde edilen tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin, (δ_{tepe}–β) grafiklerindeki β=90°'ye göre simetrik olduğu, β=0°~360° arasındaki deprem doğrultuları için ise β=180°'ye göre de simetrik olduğu görülmüştür (Şekil 3).

Betonarme Binaların Göreli Kat Ötelemesi Taleplerinin Belirlenmesi

Çalışmada gözönüne alınan deprem doğrultuları için YKY ile belirlenen tepe yerdeğiştirmesi taleplerine ulaşmış betonarme binaların her bir katındaki Δ_i göreli kat ötelemesi talepleri belirlenmiştir. Binaların β=0°~180° arasında gözönüne alınan deprem doğrultuları için elde edilen göreli kat ötelemesi taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi Şekil 4'deki grafiklerde verilmiştir. β=180°~360°arasındaki Δ_i değerleri ile β=0°~180° için elde edilen değerler simetriktir.



Şekil 4. 3KC ve 5KC binaların göreli kat ötelemesi taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi

Şekil 4'den görüleceği üzere,

- Üst katlardaki (3KC binalarda 2. ve 3. katlar için, 5KC binada 3. 4. ve 5. katlar için) en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerinin (Δ_i^{cr}),

-Planı *kare* olan 3KC–[1,3] ve 5KC binalarda deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen (X ve Y) doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu,
-Planı *dikdörtgen* olan 3KC–2 binada ise, deprem yüklerinin binanın yatay rijitliğinin daha az olduğu asal eksen (Y) doğrultusundan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir (Şekil 4).

- Bununla birlikte en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerine çok yakın [$(0.95–1.00)\,\Delta_i^{cr}$] değerlerin, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultuları ile bunlara ±20˚ farklı olan doğrultular arasından etkimesi halinde, 3KC binaların 2. katında ve 5KC binanın 3. ve 4. katlarında,
±10˚ yakın olan doğrultulardan etkimesi halinde ise, 3KC binaların 3. katında ve 5KC binanın 5. katında elde edildiği görülmektedir (Şekil 4).
- Alt katlardaki en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerinin (Δ_i^{cr}) ise,

-Planı *kare* olan 3KC–[1,3] ve 5KC binalarda deprem yüklerinin binaların plan köşegeni (diyagonal) doğrultularından (β_{cr} = 45˚, 135˚ ile β_{cr} = 225˚, 315˚) etkimesi halinde oluştuğu,
-Planı *dikdörtgen* olan 3KC–2 binada ise, deprem yüklerinin β_{cr} = 40˚, 140˚ ile β_{cr} = 220˚, 320˚'lik ara doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir (Şekil 4).
Bununla birlikte, deprem yüklerinin 3KC–2 binanın kritik deprem doğrultularına 5˚ yakın olan ara doğrultulardan (β_{cr} = 45˚, 135˚ ile β_{cr} = 225˚, 315˚), 3KC–3 binada ise, plan köşegeni (diyagonal) doğrultularına ±5˚ yakın olan ara doğrultulardan (β_{cr}=45˚±5˚, 135˚±5˚ ile β_{cr}=225˚±5˚, 315˚±5˚) etkimesi halinde, en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerine çok yakın [$(0.95–1.00)\,\Delta_i^{cr}$] değerlerin de elde edildiği görülmektedir (Şekil 4).

- Ayrıca, incelenen 3KC ve 5KC binaların alt katlardaki en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerinin, plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre değişim oranlarının;
3KC–[1-3] binaların 1. katları için sırasıyla, %18.64, %19.61, %21.21 oranında arttığı,
5KC bina için, 1. katta %44.87 ve 2. katta %15.85 oranında arttığı belirlenmiştir.

Plastik Kesitlerdeki Plastik Dönme Taleplerinin Belirlenmesi

Çalışma kapsamında ele alınan betonarme binaların gözönüne alınan β deprem doğrultularında yapılan şekildeğiştirme bazlı doğrusal olmayan statik analizleri sonucunda, en elverişsiz kiriş plastik dönme taleplerinin, beklenildiği gibi, deprem yüklerinin kiriş eksenine paralel doğrultudan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Bu nedenle, ortogonal akslara sahip binaların kiriş plastik kesitlerindeki en elverişsiz plastik dönme taleplerinin elde edilmesi için, binanın plandaki asal eksen doğrultularında (β = 0˚, 90˚, 180˚ ve 270˚) yapılacak doğrusal olmayan statik analizler yeterli olmakta ve bu nedenle, çok doğrultulu deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan değerlendirme analizleri kirişler için gerekmemektedir.

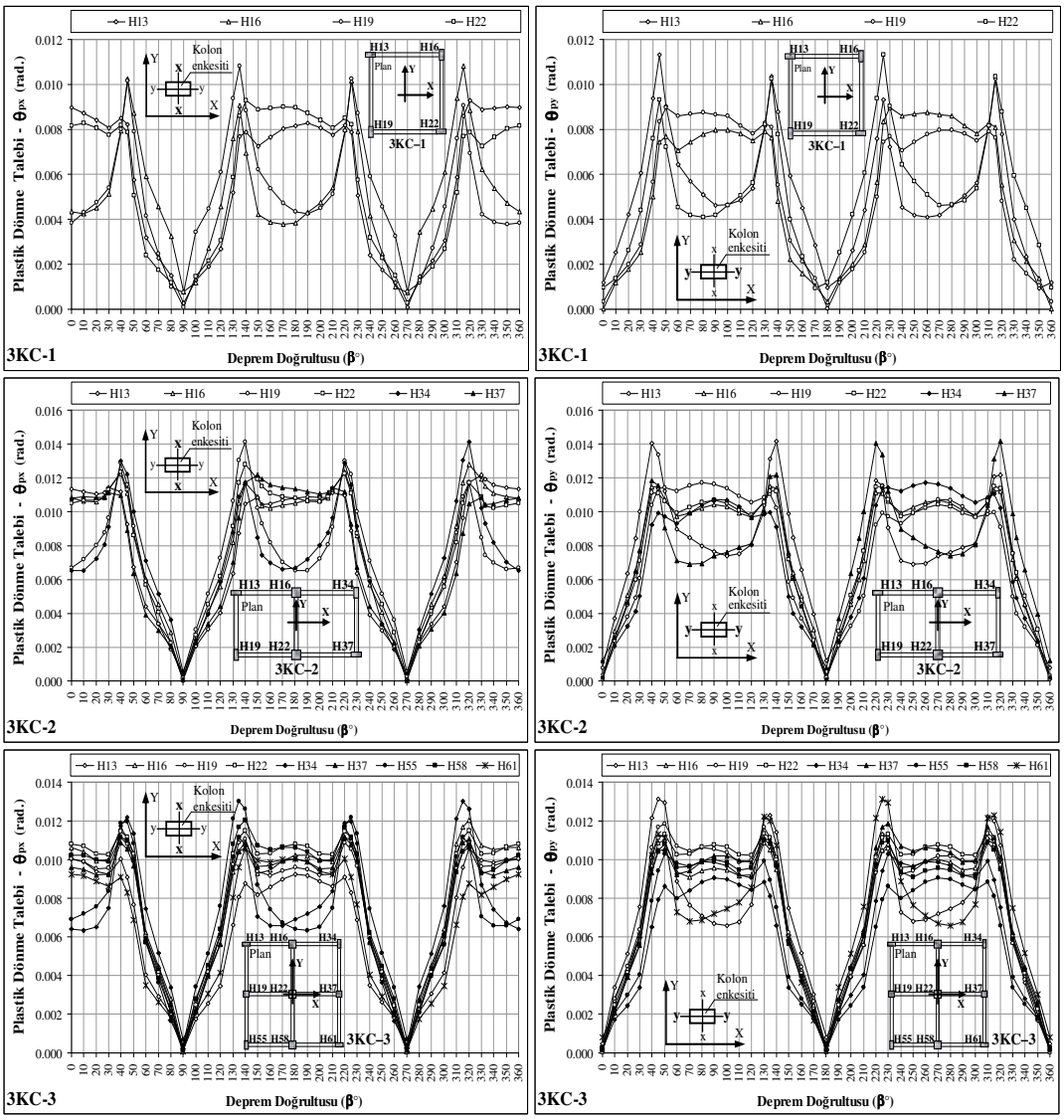
Ayrıca, incelenen betonarme binaların gözönüne alınan β deprem doğrultuları için YKY ile belirlenen tepe yerdeğiştirmesi talepleri esas alınarak, kolon plastik kesitlerindeki θ_{px} ve θ_{py} plastik dönme taleplerinin deprem doğrultusu ile değişimi belirlenmiştir. Bunun için öncelikle, binalarda plastik kesitlerin (mafsalların) oluştuğu kolon kesitleri belirlenmiştir. Buna göre, incelenen betonarme binalarda analiz yapılan tüm deprem doğrultularının her birinde oluşan kolon plastik kesitlerinin *en alt kat kolonlarının alt uçları* olduğu ve bu kesitlerdeki plastik dönme taleplerinin diğer katlardakilere göre daha büyük değerlerde olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle, kolon plastik kesitlerindeki şekildeğiştirme taleplerinin deprem doğrultusu ile değişiminin incelenmesi, binaların sadece *en alt kat kolonlarının alt uçlarındaki* kesitlerde yapılmıştır.

Planda simetrik veya antimetrik olan 3KC ve 5KC binalarda β=0˚~180˚ arasında gözönüne alınan deprem doğrultuları için, en alt kat kolonlarının alt uçlarındaki plastik kesitlerdeki θ_{px} ve θ_{py} plastik dönme taleplerinden yararlanılarak, deprem yüklerinin β=0˚~360˚ arasından etkimesi halinde θ_{px} ve θ_{py} taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi Şekil 5-6'daki grafiklerde verilmiştir.

İncelenen betonarme binaların en alt kat kolonlarının alt uçlarında oluşan plastik kesitlerdeki θ_{px} ve θ_{py} plastik dönme taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi incelendiğinde (Şekil 5-6), en elverişsiz (θ_{px}^{cr} ve θ_{py}^{cr}) ve ona çok yakın değerlerdeki [$(0.95–1.00)\,\theta_{px}^{cr}$ ve $(0.95–1.00)\,\theta_{py}^{cr}$] kolon plastik dönme taleplerinin, plastik kesitteki normal kuvvet düzeyine ve kolonun enkesit geometrisine bağlı olarak farklı deprem doğrultularında oluşabildiği belirlenmiştir. Buna göre;

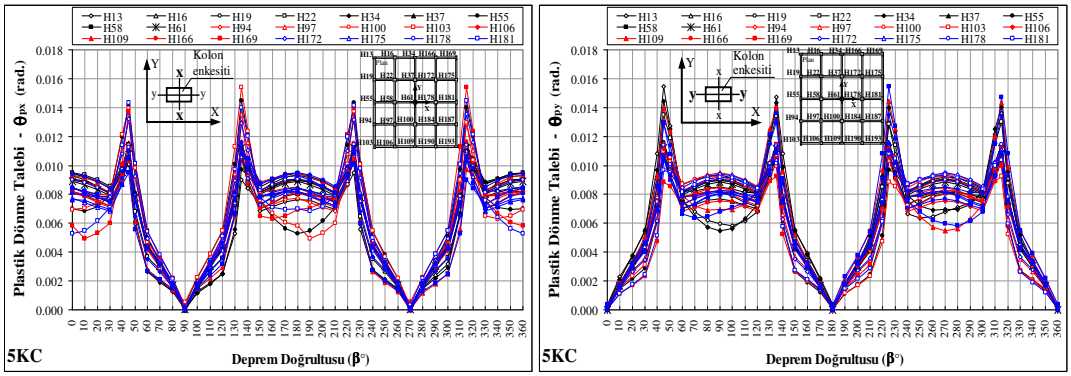
- 3KC binalardaki en elverişsiz θ_{px}^{cr} ve θ_{py}^{cr} plastik dönme taleplerinin,

- *Kare enkesitli* kolon plastik kesitlerinde, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksenlerinden (X ve Y) farklı olan ve çoğunlukla β_{cr}=45˚ ± 5˚, 135˚±5˚ ile β_{cr}=225˚±5˚, 315˚±5˚ arasındaki doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Bununla birlikte, binaların kritik deprem doğrultularındaki plastik dönme taleplerinin, plandaki asal eksen doğrultularından elde edilen değerlere oldukça yakın olduğu görülmüştür (Şekil 5).
- *Dikdörtgen enkesitli* kolon plastik kesitlerinde ise çoğunlukla, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen (X ve Y) doğrultularından ve bu doğrultulara ±20˚ farklı olan (β_{cr}=0˚±20˚, 90˚±20˚ ile β_{cr}=180˚±20˚, 270˚±20˚) doğrultular arasından ve ayrıca, β_{cr}=45˚±5˚, 135˚±5˚ ile β_{cr}=225˚±5˚, 315˚±5˚ arasındaki doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.



Şekil 5. 3KC binalar için θ_{px} ve θ_{py} taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi

- 5KC binanın *kare* ve *dikdörtgen enkesitli* kolon plastik kesitlerindeki en elverişsiz θ_{px}^{cr} ve θ_{py}^{cr} plastik dönme taleplerinin, deprem yüklerinin binanın plan köşegeni (β_{cr} =45˚, 135˚ ve β_{cr} =225˚, 315˚) doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir (Şekil 6). 5KC binanın kolon plastik kesitlerindeki θ_{px} ve θ_{py} taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi, 3KC binalar için elde edilenlerle oldukça benzer olmasına karşın, özellikle kritik deprem doğrultularındaki θ_{px} ve θ_{py} taleplerinin normal kuvvetin artışına paralel olarak oldukça arttığı görülmüştür (Şekil 6).



Şekil 6. 5KC bina için θ_{px} ve θ_{py} taleplerinin β deprem doğrultusu ile değişimi

- İncelenen binaların kritik deprem doğrultularındaki kolon plastik dönme taleplerinin (θ_{px}^{cr} ve θ_{py}^{cr}), asal eksen doğrultularından elde edilenlere (θ_{px}^{asal} ve θ_{py}^{asal}) göre değişim oranlarının;
  - *Kare enkesitli* kolonlarda, maksimum %42.4 oranında arttığı,
  - *Dikdörtgen enkesitli* kolonlarda ise, kare enkesitli kolonlara göre çok daha büyük oranlarda arttığı (maksimum %149.9) belirlenmiştir (Şekil 5–6, Tablo 1).

Tablo 1. Kritik Deprem Doğrultularındaki θ_{px} ve θ_{py} Kolon Plastik Dönme Taleplerinin Asal Eksen Doğrultularından Elde Edilenlere Göre Değişim Oranları

Bina	Kolon Enkesit Geometrisi	Kolon Plastik Kesit Sayısı	θ_{px} ve θ_{py} için Değişim Oranları (%)					
			$100.(\theta_{px}^{cr} - \theta_{px}^{asal}) / \theta_{px}^{asal}$			$100.(\theta_{py}^{cr} - \theta_{py}^{asal}) / \theta_{py}^{asal}$		
			Minimum	Maksimum	Ortalama	Minimum	Maksimum	Ortalama
3KC–1	*Dikdörtgen*	4	+3.5	+149.9	+76.7	+3.7	+144.8	+74.2
3KC–2	*Kare*	2	+18.4	+18.4	+45.5	+7.8	+7.8	+31.1
	Dikdörtgen	4	+7.3	+110.9		+0.5	+85.0	
3KC–3	*Kare*	4	+6.3	+13.7	+26.9	+5.6	+12.3	+25.0
	Dikdörtgen	5	+5.5	+87.9		+4.4	+82.7	
5KC	*Kare*	13	+25.9	+42.4	+44.5	+26.3	+42.1	+44.6
	Dikdörtgen	12	+14.5	+122.5		+13.3	+126.7	

SONUÇLAR

Çok doğrultulu deprem yükleri altında betonarme binaların Performansa Dayalı Tasarımı ve Değerlendirilmesi ile ilgili herhangi bir çalışmaya literatürde henüz rastlanamamıştır. Bu çalışmada, çok doğrultulu deprem yükleri altında betonarme binaların performans düzeylerinin belirlenmesinde etkin olan yapısal davranış taleplerinin (plastik dönme ve göreli kat ötelemesi talepleri) oluşacak en elverişsiz değerleri ile bunları veren kritik deprem doğrultuları belirlenmiş ve değerlendirilmiştir. Bunun için, üç adet 3 katlı ve bir adet 5 katlı betonarme binanın plandaki asal eksenlerinin yanısıra çok sayıdaki ara deprem doğrultuları için artımsal statik itme (pushover) analizleri yapılarak kapasite eğrileri elde edilmiştir. Daha sonra, FEMA 440'daki Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi ile belirlenen tepe yerdeğiştirmesi talepleri esas alınarak, binaların kolon ve kiriş plastik kesitlerdeki (mafsallardaki) plastik dönme talepleri ile göreli kat ötelemesi taleplerinin deprem doğrultusu ile değişimi incelenmiş ve bu davranış taleplerinin en elverişsiz değerleri ile bunları veren kritik deprem doğrultuları belirlenmiştir. Bu sonuçların ışığı altında, binaların kritik deprem doğrultularındaki plastik dönme taleplerinin ve göreli kat ötelemesi taleplerinin, plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre değişim oranları belirlenerek değerlendirilmiştir.

Çalışma kapsamında herhangi bir yapısal düzensizliği bulunmayan ve ortogonal akslara sahip dört farklı betonarme binanın çok doğrultulu deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan statik analizlerinden elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir. Elde edilen sonuçların, çalışma kapsamında ele alınan betonarme binaların genel özelliklerini kapsayan diğer betonarme binalar için de geçerli olacağı düşünülmektedir.

1) İncelenen binaların farklı deprem doğrultuları için elde edilen kapasite eğrileri incelendiğinde beklenildiği gibi, planı *kare* olan binaların plandaki her iki asal eksen doğrultusundaki yatay öteleme rijitliklerinin de aynı olması nedeniyle, yatay yük taşıma kapasiteleri aynı olmaktadır. Buna karşın, planı *dikdörtgen* olan binanın plandaki her iki asal eksen doğrultusundaki yatay öteleme rijitlikleri farklı olduğundan, yatay öteleme rijitliği daha az olan doğrultudaki yatay yük taşıma kapasitesi de daha az olmaktadır. Ayrıca, incelenen binalarda en büyük yatay yük taşıma kapasitesinin, binanın her iki doğrultusundaki çerçevelere ait kiriş rijitliklerinin de etkili olması nedeniyle, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksenlerinden farklı ara doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.
2) δ_{tepe} tepe yerdeğiştirmesi taleplerine ait en elverişsiz değerlerin, planı *kare* olan binalarda deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından, planı *dikdörtgen* olan binada ise, binanın yatay rijitliğinin daha az olduğu asal eksen doğrultusundan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Bununla birlikte, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularına ±10˚ yakın olan doğrultulardan etkimesi halinde, en elverişsiz tepe yerdeğiştirmesi taleplerine çok yakın olan $[(0.95–1.00)\,\delta_{tepe}^{cr}]$ değerler de elde edilmektedir.
3) Δ_i göreli kat ötelemesi taleplerine ait en elverişsiz değerlerin,
   -Üst katlarda, planı *kare* olan binalarda deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından, planı *dikdörtgen* olan binada ise, binanın yatay rijitliğinin daha az olduğu asal eksen doğrultusundan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.
   Bununla birlikte en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerine çok yakın $[(0.95–1.00)\,\Delta_i^{cr}]$ değerlerin, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultuları ile bunlara ±10˚ yakın olan doğrultulardan etkimesi halinde elde edildiği belirlenmiştir.
   -Alt katlarda ise, 3KC binalarda deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultularından farklı olan ve çoğunlukla β_{cr} = 45˚±5˚, 135˚±5˚ ile β_{cr} = 225˚±5˚, 315˚±5˚ arasındaki doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu, 5KC binada ise deprem yüklerinin binanın plan köşegeni doğrultularından etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir.
4) En elverişsiz kiriş plastik dönme taleplerinin, beklendiği gibi, deprem yüklerinin kiriş eksenine paralel olan doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu belirlenmiştir. Bu nedenle, ortogonal akslara sahip binaların kiriş plastik kesitlerindeki en elverişsiz plastik dönme taleplerinin (yanısıra plastik eğrilik taleplerinin) elde edilmesi için binanın asal eksen doğrultularında yapılacak doğrusal olmayan statik analizlerin yeterli olduğu ve çok doğrultulu deprem yükleri altında bu analizlerin kirişler için gerekli olmadığı belirlenmiştir.
5) En elverişsiz ve ona çok yakın değerlerde $[(0.95–1.00)\,\theta_{px}^{cr}$ ve $(0.95–1.00)\,\theta_{py}^{cr}]$ olan kolon plastik dönme taleplerinin ise çoğunlukla, deprem yüklerinin binaların plandaki asal eksen doğrultuları ile bu doğrultulara ±20˚ farklı olan doğrultular arasından ve ayrıca, β_{cr}=45˚±5˚, 135˚±5˚ ile β_{cr}=225˚±5˚, 315˚±5˚ arasındaki doğrultulardan etkimesi halinde oluştuğu görülmüştür.
6) İncelenen betonarme binaların δ_{tepe} tepe yerdeğiştirmesi taleplerinin, Δ_i göreli kat ötelemesi taleplerinin ve kiriş-kolon plastik kesitlerindeki θ_p plastik dönme taleplerinin en elverişsiz değerlerinin belirlenebilmesi için, çok sayıda deprem doğrultusu için araştırma yapılması yerine, aşağıda önerilen daha az sayıdaki kritik deprem doğrultusu için araştırma yapılmasının yeterli olduğu belirlenmiştir. Buna göre, deprem yüklerinin binalara plandaki;
   - asal eksenler **β_{cr} = 0˚, 90˚, 180˚** ve **270˚**,
   - **β_{cr}=45˚±5˚** arasındaki **β_{cr}= 40˚, 45˚** ve **50˚,**
   - **β_{cr}=135˚±5˚** arasındaki **β_{cr}= 130˚, 135˚** ve **140˚,**
   - **β_{cr}=225˚±5˚** arasındaki **β_{cr}= 220˚, 225˚** ve **225˚,**
   - **β_{cr}=315˚±5˚** arasındaki **β_{cr}= 310˚, 315˚** ve **320˚,**
   - planlı kare olmayan binalarda ayrıca ***plan köşegeni*** **(*diyagonal*)** doğrultularından (kritik deprem doğrultularından) etkitilerek iki doğrultulu doğrusal olmayan statik analizlerin yapılması önerilmektedir.
7) Binaların kolon plastik kesitlerindeki plastik dönme taleplerinin en elverişsiz değerlerini veren β_{cr} kritik deprem doğrultularının belirlenmesinde, farklı plan geometrisinin (*kare* ve *dikdörtgen*) oldukça az etkili olduğu, buna karşın kolon enkesitinin kare veya dikdörtgen olmasının etkili bir parametre olduğu görülmüştür. Ayrıca, binaların üst katlarındaki en elverişsiz göreli kat ötelemesi taleplerini veren β_{cr} kritik deprem doğrultularının belirlenmesinde, plan geometrisinin

etkili bir parametre olduğu, buna karşın kolon enkesitinin kare veya dikdörtgen olmasının oldukça az etkili olduğu görülmüştür. Binaların alt katlarındaki göreli kat ötelemesi talepleri için ise, farklı plan ve kolon enkesit geometrisinin oldukça az etkili olduğu belirlenmiştir.

8) İncelenen betonarme binaların kritik deprem doğrultularındaki plastik dönme taleplerinin, plandaki asal eksen doğrultularından elde edilenlere göre çok büyük oranda arttığı belirlenmiştir. Oluşan bu farkın, binaların Performansa Dayalı Tasarım Değerlendirmesi kapsamında performans düzeyini değiştirebilecek mertebede olduğu belirlenmiştir. Buna karşın, incelenen binaların kritik deprem doğrultuları ve asal eksen doğrultularından elde edilen göreli kat ötelemesi talepleri arasındaki farkın, performans düzeyini değiştirmeyecek mertebede olduğu görülmüştür. Bu nedenle, binaların performans düzeylerinin değerlendirilmesinde göreli kat ötelemesi taleplerinin etkili bir parametre olmadığı söylenebilir.
9) Deprem yüklerinin doğrultu etkisi ile ilgili genel bir değerlendirme yapıldığında, betonarme binaların şekildeğiştirme bazlı en elverişsiz davranış büyüklüğü taleplerinin (plastik dönme taleplerinin ve göreli kat ötelemesi taleplerinin) ve dolayısıyla bunları veren kritik deprem doğrultularının belirlenebilmesi için, binaların plandaki asal eksen doğrultularındaki analizlerin yeterli olmadığı, ayrıca asal eksenlerden farklı çok sayıda ara deprem doğrultusu için de araştırma yapılması gerektiği sonucuna varılmıştır. Kritik deprem doğrultularının belirlenebilmesi ile ilgili olarak 6. madde'deki önerilerden yararlanılabilir.

KAYNAKLAR

AASHTO (2006) Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, NCHRP 20–07 Task 193

ASCE 41–06 (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineering, Reston, Virginia

ATC–32 (1996) Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, California

ATC 40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Vol:1, Redwood City, California

CSI Perform–3D (2006) Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California

Çakıroğlu A (1987) "Earthquake–Resistant Design According to the Most Unfavourable Seismic Direction under Combined Internal Forces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(7), 853-864

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, TDY 2007, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Eurocode–8 (2003) Design of Structures for Earthquake Resistance, European Standard Norme EN 1998–1 European Committee for Standardization, Brussels

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA 440 (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Hasgül (2011) Binaların Şekildeğiştirme Bazlı Doğrusal Olmayan Analizinde Deprem Doğrultusu Etkisinin İncelenmesi, Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, (Doktora Tezi tamamlanma aşamasındadır)

IBC (2006) International Building Code, International Code Council, Inc. (ICC), Birmingham

Japanese PRESSS (1994) Japanese PRESSS Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings, Research Report No. 10

Lopez OA and Torres R (1997) "The Critical Angle of Seismic Incidence and the Maximum Structural Response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(9), 881-894

Menun C and Kiureghian AD (1998) "A Replacement for the 30%, 40% and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis", *Earthquake Spectra*, 14(1), 153-163

Newmark NM (1975) "Seismic Design Criteria for Structures and Facilities: Trans–Alaska Pipeline System", *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 94-103

Özmen G (2005) "Ortogonal Olmayan Yapılarda Maksimum Donatı Oranlarının Tayini", *İMO Teknik Dergi*, Yazı 230, 3445–3466

Rosenblueth E and Contreras H (1977) "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", *Journal of the Engineering Mechanics*, 103, 881-893

TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Wilson EL, Suharwardy I. and Habibullah A (1995) "A Clarification of the Orthogonal Effects in a Three–Dimensional Seismic Analysis", *Earthquake Spectra*, 11(4): 659-666

DOLGU DUVAR SIVALARININ YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECT OF THE MASONRY WALL STUCCOS TO THE EARTHQUAKE BEHAVIOR OF THE STRUCTURES

Ali DEMİR[1], Emre ERCAN[2], Bengi ARISOY[3], Ayhan NUHOĞLU[4], Celal KOZANOĞLU[5]

ÖZET

Bu çalışmada polipropilen lif katkılı sıva ile güçlendirilmiş duvarların betonarme yapıların deprem davranışına etkisi araştırılmıştır. Çalışma kapsamında öncelikle lif katkılı sıvanın dolgu duvar dayanımına etkisi belirlenmiş, daha sonra lif katkılı sıva ile güçlendirilmiş duvarların betonarme yapıların yanal davranışına katkısı araştırılmıştır. Normal sıvalı ve lif katkılı sıva ile güçlendirilmiş dolgu duvarlara ait mekanik ve malzeme parametreleri deneysel çalışma ile belirlenmiştir. Deneysel çalışma sonucunda lif katkılı sıva ile güçlendirilmiş duvar numunelerinin kayma dayanımlarının normal sıvalı duvar numunelerinden ortalama %275 fazla olduğu belirlenmiştir. Analitik çalışmada dolgu duvar elemanları iki ucu mafsallı çubuk elemanlara dönüştürülmüştür. Bu dolgu duvarlara sahip olan 2, 4, 6, 8 katlı betonarme yapılar ele alınmıştır. Analizler sonucu güçlendirilmiş duvarların betonarme yapıların deprem davranışına katkısı belirlenmeye çalışılmıştır. SAP2000 programı ile Elastik Ötesi Statik İtme analizi gerçekleştirilen yapıların kapasite eğrileri, duvarların göçme durumları ve taşıyıcı sistemin davranışı belirlenmiştir. Analiz sonuçlarına göre yapıların deprem davranışlarında meydana gelen değişiklikler yorumlanmıştır.
Anahtar Kelimeler: Dolgu Duvar Sıvaları, Polipropilen Lif, Deneysel Çalışma, Elastik Ötesi Statik İtme Analizi

ABSTRACT

In this study, the contribution of masonry wall retrofitted with polypropylene fiber stucco in earthquake behavior of the reinforced concrete structures was investigated. In the frame of study, first of all, the contribution of the stucco reinforced with fibers to the strength of the masonry wall was investigated, then the contribution of the masonry wall reinforced with fibrous stucco to the lateral behavior of the reinforced concrete structures was investigated. Mechanical and material properties of the normal and fibrous stucco were determined by experimental study. Result of the experiments indicated that the shear strength of fibrous stucco is %275 larger than normal stucco. In pushover analysis of the structures having 2, 4, 6 and 8 stories, masonry walls were modeled as a truss member in diagonal direction in the frame, in order to carry and transfer lateral loads. As a result of the analysis, the contributions of the retrofitted masonry walls to the lateral behavior of the structures try to be determined.
Keywords: Masonry Wall Stuccos, Polypropylene Fiber, Experimental Study, Pushover Analysis

GİRİŞ

Mimari gereksinimlerden dolayı kullanılan dolgu duvarların yapısal analizlerde taşıyıcı sisteme katkısının olmadığı kabul edilmektedir. Türk Deprem Yönetmeliği–2007 (TDY–2007) ve diğer çağdaş deprem yönetmeliklerinde dolgu duvarlar sadece ağırlık olarak hesaba katılmaktadır. Bunun en önemli sebeplerinden biri yatay yükler altında dolgu duvar davranışını tam olarak yansıtabilecek

[1] Araş. Gör., Celal Bayar Üni., Müh. Fak., İnşaat Müh. Böl., Manisa, alidemircbu@hotmail.com
[2] Araş. Gör., Ege Üni., Müh. Fak., İnşaat Müh. Böl., İzmir, emre.ercan@gmail.com
[3] Yard. Doç. Dr., Ege Üni., Müh. Fak., İnşaat Müh. Böl., İzmir, bengi.arisoy@gmail.com
[4] Yard. Doç. Dr., Ege Üni., Müh. Fak., İnşaat Müh. Böl., İzmir, ayhan.nuhoglu@ege.edu.tr
[5] Prof. Dr., Celal Bayar Üni., Müh. Fak., İnşaat Müh. Böl., Manisa, celalkozanoglu@bayar.edu.tr

kabul görmüş modellerin olmamasıdır. Bununla beraber dolgu duvarların davranışlarının belirlenebilmesi amacı ile çok sayıda deneysel ve analitik çalışmalar yapılmıştır (Ersoy ve Tankut, 1992, Ersoy, 1996, Erkaya, 1996, Türk vd., 2003, Kaltakcı vd., 2007). Bu çalışmaların sonucunda dolgu duvarların yatay ve düşey yükler altında yapının periyot, süneklik, rijitlik, enerji tüketme kapasitesi, göçme mekanizması gibi parametreleri ne şekilde etkilediği belirlenmeye çalışılmıştır.
Depreme karşı yetersiz olan yapıların çeşitli yöntemler ile güçlendirilmesi tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaktadır. Depreme karşı yetersiz olan yapıların dayanımı, rijitliği ve sünekliğinin iyileştirilmesi güçlendirmenin esas amacıdır. Yapının yanal rijitliğinin yeterli olması durumunda eleman bazında (kolon, kiriş) güçlendirme uygun olmaktadır. Kapasitesi yetersiz olan eleman sayısı fazla, yapının yanal rijitliği yetersiz ise, perde duvar kullanılarak yapıların güçlendirilmesi daha uygundur(Türk vd., 2003). Yatay yükler altında dolgu duvar ve onu çevreleyen çerçevenin birlikte hareket etmesi nedeni ile dayanım ve yanal rijitlikte bir artış, dolayısıyla deformasyonlarda azalma olacaktır. Çerçeveler ile dolgu duvarların deprem esnasında birlikte hareket edebilmeleri için birbirlerine çok iyi bağlanmaları gerekmektedir (Ersoy, 1996).
Dolgu duvarlar, özellikle yapının elastikiyetini fazla zorlamayan küçük hareketlerde, çerçevelerin rijitliğini büyük ölçüde arttırmaktadırlar. Aynı zamanda yapı kütlesinin artması, yapı doğal titreşim periyotlarının büyümesine; yapı rijitliğinin artması ise, tam tersi, yapı doğal periyotlarının küçülmesine neden olmaktadır. Dolgu duvarların rijitlik katkısı kütle katkısına oranla çok daha baskındır (Ersoy ve Tankut, 1992, Erkaya, 1996). Santa Maria vd. (2006), delikli tuğlalardan oluşan dolgu duvarlar üzerine deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Dolgu duvarlar FRP şeritlerin duvarların her iki yüzüne epoksi ile X şeklinde yapıştırılması ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilen dolgu duvarlar dayanımlarını FRP şeritler boylarının %50' sine kadar duvardan ayrıldığında kaybetmiştir. Kaltakcı vd. (2007) yaptıkları deneysel çalışmalar sonucunda sıvalı dolgu duvarların bilgisayar çözümlerinden elde edilen analitik sonuçlardan farklı olduğunu belirlemiştir. Bu durum sıvanın da dolgu duvar taşıyıcılığı ve çerçeve davranışında önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Lin vd. (2010) hibrid lif katkılı çimento ile güçlendirilen dolgu duvarların davranışını deneysel ve analitik olarak araştırmıştır. Test bulguları güçlendirilen dolgu duvarların performansında önemli artışlar olduğunu göstermiştir. Ayrıca duvarların kırılma mekanizmasına göre teorik modelleri oluşturulmuştur. Son olarak deneysel ve teorik sonuçlar karşılaştırılmıştır.
Bu çalışmanın ilk aşamasında lif katkılı sıvaların dolgu duvar davranışına etkisinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda polipropilen lif katkılı ve katkısız sıvalar ile sıvanan dolgu duvar örnekleri üretilmiş ve yarmada çekme deneylerine tabi tutularak kırılma yükleri ve deplasmanları belirlenmiştir. İkinci aşamada deneylerden elde edilen veriler SAP2000 programında duvar elemanlarının plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması için kullanılmıştır. Sıva türlerinin yapıların deprem performansına etkisinin belirlenebilmesi için lif katkılı ve lif katkısız sıvalı dolgu duvarlara sahip olan betonarme yapılar ele alınmıştır. Dolgu duvar etkisinin yapıların deprem davranışına etkisinin daha iyi görülebilmesi için aynı yapılar dolgu duvarsız şekilde modellenmiştir. Bu üç durum için 2, 4, 6, 8 katlı yapılar modellenmiş, "Elastik Ötesi Statik İtme Analizi" ile yapıların deprem performansları elde edilmiş ve karşılaştırılmıştır.

TUĞLA DOLGU DUVARLARIN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ

Tuğla dolgu duvarlar yapı davranışına olumlu etkiler yaptığı kadar olumsuz etkilerde yapabilir. Dolgu duvarlar yapının düşey ve yatay rijitliğini, dayanımını, sünekliğini dolayısı ile enerji yutma kapasitesini arttırmaktadır. Deprem esnasında yük taşıma kapasitesine kadar yük taşımaktadırlar. Böylece taşıyıcı sisteme gelen yükler azalmaktadır. Bunların yanında yumuşak kat ve kısa kolon oluşmasında etken olabilirler. Tuğla dolgu duvarların simetrik dağılmaması rijitlik düzensizliğine sebep olacağından ek kuvvetlerin yapıya gelmesine yol açmaktadır. Ayrıca yapı kütlesini arttırması sebebi ile yapıların periyotlarının artmasına neden olmaktadır. Bunlar göz önüne alındığında yeterli ve simetrik düzenlenmiş tuğla dolgu duvarlar yapının birçok davranışını olumlu yönde etkilemektedir.

DENEYSEL ÇALIŞMA

Deney Numuneleri

Tuğla dolgu duvarların üretiminde 180x180x130 mm boyutlu düşey delikli tuğlalar kullanılmıştır. Tuğla duvar boyutları 500x500 mm' dir. Üretimi yapılan 3 adet tuğla duvar örneği geleneksel şekilde katkısız sıva ile sıvanmıştır. Bu duvarlar NTS-D1, NTS-D2, NTS-D3 kodlarını almıştır. Üretimi yapılan 3 adet tuğla duvar örneği ise polipropilen lif katkılı sıva ile sıvanmıştır. Bu duvarlar LNTS-D1, LNTS-D2, LNTS-D3 kodlarını almıştır. Üretimi yapılan 6 adet tuğla duvar 28 gün uygun kür koşullarında bekletilmiş ve 28.gün sonunda yüklemeye tabi tutulmuştur.
Bunların yanında 3 adet lif katkılı sıva, 3 adet geleneksel sıva ile sıvanan 6 adet duvar örneğine de basınç testleri uygulanmıştır. Üretimi gerçekleştirilen tuğla duvar örnekleri ve test yöntemleri Tablo 1' de gösterilmiştir.

Tablo 1. Deneysel Üretim ve Test Yöntemleri

Üretimi Gerçekleştirilen Numunelerin Kodları	Adet	Test Yöntemi
NTS-D1	1	Yarmada Çekme
NTS-D2	1	Yarmada Çekme
NTS-D3	1	Yarmada Çekme
NTS-D4	1	Basınç
NTS-D5	1	Basınç
NTS-D6	1	Basınç
LNTS-D1	1	Yarmada Çekme
LNTS-D2	1	Yarmada Çekme
LNTS-D3	1	Yarmada Çekme
LNTS-D4	1	Basınç
LNTS-D5	1	Basınç
LNTS-D6	1	Basınç

Tuğla dolgu duvar örneklerinin üretiminde sıva harcına katılan lif miktarı Tablo.2' de verilmiştir.

Tablo 2. Lif Miktarları

Kod	Lif
NTS-Lifsiz	-
LNTS-Lifli	Hacimce %2

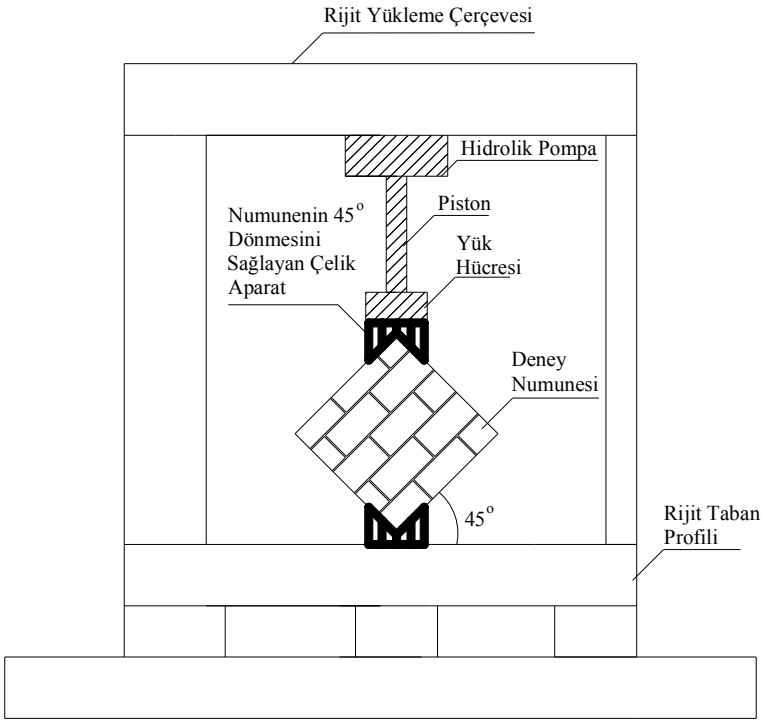
Beton gibi, gevrek nitelikteki kompozit malzemelerin kısa kesilmiş ve bünyelerinde rastgele dağılan liflerle donatılmak suretiyle bu malzemelerin mekanik özelliklerinin iyileştirilmesi, eski zamanlardan beri bilinen ve uygulanan bir yöntemdir. Çimento esaslı malzemelerde kullanılan liflerin görevi yük altında çimento matrisindeki çatlak oluşumunu engellemek veya geciktirmek böylece çatlağın hızlı ve kontrolsüz ilerleyişini önlemektir. Bu çalışmada kullanılan sıva harcına katılan polipropilen liflerin teknik özellikleri Tablo.3' de verilmiştir.

Tablo 3. Polipropilen Liflerin Teknik Özellikleri

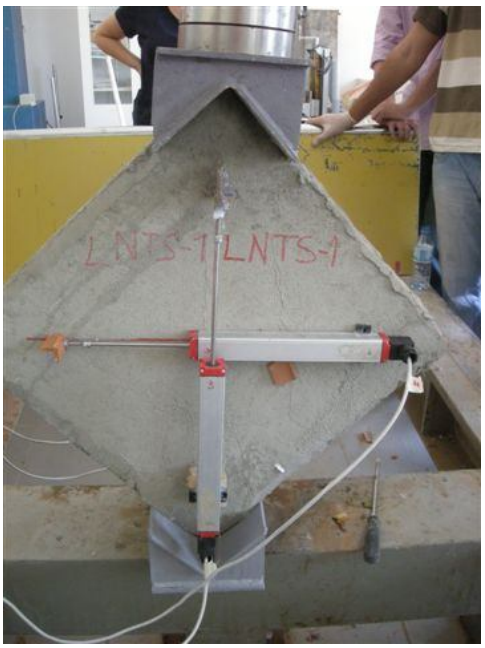
İplik	%100 orijinal homopolimer, multiflament polipropilen
Özgül Ağırlık (gr/cm^3)	0,91
İplik Uzunluğu (mm)	19
Tutuşma Noktası	593 ^oC
Çekme Dayanımı	450-900 N/mm^2
Elastiklik Modülü	4000 N/mm^2
Max Uzama	% 25

Deneysel Yöntem

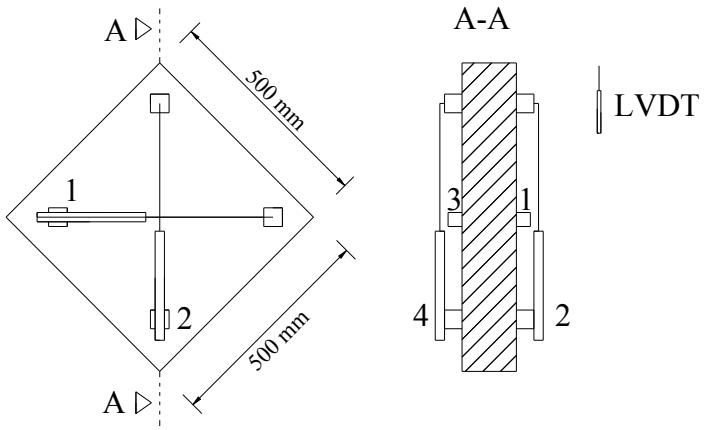
Tuğla duvar örnekleri Celal Bayar Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuarlarında test edilmiştir. Deney numuneleri rijit çerçeve ve 250 kN kapasiteli hidrolik güç ünitesi kullanılarak yüklemeye tabi tutulmuştur. Deneylerde yük ölçümleri yük hücresi, yer değiştirmeler ise gerekli yerlere yerleştirilmiş olan LVDT' ler kullanılarak yapılmıştır. Yük hücresi ve LVDT' den alınan veriler eşzamanlı olarak veri toplama sistemine aktarılmış, CODA yazılımı kullanılarak veriler dönüştürülmüş ve bilgisayara kaydedilmiştir. Şekil 1' de deneylerde kullanılan deney düzeneği, Şekil 2' de deney resmi ve Şekil 3' te ise ölçüm sistemi verilmiştir.



Şekil 1. Deney Düzeneği



Şekil 2. Deney Resmi

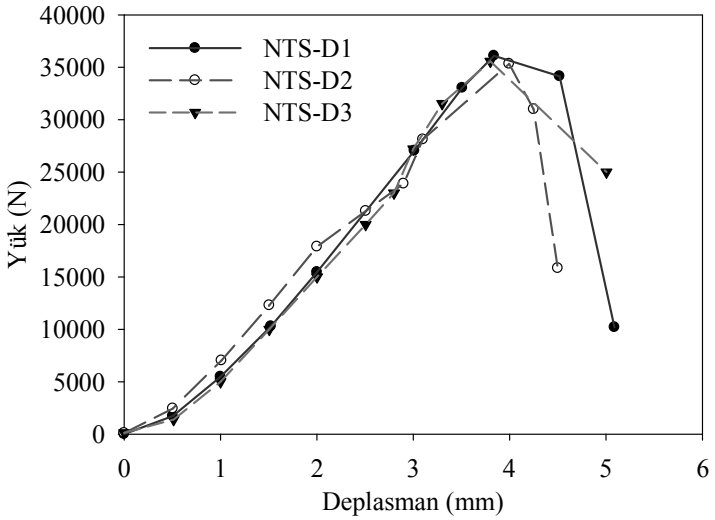


Şekil 3. Yarmada Çekme Testlerinde Kullanılan Ölçüm Sistemi

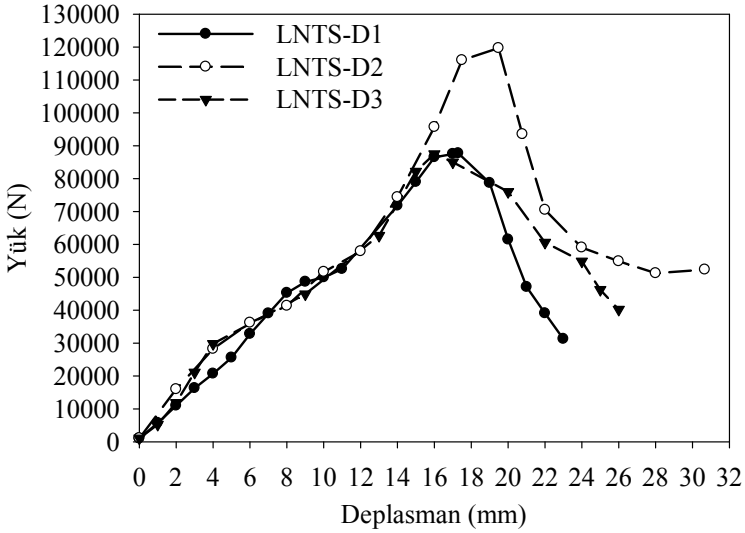
Duvar örneklerinin yarmada çekme dayanımlarının belirlenmesi amacı ile Şekil 1‘ de gösterildiği gibi çelik aparatlar yardımı ile 45^o döndürülmüştür. Duvar örneklerine uygulanan yükler monoton şekilde arttırılarak göçme meydana gelinceye kadar yükleme yapılmıştır. Böylece 6 adet duvar örneğinin yarmada çekme dayanımları belirlenmiştir. Şekil 3’ te gösterildiği gibi yerleştirilen LVDT’ ler yardımı ile duvar örneklerinin her iki yüzünden yatay ve düşey yöndeki şekil değiştirmeler elde edilmiştir.
Basınç testlerinde ise duvar örnekleri 45^o döndürülmemiştir. Basınç testleri sonucunda lif katkılı ve katkısız sıva ile sıvanan duvar örneklerinin basınç dayanımları, elastisite modülleri belirlenmiştir.

DENEYSEL SONUÇLAR

Yapılan yarmada çekme ve basınç deneyleri sonucunda duvar örneklerinin birçok parametresi belirlenmiştir. Yarmada çekme deneylerinden elde edilen veriler Şekil 4, Şekil 5 ve Tablo 4’ te gösterilmiştir.



Şekil 4. Yarmada Çekme Deneyi Sonucunda Katkısız Sıvalı Duvar Örneklerinin Yük-Deplasman Eğrileri



Şekil 5. Yarmada Çekme Deneyi Sonucunda Lif Katkılı Sıva ile Sıvanan Duvar Örneklerinin Yük-Deplasman Eğrileri

Tablo 4. Yarmada Çekme Deneylerinden Elde Edilen En Büyük Yük-Deplasman Değerleri

Kod	Max Yük (N)	Max Deplasman (mm)
NTS-D1	36095	3.838
NTS-D2	35328	3.995
NTS-D3	35567	3.768
LNTS-D1	87710	17.305
LNTS-D2	119669	19.484
LNTS-D3	87522	16.110

Deney sonuçları sıva harcına katılan liflerin duvar örneklerinin taşıma kapasiteleri üzerinde çok önemli bir etkisinin olduğunu göstermiştir. NTS kodlu duvarlar göçme anında gevrek biçimde parçalanırken, LNTS kodlu duvarlar sünek davranış göstermiştir (Şekil 6). Sonuçlar incelendiğinde lif etkisinin duvarın taşıyabileceği yükü ortalama %275 arttırdığı tespit edilmiştir.



a) Lif Katkılı Sıva ile Sıvanan b) Lif Katkısız Sıva ile Sıvanan

Şekil 6. Tuğla Duvarların Kırılma Şekilleri

Tuğla elemanlardan oluşmuş dolgu duvar elastisite modülü tuğla basınç dayanımına, tuğla yüksekliğine, harç tabakası basınç dayanımına, harç tabakası yüksekliği gibi birçok faktöre bağlı olarak değişmektedir. Selçuk Üniversitesi Yapı ve Deprem Laboratuarlarında yapılan dolgu duvarlı deneyler sonucunda (Kaltakcı vd., 2003), dolgu duvar prizma basınç dayanımı (f'_m) ve dolgu duvar

elastisite modülü (E_m) parametreleri için , $f`_m$=1.85 MPa, $E_m$=5750 MPa değerleri kullanılmıştır. Dünya literatüründe bu kabuller ile ilgili değişik değerler verilmiştir. Örneğin, Paulay ve Priestley (1992)'e göre $f`_m$=3 MPa, E_m=8250 MPa, İTÜ'de yapılan deneysel çalışmalara göre, $f`_m$=2 MPa, E_m=6000 MPa' dır (Kaltakcı ve Arslan, 2005).
Bu çalışma da, gerçekleştirilen basınç deneyleri sonucunda elde edilen veriler ışığında NTS kodlu duvar örnekleri için $f`_m$=3 MPa, $E_m$=5050 MPa, LNTS kodlu duvar örnekleri için $f`_m$=4.80 MPa, E_m=8930 MPa olarak hesaplanmıştır.

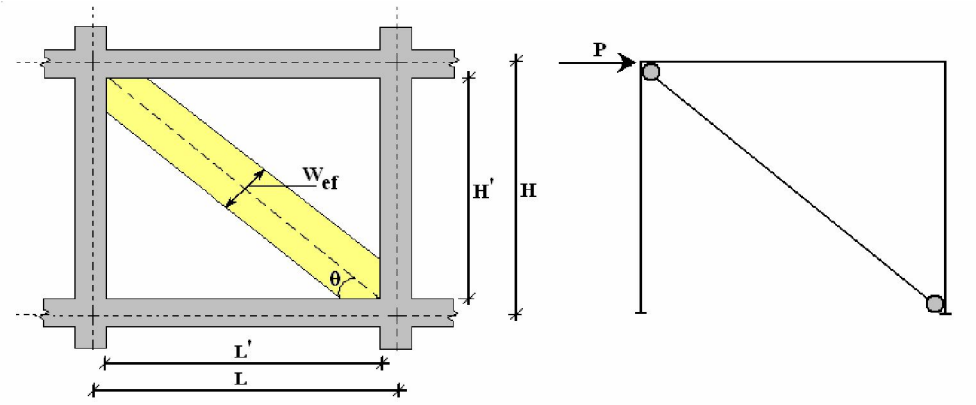
Tablo 5. Basınç Deneylerinin Sonuçları

Kod	Max Yük (N)	Max Deplasman (mm)
NTS-D4	53619	7.703
NTS-D5	47219	6.921
NTS-D6	59316	7.750
LNTS-D4	119015	11.20
LNTS-D5	121232	12.80
LNTS-D6	125673	12.65

ANALİTİK ÇALIŞMA

Dolgu Duvar Modeli

Yatay yük seviyesinin küçük değerleri için betonarme çerçeve ve dolgu duvar birlikte hareket etmektedir. Sistemdeki yatay yer değiştirmeler arttıkça, çerçeve eğilme modunda hareket etmekte ve dolgu duvarlar buna engel olmaya çalışmaktadırlar. Yükün arttırılmasıyla dolgu duvar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde açılmalar oluşmakta ve dolgu duvar üzerinde çapraz basınç çubuğu oluşmaktadır. Şekil 7' de yatay yük etkisi altında dolgu duvarda oluşan eşdeğer sanal çapraz çubuk gösterilmiştir(Kaltakcı ve Arslan, 2005).



Şekil 7. Yatay Yük Etkisi Altında Dolgu Duvarda Oluşan Basınç Bölgesi ve Dolgu Duvarları Temsil Eden Eşdeğer Sanal Çapraz Çubuk

Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çapraz çubuğun mekanik ve geometrik özelliklerinin belirlenmesi son derece önemlidir. Bu sebeple FEMA ve Mainstone (1974) tarafından önerilen bağıntılar kullanılarak dolgu duvarlar eşdeğer sanal çapraz çubuklara dönüştürülmüştür.

d : Diyagonal uzunluk
t : Dolgu duvar kalınlığı
W_{ef} : Efektif duvar genişliği
E_m : Elastisite modülü(Dolgu Duvar İçin)
E_s : Elastisite Modülü (Çerçeve)
R : Taşıma Kapasitesi
H` : Net Duvar Yüksekliği
H : Kat Yüksekliği
L` : Net Açıklık Mesafesi
L : Açıklık Mesafesi
θ : Dolgu Duvar Basınç Çubuğunun Yatayla Yaptığı Açı
I_c : Kolonların Eylemsizlik Momentleri

$$d = \sqrt{H^2 + L^2} \tag{1}$$

$$w = 0.175(\lambda_1 \times H)^{-0.4} \times \sqrt{H^2 + L^2} \tag{2}$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m \times t \times \sin 2\theta}{4 \times E_s \times I_c \times h} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{3}$$

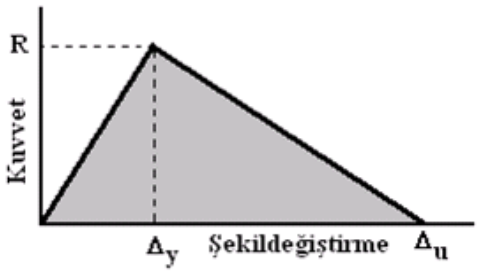
Deneysel Çalışma ile Dolgu Duvarların Modellenmesi

Bu çalışma da literatürde dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çubuk taşıma kapasitesi için önerilen bağıntılar yerine (Denk. 4) deneysel çalışmadan elde edilen bulgular kullanılmıştır.

$$R = \frac{2}{3} \times z \times t \times f_m^{`} \times \sec\theta \tag{4}$$

$$z = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \times E_s \times I_c \times H^{`}}{E_m \times t \times \sin 2\theta}} \tag{5}$$

Ayrıca literatürde eşdeğer çubuk en büyük birim kısalma olarak Δ_u=0.01d olarak belirlenmiş ve aşağıdaki kuvvet şekildeğiştirme ilişkisi elde edilmiştir. Bu çalışmada ise Δ_y ve Δ_u değerleri deneysel çalışma sonucunda belirlenmiştir.



Şekil 8. Eşdeğer Sanal Çubuk Kuvvet-Şekildeğiştirme İlişkisi

Deneysel çalışmalar dolgu duvarların kayma gerilmesi sonucunda oluşan kesme çatlakları ile taşıma kapasitelerine ulaştıklarını ve kayma dayanımlarının basınç dayanımlarına oranla daha küçük olduğunu göstermiştir. Bu sebeple analitik çalışmada yarmada çekme deneylerinden elde edilen ve Tablo 6' da gösterilen değerler kullanılmıştır.

Tablo 6. Deneylerden Elde Edilen R, Δ_y ve Δ_u Değerleri

Kod	R (N)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)
NTS	36095	3.838	5.087
LNTS	119669	19.484	34.367

ÖRNEK ÇALIŞMA

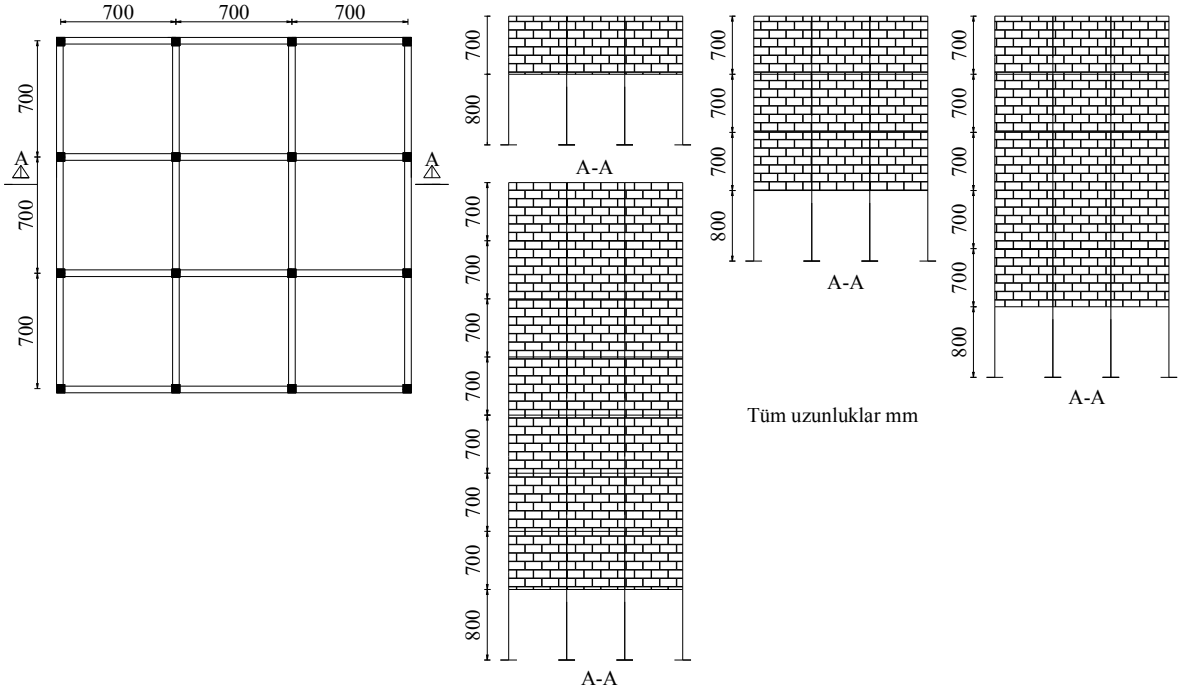
Dolgu duvar sıvalarının betonarme yapıların deprem davranışlarına etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için 2, 4, 6, 8 katlı, her iki yönde de 3 açıklıklı betonarme yapılar ele alınmıştır (Şekil 9). Yapının planda her bir açıklığı 700 mm' dir. Kolon boyutları 200x200 mm, kirişler ise 150x200 mm' dir. Yapı boyutları duvar boyutları göz önüne alınarak 1/4 oranında ölçeklendirilmiştir. Kolonlarda donatı oranı ρ=0.01, kirişlerde ise ρ=0.002 kullanılmıştır. Malzeme

olarak basınç dayanımı 20 MPa olan beton, donatı olarak akma dayanımı 420 MPa olan çelik kullanılmıştır. Dolgu duvar kalınlığının sıvayla beraber 140 mm olduğu ve dolgu duvar birim hacim ağırlığının 1.4 t/m^3 olduğu varsayılmıştır. Analizler de SAP2000 V14 programı kullanılmıştır. Yapıların kapasite eğrileri Elastik Ötesi Statik İtme Analizi yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Yapıların dolgu duvarları FEMA ve Mainstone tarafından önerilen bağıntılar kullanılarak eşdeğer sanal çubuk elemanlara dönüştürülmüştür. Eşdeğer çubuk elemanlar moment taşımayan diyagonaller olarak modellenmiştir. Diyagonal elemanların uç noktalarına sadece eksenel kuvvet taşıyan plastik mafsallar tanımlanmıştır. SAP 2000 programında plastik mafsal tanımlanması için mevcut olan iç kuvvet-plastik deformasyon değerleri deneysel çalışmalardan elde edilmiş ve Tablo 6' da gösterilmiştir. Sıva ve dolgu duvar etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için katsayıları farklı olan 3 tip çerçeve ele alınmıştır. Çerçeve kodları aşağıda verilmiştir.

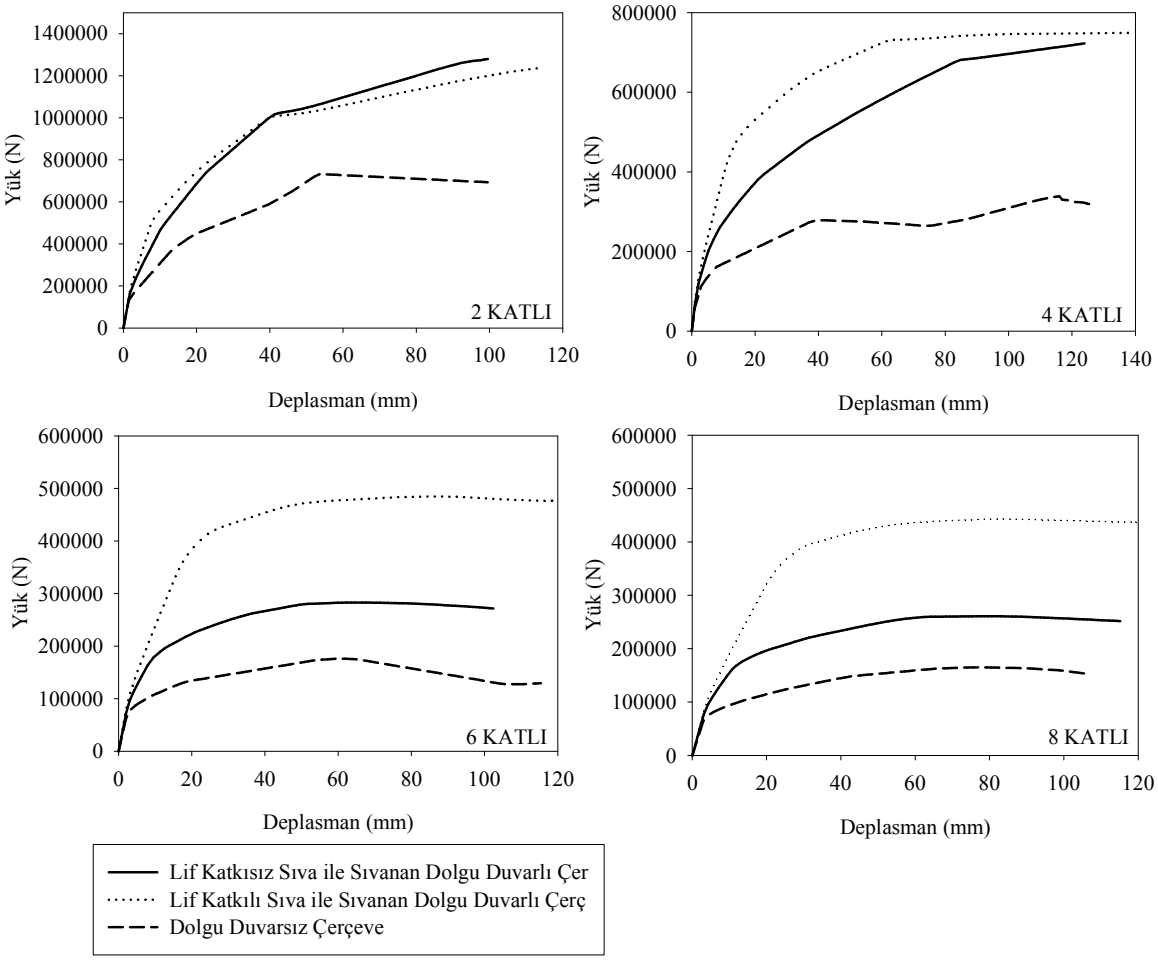
LNTS-F : Polipropilen lif katkılı sıvalar ile güçlendirilen dolgu duvarlara sahip çerçeveler
NTS-F : Lif katkısız sıvalar ile sıvanan dolgu duvarlara sahip çerçeveler
DDS-F : Dolgu duvarsız çerçeveler

ANALİTİK SONUÇLAR

Tüm çerçevelerin artan yatay yükler altında doğrusal olmayan statik analizleri yapılmıştır. Yukarıda bahsedilen 3 farklı tip çerçevenin kapasite eğrileri (yük-deplasman eğrileri) Şekil 10' da gösterilmiştir. Performans analizleri sonucunda duvarların göçme durumları Tablo 7' de sunulmuştur. Tablo 8' de sıva türlerinin kolon, kiriş elemanlarında oluşan dönme değerlerine olan etkisi gösterilmiştir.



Şekil 9. Yapı Planı ve 2, 4, 6, 8 Katlı A-A Kesitleri



Şekil 10. Yapıların Kapasite Eğrileri

Elastik ötesi statik itme analizi sonucunda yapıların performans noktaları seviyesinde duvar elemanlarında göçme durumları araştırılmış ve Tablo 7' de gösterilmiştir.

Tablo 7. Yapıların Performans Noktaları Seviyesinde Dolgu Duvar Göçme Durumları

Yapı	LNTS-F	NTS-F
2 Katlı	Göçme Yok	Göçme Var
4 Katlı	Göçme Yok	Göçme Var
6 Katlı	Göçme Yok	Göçme Var
8 Katlı	Göçme Yok	Göçme Var

Tablo 8. Yapıların Performans Noktaları Seviyesinde Kiriş ve Kolonlarda Oluşan En Büyük Dönme Değerleri (rad)

Yapı	LNTS-F		NTS-F		DDS-F	
	Kiriş	Kolon	Kiriş	Kolon	Kiriş	Kolon
2 Katlı	0.001130	0	0.002209	0	0.002671	0
4 Katlı	0.002090	0	0.003105	0	0.005065	0
6 Katlı	0.002907	0	0.006911	0	0.017000	0
8 Katlı	0.002999	0	0.009707	0	0.023600	0

SONUÇLAR

Deneysel çalışmalar sonucunda lif etkisinin duvarların taşıyabileceği en büyük yükü ortalama %275 arttırdığı gözlenmiştir. Katkısız sıva ile sıvanan dolgu duvarlar gevrek bir şekilde parçalanırken, lif katkılı sıva ile güçlendirilen dolgu duvarlar sünek kırılma göstermiş, ani kırılmalar meydana gelmemiştir (Şekil 4-5-6).

Deprem yönetmeliklerinin birçoğunda dolgu duvarların yapının taşıyıcı sistemine katkısının olmadığı düşünülmesine rağmen, NTS-F tipi çerçevelerin taşıma kapasitesi DDS-F tipi çerçevelere göre en az %40 artmaktadır. LNTS-F tipi çerçevelerde ise bu oran en az %200' dür (Şekil 10). Yapıların kat sayısı arttıkça dolgu duvarların etkisi daha da belirginleşmektedir.

Yatay yükler altında dolgu duvar ve onu çevreleyen çerçevenin birlikte hareket etmesi nedeni ile dayanım ve yanal rijitlikte bir artış, dolayısıyla deformasyonlarda azalma meydana gelmiştir. Elastik Ötesi Statik İtme Analizinde NTS-F tipi çerçevelerin dolgu duvarlarının göçtüğü, LNTS-F tipi çerçevelerin duvar elemanının ise göçmediği Tablo 7' de gösterilmiştir. Bu durum lif katkısının duvarların davranışına olumlu etkisini göstermektedir.

Kiriş elemanlarında meydana gelen dönme değerlerinin dolgu duvarsız DDS-F tipi çerçevelerde en büyük değerlere ulaştığı, lif katkılı sıva ile güçlendirilen dolgu duvarlara sahip olan çerçevelerde ise en küçük değerleri aldığı Tablo 8' de gösterilmiştir. Dolgu duvarların yapının yanal rijitliğini arttırması sebebi ile taşıyıcı sisteme olumlu katkı yaptığı anlaşılmaktadır.

Sonuç olarak sıvalarda lif katkısının duvar örneklerinin taşıma kapasitesini ve sünekliğini önemli ölçüde arttırdığı görülmüştür. Ayrıca yapıların taşıyıcı sistemine katkısı ihmal edilen dolgu duvarların gerçekte ihmal edilmemesi gerektiği ve böylece daha ekonomik tasarımların yapılabileceği anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Erkaya A, (1996) "Betonarme Çerçeve Yapılarda Dolgu Duvarların Deprem Davranışına Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Ersoy U, Tankut T, (1992) "Hysteretic Response of RC Infilled Frames", *ASCE Journal of Structural Eng.,* Vol:118 No:8.

Ersoy U, (1996) "Seismic Rehabilitation–Application Research and Current Needs", *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico (invited paper).

FEMA-306, (2005) Repair of earthquake damaged concrete and masonry buildings-Basic procedures manual, Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA-356, (2005) Presentandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.

Kaltakcı MY, Köken A "Tuğla Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Tersinir Tekrarlı Yükler Altında Davranışı", Tübitak Projesi, 2003.

Kaltakcı MY, Köken A "Tersinir Yükler Altındaki Çok Katlı ve Çok Açıklı Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Davranışının Teorik ve Deneysel Olarak İncelenmesi", S.Ü. BAP, 2003

Kaltakcı MY, Arslan MH (2005) "Taşıyıcı Olmayan Tuğla Dolgu Duvarların Yapı Davranış Katsayısına Olan Etkisinin İncelenmesi", Deprem Sempozyumu, Kocaeli, Türkiye, 23-25 Mart, 598-605.

Kaltakcı MY, Köken A, Arslan MH, Korkmaz HH (2007) "Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Yatay Yükler Altındaki Davranışının Deneysel ve Doğrusal Olmayan Analitik Yöntemlerle İncelenmesi", 2. Çelik Yapılar Sempozyumu, Eskişehir, 10-11 Mayıs (Tam metin olarak kitapçıkta yayımlandı).

Lin VWJ, Quek ST, Nguyen MP, Maalej M (2010) "Strengthening of Masonry Walls Using Hybrid-fiber Engineered Cementitious Composite", Journal of Composite Materials, 44(8):1007-1029.

Mainstone RJ (1974) "Suplementary Note on the Stifness and Strengths of Infilled Frames" Current Paper 13/74, Building Research Station, UK, Feb.

Paulay T and Priestley MJN (1992) Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings, New York: John Wiley.

Santa Maria H, Alcaino P, Luders C(2006) "Experimental Response of Masonry Walls Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabrics", Proc., 8thU.S.National Conf. On Earthquake Engineering, San Francisco, Paper No:1042.

SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures Inc. Berkeley (CA, USA).

LATERAL SPREADING INDUCED BY GROUND LIQUEFACTION AND ASSOCIATED DAMAGE TO STRUCTURES AND LIFELINES DURING THE DARFIELD (NEW ZEALAND) EARTHQUAKE

2010 DARFIELD (YENİ ZELANDA) DEPREMİNDE ZEMİN SIVILAŞMASININ NEDEN OLDUĞU YANAL YAYILMA VE ÜST VE ALT YAPI HASARLARI

Reşat ULUSAY[1] and Ömer AYDAN[2]

ABSTRACT

An earthquake with a magnitude of 7.0 (M_w-USGS) occurred along a previously unknown fault near Darfield in Canterbury region in the South Island of New Zealand at 4:36 am on local time on September 4, 2010. This earthquake caused an extensive liquefaction and associated ground deformations in various parts of Christchurch City which led to significant damage to residential houses, lifelines and some bridges. In this paper, observations and evaluations on the lateral spreading induced by ground liquefaction and associated damages were described. The grain-size distributions of liquefied soils show a good agreement with empirical bounds of liquefiable soils. In addition, comparisons between the observations with the empirical relation between the earthquake magnitude and liquefaction limit distance proposed by the second author showed good agreement. The F/L values computed from three different techniques are very low and the computations imply that the areas were susceptible to heavy liquefaction. These computational results are also in accordance with the evalauations of the Christchurch City Council. The estimations by an empirical relation proposed by the authors are compared with lateral spreading observations and it was concluded that the thickness of liquefiable layers ranges between 4 to 8 m.

Keywords: Liquefaction, lateral spreading, Darfield earthquake, lifeline and structural damages

ÖZET

Yeni Zelanda'nın Güney Adası'nda Canterbury bölgesindeki Darfiled yakınlarında 4 Eylül 2010'da yerel saatle 4:36'da varlığı bilinmeyen bir fay boyunca 7.0 (M_w-USGS) büyüklüğünde bir deprem meydana gelmiştir. Bu deprem, Christchurch kentinin değişik kesimlerindeki konutlarda, alt yapı elemanlarında ve bazı köprülerde önemli hasarlara neden olmuştur. Bu bildiride, yanal yayılma ve neden olduğu hasarlarla ilgili gözlemler ve değerlendirmeler sunulmuştur. Sıvılaşan zeminlerin tane boyu dağılımları sıvılaşabilir zeminler için belirlenmiş tane boyu dağılımı sınırlarıyla çok iyi bir uyum göstermektedir. Ayrıca ikinci yazarın deprem büyüklüğü ve sıvılaşma uzaklığı sınırı arasında önermiş olduğu ampirik (görgül) ilişki ile yazarların yapmış oldukları karşılaştırmada gözlemler ile bu ilişkinin uyumlu olduğu anlaşılmaktadır. Üç farklı yöntemden hesaplanan F/L değerleri çok düşük olup, bu alanların yoğun sıvılaşmaya karşı duyarlı olduklarını göstermiştir. Bu hesaplamalar ayrıca, Christchurch Kent Meclisi'nin değerlendirmeleriyle de uyumludur. Yazarların önerdikleri görgül ilişki yanal yaılma gözlemleriyşe karşılaştırılmış ve sıvılaşabilir düzeylerin kalınlığının 4 ile 8 m arasında değişebileceği tahmin edilmiştir.

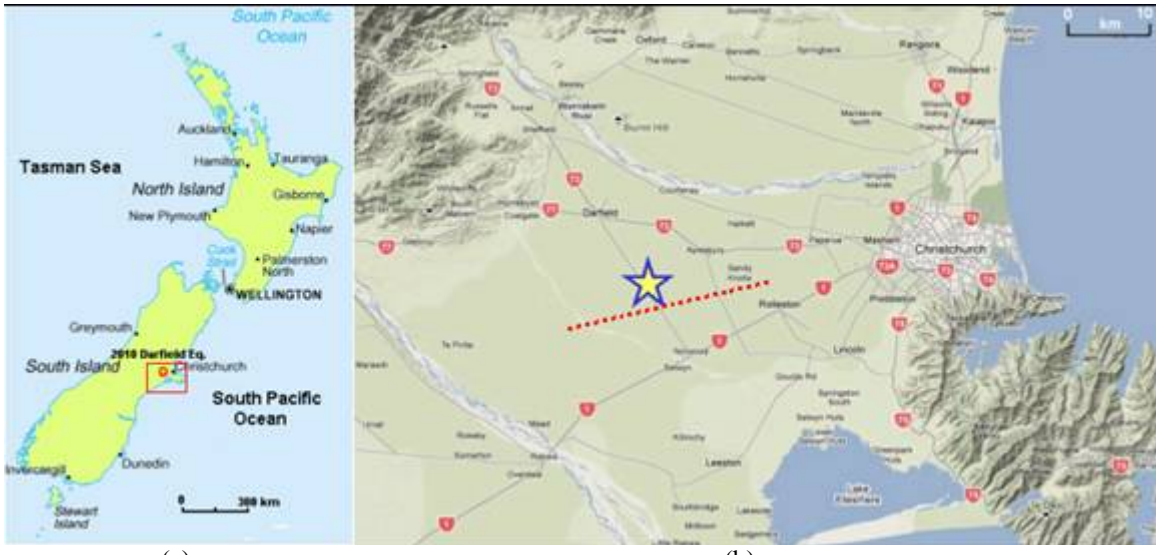
Anahtar kelimeler: Sıvılaşma, yanal yayılma, Darfield depremi, alt ve üst yapı hasarları

[1] Professor, Hacettepe University, Department of Geological Engineering, Ankara, resat@hacettepe.edu.tr
[2] Professor, Tokai University, Shizuoka, Japan, aydan@scc.u-tokai.ac.jp

INTRODUCTION

At 4.36 am on September 4, 2010 NZ Standard Time, rupture of a previously unknown strike-slip fault beneath the Canterbury Plains of New Zealand's South Island caused an earthquake with a magnitude of 7.0 (M_w) and the epicentre was near Darfield in the region (Figure 1a, b) (Aydan and Ulusay, 2010). The city of Christchurch and surrounding area were heavily shaken. It was the most damaging earthquake in New Zealand since the Hawke's Bay earthquake occurred in 1931. Although the earthquake was quite strong, there has been no loss of life and only two injuries were reported. One of the major characteristics of the earthquake is the extensive ground liquefaction over a wide spread area resulting in heavy damage to residential houses, buried lifelines and some bridges. Furthermore, the lateral spreading of ground induced failures of embankments and tidal gates. The Canterbury Plains are flatlands with low relief between the Southern Alps and the Pacific Ocean (Figure 1b). Due to this, these plains provided an ideal environment to characterize the earthquake-related ground deformations. The nearest town to the epicentre is Darfield with a population of 3000. Christchurch, located about 40 km to the east of the epicentre, has a population of 360,000 and the population of the earthquake-affected area is about 440,000.

This study aims to present the observations and evaluations of the authors particularly on geotechnical damage due to ground liquefaction and associated lateral spreading occurred during the earthquake. This paper summarizes the key evidence and findings from the field reconnaissance effort covering a large area with a very limited period during the visit of the authors to New Zealand to participate to an international congress just after the earthquake and next visit of the second author. During reconnaissance, almost all liquefaction and lateral spreading sites, and the locations, where traces of the surface rupture could be clearly seen, were visited, measurements from some lateral spreading sites were taken, and samples from some ejected sand boils were collected to determine their grain size distributions.



(a) (b)

Figure 1. Earthquake location and topography of the earthquake-affected area (Aydan and Ulusay, 2010)

DESCRIPTION OF THE EARTHQUAKE AREA

Geomorphology

The Canterbury Plains, about 160 km long, are the New Zealand's largest areas of flat land and have been created by the glacier-fed rivers running out of the Southern Alps at the end of the last ice age and most are derived from the greywacke of the mountains or from loess. Most of the population centres are situated on these alluvial plains, which are maintained agricultural landscape. The city of Christchurch is located at the coast of the Canterbury Plains adjacent to a

volcanic complex forming Banks Peninsula (Figure 1b). Most of the city was mainly swamp, behind beach dune sand, and estuaries and lagoons.

The three major rivers in the area are Waimakariri, Selwyn and Rakaia. The Waimakariri River passes through Kaipoi and reaches the Pegasus Bay at Kairaki (Figure 1b). The abandoned and old river channels of this river are the main locations where dense liquefaction and lateral spreading occurred during the Darfield earthquake. There are also smaller rivers, such as Avon and Heathcote. Particularly the Avon River, passing through the south of Christchurch, has a great influence on the ground conditions of this city.

Geological Aspects

The geology of the area was studied by Brown and Weeber (1992), and Forsyth et al. (2008) in detail. As seen from Figure 2, the basement is a deformed package of Carboniferous to Cretaceous sedimentary and metasedimentary rocks reaching up a thickness of 1600 m towards east. It is underlined by Torlesse Supergroup represented by greywackes. To the east, the Canterbury Plains abut the eroded volcanic massif of Bans Peninsula. Mid-Cretaceous volcanic, shallow intrusive and sedimentary rocks locally appear in the Canterbury foothills on Bank Peninsula

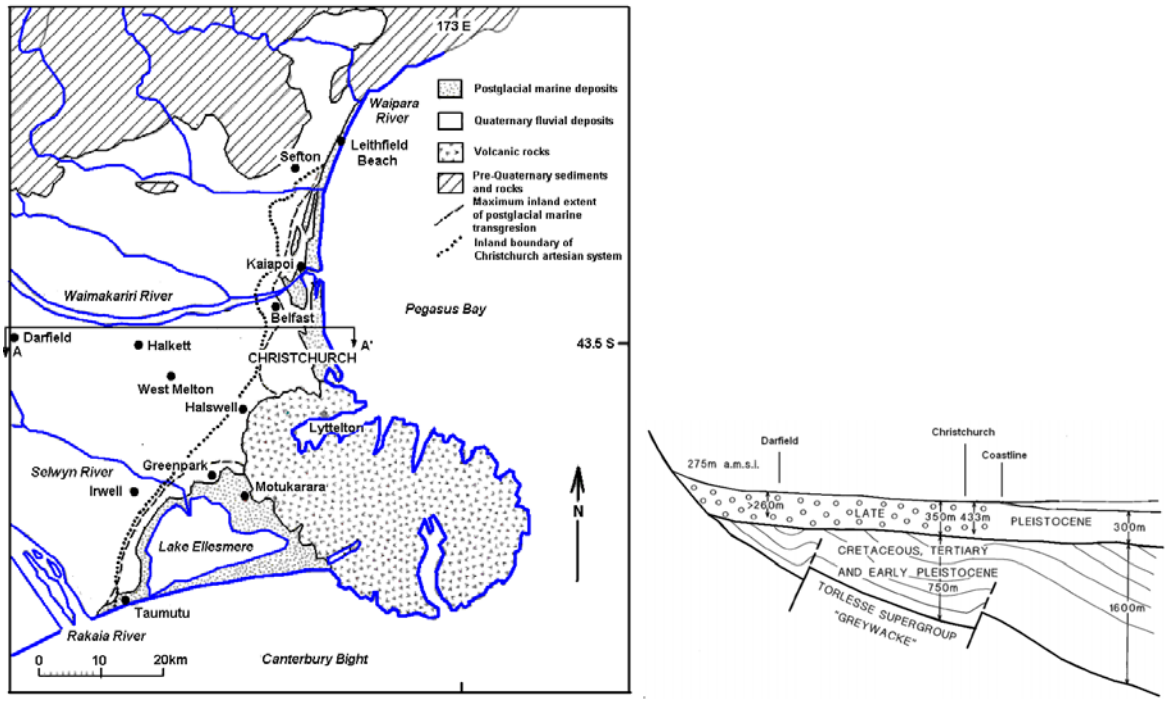


Figure 2. Simplified geological map and cross-section of Christchurch (after Brown and Weeber, 1992)

The vast expanse of the Canterbury Plains comprises coalesced floodplains. Deposits of scree, consisting of unsorted angular blocky rock debris, and colluvium, comprising rock debris, sand or silt, are widespread in upland areas of Canterbury, including Banks Peninsula. Alluvial deposits consist of gravel, sand and silt, Compactness of the deposits generally increases with age. Late Holocene beach gravel and sand ridges are most extensive at Kaitorete Spit, but are also mapped around Lake Ellesmere and at the heads of some bays on Banks Peninsula. Active gravel and sand beaches are wide enough to depict on the map in parts of Canterbury Bight, Pegasus Bay and in Hanson Bay on Chatham Island. Sandy deposits are found particularly in the vicinity of smaller rivers such as Avon River. The near-surface soils underlying Christchurch consist of clean and silty sands, with a high water table saturating these soils. Post-glacial sea-level rise drowned the interfluve between the Rakaia and Waimakariri gravel plains, forming the Lake Ellesmere embayment (Figure 2).

Seismotectonical Features

New Zealand is located along the boundary between the Indian-Australian and Pacific tectonic plates which presents a significant seismic hazard to the Canterbury region (Figure 3a) (Furlong and Kamp, 2009). The two plates slip past each other in the South Island along the Alpine Fault having a dextral sense of slip. The relative motions across the plate boundary are about 47, 41 and 37 mm/yr in the north, center and south of the country, respectively (De Mets et al., 1994) as shown in Figure 3a. The Alpine Fault, located approximately 120 km from Christchurch, produces earthquakes with a magnitude greater than 8 with recurrence intervals of a few hundred years. The active faults in the vicinity of Christchurch mapped by GNS (2010) did not indicate the existence of any active fault in the epicentral area of the Darfield earthquake. In other words, the earthquake was induced by an unknown fault which was newly-named Greendale Fault by GNS. Because the Canterbury Plains are covered by thick sediments, the surface expression of this fault was not apparent.

(a) (b)

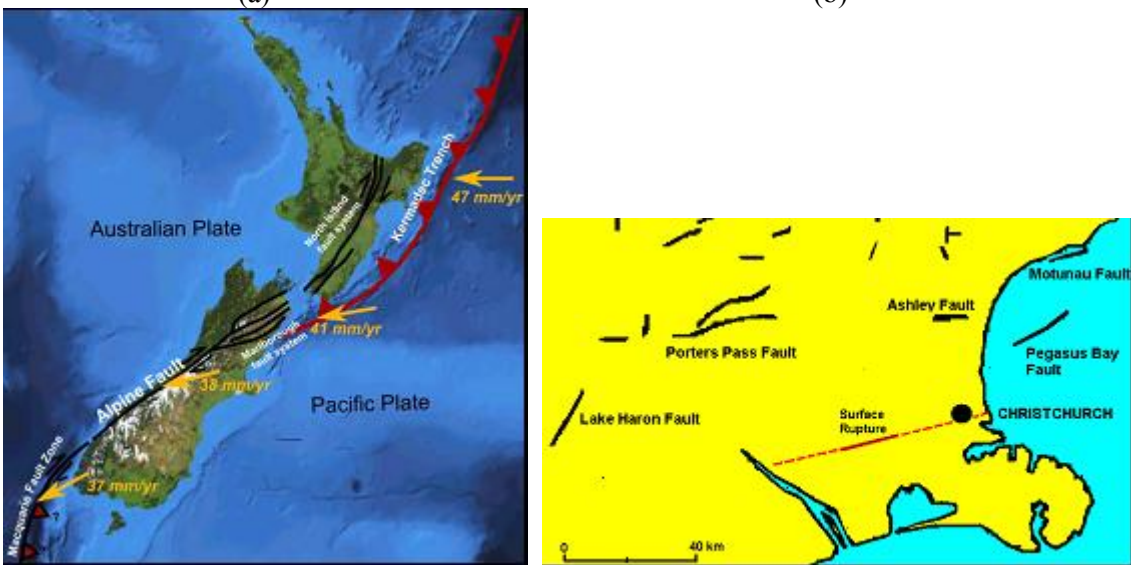


Figure 3. (a) Plate tectonic model of New Zealand (from Wikipedia, 2010), (b) active faults in the vicinity of Christchurch together with the Darfield earthquake fault (simplified from GNS, 2010)

CHARACTERISTICS OF THE EARTHQUAKE

The fundamental parameters of the 2010 Darfield earthquake are determined by various seismological institutes worldwide and the results are summarized in Table 1. The estimations indicated that the earthquake was caused by a dextral strike-slip fault of 60-70 km long (Figure 3b). Although the estimated rupture duration to be about 40 seconds, most of the energy release occurred within 18 seconds. It was particularly interesting to note that the parameters of the earthquake fault observed at several locations were almost the same as those of focal plane solutions estimated by several seismological institutes. The estimation of amount of slip and fault length are generally less than 2 m and 50 km, respectively. The estimations for a 7.1 (M_w) earthquake from the empirical relations by Aydan (2007), the average slip and fault length are obtained as 1.79 m and 64 km, respectively. The maximum slip of the earthquake fault, named as Glendale fault recently by GNS, was 4 m with an average slip of 2 m (Figure 4). The observed surface rupture was 24 km while the aftershock activity was distributed over a length of 60–70 km.

Table 1. The earthquake parameters estimated by different institutes

Institute	Latitude	Longitude	Depth (km)	Magnitude	Strike	Dip	Rake
HARVARD	43.57 S	172.12 E	12	M_w=7.0	NP1 88° NP2 179°	87° 82°	172° 3°
USGS	43.51 S	171.91 E	10	M_w=7.0	NP1 268° NP2 178°	87° 77°	166° 3°
ERI-TU	-	-	10	M_w=7.0	NP1 94°	71°	175°
Aydan and Ulusay, 2010	-	-	-	-	257°	90°	180°



Figure 4. Views of the faulting and striation

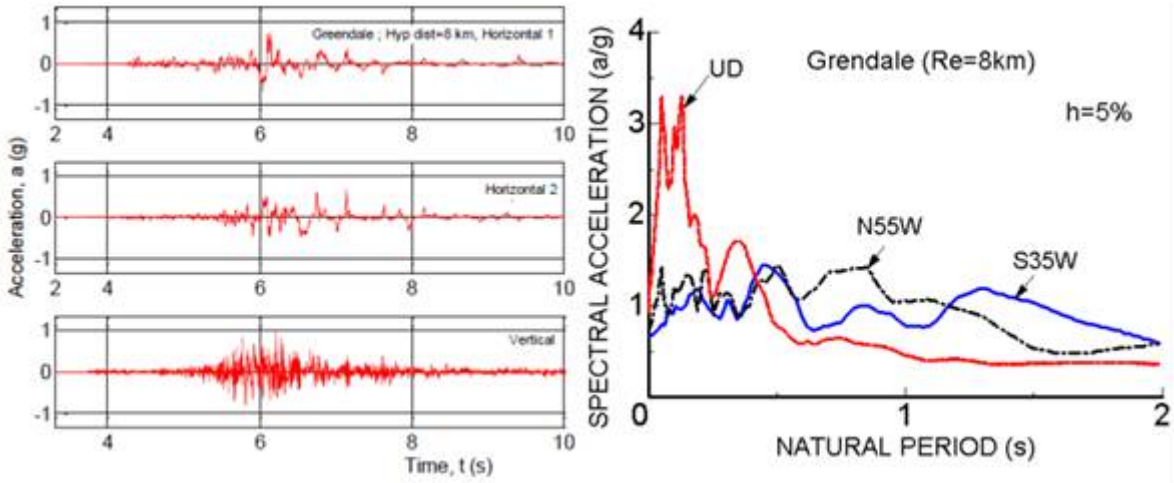


Figure 5. Acceleration records at Glendale station and their response spectra

On the other hand, the effect of the earthquake should not be intense on structures having larger natural periods. The good performance of high rise buildings could be also associated with the spectral acceleration characteristics of this earthquake. Figure 6 shows the observed attenuation of maximum ground acceleration (A_{max}) and maximum ground velocity (V_{max}) together with the attenuation relations proposed Aydan (2001, 2007) and Ulusay et al. (2004). The observed ground motions are generally in accordance with these estimations by Aydan (2007).

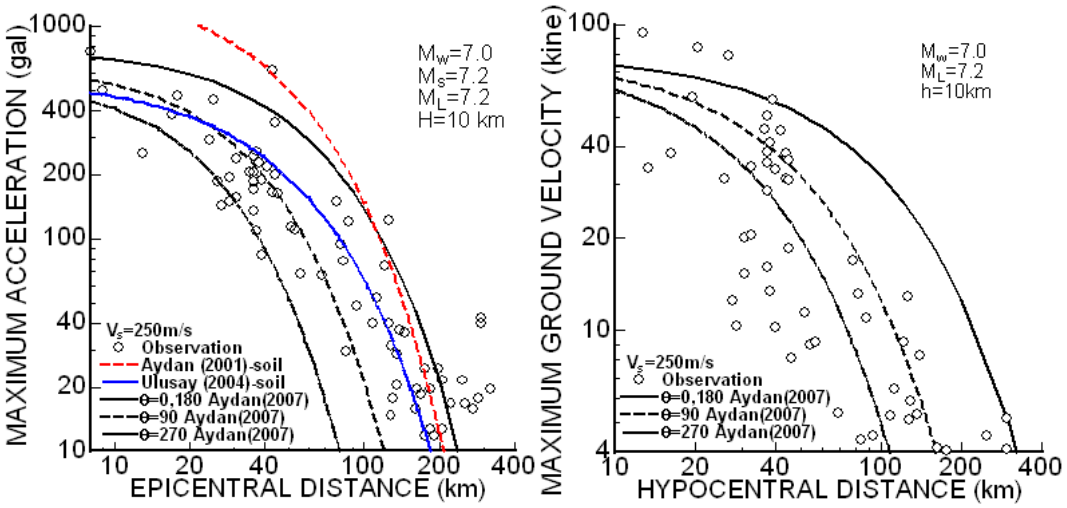


Figure 6. Comparison of the observed A_{max} and V_{max} values with empirical relations

GROUND LIQUEFACTION AND LATERAL SPREADING

Extensive ground liquefaction was observed in the eastern suburbs of Avonside and Shirley, and in Kaiapoi, Brooklands and the new suburbs of Bexley (Figures 7-12). The ground liquefaction induced settlement and lateral spreading of ground, and significant amounts of sand boils have occurred. Residential buildings, which are typically single or two story brick stone block masonry or timber structures on spread footings, and lifelines on and in liquefied ground, respectively, suffered extensive damage, such as differential settlement and breaks. The light structures are uplifted (Figures 7a, b and 11a), while heavy structures sank into the ground (Figure 7e). The effect of lateral spreading of liquefied ground was quite heavy even in reinforced concrete structures such as Canterbury Rowing Club Building and Sport Facilities in Porrit Park where extensive liquefaction ejecta covered the paved area around building, backyard lawn and its foundation (Figures 7c, d). The ground liquefaction also caused extensive damage to bridges. Furthermore, the lateral spreading of ground induced failures of embankments and tidal gates. The bridge on Bridge Street connecting South Brighton to Christchurch suffered some damage to due to the settlement and tilting its abutments as well as the extensive cracking and settlement of approach abutments due to ground liquefaction (Figure 10). The large ground distortion, cracks and fissures in the ground caused significant damaged to buried lifelines, particularly at New Brighton and Pines Beach (Figure 8a).

Originally the site of Christchurch is mainly swamp lying behind beach dune sand, estuaries, and gravel, sand and silt of river channel and flood deposits of the coastal Waimakariri River flood plain (Brown and Weeber, 1992). In addition, the groundwater table is deepest at the west and of the city (about 5 m depth) and gradually increases towards east, and approaches the ground surface near the coastline. The water table is within 1-1.5 m of the ground surface for most of the city east of its central business district. These local site conditions were responsible for the widespread liquefaction, lateral spreading and ground failures. It is also reported that ground liquefaction risk at the Pegasus Town site at the north of Kaipoi was identified in 2005 and the ground was compacted. This counter measure proved to be effective in Pegasus town and the ground liquefaction was not reported (Pegasus Town, 2010).

Five pedestrian bridges in Kaiapoi and Dallington were either collapsed or suffered heavy damage due to ground liquefaction and associated lateral spreading. The piers of these pedestrian bridges were generally made of timber and they were embedded into shallow liquefiable soil. The both abutments of these pedestrian bridges moved toward the center of the rivers or creeks causing very high axial forces leading to the buckling of these bridges (Figure 7d). It was also interesting to note that one of pedestrian bridges in Kaiapoi having steel piers probably extending to the firm ground below did not suffered any damage in-spite of ground liquefaction near its abutments.

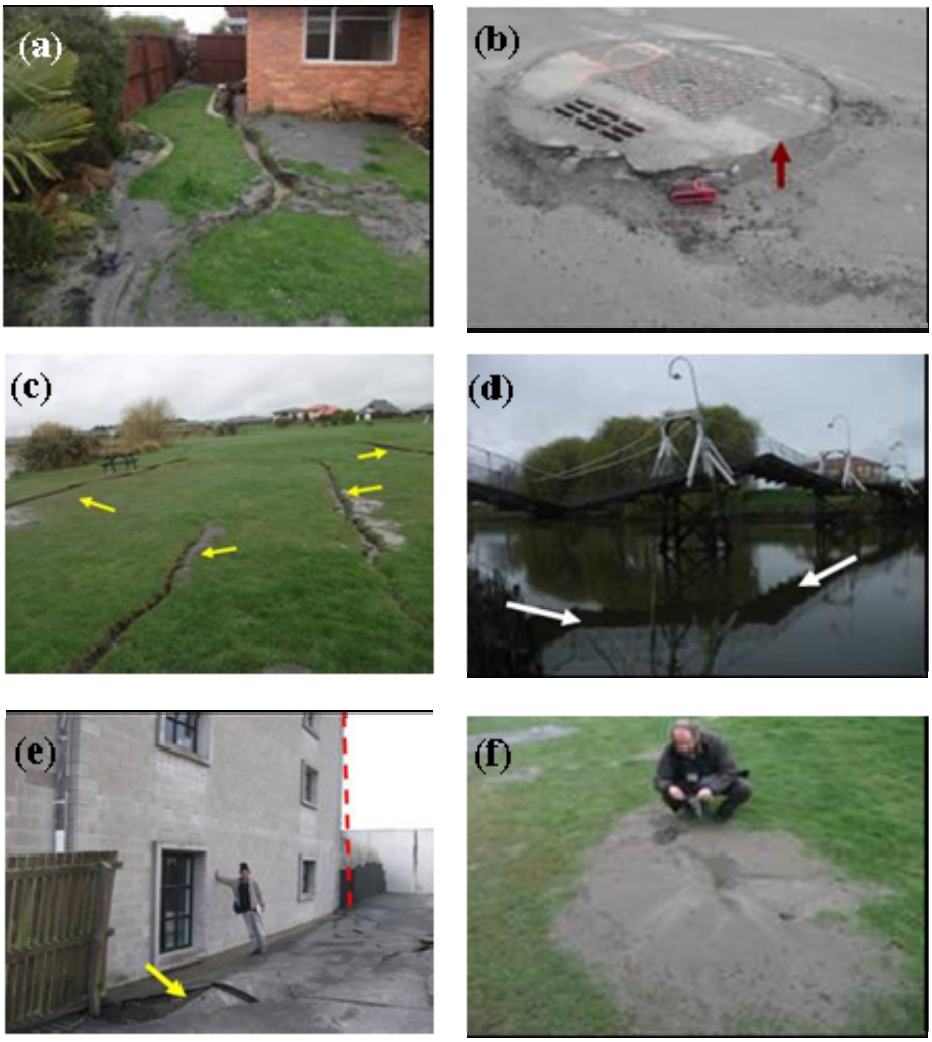


Figure 7. Ground liquefaction and lateral spreading, and their effects on buildings, lifelines and a bridge in Kaiapoi

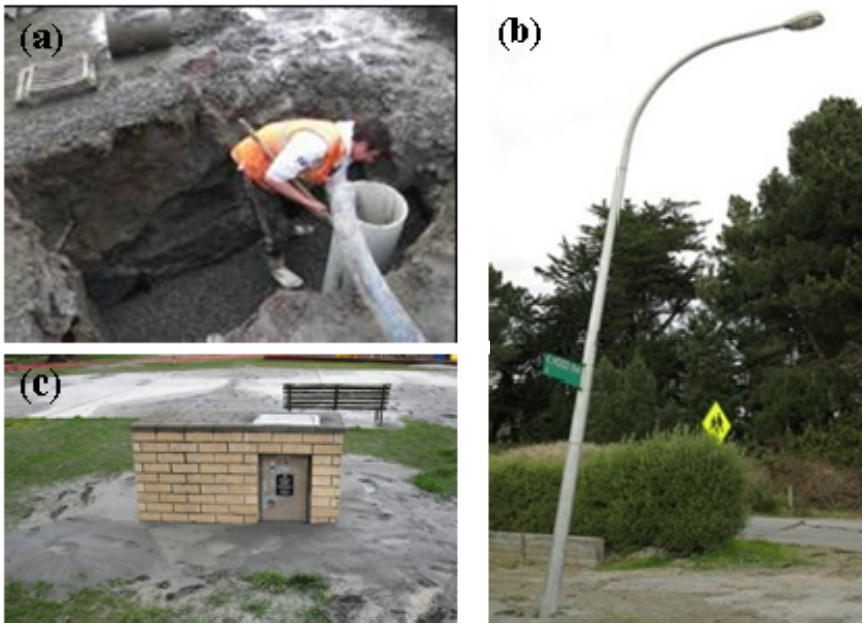


Figure 8. Ground liquefaction and its effects in Pines Beach

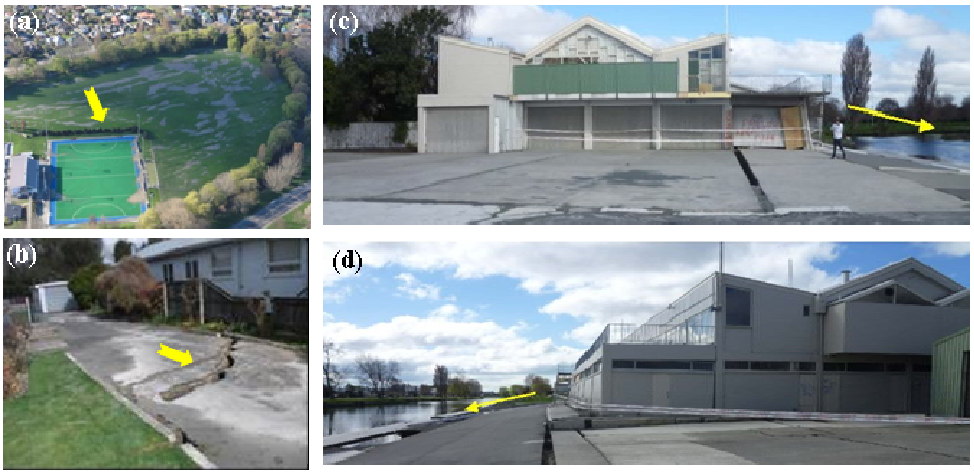


Figure 9. Ground liquefaction effects at (a) Porrit Park (b) a house, and (c-d) on Rowing Club in Dallington



Figure 10. Damaged bridge at New Brighton



Figure 11. Liquefaction induced damaged on structures in Bexley



Figure 12. Effects of ground liquefaction and a thick sand boil in New Brighton

EVALUATION OF GROUND LIQUEFACTION

As shown in Figure 13, the Christchurch City Council published a liquefaction risk map for Christchurch and its close vicinity (ECan, 2004). The observations by the authors during two reconnaissances clearly confirmed the ground liquefaction in the areas with high susceptibility of ground liquefaction. However, the degree of damage differed depending upon the topography, the thickness of liquefiable layers and the existence of free boundaries such as riverbanks. Severe liquefaction was observed along convex sides of the river while the degree of liquefaction was quite limited for concave riverbanks as often observed in past earthquakes (i.e. Aydan, 2009).

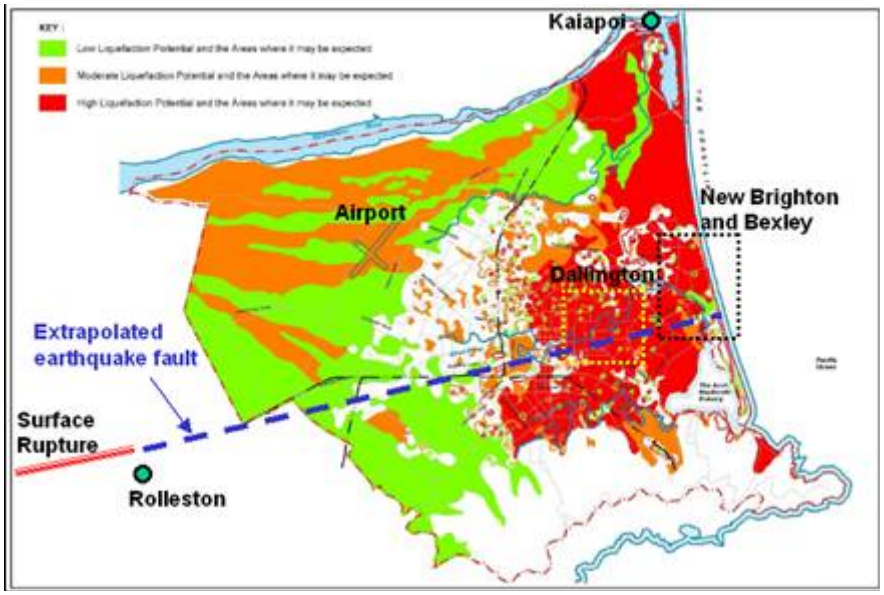
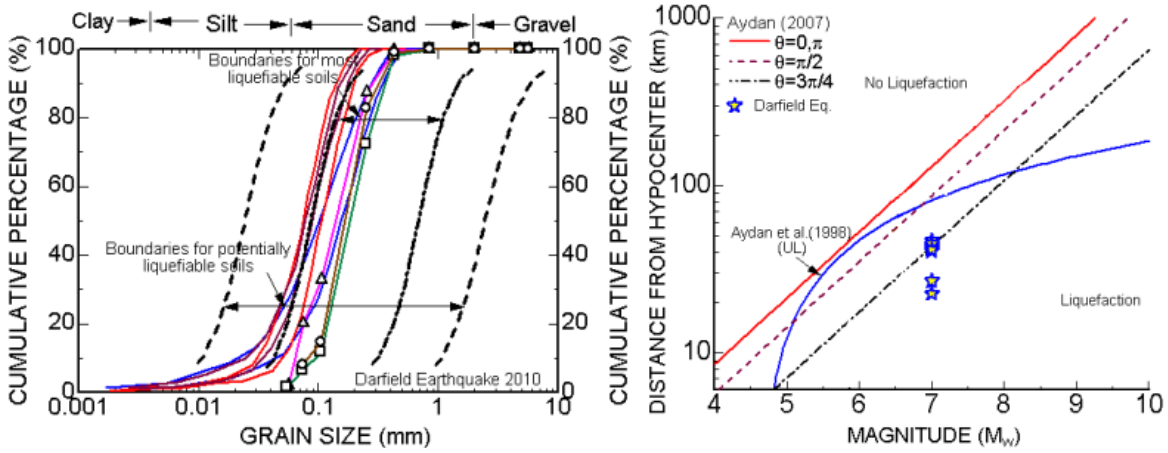


Figure 13. Liquefaction potential in Christchurch (modified from ECan, 2004)

There are different techniques to assess the liquefaction potential of grounds. The simple method is to utilize the grain-size distribution. Figure 14a shows the grain-size distribution of samples collected by the authors from sand volcanoes in Kaiapoi, Porrit Park and New Brighton (Figure 7f) with empirical bounds of liquefiable soils recommended by Port and Harbour Research Institute, Japan (1997). As noted from the figure, grain-size distributions fall within the easily liquefiable limits and the ejecta from sand boils were generally similar. They were non-plastic fine sand and silty sands with grey color.

The second approach is to utilize empirical relations between earthquake magnitude and liquefaction limit distance. Figure 14b shows the observational data with several empirical relations. The relation proposed by Aydan (2007) provides the best bounds for the maximum liquefaction distance limit and takes into account the faulting orientation.

Third empirical approach is to utilize SPT and CPT values of liquefiable soil (Seed and De Alba, 1986). Canterbury University used the Swedish Weight Sounding (SWS) technique to assess the ground conditions in major liquefied areas such as St. Paul Church in Dallington, Bexley and Kaiapoi (Cubrinovski, 2010). The half-turn SWS values are converted to SPT values using some empirical relations (Aydan, 2009) and liquefaction potential assessments were done according to three different techniques using the values shown for each site. Except the ones estimated from the method of Tokimatsu and Yoshimi (1983), the F/L values are very low and the computations imply that the areas were susceptible to heavy liquefaction (Figure 15). These computational results are also in accordance with the evaluations of the Christchurch City Council (ECan, 2004).



(a) Grain-size distribution (b) Magnitude and liquefaction distance relation

Figure 14. Liquefaction assessment by grain-size and magnitude-liquefaction distance methods

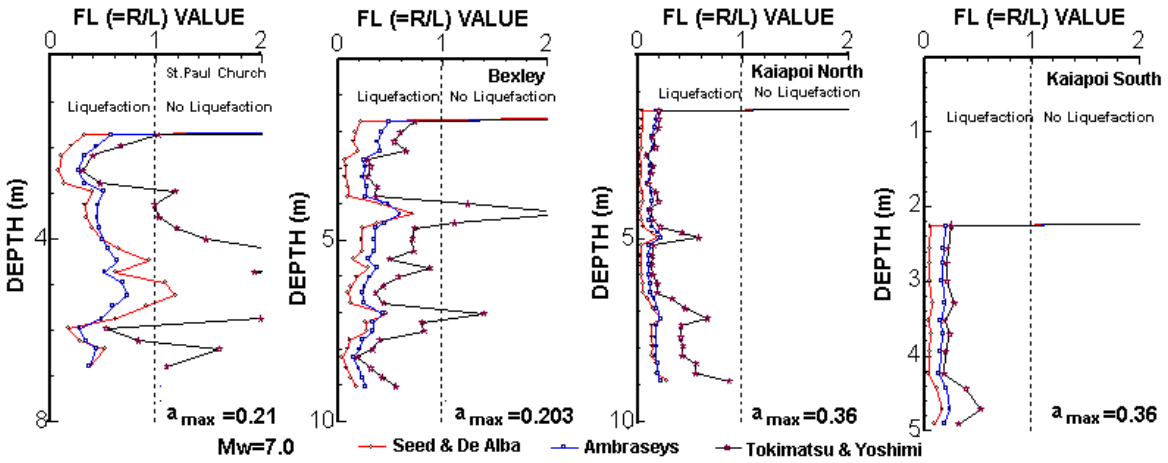


Figure 15. Comparison of various methods using borehole SPT values for liquefaction potential assessment according to methods of Seed and De Alba (1986), Ambraseys (1988) and Tokimatsu and Yoshimi (1983).

EVALUATION OF LATERAL SPREADING

There are basically three different techniques to estimate ground deformations induced by ground liquefaction, namely (a) empirical methods, (b) sliding body analysis, and (c) finite element method (see Aydan et al., 2008 for details). Empirical methods utilize the ground inclination and liquefiable ground layer thickness, earthquake magnitude and maximum strong motion parameters as the fundamental parameters, and magnitude of ground deformations are predicted through empirical relations based on regression analyses of data of past earthquakes. The methods based on the sliding body analysis are used to estimate the rigid body motion of liquefied layer through the consideration of input-waves and shear strength mobilized along the sliding plane with the consideration of static and dynamic pore pressures as well as the viscous resistance of liquefied soil (Aydan et al., 2008).

Figure 16 compares the estimation of lateral spreading observations with estimations using the empirical method proposed by Aydan et al. (2008). The horizontal axis is the maximum ground velocity near the site and vertical axis is the estimated or observed amplitude of lateral spreading. The results indicate that the thickness of liquefiable layers ranges between 4 and 8 m. The observations are close to that the line for 4-6 m thick liquefiable layer with a gradient of 2.5%.

Figure 17 shows the estimation of lateral spreading for Kaiapoi area using the acceleration records taken at Kaiapoi North School. The gradient and unit weight of ground were assumed to be the same as those used in the previous computation. The initial friction of the ground was assumed to be 30^o and it was reduced to 5^o after yielding on the basis of experimental data compiled by

Ishihara (1993). The computations were carried out for each horizontal component together with the consideration of the vertical component simulatenously. As seen from Figure 17, one can easily notice the estimation is very close to the observed lateral spreading at this site. The observed lateral spreading was obtained by summing up the crack width on the ground surface by the authors. Although this approach may yield slightly smaller amount of displacement, it is sufficient to provide a first quantitative approximation to the actual lateral spreading.

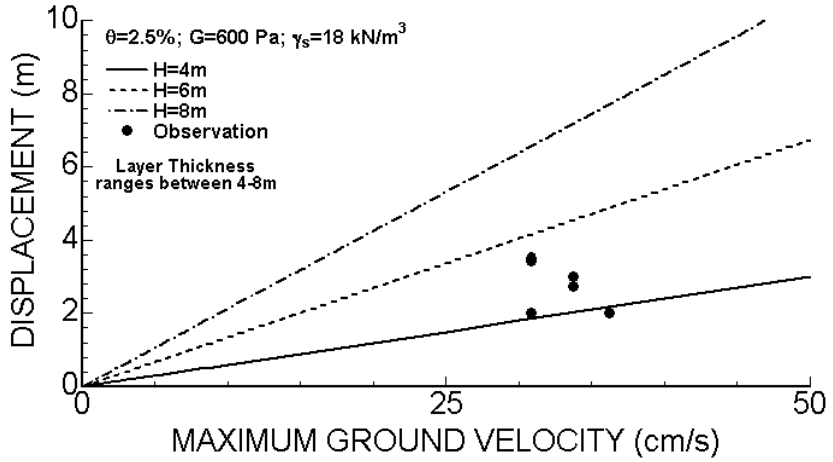


Figure 16. Comparison of the observed displacements with empirical estimations

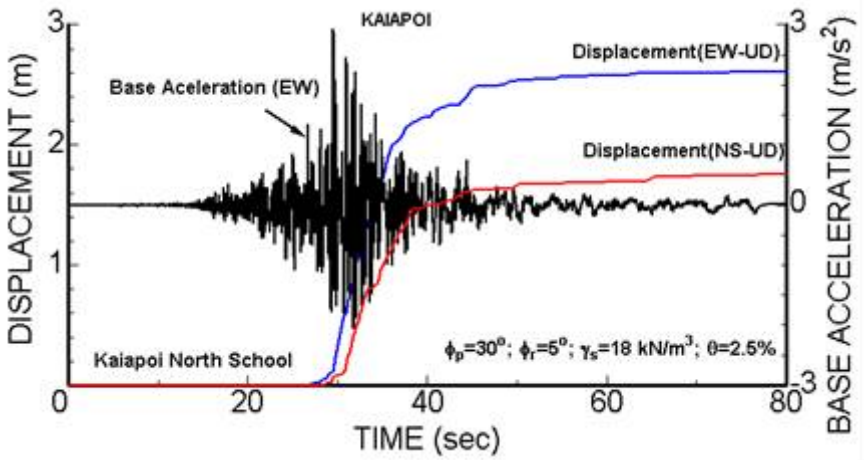


Figure 17. Computed displacement responses for two horizontal acceleration records

CONCLUSIONS

Extensive ground liquefaction caused heavy damage on the embedded lifeline system, which may take at least one year to restore in Kaiapoi area. As the buildings were light and timber-framed, the effect of lateral spreading did not cause the collapse of buildings.

The grain-size distribution of samples obtained from sand volcanoes in Kaiapoi, Porrit Park and New Brighton with empirical bounds of liquefiable soils. The observational data for liquefied area with several empirical relations. The relation proposed by Aydan (2007) provides the best bounds for the maximum liquefaction distance limit and takes into account the faulting orientation. Except Tokimatsu-Yoshimi method, the F/L values computed from three different techniques are very low and the computations imply that the areas were susceptible to heavy liquefaction. These computational results are also in accordance with the evaluations of the Christchurch City Council.

The comparison of the lateral spreading observations with estimations by an empirical relation proposed by Aydan et al. (2008) suggests that the thickness of liquefiable layers ranges between 4 to 8 m. The estimation of lateral spreading for Kaiapoi area using the acceleration records taken at Kaiapoi North School yielded similar results.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their heartfelt thanks to Dr. R. Beetham of GNS and M. Beetham of Civil Engineering Department of Canterbury University for the great help and guidance during the reconnaissance visit to the Christchurch and the encouragements by Prof. Dr. M. Hamada (Waseda University, Japan), and to Prof. Dr. M. Cubrinovski of Civil Engineering Department of Canterbury University for information on liquefaction sites and ground exploration data by SWS.

REFERENCES

Ambraseys NN (1988) "Engineering Seismology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17: 1-105.

Aydan Ö (2001) "Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus", *Jeoloji Mühendisliği*, 25 (1): 1 –17 (in Turkish).

Aydan Ö (2007) "The inference of seismic and strong motion characteristics of earthquakes from faults with a particular emphasis on Turkish earthquakes", *The 6th National Earthquake Engineering Conference of Turkey*, İstanbul, 563-574.

Aydan Ö (2009) "Characteristics of ground liquefaction and lateral spreading caused by great Off-Sumatra earthquakes". *Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, TC4 of ISSMGE*, 12 p (on CD).

Aydan Ö and Ulusay R (2010) A reconnaissance report on the Darfield (New Zealand) earthquake of September 4, 2010. JSCE Earthquake Disaster Investigation Committee, Tokyo, 44 pages.

Aydan Ö, Ulusay R, Kumsar H, Sönmez H and Tuncay E (1998) A site investigation of June 27, 1998 Adana-Ceyhan Earthquake, Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 006-03**.**

Aydan Ö, Ulusay R and Atak VO (2008) "Evaluation of ground deformations induced by the 1999 Kocaeli earthquake (Turkey) at selected sites on shorelines", *Environmental Geology*, 54: 165-182.

Brown LJ and Weeber JH (1992) Geology of the Christchurch Urban Area*,* Lower Hutt, Institute of Geological and Nuclear Sciences, New Zealand.

Cubrinovski M (2010) Swedish weight sounding exploration results in areas liquefied during the 2010 Darfield earthquake, Canterbury University (personal communication).

DeMets C, Gordon RG, Argus DF and Stein S (1994) "Effect of recent revisions to the geomagnetic time scale on estimates of current plate motion", *Geophysical Research Letters*, 21: 2191-2194.

ECan (2004) Environment Canterbury, http://ecan.govt.nz/publications/General/solid-facts-christchurch-liquefaction.pdf.

ERI-TU (2010) Darfield Earthquake South Island, NZ, 2010. http://outreach.eri.u-tokyo.ac.jp/

Forsyth P, Barrel D and Jongens R (2008) Geology of the Christchurch Area, GNS QMap 1:2500000 Geological Map 16.

Furlong KP and Kam PJJ (2009) "The lithospheric geodynamics of plate boundary transpression in New Zealand; Initiating and emplacing subduction along the Hikurangi margin, and the tectonic evolution of the Alpin Fault system", *Tectonophysics*, 474: 449-462.

HARVARD (2010) Source process. http://www.globalcmt.org/cgi-bin/globalcmt-cgi-bin/

GEONET (2010): 2010 Darfield earthquake damages Canterbury, http://www.geonet.org.nz/earthquake/

GNS (2010): 2010 Darfield (Canterbury) earthquake, http://www.gns.cri.nz/

Google Inc. (2010) http://www.google.com/earth/index.html

Ishihara K (1993) **"**Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, 43 (3): 351-415.

JSCE RT (2010) www.jsce-int.org

Pegasus Town (2010) No damage at Pegasus from earthquake, http://www.pegasustown.com/

Port and Harbour Research Institute, Japan (1997) Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land, Balkema, The Netherlands.

Seed HB and De Alba P (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands", *Proceedings of In Situ '86*, ASCE, 281-302.

Tokimatsu K and Yoshimi Y (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content", *Journal of Soil and Foundations*, 23 (4): 56-74.

Ulusay R, Tuncay E, Sonmez E and Gokceoglu C (2004) **"**An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey", *Engineering Geology*, 74: 265-291.

USGS (2010) http://earthquake.usgs.gov/

Wikipedia (2010) http://simple.wikipedia.org/wiki/File:NZ_faults.png

SIVILAŞMA TETİKLENME ANALİZLERİNDE DÜŞEY EFEKTİF GERİLMENİN ETKİSİ

EFFECT OF VERTICAL EFFECTIVE STRESS ON LIQUEFACTION TRIGGERING ANALYSES

H. Tolga BİLGE[1] ve K. Önder ÇETİN[2]

ÖZET

Düşey efektif gerilme artışının statik veya dinamik zemin mukavemetini artırırken, dinamik kayma mukavemet oranını (CRR) düşürdüğü 30 yılı aşkın bir süredir bilinmektedir. Seed (1983), öncü çalışmasında bu gözlem üzerine -K_σ olarak anılan- bir düzeltme faktörü önermiş ve bu düzeltme suya doygun kumlardaki sıvılaşma tetiklenmesinin değerlendirilmesi için arazi davranışı ile "indeks" test parametrelerine dayalı geliştirilen görgül (ampirik) bağıntıların değişmez parçalarından biri olmuştur. Konunun önemine dayanarak, o dönemden günümüze pek çok araştırmacı bu konu üzerine eğilmiştir; fakat sıklıkla kullanılan mevcut çalışmalar arasında (örneğin, Youd vd., 2001; Boulanger, 2003, gibi) nicelik olarak bir uzlaşma olmadığı hatta önerilen düzeltme katsayıları arasında yer yer 2 katın üzerinde farklar olduğu görülmekte, bu durum haklı bazı soru işaretlerini doğurmaktadır. Bu çalışmada, bu çelişkileri ortadan kaldıracak yeni K_σ düzeltme faktörlerinin geliştirilmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, detaylı bir laboratuvar programı takip edilmiş, değişik kaynaklı temiz kumlar üzerinde tekrarlı basit kesme deneyleri yapılmış ve benzer veriler literatürden derlenerek kapsamlı bir veri tabanı oluşturulmuştur. Mevcut veri, olasılıksal yöntemlerle değerlendirilerek, problemin doğasındaki belirsizlikleri de göz önünde bulunduran yeni K_σ düzeltme faktörleri geliştirilmiş ve elde edilen bu ilişkiler hem abak hem de denklem çözümleri ile sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Deneysel çalışmalar, Kum

ABSTRACT

For more than 30 years, it is known that increase in vertical effective stresses results in a increase in static or dynamic soil strength but a decrease in cyclic resistance ratio (CRR). Based on this observation, in his pioneer study Seed (1983) proposed a correction factor -often referred as K_σ- which has later become an indispensable component of liquefaction triggering assessments of saturated sandy soils that are developed based on field response and index test parameters. Owing to the significance of this issue, various researchers have focused on this problem. However, a quantitative agreement does not exist between the often used studies (such as, Youd et al., 2001, Boulanger, 2003, etc.). Moreover, difference between existing models may exceed a factor of 2 which arise some righteous questions. In this study, it is aimed to develop new K_σ correction factors to eliminate these contradictions. For this purpose, laboratory tests has been performed on saturated clean sands from different origins and similar data has been studied from literature to compile a comprehensive database. Existing data has been assessed by probabilistic methods and new sets of K_σ correction factors incorporating the uncertainties associated with the problem have been developed. Proposed models are presented in both close-form and graphical solutions.
Keywords: Liquefaction, Experimental studies, Sand

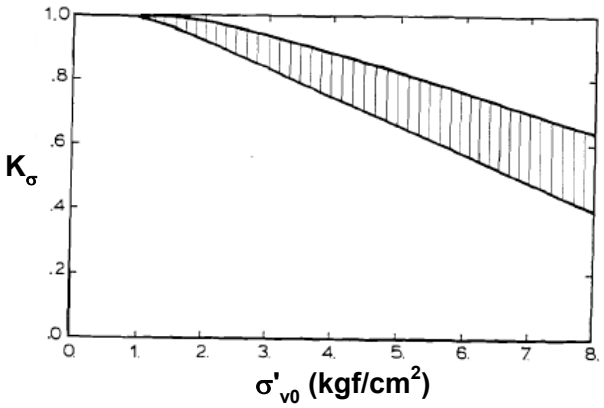
[1] Dr., Kara Harp Okulu, İnşaat Ana Bilim Dalı, Ankara, htbilge@gmail.com
[2] Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, onder@ce.metu.edu.tr

GİRİŞ

1960'lı yılların ikinci yarısında yapılan öncü deneysel çalışmalardan (Lee ve Seed, 1967) beri, artan efektif konsolidasyon gerilmelerinin (σ'_{v0}) tekrarlı kayma mukavemetini artırdığı bilinmektedir. Castro ve Poulos (1977) ise konuya tekrarlı mukavemet oranı (CRR) cinsinden yaklaşmış ve farklı menşeili kumlar üzerinde yapılan deneyler ışığında, artan σ'_{v0} değerine bağlı olarak, CRR değerinin düştüğünü göstermiştir. Efektif gerilmeye bağlı-doğrusal olmayan zemin davranışının tekrarlı yükleme problemlerine uzantısı olarak değerlendirilebilecek olan bu gözlem, özellikle baraj ve dolgu yapıları altındaki, oldukça yüksek efektif gerilmelere maruz kalan, zeminlerin sıvılaşma tetiklenme potansiyellerinin değerlendirilmesi bakımından önem taşımaktadır. Bu alandaki öncü çalışmasında Seed (1983), σ'_{v0}'nın etkisini Denklem 1'de tariflenen K_σ düzeltme faktörü ile modellemiştir.

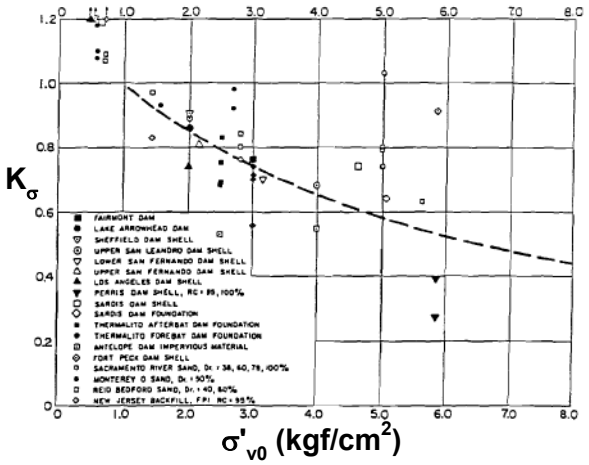
$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_{v0}}}{CRR_{\sigma'_{v0}=100\ kPa}} \tag{1}$$

Burada $CRR_{\sigma'_{v0}=100\,kPa}$ ve $CRR_{\sigma'_{v0}}$ sırasıyla, referans gerilme değeri olan 100 kPa ve seçilen σ'_{v0} değerlerine karşılık gelen tekrarlı muvakemet oranlarını göstermektedir. Seed (1983), o günkü mevcut deneysel veri ışığında K_σ değerinin tahminine ilişkin Şekil 1'de sunulan abak çözümünü geliştirmiştir. Kullanılan deney verisi gösterilmeden sunulan bu çözüm, K_σ değerinin tahminine yönelik olarak sadecec bir aralık sunabilmektedir.



Şekil 1. Seed (1983) tarafından verilen K_σ - σ'_{v0} ilişkisi

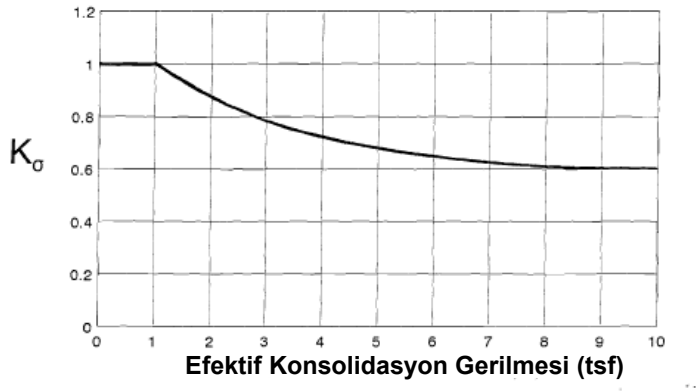
Bu konu, önemine dayanarak, ilerleyen yıllarda başka araştırmacıların da dikkatini çekmiştir. Harder (1988), Seed'in (1983) takip ettiğine benzer bir yol izlemiş, kum ve çakıllar üzerinde yapılan deneyleri içeren bir veri tabanı kullanarak yeni bir K_σ ilişkisi önermiştir. Daha sonra bu çalışmada kullanılan veri tabanı "örselenmemiş" silt-kum karışımları üzerinde yapılan deney sonuçları da eklenerek, Seed ve Harder (1990) tarafından zenginleştirilmiş ve yeni bir ilişki daha sunulmuştur (Şekil 2). Veri tabanındaki bariz saçılmanın, farklı kaynaklardan derlenen ve daha önemlisi farklı zemin tiplerine ait verinin birlikte sunulmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Tek bir eğriyle sunulan K_σ düzeltmesinin gereğinden fazla mühendislik muhakemesi içermesi ve taraflı olması, bu çalışmaya getirilebilecek en temel eleştiridir.



Şekil 2. Seed ve Harder (1990) tarafından verilen K_σ - σ'_{v0} ilişkisi

Bir başka deneysel çalışma neticesinde, Vaid ve Thomas (1995) bağıl sıkılığında (D_R), K_σ üzerinde etkisi olan bir parametre olduğunu göstermiştir. Bu araştırmaya göre, kum örnekleri en gevşek durumlarında, σ'_{v0} 'dan bağımsız bir davranış göstermektedir.

Harder ve Boulanger (1997), konu üzerine yapılan geçmiş araştırmaları gözden geçirdikleri çalışmalarının neticesinde Şekil 3'te verilen ilişkiyi, NCEER çalışma grubunun önerisi olarak sunmuştur. Yazarlar, D_R 'ın K_σ üzerindeki etkisinin, artan D_R değeriyle beraber mertebe olarak azalacak sıvılaşma sebepli deformasyonlarla dengeleneceğini dile getirerek dolaylı yoldan performans esaslı tasarım yöntemlerini öne çıkarmışlardır. Fakat bu düzeltme faktörünün birlikte kullanılacağı sıvılaşma tetiklenme bağıntıları bu tür analizlere uygun olmadığı için, D_R 'ın bilinen etkisinin bilinçli olarak gözardı edildiği bu çalışmanın sonuçlarının kullanımı uygun olmayacaktır.



Şekil 3. Harder ve Boulanger (1997) tarafından verilen K_σ - σ'_{v0} ilişkisi

Hynes ve Olsen (1999), Olsen'in (1984) deneysel çalışması üzerine, K_σ tahmini için Denklem 2'de verilen bağıntıyı sunmuşlardır.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \tag{2}$$

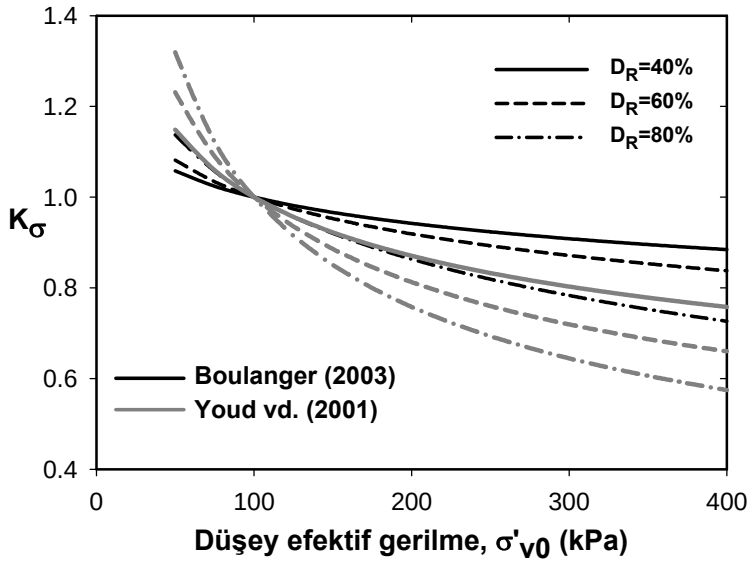
Bu ifadede, P_a , σ'_{v0} 'ın birimi cinsiden atmosferik basıncı ve f ise D_R 'ın artışına bağlı olarak azalan bir parametreyi temsil etmektedir. Yazarlar, sayısal olarak tarif etmedikleri f 'in değerinin, gevşek, orta-sıkı ve sıkı kumlar için sırasıyla 0.8, 0.7 ve 0.6 olacağını belirtmişlerdir. Bu bağıntı, sıvılaşma mühendisliği konusundaki en temel derleme yayınlardan biri olarak kabul edilen

ve 1996/1998 NCEER çalışma grubu çıkarımlarını içeren çalışmada, Youd vd. (2001) tarafından benimsenen yöntem olmuştur. Bu bağıntı, her ne kadar önceki benzerlerinden bir adım öne çıkmış gibi görünse de, sıkılık- f ilişkisi sayısal olarak verilmediği için pratik kullanımı oldukça sınırlı olan bir çalışmadır.

Çok daha yakın zamanda, Boulanger (2003), kritik durum zemin mekaniği teorisine bağlı olarak geliştirdiği ve Denklem 3'te verilen yeni bir model sunmuştur.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \quad \text{ve} \quad C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 \cdot D_R} \leq 0.3 \tag{3}$$

Tamamı denklemlerle ifade edildiği için pratik kullanım değeri yüksek olan bu çalışmaya getirilebilecek en temel eleştiri, kullanılan deneysel veri hakkında bilgi verilmemesidir. Şekil 4, farklı D_R değerleri için Youd vd. (2001) ve Boulanger (2003) tarafından önerilen K_σ eğrilerini karşılaştırmalı olarak sunmaktadır.



Şekil 4. Youd vd. (2001) ve Boulanger (2003) tarafından verilen K_σ - σ'_{v0} ilişkisi

Görüldüğü üzere, günümüzde pek çok araştırmacının dikkatini çeken bu konuda nicelik anlamında bir uzlaşma yoktur, hatta önerilen düzeltme katsayıları arasında yer yer 2 katın üzerinde farklılıklar vardır. Bu çalışmada, bu çelişkileri ortadan kaldıracak olasılıksal tabanlı yeni bir K_σ modeli geliştirilmesi hedeflenmiş, bu amaçla detayları ilerleyen kısımlarda verilecek detaylı bir veritabanı kullanılmıştır.

DENEY PROGRAMI VE VERİ TABANI DERLENMESİ ÇALIŞMALARI

Yarı-görgül ya da görgül model geliştirme, doğrulama veya kalibrasyon amaçlı çalışmalar öncelikle yüksek nitelikli veri tabanı derlenmesini gerekmektedir. Bu amaçla, temel problem parametrelerini (CSR, σ'_{v0}, D_R ve seçilen yenilme kriterine ulaşmak için gerekli çevrim sayısı (N)) içeren bir veritabanı oluşturulmuştur. Bu amaçla, çalışma kapsamında suya doygun temiz kum numuneler üzerinde yapılan tekrarlı basit kesme deneylerine ek olarak, literatürdeki de iyi raporlanmış, yüksek kalitedeki benzer deney sonuçları kullanılmıştır. Kullanılan verinin genel bir özeti Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Çalışmada Kullanılan Veri Kaynaklarının Genel Özeti

Veri Kaynağı	Kum Tipi	Numune Hazırlama Yöntemi	Veri Sayısı
Boulanger vd. (1991)	Sacramento Irmak	Nemli tokmaklama	26
Wu vd. (2003)	Monterey	Islak yağmurlama	58
Bu çalışma	Nevada	Islak yağmurlama	50
	Monterey		
	Morro Körfezi		
		Toplam	134

Kullanılan 134 verinin 26'sı, Boulanger vd. (1991) veri tabanından derlenmiştir. Bu çalışmada, nemli tokmaklama yöntemi ile hazırlanan Sacramento Irmak kumu üzerinde gerilme kontrollü basit kesme deneyleri yapılmıştır. Numuneler, 207 kPa düşey efektif gerilmeye K_0 koşulunda konsolide edilmiştir ve tekrarlı yükleme frekansı 0.2 Hz olarak seçilmiştir. Bir diğer veri kaynağı olarak kullanılan Wu vd. (2003) çalışmasında ise, ıslak yağmurlama tekniğiyle hazırlanan Monterey kumu üzerinde benzer basit kesme deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmada, numuneler 40, 80 veya 180 kPa düşey efektif gerilmeye K_0 durumunda konsolide edilmiş, yükleme hızı ise 0.1 Hz olarak seçilmiştir. Çalışma kapsamında yapılan basit kesme deneylerinde ise ıslak yağmurlama yöntemi ile hazırlanan, 3 farklı kum kullanılmıştır. Numuneler, 40 ile 400 kPa arasında değişen düşey efektif gerilmelere K_0 durumunda konsolide edilmiş ve yükleme frekansı 1 Hz olarak seçilmiştir.

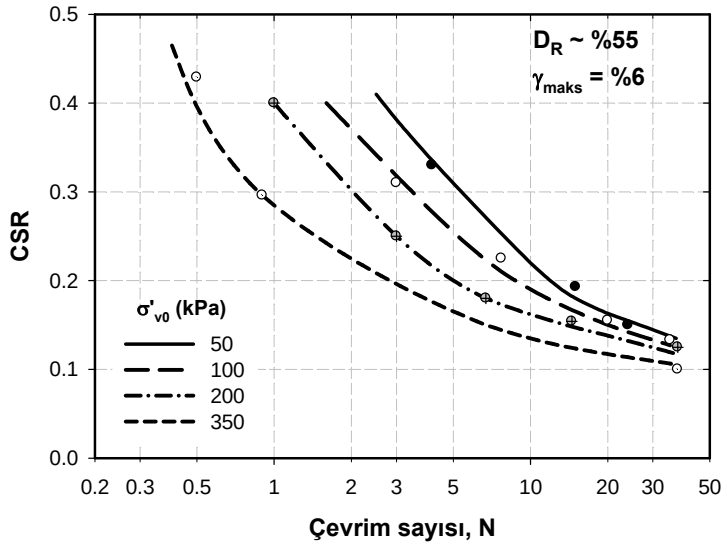
Derlenen veri tabanında sadece, deprem sırasında arazi koşullarını -doğruya en yakın şekilde modellediği düşünülen- basit kesme deney sonuçları kullanılmıştır. Veri tabanı farklı laboratuvarlarda, farklı menşeili kumlar üzerinde yapılmış deney sonuçlarını içermekte, böylece geçmiş örneklere kıyasla belirgin bir veri çeşitliliği sağlamaktadır. Kullanılan verinin niceliği ve niteliği, sunulan çalışmanın belirleyici farklarından biridir.

ÖNERİLEN YÖNTEM

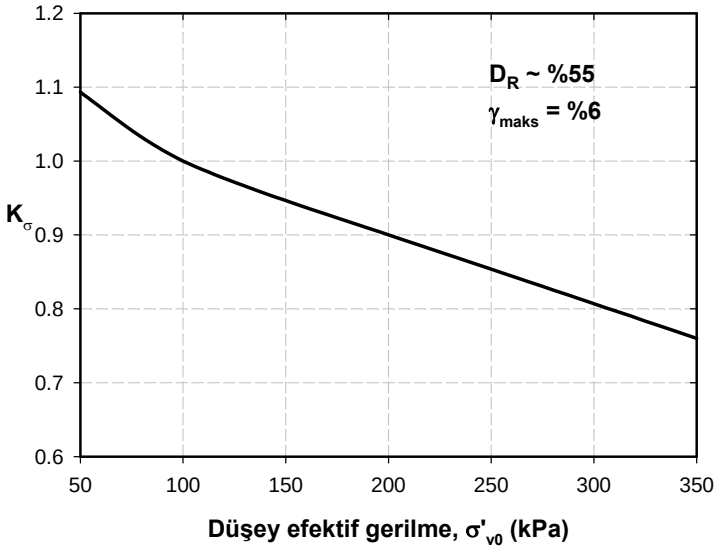
Düşey efektif gerilmenin sıvılaşma tetiklenmesine etkisinin incelendiği deneysel çalışmalarda izlenen rutin yöntemin adımları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Seçilen yenilme kriterine göre, farklı σ'_{v0} ve D_R değerleri için, CSR - N ilişkilerinin belirlenmesi ilk adımdır. Yaklaşık %55 bağıl yoğunlukta, farklı efektif gerilmelere konsolide edilmiş suya doygun temiz kum numuneler üzerinde yapılan deneylerden elde edilen ve γ_{maks}=%6 yenilme kriterine göre hazırlanan CSR - N eğrileri Şekil 5'te örnek olması için sunulmuştur. Mevcut veri kullanılarak, farklı σ'_{v0} ve D_R sepetleri ve iki farklı yenilme kriteri için (γ_{maks}=%6 ve r_u=0.90) CSR - N ilişkileri geliştirilmiştir.
- Bir sonraki adım, referans çevrim sayısı için (literatürde genellikle 15 veya 20 çevrim bu amaç için kullanılır), σ'_{v0}=100 kPa eğrisi baz alınarak ve Denklem 1'e göre K_σ değerlerinin hesaplanmasıdır. Bu çalışmada 20 çevrim sayısı referans değer olarak kabul edilmiştir. Yine örnek olması bakımından, Şekil 5'te sunulan veri kullanılarak elde edilen K_σ eğrisi Şekil 6'da sunulmuştur.

Farklı σ'_{v0} ve D_R değerleri ve yenilme kriteleri için, K_σ değerleri yukarıda tariflendiği şekilde elde edildikten sonra, bu veri olasılıksal yöntemlerle değerlendirilmiştir. Bu çeşit bir değerlendirmenin, hem modelin kullanım kolaylığını sağlayacak bir denklem üretmesi hem de problemin doğasında bulunan belirsizlikleri hesaba katıyor olması sebebiyle önemli avantajlara sahip olduğu düşünülmektedir.



Şekil 5. D_R =55% ve γ_{maks} =%6 yenilme kriteri için elde edilen CSR - N ilişkileri



Şekil 6. Şekil 5'te sunulan durum için geliştirilen K_σ ilişkisi

Olasılıksal bir yöntemin geliştirilmesi sırasında ilk adım, problemle ilgili gerekli parametreleri içeren sınır durum ifadesinin seçilmesidir. Sınır durum ifadesi genel olarak **g = g(x,Θ)** fonksiyonuyla ifade edilmektedir. Burada (**x**) tanımlayıcı parametreleri, **Θ** ise bilinmeyen model katsayılarını göstermektedir. Veri tabanındaki genel trendler, davranışı etkilediği bilinen parametreler ve geçmiş çalışmalardan esinlenerek, iki farklı sınır durum fonksiyonu geliştirilmiştir. Denklem 4 ve 5'te tariflenen ve bundan sonra sırasıyla Model 1 ve 2 olarak anılacak olan modeller, sırasıyla Youd vd. (2001) ve Boulanger (2003) çalışmalarından faydalanılarak elde edilmiştir.

$$\ln(K_\sigma) = \ln\left[\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{-\theta_1 \cdot D_R}\right] \pm \varepsilon_{K_\sigma} \tag{4}$$

$$\ln(K_\sigma) = \ln\left[1 - \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \cdot \frac{\theta_1}{1 - \theta_2 \cdot D_R / 100}\right] \pm \varepsilon_{K_\sigma} \tag{5}$$

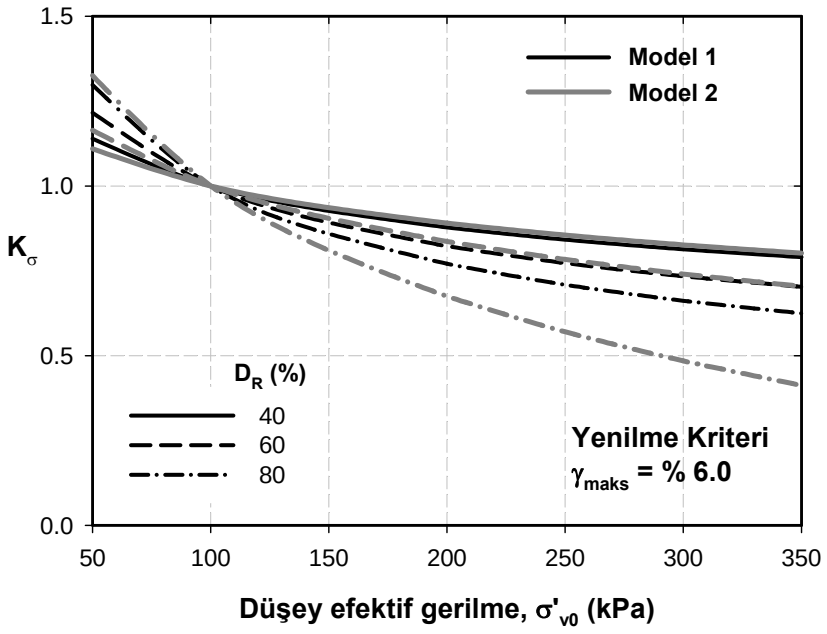
Önerilen modeller, etkisi olduğu halde fonksiyonda yer almayan tanımlayıcı parametrelerin varlığı ve seçilen matematiksel ifadenin ideal yapıda olmamasının K_σ değeri üzerine etkisini göz önünde bulundurmak adına model düzeltme terimlerini (ε) içermektedir. ε 'nun ortalamasının sıfır olduğunu ve normal dağılım gösterdiğini varsaymak tarafsız bir model elde etmek adına makul ve uygun olacaktır (bir başka değişle model ortamala olarak her zaman doğru tahminler üretecektir). Düzeltme terimi, ε 'nun standart sapması σ_ε ile gösterilmiştir ve bilinmeyen bu değerin tahmin edilmesi gerekmektedir. Bu durumda modelin içerdiği bilinmeyen katsayılar $\Theta = (\boldsymbol{\theta}, \sigma_\varepsilon)$ şeklinde gösterilebilir. Bu katsayıların tahmini için maksimum olabilirlik yöntemi kullanılmış ve bu analiz sonucu elde edilen değerler Tablo 2'de sunulmuştur. Kullanılan olasılıksal yöntemin detayları, yazarların önceki çalışmalarında (Çetin vd., 2009 gibi) farklı modeller için tartışıldığı için burada, sayfa kısıtlamaları da, dikkate alınarak tekrarlanmayacaktır.

Tablo 2. Maksimum Olabilirlik Analizi Sonuçları

Model	Yenilme Kriteri	θ_1	θ_2	σ_ε	$\Sigma_{olabilirlik}$
1	γ_{maks} =%6	0.0047	-	0.044	20.56
	r_u =0.90	0.0042	-	0.046	20.47
2	γ_{maks} =%6	0.095	0.997	0.057	17.36
	r_u =0.90	0.090	0.993	0.059	17.15

Tablo 2'de, karşılaştırma yapılmasına olanak tanıması açısından model düzeltme terimleri ve maksimum olabilirlik değerleri de model katsayıları ile beraber sunulmuştur. Yüksek olabilirlik değeri ve düşük standart sapmanın daha başarılı bir modeli işaret ettiğine dikkat edilmelidir. Bu açıdan bakıldığında, Model 1'in K_σ düzeltme faktörünü daha şekilde modellediği düşünülebilir. Tablo 2 aynı zamanda, γ_{maks} =%6 yenilme kriterine göre önerilen modelin daha başarılı olduğuna da işaret etmektedir; fakat buradaki fark önemsenmeyecek kadar küçük mertebelerdedir ve bu sebeple, yenilme kriteri açısından karşılaştırma yapmak çok doğru olmayacaktır.

Şekil 7'de γ_{maks} =%6 yenilme kriterine göre, önerilen modellerin verdiği K_σ eğrileri farklı bağıl yoğunluk değerleri için gösterilmiştir. Görüldüğü üzere, artan bağıl yoğunluğa bağlı olarak, model tahminleri önemli ölçüde farklılık göstermektedir.



Şekil 7. Önerilen K_σ ilişkileri

SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Çalışma kapsamında, düşey efektif gerilmenin sıvılaşma tetiklenmesine etkisini değerlendirmeye yönelik olasılıksal tabanlı bir yöntem geliştirilmiştir. Bu amaçla, yapılan basit kesme deneylerine ek olarak, literatürden iyi raporlanmış benzer deney sonuçları derlenmiş ve sonuçta oldukça kapsamlı bir veri tabanı oluşturulmuştur. Geçmiş çalışmalardan ve deneysel gözlemlerden esinlenerek, 2 farklı matematiksel model üzerinde çalışılmış ve deneysel veri ışığında, problemi daha doğru ve hassas şekilde modelleyen bağıntı belirlenmiştir. Kullanımı K_σ bağıntıları, iki farklı yenilme kriteri için Denklem 6 ve 7 ile verilmiştir.

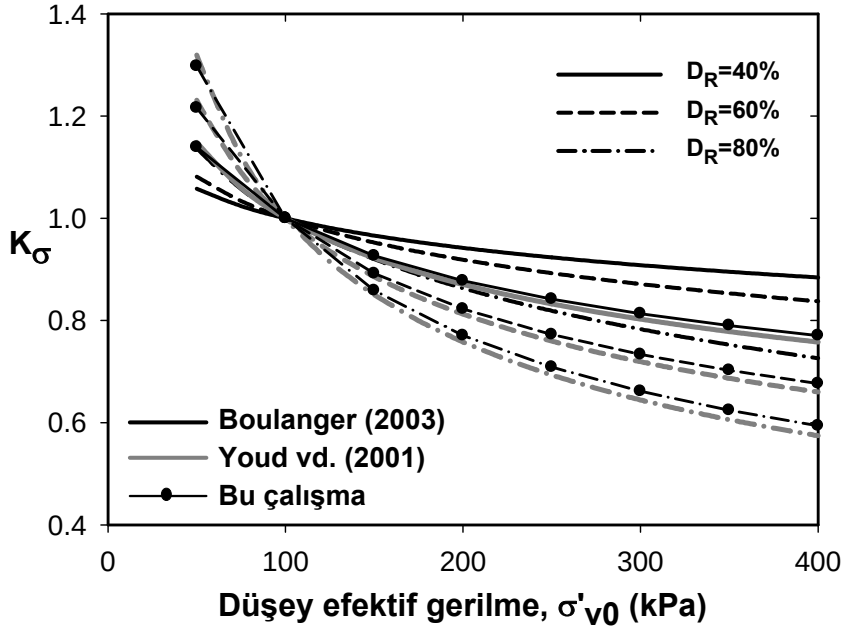
$$\gamma_{maks}=\%6 \text{ kriterine göre } \ln(K_\sigma)=\ln\left[\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{-0.0047\cdot D_R}\right]\pm 0.044 \quad (6)$$

$$r_u=0.90 \text{ kriterine göre } \ln(K_\sigma)=\ln\left[\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{-0.0042\cdot D_R}\right]\pm 0.046 \quad (7)$$

Denklem 7 ile verilen K_σ bağıntısı, göreceli olarak yakın zamanda sunulan ve sıklıkla atıfta bulunulan Youd vd. (2001) ve Boulanger (2003) çalışmalarıyla karşılaştırmalı olarak Şekil 8'de sunulmuştur. Kullanımı önerilen K_σ eğrilerinin, Youd vd. tarafından verilen eğrilerle değer olarak yakın ve şekil olarak çok uyumlu oldukları görülmektedir. Her iki çalışmanın da, Hynes ve Olsen (1999) tarafından verilen matematiksel ifade üzerine geliştirilmiş olmasından dolayı bu benzerlik şaşırtıcı değildir. Önerilen yöntemin esas avantajı ise, ne Hynes ve Olsen (1999) ne de Youd vd. (2001) tarafından sayısal olarak ifade edilmemiş f terimini, deneysel veriler ışığında tanımlamış olmasıdır. Bu tanımlama, önerilen çalışmanın pratik değerini önemli ölçüde artırmıştır. Boulanger (2003) çalışmasının ise önerilen K_σ eğrilerine kıyasla; düşey efektif gerilmenin 100 kPa'dan küçük olduğu bölgede daha düşük, 100 kPa'dan büyük olduğu bölgede ise daha yüksek tahminler ürettiği gözlenmiştir. Burada hangi modelin daha doğru olabileceğine ilişkin fikir yürütmek ise, Boulanger (2003)'ün kullandığı veri seti hakkında bir bilgi sunmamış ve sıvılaşma kriterini açıkça belirtmemiş olması sebepleriyle doğru olmayacaktır. Fakat bu eksikler, Boulanger (2003) çalışmasının kullanımına ilişkin soru işaretleri doğurmaktadır.

Denklem 6 ve 7 ile farklı yenilme kriterleri için verilen K_σ bağıntılarının, geçmiş yıllarda verilen benzerlerine kıyasla aşağıda sıralanan nedenlerle daha üstün olduğu düşünülmektedir:

- Kullanılan veri nitelik ve nicelik olarak oldukça kapsamlıdır. Derlenen veri tabanı, farklı laboratuvarlarda, farklı orijinli temiz kum örnekleri üzerinde yapılmış, deprem sırasındaki gerilme koşullarını en iyi şekilde modelleyen basit kesme deney sonuçlarını içermektedir.
- Geliştirilen model abak çözümün yanı sıra pratik kullanıma olanak tanıyan denklem çözümlerle de ifade edilmiştir.
- Muhtemelen en önemlisi, problemin doğasındaki belirsizlikler dikkate alınmıştır. Bu yüzden önerilen bağıntılar, günümüzde sıklıkla kullanılan olasılık tabanlı sismik zemin sıvılaşması tetiklenme analizlerine adapte edilebilir niteliktedir.



Şekil 8. Önerilen K_σ bağıntısının mevcut çalışmalarla karşılaştırılması

KAYNAKLAR

Boulanger RW, Seed RB, Chan CK, Seed HB, Sousa J (1991) "Liquefaction behavior of saturated sands under uni-directional and bi-directional monotonic and cyclic simple shear loading" *Geotechnical Report No. UCB/GT/91-08*, University of California, Berkeley, California.

Boulanger RW (2003) "High overburden stress effects in liquefaction analyses" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(12), 1071-1082.

Castro G, Poulos SJ (1977) "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility" *Journal of Geotechnical Engineering Division,* ASCE, 103(6), 501-516.

Cetin KO, Bilge HT, Wu J, Kammerer AM, Seed RB (2009) "Probabilistic models for cyclic straining of saturated clean sands" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135(3), 371-386.

Harder LF Jr (1988) "Use of penetration tests to determine the cyclic load resistance of gravelly soils" Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley.

Harder LF Jr, Boulanger RW (1997) "Application of K_σ and K_α Correction Factors" *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 195-218.

Hynes ME, Olsen RS (1999) "Influence of confining stress on liquefaction" *Physics and Mechanics of Soil Liquefaction,* Balkema, Rotterdam, 145-151.

Lee KL, Seed HB (1967) "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand" *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,* ASCE, 93(1), 47-70.

Olsen RS (1984) "Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)" *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California.

Seed HB (1983) "Earthquake-resistant design of earth dams" *Proc. of Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns,* ASCE, Philadelphia, Pennsylvania.

Seed RB, Harder LF Jr (1990) "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual shear strength" *Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium.*

Vaid YP, Thomas, J (1995) "Liquefaction and post-liquefaction behaviour of sand" *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, 121(2), 163-173.

Youd TL, Idriss IM, Andrus, RD, Arango I, Castro G, Christian JT, Dobry R, Finn WDL, Harder LF Jr, Hynes ME, Ishihara K, Koester JP, Liao SC, Marcuson WF, Martin GR, Mitchell JK, Moriwaki Y,

Power MS, Robertson PK, Seed RB, Stokoe KH (2001) "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10), 817-833.

Wu J, Seed RB, Pestana JM (2003) "Liquefaction triggering and post liquefaction deformations of Monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear loading." *Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GE-2003/01*, University of California, Berkeley, California.

DEPREM ETKİSİNDEKİ ALUVİYAL ZEMİNLERDE TEMEL SİSTEMİ SEÇENEKLERİ

ALTERNATIVE FOUNDATION SYSTEMS FOR ALLUVIAL SOILS SUBJECTED TO EARTHQUAKES

Sedat SERT[1] ve Akın ÖNALP[2]

ÖZET

Yükseklikleri 150 m'yi aşan binaların sayısının son yıllarda büyük oranda artarak üç binlere yaklaştığı günümüzde, Adapazarı'nda kat sayısının teknik olmayan nedenlerle iki ile sınırlandırılması ilginç bir örnek oluşturmaktadır. 1999 depremlerinin oluşturduğu ağır psikolojik travma Adapazarı'nda idari makamları acele böyle bir karar almaya zorlamış ve yeni yerleşimlerin şehir merkezi dışında sağlam diye nitelendirilen bölgelerde yapılması amaçlanmıştır. Geçen yıllar, yerleşimin tamamen zemin problemi olmayan bölgelere yönlendirilmesinin mümkün olmadığını, insanların yıllardır yaşadıkları yerleri terk etmek istemediklerini, gidenlerin geri döndüklerini ve şehir merkezinde yeni yapılaşmanın kısıtlanan kat sayısına rağmen ekonomik olmayan çözümlerle devam ettiğini göstermiştir. Ek olarak, yeni yerleşim bölgelerinde de geoteknik mühendisliği esaslarına dikkat etmeden yapılan hatalı imalatların hala devam etmesi sorunun sadece zeminin kötü olmasından kaynaklanmadığını ortaya koymaktadır. Sakarya Üniversitesi'nde depremleri izleyerek geliştirilen veritabanı ile özellikle yüzeye yapılacak binalar için yüzeye yakın derinliklerde siltli zeminlerin hakim olduğu bölgelerde büyüklüğü 7'yi aşabilecek muhtemel depremler nedeniyle zemin iyileştirmesi yapılmadan herhangi bir yapılaşmaya gidilemeyeceği bulgusu yanında, eski nehir kanallarını oluşturan sıkı/çok sıkı kumların varlığı da ortaya konmuştur. Bu bildiride, Adapazarı özelinde sıkı-çok sıkı kumları içeren bölgelerde temellerin bir veya daha fazla bodrumlu inşa edilmesi veya kazıklı yayılı/kazıklı temellerin kullanımı ile deprem durumunda meydana gelmesi olası taşıma gücü ve oturma problemlerinin ortadan kaldırılabileceği Plaxis 3D Foundation ve iki boyutta deprem etkisini içerebilen Plaxis 2D yazılımlarının kullanıldığı sayısal analizlerle gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar, depremlerde ortaya çıkan yıkım nedeniyle zemini suçlamak yerine geoteknik mühendisliği esaslarına uygun temel sistemlerini tasarlamak gerektiğini ortaya koymuştur.
Anahtar Kelimeler: Deprem hasarı, Temel, Bodrum, Kazık.

ABSTRACT

Following the 1999 Marmara earthquakes in Turkey, soil studies have shown that inadequate foundation design might have been the primary reason for the widespread damage in Adapazari,although the alluvial soils of the city were blamed at the time. Implementation of around 700 boreholes and 300 soundings by Sakarya University after the earthquake has shown that dense layers of sand or stiff clays are encountered below a depth of 5 to 15 m, which means that if the top soft layers of soil are avoided, successful foundation systems can be designed for higher structures. Few buildings withone or two basements or piled foundation, were observed to have suffered minor damages. In this study the geotechnical finite element codes PLAXIS 2D and PLAXIS 3D Foundation have been used to analyse the response of two selected building with different foundation depths to strong motion. It has been demonstrated by numerical analysis that it can be possible to reduce excessive settlements of buildings caused by the earthquake by constructing them with basements or on piled foundation.
Keywords: Earthquake damages, Foundation, Basement, Pile.

[1] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, sert@sakarya.edu.tr
[2] Prof. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul, a.onalp@iku.edu.tr

GİRİŞ

Dünyada sürekli artan nüfus, şehir merkezlerinin de sürekli genişlemesine yol açmakta, bu nedenle depremden uzak ve sağlam ortamlar yanında zayıf zeminler üzerinde veya deprem bölgelerinde de yüksek yapılaşma büyük bir hızla devam etmektedir. İstanbul, Tokyo, Tayvan, San Francisco, Mexico City gibi bir çok büyük şehirde yüzlerce metreyi bulabilen yüksekliklerdeki binalar sürekli deprem riski ile karşı karşıya bulunmaktadır. Ayrıca bu yüksek binaların tümünün de sağlam zeminler üzerinde inşa edildiğini söylemek mümkün değildir. Dolayısıyla bu binalar depremler sırasında faylanma, taşıma gücü kaybı, sıvılaşma gibi olaylardan etkilenmektedirler. Yüksek risk altındaki bu binalar için kapsamlı jeolojik-geoteknik etüdlerin yapılması ve deprem durumunda olası yapı-zemin etkileşiminin de dikkate alınarak temel sistemlerinin tasarlanması kaçınılmaz olmaktadır.

Adapazarı'nda bu tipte bir yüksek yapılaşma öngörülmemekle birlikte 1999 depremleri sonrasında yapılaşmanın iki katla sınırlandırılması çok ilginç bir durum olarak karşımızda durmaktadır. Bilindiği gibi Adapazarı'nda 1999 depremlerinde görülen ağır hasar ve can kaybının oluşturduğu psikolojik travma idari makamları bunun sorumlusu olarak şehrin üzerinde kurulu olduğu "gevşek-yumuşak aluviyal zemini" göstermelerine neden olmuştur. Buradan hareketle şehir merkezinde yeni yapılaşma için kat sayısı için sınırlandırma getirilmiş ve yeni yerleşimlerin şehrin kuzeyindeki daha sağlam olarak tanımlanan bölgelere kaydırılması önerilmiş ve bunu izleyerek afet konutları bu bölgelerde inşaa edilmiştir. Geçen zaman içinde şehir sakinlerinin merkezde deprem sırasında yıkılan veya ağır hasarlı olduğu için yıktırılan konutlarının yerine yenisini yapma girişimlerinde bir azalma olmadığı görülmüştür. Şehirde ayrıca iş merkezleri inşaatlarında 2 bodrum + 2 kat gibi ekonomik olmayan yapılaşma örnekleri de görülmeye başlanmıştır. Bu gelişmeye paralel olarak SAÜ'de Adapazarı zeminleri üzerinde yapılan araştırmalar, depremde oluşan hasarın başlıca sebebinin "kötü" olarak tanımlanan zeminler değil, uygun olmayan temel ve üstyapı tasarımı olduğunu ortaya koymuştur. 2010 sonunda sağlam diye nitelendirilen bölgelerdeki bir parselde yapılan uygulama hasarların gerçekten de mühendislik hizmeti eksikliğinden kaynaklandığını göstermesi açısından önemlidir (Şekil 1).



Şekil 1. Yarısı Dolgu Üzerine İnşa Edilmiş Binada Oturma Çatlakları

Burada müteahhit yamaçta kazıdan kazandığı killi malzemeyi temel altı dolguya uygunluğunu sorgulamadan ve iyi sıkıştırma yapmadan temelin altında kullanmış, ağır yağışlar sonrasında binada oturma çatlakları belirgin hale gelmiştir. Sıva yapılarak olayın kapanmak istenmesi de güncel durumun ne olduğunu açıkça göstermektedir (Sert vd., 2010).

Depremler sonrasında bodrumlu yapılmış veya kazıklar üzerinde inşaa edilmiş çok az sayıda yapıda zemine bağlı olarak hiçbir hasar görülmemiştir. Ayrıca, yapılan çalışmalarla eski nehir kanallarını oluşturan sıkı/çok sıkı kumların varlığının ortaya çıkarılması Adapazarı'nda yapıların bodrumlu yapılması veya kazıklar üzerine oturtulması ile yüksek yapılaşmaya gidilebileceğini göstermiştir. Kuzey Anadolu Fayı ile benzer özellikler gösteren San Andreas fayına yakın San Francisco'da kazıklı temel üzerine inşa edilen 58 katlı 197 m yüksekliğindeki Millennium Tower bu bulguyu destekleyen bir örnek olarak verilebilir.

YÜKSEK YAPILAR VE TEMEL SİSTEMLERİ

Her ne kadar Adapazarı'nda yapılaşma iki kat ile sınırlandırılmış ise de güncel durumda özellikle son iki onyılda yüksekliği 150 m'yi aşan binaların sayısında önemli bir artış kaydedilmiştir (CTBUH, 2008). "Yüksek Yapılar Konseyi" (*The Council on Tall Buildings and Urban Habitat*) CTBUH'un sınıflamasına göre 2011 başı itibarıyla Türkiye'de yüksekliği 150 m'yi aşan 11 binanın bulunduğu belirtilmektedir.

Yapı yüksekliklerinin artmasıyla birlikte temel sisteminin seçiminin önemi de belirginleşmiştir. Yapı temelleri, hiçbir durumda göçmemeli, statik durumda ve deprem durumunda hizmet durumunu sürdürebilmelidir. Toplam oturma ve farklı oturma yanında özellikle eğilme değerleri de büyük önem taşımaktadır. Öncelikle statik durum için dahi zeminin tam olarak yansıtılamayan heterogenliği oturma/bina küçük boyutu oranının %10-20'si kadar bir eğilme getirebilmektedir. Boyutlandırma (projelendirme) amaçları için izin verilen eğilme (*tilt*) 1/800-1/1000 arasında olup, 1/250 gibi eğilmenin gözle görülür düzeye gelmesinin çok altındadır. Ancak, bu değerler dahi asansör ve bina kaplama panelleri gibi yapı elemanlarında sorunlara neden olabilmektedir. Kazıklı yayılı temellerin kullanımı ile eğilme değeri her zaman %10-20'nin altında çıkmaktadır (Franke vd., 2009).

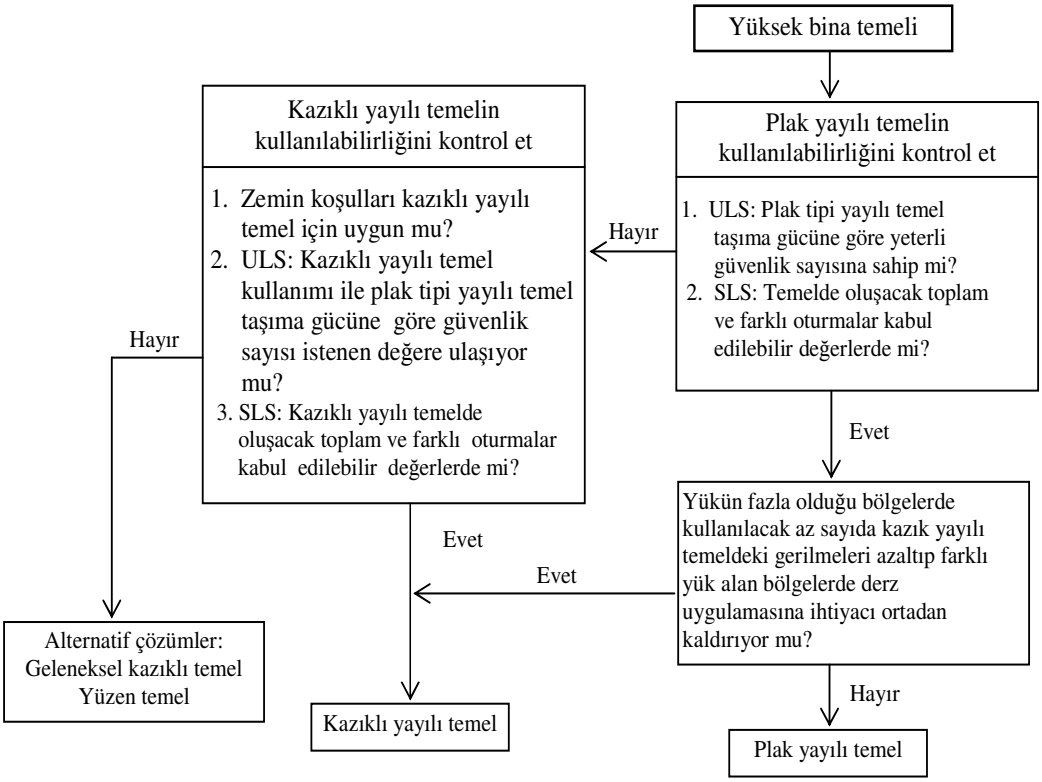
Kil üzerinde oturan yüksek binaların çok sayıda inşa edildiği Frankfurt'ta deprem etkisi görülmemekle birlikte bu şehirden derlenen bilgiler temel sistemlerinin seçimi açısından önemli bilgiler vermektedir. Burada yükseklikleri 180 m'ye varan ve plak tipi yayılı temeller üzerinde oturan 9 binada 100 mm'den 300 mm'ye varan oturmalar ölçülmüştür. Yapıların hiçbirinde hizmet görebilirlik kesintiye uğramamakla birlikte, gözlenen sorunların toplam oturmadan çok eğilmelerden kaynaklandığı bildirilmiştir. Bu binaların gömme derinlikleri 11 ile 25 m arasında değişmektedir. Aynı şehirde kazıklı yayılı temellerin kullanılması ile oturma ve eğilme değerleri büyük oranda düşmüştür. Şehirde inşa edilmiş yeni Commerzbank binasında ise kazıklar -50 m'nin altına inecek şekilde kireçtaşına oturtulduğundan bu yapının tüm yükü kazıklar tarafından taşınmakta ve geleneksel kazıklı temel olarak işlev görmektedir.

Plak tipi yayılı temel ve kazıklı yayılı temellerin oturma performansları incelendiğinde kazıklı yayılı temel kullanımının aşağıdaki koşullarda uygun olabileceği ortaya koyulmuştur (Franke vd., 2009):

- Narinlik oranının (H/B) ≥ 4 olduğu eğilmeye duyarlı binalar,
- Taban basınçlarının yüksek (ortalama 500-600 kPa) ve oturmaların fazla olabileceği yapılar,
- Üst yapı yükünün temele eksantrik etkidiği binalar,
- Temel gömme derinliğinin 10 m'den az olduğu binalar,
- Komşu yapıların, yapılacak binanın oturmalarından etkilenebileceği durumlar.

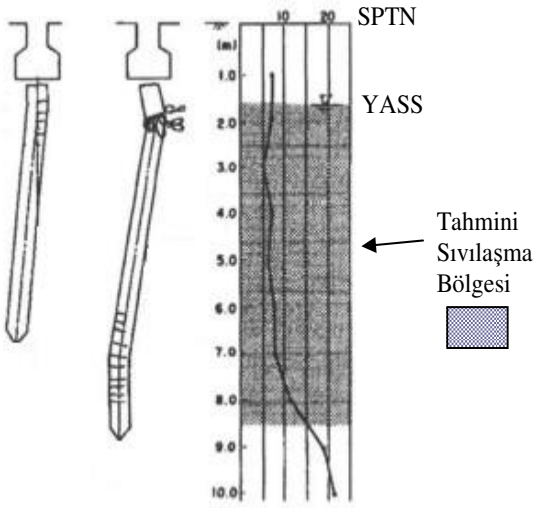
Yukarıdaki bulgular ışığında hangi tip temelin kullanılmasının uygun olacağına Şekil 2'deki akış şeması kullanılarak karar verilebilir. Akış şemasına bakıldığında deprem durumunda geleneksel kazıklı yayılı temel (bodrumlu veya bodrumsuz) sistemlerinin kullanımı gündeme gelmekte, bu durumda da kazıkların deprem performansının sorgulanması gerekmektedir. 1995 Kobe depreminden sonra sıvılaşma olması durumunda betonarme kazıklarda hasarların oluştuğunu belirten yayınların sayısı artmıştır. 1964 Niigata depreminden 25 yıl sonra gerçekleştirilen bir çalışmada hasarın Şekil 3'de görüldüğü gibi yüzen kazıklarda kazıkların temel kirişlerine bağlandığı noktalarda, uç direnci alan kazıklarda da bu noktalara ek olarak sıvılaşan-sıvılaşmayan bölgelerin kesişimlerinde oluştuğu bildirilmektedir (Yoshida ve Hamada, 1991). Tazoh ve Gazetas (1996), üç katlı betonarme bir yapının üzerinde oturduğu 40 cm kenarlı 20 m uzunluğundaki çakma betonarme kazıklarda Kobe depreminde oluşan hasarın kamera ve tümlük testi ile incelenmesi ile edinilen sonuçları iletmişlerdir. Buna göre kamera gözlemleri 4.5 m'de eğik çatlaklar ve 9 m'de yanal çatlaklar gösterirken tümlük testleri kazık başına en yakın kusurları tespit etmiştir. Tüm bulgular oluşan hasarın, zemin rijitliğinin aşırı farklar gösterdiği bölgelerde oluştuğunu göstermektedir. Berrill ve Yasuda (2002), sıvılaşan-sıvılaşmayan bölgelerin kesişimlerinde kazıklara gelen yükün aşırı arttığını belirtmiştir. Nanjyo vd. (1998), kamera kullandıkları çalışmalarında oluşan çatlakların kazığın tepesinde ve sıvılaşan bölgenin altında görüldüğünü belirtmişlerdir. Mizuno (1987), 1923-1983 yılları arasında olmuş 7 büyük depremin kazıklı temeller üzerindeki etkisini araştırmış ve betonarme kazıklarda oluşan hasarın çelik kazıklara

oranla çok belirgin şekilde fazla olduğunu belirtmiştir. Tokimatsu ve Asaka (1998), benzer şekilde Kobe depreminden sonra yapılan incelemelerde çelik kazıkların performansının daha üstün olduğunu bildirmişlerdir. Loukidis vd. (2001), yaptıkları sayısal analiz sonucunda içi beton dolu çelik kazıklarda (*steel encased concrete pile*) daha yüksek momentler oluşabildiğini ancak beton kısma etkiyen gerilmelerin daha düşük olduğunu bulmuşlar ve bu tip kazıkların depreme dayanıklı temel tasarımı için etkili bir yol olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 2. Temel Seçimi için Akış Diyagramı

Tokimatsu (1999), Kobe depremi sonrasında gözlem sonuçlarına göre deprem durumunda yanal yayılma gösterebilecek zeminlerde bulunan kazıklı temellerin diyafram duvar veya çimento kolonu (jet-grout) duvarlar ile çevrili olması durumunda çok büyük hasar görmediğini belirtmiştir. Saha gözlemlerinin teyidi için yapılan analitik çalışmada kazıklar için kullanılan yatay yatak katsayılarının sıvılaşma olmayan durumun %5-%20'sine azaldığı da bulunmuştur.

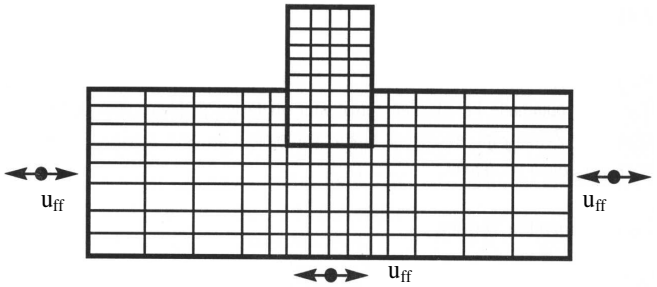


Şekil 3. Niigata Depreminde Kazıklarda Oluşan Hasar (Yoshida ve Hamada, 1991)

YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİ VE ANALİZİ

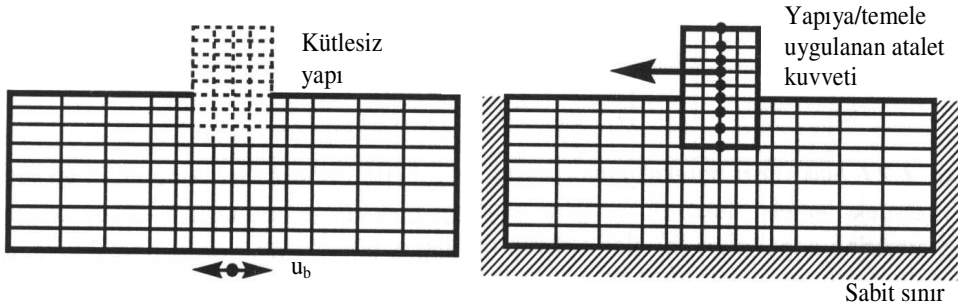
Yüksek yapılaşmanın yarışa dönüştüğü günümüzde bu tür yapılarda temel sistemlerinin geleneksel yöntemlerle hesaplanmaları yerine uzman geoteknik mühendislerince yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınarak çözülmesinde zorunluluk olduğu ortaya çıkmaktadır. CBUTH Sismik Tasarım Kılavuzuna (2008) göre yapı, temel ve zemini içeren model 3 boyutlu doğrusal olmayan analize tabi tutularak davranış irdelenmelidir.

Kramer (1996), sismik etki altında yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınabildiği analizleri doğrudan yöntemler ve çok adımlı yöntemler şeklinde ayırmıştır. Doğrudan yöntemde zemin-temel ve yapı hep birlikte modellenir ve analiz yapılır (Şekil 4). Buna göre bir sonlu eleman modelinde girdi verisi (açık arazi ivmeleri) model tabanında ve kenarlarında tanımlanır ve etkileşen sistemin bunun sonucundaki tepkisi sonlu eleman denklemleri ile hesaplanır. Doğrudan yöntemin kullanımında zemin ve yapının ikisinin birden davranışını ele alabilen Plaxis, Diana, Abaqus vb. gibi yazılımlar gerekmektedir.



Şekil 4. Zemin-Yapı Etkileşim Analizinde Doğrudan Yöntem

Çok adımlı yöntemlerde yapı-zemin etkileşimi, temel elemanlarının gösterdiği direnç (kinematik etkileşim) ve yapının ataletinden dolayı zemine etkisini gösteren çözümlerin toplamına eşittir. Buna göre çok adımlı analizde ilk olarak temel-yapı sisteminin rijit fakat kütlesiz kabul edildiği bir kinematik analizle temel girdi hareketi üretilir. Sonra da temel girdi hareketi, zemin, temel ve yapının hepsinin de rijit fakat kütlesiz kabul edildiği bir ataletsel etkileşim analizindeki bir yapıya ataletsel yükleme uygulamada kullanılır (Şekil 5). Unutmaz ve Çetin (2007), dinamik koşullarda kinematik etkileşimi ve yapının ataletinden dolayı zemine uygulayacağı ek kayma gerilmelerini temel altındaki zeminler ile serbest saha zeminleri arasındaki davranış farklılıklarının temel sebebi olarak belirtmişlerdir



Şekil 5. Kinematik ve Ataletsel Etkileşim Analizleri

Han ve Cathro (1997), 20 katlı bir yapının yapı-zemin etkileşimi dikkate alınmadan yayılı temel üstünde ve yapı-zemin etkileşimi dikkate alınarak yayılı temel ve kazıklı yayılı temel üstündeki davranışını incelemişlerdir. Kazıklı temel üstündeki bina, yayılı temel ve rijit taban üstündeki binadan farklı davranış göstermiş, yayılı temelli çözümde daha düşük doğal frekanslar ve daha büyük deplasmanlar elde edilmiştir. Yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı rijit taban üzerindeki çözümde rijitliğin gerçekten büyük ve sönümün de gerçekten az tahmin edilmesi nedeniyle gerçek sismik davranışın incelenemeyeceği vurgulanmış, ayrıca kazıklı temelin doğrusal

olmayan davranışının ve sismik durumda grup etkileşiminin tüm binanın sismik davranışını etkilediğine dikkat çekilmiştir.

ADAPAZARI ZEMİNLERİ

Adapazarı zeminleri, Sakarya Nehri ve Çark Suyu'nun menderesli yapısının etkisi ile biçimlenmiştir. Adapazarı Ovası'nın oluşan taşkınlardan etkilenmesi ile yatay ve düşeyde kısa mesafelerde büyük farklılıklarla karşılaşılmaktadır. 1995 yılından bugüne Sakarya Üniversitesi tarafından yapılan ve değerlendirilen 700 sondaj ve 300 civarında CPTu deneyi ile oluşturulan veritabanı bu farklılıkları net bir şekilde ortaya koymaktadır (Önalp vd., 2001; Bol ve Önalp, 2002; Bol, 2003; Bol vd., 2010). Geliştirilen Adapazarı Kriteri'ne göre şehir merkezinde yüzeye yakın bölgelerde sıvılaşma kriterini sağlayan zeminlerle sıklıkla karşılaşılmaktadır (Önalp ve Arel 2002; Bol ve Önalp 2004). Ancak, yüksek yapılaşma için uygun ortam oluşturan ve kalınlıkları 8 m'ye varan sıkı-çok sıkı kum ve çakıllı kum tabakalarını içeren zemin profillerinin varlığı da ortaya konmuştur (Şekil 6). Bu çalışmalarda sıkı-çok sıkı kum ve çakıllı kum tabakalarının üstünde yumuşak killi silt ve siltli killerin, derin katmanlarda ise silt ve kum ara katmanlı kil katmanlarının varlığı belirlenmiştir. Adapazarı'nın değişik bölgelerinde yapılmış derinlikleri 30-60 metre arasında değişen 7 sondajın sınıflama sonuçları birbirlerinden farklı sonuçlar vermekte ve korelasyon mümkün olamamaktadır (Sert vd., 2008). Bunun sebebi, fluviyal karakterli bir aluviyal dolgunun oluşumu esnasında, dolgu kaynağını teşkil eden akarsu yatağının sık yer değiştirmesi ve bunun sonucunda birimlerin yanal olarak ani değişimler göstermesidir. Akarsu yatağını değiştirdikçe, kalın kum tabakalarından oluşan eski nehrin kanal fasiyesi ve bu yatağın etrafında gelişen taşkın ovası fasiyesi içindeki yarık (crevasse) yayılmaları, burun seti depoları (point bar) gibi alt fasiyesler değişik bölgelerde farklı derinlik ve kalınlıklarda belirmektedir. Şekil 6'da C2 ile gösterilen kanal 3 ile 7 m'lerdeki nehir yatağını göstermektedir. Bu derinliklerde karşılaşılan sıkı SW ve SP kumlar, bazen de çakıllar bu bulguyu desteklemektedirler. C1-1 ve C1-2 kanallları da 11-12 m'lerdeki nehir yataklarını temsil etmektedirler.

Üst 5 m'den alınan örselenmemiş numuneler üzerinde gerçekleştirilen UU hücre kesme deneylerinde s_u=45±15 kPa olarak bulunmuş, bu değerin 5-15 m içinde 85 kPa'a yükseldiği belirtilmiştir (Önalp vd., 2000). SPTN değerlerinin üst kısımlarda 2-10 arasında değişirken derinlere inildikçe artış gösterdiği, benzer olarak CPTU uç dirençlerinin de üst 5 m'de nadir olarak 2 MPa'ı aştığı, sağlam tabakalarda SPTN değerlerinin refü vermekte olduğu ve CPTU deneylerinde uç dirençlerinin (q_c) 35 MPa'ı aştığı da yapılan çalışmalarda bildirilmiştir. Lunne vd. (1997)'ye göre sonda uç dirençlerinin (q_c) 35 MPa'ı aştığı durumlarda efektif kayma direnci açısı (ϕ') 40º'den yüksek çıkabilmektedir.

Farklı bir çalışmada Adapazarı zeminleri için önerilen dört tipik zemin modelinin üçünde yukarıda belirtilen sıkı-çok sıkı kum ve çakıllı kum tabakaları yer almaktadır (Sancio vd., 2002).

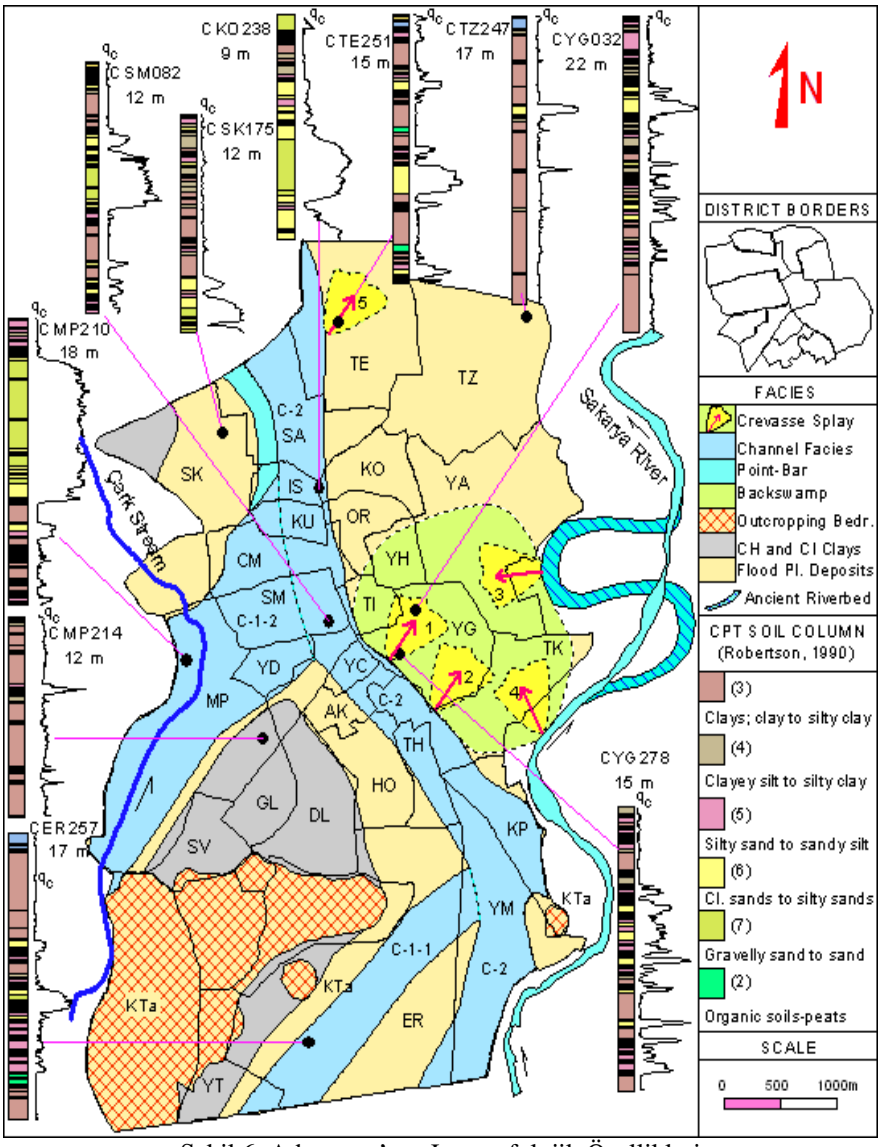
DEPREMDE OLUŞAN HASARIN NEDENİ

Depremler öncesinde Adapazarı'nda "zemin etüdü" kavramının yerini mühendisler arasında kabul görmüş "zemin emniyet gerilmesi" teriminin aldığını bilmek, depremler sonrasında idari makamların kararları ile bilimsel çalışmaların sonuçlarının örtüşmemesinin nedenini açıklamak için yeterlidir.

Zemin kesiti, zemin özellikleri, gömme derinliği, temel türü, temel genişliği, yer altı suyu düzeyi gibi temel mühendisliğinin ana kavramları dikkate alınarak "temelin güvenli taşıma gücü" nün bulunması yerine hemen hemen tüm yapılarda hiçbir etüde gerek duyulmadan "zemin emniyet gerilmesi=0.8 kg/cm^2" değeri ile hesap yapılması ve yer altı su seviyesinin de yüzeye bir çok yerde 1 m'den daha yakın olması sebebiyle temellerin yüzeye oturtulması yukarıda belirtilen hasarın önemli bir bölümüne sebep olmuştur.

Bray ve Stewart (2000), depremlerde hasar gören yapılarda yaptıkları gözlemler sonucunda oturma, taşıma gücü kaybı ve yanal yer değiştirmelerin yer altı su seviyesinin yüzeye yakınlığı nedeniyle bodrumsuz inşa edilen ve temelleri yüzeye oturtulan binalarda oluştuğunu belirtmişlerdir. Projelendirilmesinde üniversitenin katkıda bulunduğu binalarda (PTT merkezi, Kayın İş Merkezi (zemine 4 m gömülmüş), Ziraat Bankası (zemine 4.5 m gömülmüş)) hiçbir hasarın görülmemesi bu

bulgunun doğruluğunu göstermektedir. Önalp vd. (2001) tarafından yapılan araştırmalar sonucunda bazı bölgelerde yüzeysel temel güvenli taşıma gücünün 45 kPa gibi bir değerde çıkması ve bunun 3 m derinlik boyunca değişmemesi 80 kPa'lık güvenli taşıma gücüne karşılık olarak her yer ve şartta kullanılan 0.8 kg/cm^2'lik "zemin emniyet gerilmesi" değerinin ne kadar yanıltıcı olduğunu ortaya koymuştur.



Şekil 6. Adapazarı'nın Jeomorfolojik Özellikleri

Önalp, Arel ve Bol (2001), depremde oluşan hasarın nedenlerini;

a. Yönetmeliklere uymayan yapı tasarımı,
b. Yükseklik / genişlik oranı 2.5'dan büyük veya gömme derinliği sıfır olan yapılarda devrilme, kayma ve komşu yapılarla çarpışma,
c. Zemin yüzeyinde yenilme belirtisi olmamasına karşın drenajsız şartlarda yumuşak silt ve killerde görülen zemin yumuşaması sebebiyle 1m'ye varan oturmalar,
d. Yayılı temel olmaması durumunda yapının zemin içine battığı ve döşemelerde kabarmalar veya patlamaların oluştuğu durumlar,
e. Temel taşıma gücünün aşılması,
f. Sıvılaşma,

eklinde özetlemişlerdir.

ÖRNEK TEMEL SİSTEMİ ÇÖZÜMLERİ

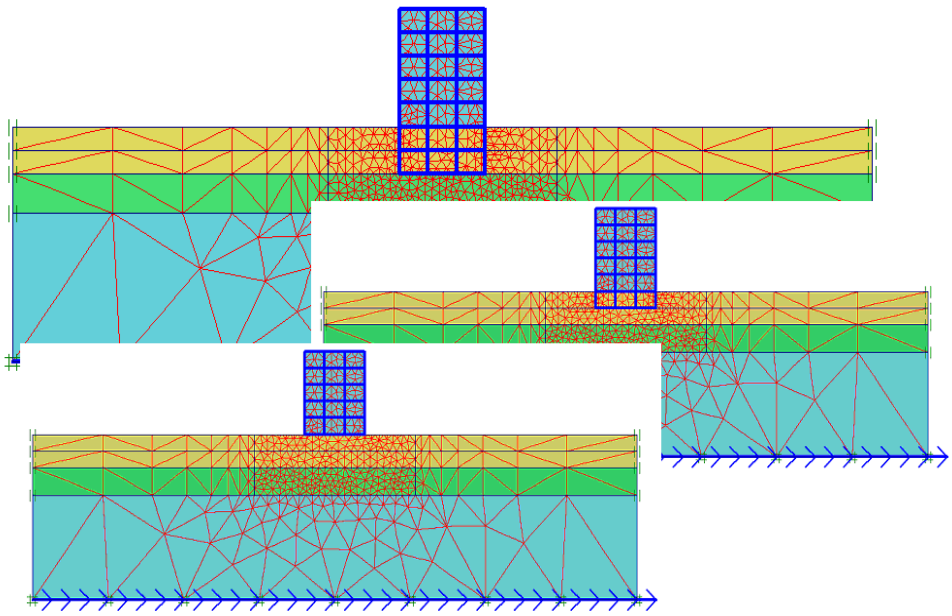
Bodrumlu Temel Örneği

Bu uygulamada gömme derinliğinin etkisinin incelenmesi amacıyla Adapazarı zeminlerini temsil eden bir kesitte zemin üzerinde 5 katı bulunan bir yapının sadece yayılı temelli, bir bodrumlu ve iki bodrumlu inşa edilmesi durumu modellenmiştir. Çalışmada PLAXIS 2D ve dinamik modülü kullanılmıştır (Brinkgreve, R.B.J. vd., 2002). Dinamik modül ile zeminde meydana gelen titreşimler ve bunların modeldeki yapılara etkisi incelenebilmektedir. Yazılımda "sıvılaşma" durumu incelenememesine rağmen boşluk suyu basınçlarının gelişimi gözlenebilmektedir. Plaxis yazılımında drenajsız davranış, efektif parametrelerin kullanıldığı efektif gerilme analiziyle temsil edilebilmektedir.

Modellenen yapının genişliği 12 m, yüksekliği zemin seviyesinden 5x3=15 m'dir. Bodrum derinlikleri ise 3 ve 6 m alınmıştır. Her bir kata etkiyen yük 12.5 kPa olarak alınmıştır. YASS, yüzeyden 3 m aşağıda alınmıştır. Bu çalışmada temel tabanında meydana gelen toplam ve farklı oturmalar incelenmiştir.

Model geometrisi oluşturulduktan sonra 15 düğümlü elemanlardan oluşan 2 boyutlu sonlu eleman ağı otomatik olarak oluşturulmuş, gerilmelerin yoğun olduğu yerlerde elemanlar sıklaştırılarak ağ optimize edilmiştir (Şekil 7).

Zemin özellikleri, yenilmenin elasto-plastik zemin modelinin aksine asal gerilmeler uzayıyla sınırlı olmadığı pekleşen zemin modeliyle (*hardening soil model*) temsil edilmiştir (Tablo). 30 civarında konsolidasyon deneyi ve 10 adet CIU deney sonucu modelde zemin parametrelerinin seçiminde kullanılmıştır (Sert, 2003). Kumlu zeminlerin parametrelerinin belirlenmesinde koni penetrasyon deneyi veriler kullanılmıştır (Lengkeek, 2003).



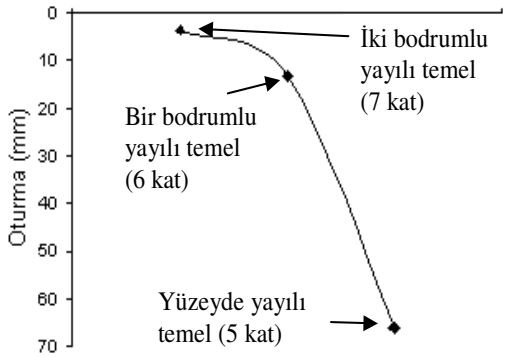
Şekil 7. Bodrumlu/Bodrumsuz Durumlarda Sonlu Eleman Ağı

Zemin üzerinde 5 katı bulunan yapının deprem durumunda davranışını görebilmek için 1999 depreminde Sakarya istasyonunda alınan kaydın düzeltilmiş 20 sn'lik kısmı kullanılmıştır. Deprem, ivme kaydının model tabanından girilmesiyle modellenmiştir. Yapı ve zeminin sönüm özelliği yazılımın kabul ettiği (default) değerleri ile temsil edilmiştir. Deprem dalgasının gerçekte olmayan şekilde model sınırlarından yansımaması için sınır şartları, gelen dalgayı yutan deprem sınır şartları (standart earthquake boundaries) ile modellenmiştir.

Tablo 1. Modelde Kullanılan Zemin Parametreleri

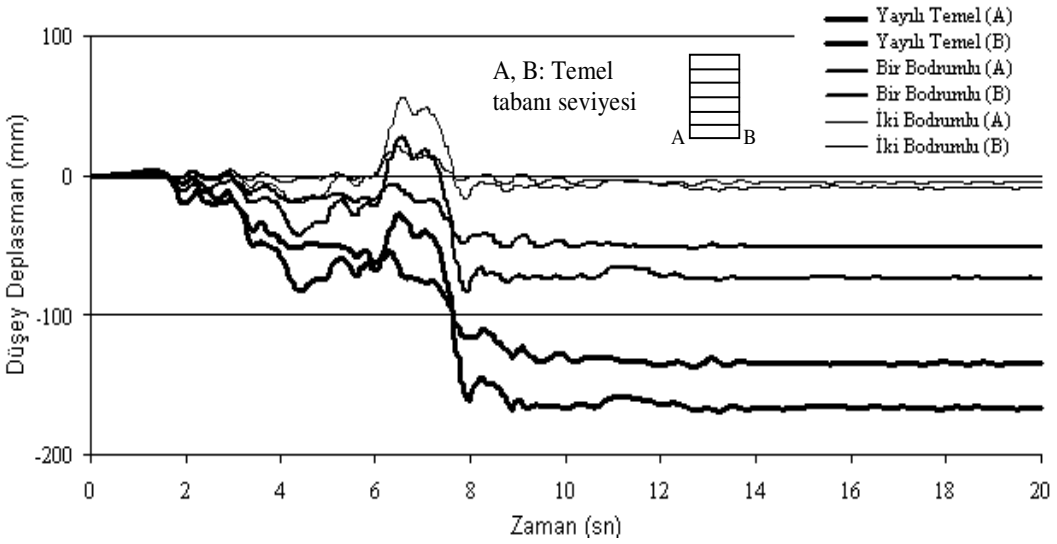
Derinlik(m)	0-6	6-11	11-30
İsim	Siltli Kil	Sıkı Kum	Kil
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız
ρ_n (kN/m^3)	17.5	17	17
ρ_d (kN/m^3)	18	18	20
e_0	0.9	0.6	0.9
$E_{50}^{\prime ref}$ (kPa)	5000	60000	15000
$E_{oed}^{\prime ref}$ (kPa)	5000	60000	15000
üstlük, m	0.8	0.5	0.9
c' (kPa)	10	1	20
ϕ' ($^\circ$)	20	38	25
ψ ($^\circ$)	0	8	0
$E_{ur}^{\prime ref}$ (kPa)	15000	180000	45000
υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2
p^{ref} (kPa)	100	100	100
K_n^{nc}	0.658	0.384	0.577
$c_{artış}'$ (kPa)	1	0	1
y_{ref} (m)	0	0	-11
R_f	0.9	0.9	0.9
OCR	3	2	1.5

Şekil 8'de statik durumda temelin bodrumlu inşa edilmesiyle temel altında oluşan ortalama toplam oturmaların çok küçük değerlere indirilebildiği görülmektedir.



Şekil 8. Statik Durumda Ortalama Toplam Oturmalar

Şekil 9'da dinamik zamana karşılık üç temel tipinde elde edilen düşey deplasmanlar gösterilmektedir. Şekilden binanın iki bodrumlu inşa edilmesi durumunda gelişecek toplam ve farklı oturmaların 0'a çok yakın olduğu görülebilmektedir. Bir bodrumlu yapıda deplasman değerleri sadece yayılı temele göre oldukça düşmesine rağmen altındaki yumuşak siltli kilin etkisi hala büyüktür. Toplam deplasmanlara ek olarak gömme derinliğinin artması ile farklı oturmalar da 0'a yönelmektedir.



Şekil 9. Farklı Temel Tiplerinde Zaman-Düşey Deplasman Değişimi

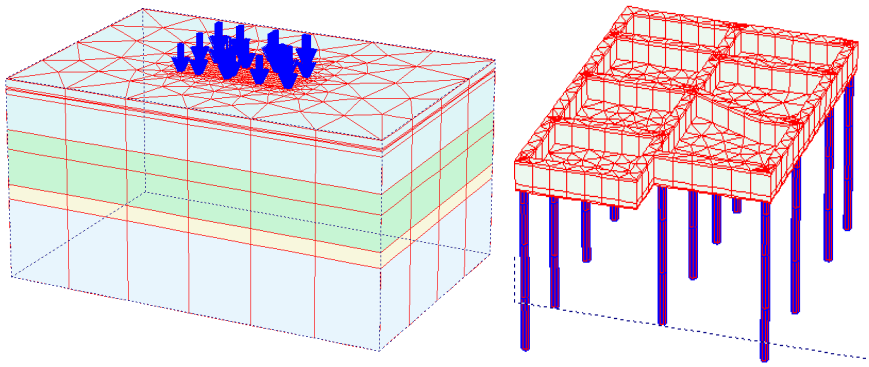
Kazıklı Temel Örneği

Çalışma konusu olan parsel depremlerde en yaygın ve ağır hasarın oluştuğu bölgelerden Yenigün Mahallesi'ndedir. Parselin bulunduğu alan Sakarya Nehri'ne göre konumu nedeniyle yakın zamanlara kadar sel eteği etkisinde kalmıştır. Bunun sonucu bugün dahi çevresinde bataklık karakteri taşıyan bölümler görülebilmektedir. Zemin profili de buna uygun olarak kum bantları ile kesilmiş ince daneli türlerden oluşmuştur. Çalışma alanında Eylül 2001'de bir noktada 15 m derinlikte dönel sondaj yapılmıştır. Bunu izleyerek Mart 2002'de bir SCPTU uygulanmıştır. Yer altı su seviyesi Nisan 2002'de -2 m'de ölçülmüştür. Üst metrelerde s_u=35 kPa'lık bir drenajsız kayma direnci ve SPTN<10 değerleri parselde zemin özelliklerinin temel taşıma gücü açısından Adapazarı ortalamasının altında olduğunu göstermiştir. Ayrıca üst 5 m'deki plastik olmayan siltler Adapazarı Kriterini sağlamış ve zemin davranış tipi indisi I_c değerleri de 1.7 ile 2.6 arasında kalarak bu bulguyu desteklemiştir. Bu çalışmalar sonucunda arsada tipik ve kesin siltli sıvılaşma profili bulunduğu ve zemin ıslahı yapılmadan inşaat yapılamayacağı belirtilmiş, temel zemininin 6 m derinliğe kadar iyileştirilmesi önerilmiştir.

Bu çalışmada, kazıklı temel çözümünün uygunluğu "Plaxis 3D Foundation" yazılımı kullanılarak araştırılmıştır (Brinkgreve vd. 2004). Modellenen yapı, altında kazıklar yokken ve varken düşey ve yatay yüke tabi tutularak deplasmanlar karşılaştırılmıştır.

Deney sonuçları, sondaj ve sonda logları ile birlikte değerlendirilerek modelde kullanılacak zemin özellikleri belirlenmiştir. Sayısal analizde öncelikle model geometrisi tanımlanmış, zemin özellikleri, kazık ve yayılı temelin özellikleri ile kolon yükleri atanmıştır. Sırasıyla 15 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak 2 boyutlu sonlu eleman ağı ve gerilmelerin yoğun olduğu bölümlerde elemanlar yoğunlaştırıldıktan sonra üç boyutlu sonlu eleman ağı oluşturulmuştur (Şekil 10). Hesaplama aşamasında doğal gerilmeler oluşturulduktan sonra temel, çelik kazık ve kazık içine beton özellikleri atanmış ve düşey yükleme yapılmıştır. En son olarak da 200 kPa'lık yatay yükleme yapılarak deplasmanların değerleri irdelenmiştir.

Zemin özellikleri, pekleşen zemin modeliyle (*hardening soil model*) temsil edilmiştir (Tablo 2). Zemin özellikleri belirlenirken parselden gelen numuneler üzerinde yapılan CIU hücre kesme ve konsolidasyon deneylerine ek olarak Adapazarı geoteknik veritabanından da yararlanılmıştır. Yayılı temelin döşeme kalınlığı 25 cm, temel kirişi boyutları 40 cm*110 cm alınmıştır. Kazıklı modellerde boyları 6 m, çapları 25 cm ve et kalınlıkları 6.3 mm olan 12 kazık modellenmiştir. Elastisite modülü kazıkta 210 GPa, betonarmede 30 GPa olarak alınmıştır.



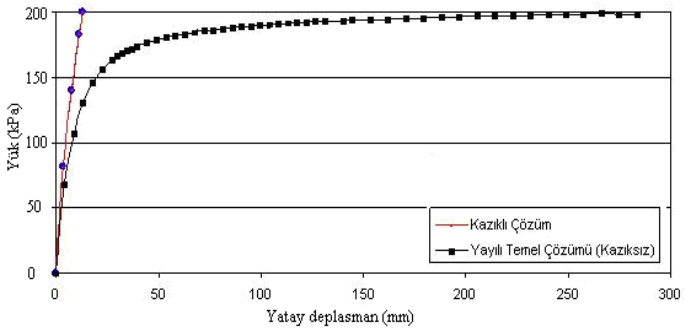
Şekil 10. Üç Boyutlu Sonlu Eleman Ağı ve Kazıklı Temel

Tablo 2. Modellemede Kullanılan Zemin Özellikleri

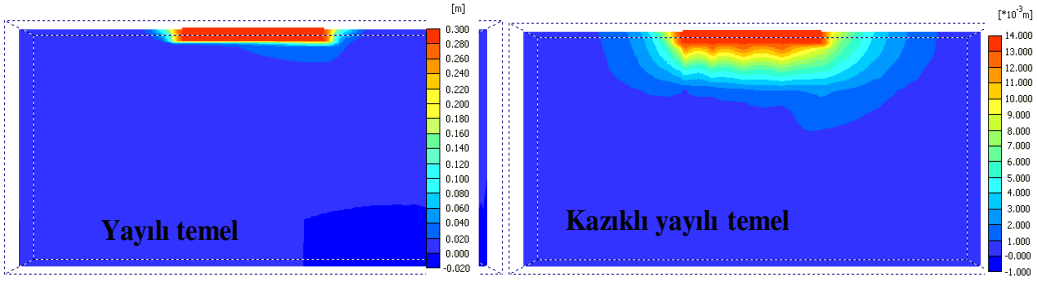
Derinlik (m)	0-5	5-10,5	10,5-12	12-20
İsim	Siltli Kil	Siltli Kum	Kil	Kumlu Silt
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız
ρ_n / ρ_{doygun} (kN/m^3)	19/19,5	18/18	18/18	18/18
e_0	0,7	0,8	1,0	0,8
$E_{50}^{\prime ref} / E_{oed}^{\prime ref}$ (kPa)	8000/8000	20000/18500	10000/10000	20000/20000
Üstlük, m	0,7	0,5	0,7	0,7
c' (kPa)	5	1	15	10
ϕ' ($^\circ$)	20	38 (ψ=5°)	25	30
$E_{ur}^{\prime ref}$ (kPa)	20000	60000	30000	60000
υ_{ur}'	0,2	0,2	0,2	0,2
p^{ref} (kPa)	100	100	100	100
$c_{increment}'$ (kPa)- y_{ref} (m)	-	-	-	1/-12
R_f	0,9	0,9	0,9	0,9
R_{inter}	0,9	0,75	-	-

Yapılan analizler sonucunda yayılı temelin kazıklar üzerine inşa edilmesinin yapıya gelecek yatay yüklerden dolayı oluşabilecek yatay ve düşey deplasmanları kabul edilebilir seviyeye düşüreceği görülmüştür. Şekil 11'den görüleceği gibi yaklaşık yapı ağırlığının % 55'i mertebesindeki yatay yüklemede yayılı temelde oluşabilecek yatay deplasmanlar kazıkların kullanımı ile 1/30 mertebesine kadar düşmektedir. Aynı şekilde sadece yayılı temel olması durumunda yatay deplasmanların büyük çoğunluğunun temel seviyesinde gerçekleşeceği görülmektedir.

Şekil 12'de x ekseninde orta eksen boyunca alınan kesitlerde yatay ötelenmeler eş deplasman eğrileriyle gösterilmiştir. Yayılı temelin kazıklar üzerine oturtulması durumunda kazıkların etkisi ile direnci uyanan zemin derinliğinin sadece yayılı temel olması durumuna göre daha fazla olduğu görülmekte, bu da kazıkların amaca uygun şekilde çalıştığının bir göstergesi olmaktadır.

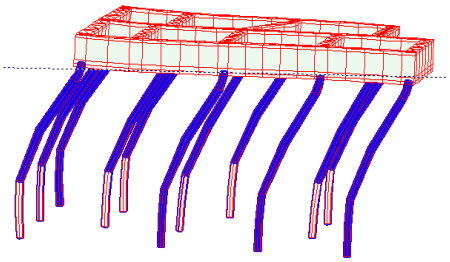


Şekil 11. Yayılı Temelde ve Kazıklı Yayılı Temelde Oluşan Yatay Deplasmanlar



Şekil 12. x Yönünde Orta Aksta Alınan Kesitte Yatay Deplasmanlar

Şekil 13'de kazıklı yayılı temel çözümleri için abartılı olarak gösterilen deplasmanlardan kazıkların yukarıda belirtilenlere uygun olarak yayılı temelle birleşim yerlerinde ve sıkı kuma girdiği noktalarda en fazla zorlandığı görülmektedir. İçi beton doldurulmuş çelik kazıkların (*steel encased concrete pile*) kullanımı ile herhangi bir durumda sıvılaşma olsa bile çok zorlanan bu bölgelerde betonarme kazıklarda görülebilecek kırılmaların oluşmayacağı söylenebilir.



Şekil 13. Yatay Yükleme Sonucunda Kazıklarda Oluşan Şekil Değiştirme

Maksimum kesme kuvvetleri ve momentler kazık-yayılı temel birleşim yerlerinde meydana gelmektedir. Birleşim yerlerinde bu kuvvetleri karşılamak için konacak donatı, kazıkların temelden ayrılmasını önlemek amacıyla kazık başlarından itibaren kazık uzunluğunun üçte birine kadar her yönde eğilmeyi karşılayacak şekilde konması gerekmektedir (Birand, 2001). Bu donatıların kazık başları üzerinde bükülerek yayılı temelle bağlantıyı sağlaması gerekmektedir.

SONUÇ

Aluvyon kökenli Adapazarı zeminleri üzerinde bodrumlu veya kazıklı temeller ile bugün izin verilen iki kattan daha yüksek yapılaşmaya gidilebileceğinin gösterilmesi amaçlanmıştır. Buna göre bir veya iki bodrumlu temeller ile taşıma gücü ve oturma problemleri aşılabildiği gibi sıvılaşma derinliğinin de altına inilmekte, böylece deprem durumunda da güvenlik sağlanmaktadır. Bir başka çözümde de içi beton doldurulmuş çelik kazıkların depreme dayanıklı temel tasarımı oluşturmak için kullanılması sayısal olarak incelenmiştir. Bu şekilde oluşturulacak kazıklı temelde meydana gelecek deplasmanların statik yatay yükleme için yayılı temele göre 1/30 mertebesine inebileceği görülmüştür. Sağlam bölgelerde yapılan hatalı uygulamalar, şehir merkezinde kat sınırlaması getirmek yerine geoteknik mühendisliği esaslarına uygun temel sistemlerinin yapımının sağlanması gerektiğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

Berrill, J., Yasuda, S., (2002). "Liquefaction and Pile Foundations", *Journal of Earthquake Engineering*, 6(Special Issue 1):1-41.

Birand, A., (2001). Kazıklı Temeller, Teknik Yayınevi, Ankara.

Bol, E., Önalp, A., (2002). "Adapazarı Zeminlerinin Jeomorfolojik ve Geoteknik Özellikleri", *Zemin Mekaniği ve Temel Müh. Dokuzuncu Ulusal Kongresi*, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Cilt 1, 1-8.

Bol, E., (2003). Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri, Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, FBE, Adapazarı.

Bol, E., Önalp, A., (2004). "Siltlerin Sıvılaşabilirliği ve Adapazarı Sıvılaşma Haritası", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi*, İ.T.Ü., İstanbul.

Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S., Özocak, A., (2010). "Liquefaction of Silts: The Adapazari Criteria", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(4):859-870.

Bray, J., Stewart, J.P., (2000). "Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazarı", Earthquake Spectra, 16:163-187.

Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A., (2002). Plaxis v8 User's Manual, Balkema, Netherland.

Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A., (2002). Plaxis v8 Dynamics Manual, Balkema, Netherland.

Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., (2004). Plaxis 3D Foundation User's Manual, Balkema, Netherland.

CTBUH (The Council on Tall Buildings and Urban Habitat), http://www.ctbuh.org

CTBUH, (2008). Seismic Design Guide.

Franke, E., El-Mossallamy, Y., Wittmann, P., (2009). "Calculation Methods for Raft Foundations in Germany", Design Applications of Raft Foundations (Edt: J.A. Hemsley), Thomas Telford, London.

Han, Y., Cathro, D., (1997). "Seismic Behavior of Tall Buildings Supported on Pile Foundations", Geotechnical Special Publication No.70: Seismic Analysis and Design for Soil-Pile-Structure Interactions (Edt: S. Prakash), ASCE, USA.

Kramer, S.L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., USA.

Lengkeek, H.J., (2003). "Estimation of Sand Stiffness Parameters from Cone Resistance", Plaxis Bulletin, 13:15-19, Netherland.

Loukidis, D., Salgado, R., Bobet, A., (2001). "Seismic Design of Pile Foundations in Southern Indiana", *Proceedings: Fourth Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Prof. W.D. Liam Finn*, California, Paper No: 8.09.

Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M., (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", E&FN Spon.

Mizuno, H., (1987). "Pile Damage during Earthquakes in Japan", Dynamic Response of Pile Foundations (Edt: T. Nagomi), ASCE Special Publication, 53-78.

Nanjyo, A. et al., (1998). "Ground Deformation of Reclaimed Lands and Damage of Bridge Foundations due to Hyogoken-Nambu Earthquake", *Proceedings of Symposium on Flow and Permanent Deformation of Ground and Earth Structures during Earthquake*, JGS, 281-286.

Önalp, A., Sert, S., Bol, E., (2000). "Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı", *Zemin Mekaniği ve Temel Müh. Sekizinci Ulusal Kongresi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 373-382.

Önalp, A., Arel, E., Bol, E., (2001). "A General Assesment of the Effects of 1999 Earthquake on the Soil-Structure Interaction in Adapazarı", Jubilee Papers in Honour of Prof. Dr. Ergün Toğrol, İstanbul, 76-89.

Önalp, A., Arel, E., (2002). "Siltlerin Sıvılaşma Yeteneği: Adapazarı Kriteri", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi*, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, cilt 1, 363-372,.

Sancio, R.B., Bray, J.D., Stewart, J.P., Youd, T.L., Christensen, C., Durgunoğlu, H.T., Önalp, A., Karadayılar, T., Seed, R.B., (2002). "Correlation Between Ground Failure and Subsurface Soil Conditions in Adapazarı, Turkey", *Int. Jnl. of Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22(9-12):1093-1102.

Sert, S., (2003). "Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi", Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, FBE, Adapazarı.

Sert, S., Önalp, A., Ural, N., (2008). "Adapazarı Derin Zemin Profilinin Yapısı", *Zemin Mekaniği ve Temel Müh. Onikinci Ulusal Kongresi*, Selçuk Üniversitesi, Konya, (1):259-270.

Sert, S., Özocak, A., Bol, E., (2010). Teknik Rapor: Korucuk C2Blok, Sakarya Üniversitesi.

Tazoh, T., Gazetas, G., (1996). "Pile Foundations Subjected to Large Ground Deformations: Lessons from Kobe and Research Needs", *11th World Conference on Earthquake Eng.*, Paper No: 2081, Elsevier Science Ltd.

Tokimatsu, K., Asaka Y., (1998). "Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyokogen-Nambu Earthquake", Spec. Iss. of Soils and Foundations, 163-177.

Tokimatsu, K., (1999). "Performance of Pile Foundations in Laterally Spreading Soils, *2. International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal.

Unutmaz, B., Çetin, K.Ö., (2007). "Sismik Zemin Sıvılaşmasında Zemin-Yapı-Deprem Etkileşimi", *6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konf.*, Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İTÜ, İstanbul, 1:495-506.

Yoshida, N., Hamada M., (1991). "Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground due to Liquefaction-Induced Permanent Ground Deformations", *Proc. 3. Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Report NCEER-91-0001, 141-161.

SİLTLERDE SIVILAŞMA DAVRANIŞINA YAPAY VE DOĞAL NUMUNE KULLANIMININ ETKİSİ

THE EFFECT OF USING NATURAL OR RECONSTITUTED SAMPLES ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOUR OF SILTS

Aşkın ÖZOCAK[1] ve Akın ÖNALP[2]

ÖZET

Siltlerin sıvılaşabilirliği üzerindeki çalışmalar özellikle 1999 Marmara depremi sonrasında yoğunlaşmıştır. Sakarya Üniversitesi ve İstanbul Kültür Üniversitesi geoteknik çalışma gurubu da bu konuda çalışmalar yapmış, siltlerin sıvılaşabilirliğinin değerlendirilmesi için Adapazarı Kriteri geliştirilmiştir. Bilindiği gibi, siltlerin sıvılaşma potansiyelini etkileyen en önemli parametrelerden biri kil oranıdır. Siltlerin sıvılaşması konusunda yürütülen çalışmaların bir çoğunda farklı kil oranlarında hazırlanan siltli numunelerin ve/veya araziden elde edilen farklı kil oranlarına sahip numunelerin tekrarlı gerilmeler altında sundukları performanslar incelenmektedir. Bu çalışmada farklı kil oranlarında hazırlanan silt numunelerin dinamik üç eksenli(CTX) deney sonuçları ile bu yapay numunelere benzer kil oranlarına sahip örselenmemiş doğal numuneler üzerinde yapılan CTX deney sonuçları değerlendirilmiştir. Bunun yanı sıra yapay ve doğal numunelerin fiziksel özellikleri de karşılaştırılarak siltlerde sıvılaşmanın incelenmesinde yapay ya da doğal numune kullanımının etkisi ortaya konmaya çalışılmıştır. Yapay numuneler kent merkezinden alınan tipik Adapazarı siltine farklı oranlarda bentonit katılarak oluşturulan bulamacın konsolide edilmesiyle hazırlanmıştır. Doğal numuneler ise kentin değişik noktalarında yapılmış sondajlardan alınmış farklı kil oranlarına sahip siltli numunelerden oluşmaktadır. Siltli numunelerin sıvılaşma değerlendirmesi Adapazarı kriterine göre yapılmış, CTX deneylerde birincil sıvılaşmanın gerçekleşmesi de 7.4 büyüklüğündeki bir deprem için 15. çevrimdeki boşluk suyu basıncı değeri ile göz önüne alınmıştır. Yapay numunelerin sıvılaşmasında plastisite indisi ve kil oranı eşik değerleri doğal numune değerlerine göre % 20 civarında azalmıştır. Benzer özellikteki yapay numunelerin doğal numunelere oranla daha kolay sıvılaşabildiği söylenebilir.
Anahtar Kelimeler: Silt, sıvılaşma, dinamik üç eksenli, doğal numune, yapay numune

ABSTRACT

Research on liquefaction potential of silts has been carried out since the 1999 earthquake in Adapazari. Since soils with high clay content do not liquefy, the influence of the clay on the liquefaction potential of silt has been studied with this parameter in mind. Samples procured by driling as well as those reconstituted by closely controlling the clay percentege have been tested in dynamic triaxial conditions(CTX). The status of the samples have been defined to be at 15 cycles where failure was diagnosed by reaching a porewater pressure equal to the confining pressure. The results show that there is not a close agreement with the results obtained in situ and those prepared in the laboratory. It was also found that no silt with a plasticity index of above 18 is likely to liquefy. This would correspond to a liquid limit of 39 measured in the percussion device. It can also be confidently stated that all fine grained soils with clay contents of 10% or less would fail during earthquakes of $M_w \geq 7$. Study of other physical properties such as mean size and liquidity index show that there is not a definite limit between liquefaction prone and non liquefiable deposits.
Keywords: Silt, liquefaction, dynamic triaxial, artificial sample, natural sample

[1] Yrd.Doç.Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, aozocak@sakarya.edu.tr
[2] Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul, a.onalp@iku.edu.tr

GİRİŞ

1964 Alaska depremi sonrasında kumlara özgü olduğu düşünülen sıvılaşma olayının sonraki depremlerde elde edilen gözlem sonuçları ve araştırmalar neticesinde özellikle silt boyutundaki ince daneli zeminlerde de oluşabileceği görülmüştür. 1980'li yıllarda siltlerin de kumlar gibi sıvılaşma süreci göstereceği varsayılır olmuştur. Silt hatta killerin de depremden olumsuz etkilendikleri konusu 20 yıldan beri deprem geotekniğinin gündemindedir. Özellikle Çin depremlerinden elde edilen deneyimler önce Çin Kriteri olarak tanıtılan özelliklerle literatüre yansımıştır (Wang, 1979). Çin kriteri siltin sıvılaşmasını doğal su muhtevası, likit limit, kil yüzdesi (<5μm) gibi fiziksel özelliklere bağlamıştır. Sakarya Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı proje grubunca gerçekleştirilmiş araştırmalar siltlerin sıvılaşma yeteneğinin zeminin fiziksel özellikleri ile kolayca saptanabileceği bulgularını getirmiş ve bu amaca yönelik olarak Adapazarı Kriteri'nin revize edilmiş biçimi önerilmiştir (Bol v.d., 2010). Adapazarı kenti ve çevresindeki siltli zeminlerin sıvılaşabilirliğini kapsayan 104M387 nolu TÜBİTAK projesi (Önalp v.d., 2007) ve ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliğini inceleyen 106M042 nolu TÜBİTAK projesi (Önalp v.d., 2010) de grubun konu üzerindeki çalışmalarını oluşturmaktadır.

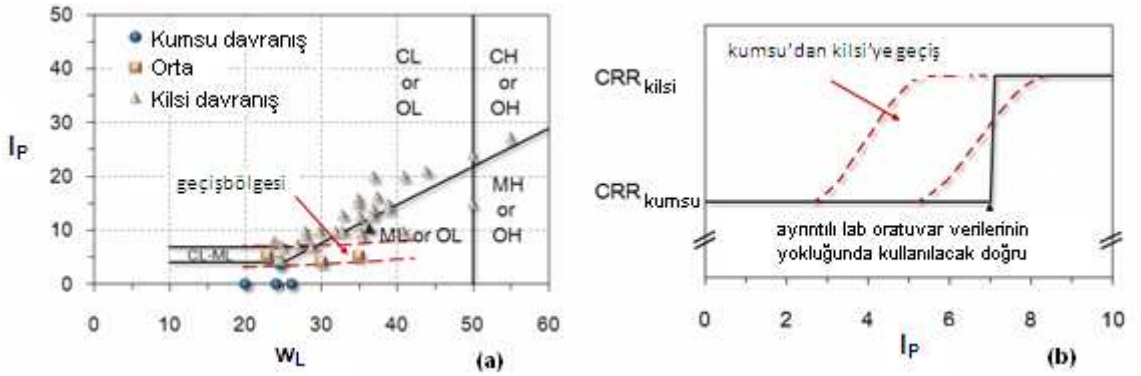
Bilindiği gibi siltlerin sıvılaşması konusunda yapılan çalışmaların çoğunda kil oranları farklı olarak hazırlanan siltli numuneler ile farklı kil oranlarına sahip doğal numunelerin tekrarlı gerilmeler altında verdikleri tepkiler çeşitli deney sistemleri yardımıyla incelenmektedir. Bu çalışmada 1999 depreminde sıvılaşmanın yoğun görüldüğü Adapazarı Yenigün mahallesinden alınarak kil ve kum içeriği ayıklanan silt numuneye bentonit katkısı ile farklı kil oranlarında hazırlanan silt numunelerin dinamik üç eksenli(CTX) deney sonuçları incelenmiştir. Ayrıca Adapazarı kent merkezinde yapılan sondajlar yardımıyla, göz önüne alınan bu yapay numunelere yakın kil oranlarında örselenmemiş doğal numuneler elde edilmiş ve bu numuneler üzerinde CTX deneyleri tatbik edilmiştir. CTX deney sonuçlarının yanı sıra yapay ve doğal numunelerin fiziksel özellikleri de karşılaştırılarak siltlerde sıvılaşmanın incelenmesinde yapay ya da doğal numune kullanımının etkisi değerlendirilmiştir.

SİLTLERİN SİSMİK KOŞULLARDA DAVRANIŞI

Siltlerde sıvılaşmanın, en azından başlangıç sıvılaşmasının, kumlarda görülen kolaylıkla oluşmadığı, hatta MI ve MH siltlerde olağan deprem koşullarında (M_w<7, t<50s) belki de hiç belirmediği yolunda kuşkular vardır. Buna bağlı olarak da siltlerin kumsu (*sand like*) ve kilsi (*clay like*) olarak ayırtlanması ve sıvılaşabilir grubun daha ziyade kumsu'lar olduğu öne sürülmüştür (Idriss ve Boulanger, 2006). Daha açık bir ifade ile, kilsi siltte ve killi zeminlerde sadece çevrimsel yumuşama (*cycling softening*) olası iken kumsu karışımlarda tipik sıvılaşma belirtileri ortaya çıkmaktadır. Kesin yargıya varılamayan birçok durumda da deney yapılması hemen tüm araştırmacılarca önerilmektedir.

Şekil 1'de kilsi-kumsu tanımlanması yapılmaktadır. Plastisite kartına bakıldığında (Şekil 1.a) geçiş bölgesini, plastisite indisinin Ip<8 olmasına karşın, likit limitin geniş bir aralıkta değiştiği (20-40) görülmektedir. Şekil 1.b'de ise siltin çevrimsel kayma direncinin (CRR) artan plastisite indisi ile yükseldiği gösterilmektedir.

İnce daneli zeminlerde kumlarda olduğu gibi başlangıç sıvılaşmasına kolaylıkla erişilememesi kum ve iri silt daneleri arasında oluşan "kil köprüleri"nin (Mitchell ve Soga, 2005) geçirimliliği azaltıp boşluk suyu basıncı rejimini kısıtlaması yanında, karışımın kalıntı direncinin aşırı düşük kalmamasından kaynaklanmaktadır. Bu mantık tutarlı ise, ince daneli zeminin dinamik direncinin artan kil yüzdesi ile yükselmesi gerekecektir. Plastisite indisindeki değişimler aşırı olmadığından kil yüzdesinin CRR üzerindeki etkisinin öncelikle değerlendirilmesi daha tutarlı bir yol gibi gösterilebilir.

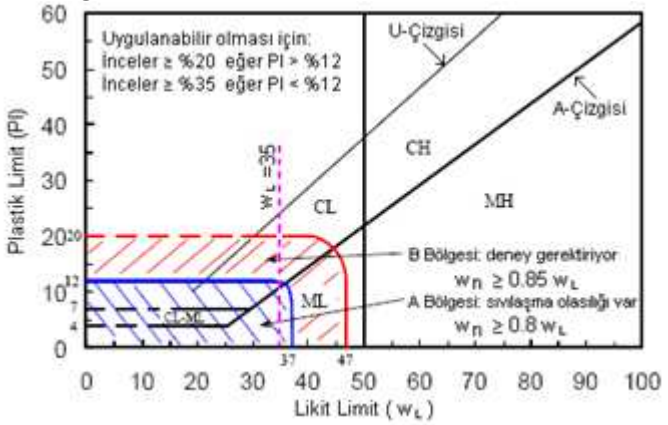


Şekil 1. Siltlerde kum özelliğinden kil davranışına geçiş

Siltte Sıvılaşmanın Tanısı

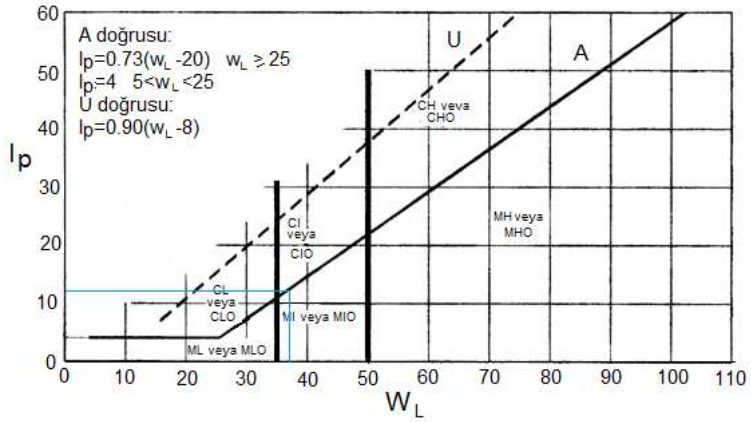
Siltlerde sıvılaşma benzeri yenilmeler ilk kez 1964 Alaska ve Japonya depremleri sonrasında rapor edilmiş, bunu izleyerek Çin depremlerinde edinilen deneyimler önce Çin Kriteri olarak tanıtılan özelliklerle literatüre yansımıştır (Wang, 1979). Çin kriteri siltin sıvılaşmasını doğal su muhtevası, likit limiti, kil yüzdesi (<5μm) gibi fiziksel özelliklere bağlamıştır.

Bunu izleyerek aynı yoldan birçok öneri getirilmiştir. Şekil 2'de sıvılaşan zeminler USCS plastisite kartında mavi bölge ile gösterilmiş ancak likit limitin 37 ile 47 arasında olduğu geniş bir bölge gri bölge olarak yine "test" önerisi ile belirlenmiştir. Burada kesin sıvılaşma bölgesinin plastisite indisi 0-12 olarak ayırtlanmıştır. Bu, laboratuvar koşullarında kolayca ölçülemeyecek denli dar bir aralık olarak görünmektedir. Şöyle ki, likit limiti 25 olan bir NP siltte plastik limitin standart deneylerle 13 ve daha küçük olarak ölçülmesi pek mümkün görünmemektedir. Daha basit bir deyişle, sıvılaşmanın tanımı için plastik limite başvurmak deneyin yapılışı ve değerlendirmesi göz önüne alındığında tartışılır görünmektedir.

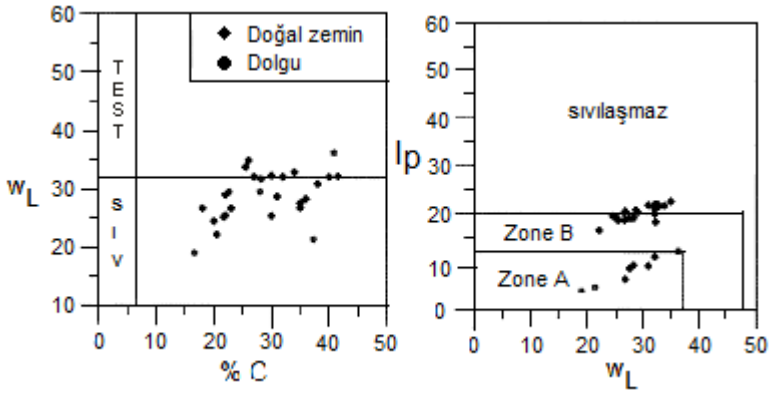


Şekil 2. Sıvılaşmanın plastisite kartında tanısı (Seed v.d., 2003)

Seed vd.(2003)'nin kesin sıvılaşma bölgesi olarak gösterdiği alanın sağ sınırı (w_L=37), TS1500/2000 plastisite kartında (Şekil 3) MI-orta plastisiteli silt'lerin başladığı (w_L=35) bölge ile adeta çakışması ilginç bir sonuç olarak ortaya çıkmaktadır. Literatürde dikkat çeken ve uygulama bulan çalışmalardan birinde siltli doğal zeminler ve dolgularda sıvılaşmanın oluşabileceği ve siltin kil içeriği (<2μm) ile likit limitin sıvılaşma olayında anahtar parametreler olarak nitelendirilebileceği bildirilmiştir (Andrews ve Martin, 2000). Verilen limitler $w_L \leq 32$ ve %C<10'dur. 2007'de Barcelona Limanı'nda gerçekleşmiş olan sıvılaşma olayında sıvılaşan dolgular Andrews&Martin grafiğine işlendiğinde noktaların birçoğu sıvılaşma göstermediği halde (Şekil 4.a) veriler Seed vd. önerisi ile değerlendirildiğinde (Şekil 4.b) noktaların hemen tümünün sıvılaşma bölgesi içinde kaldığı gibi ilginç bir sonuçla karşılaşılmaktadır. Böyle bir sonucun sıvılaşma kriteri olarak plastisite indisinin kullanılmasından kaynaklanması olasılığı vardır. Ayrıca tüm yöntemlerde doğal su muhtevasının likit limitin %80-90'ından yüksek olması (w_n/w_L) temel koşul olarak görünmektedir.

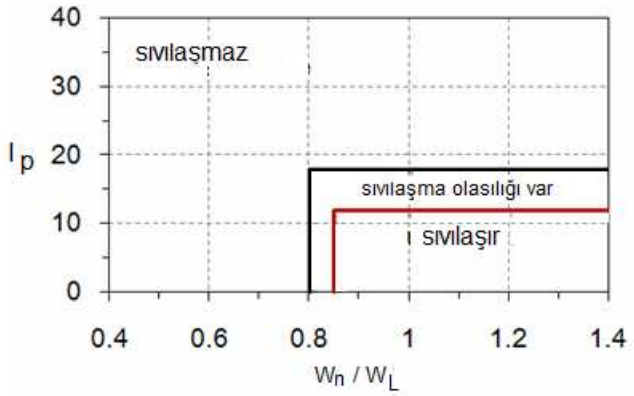


Şekil 3. TS1500/2000 plastisite kartı



Şekil 4. Sıvılaşma tanısının değişik kriterlerle değerlendirilmesi a)Seed vd.,2003 b)Andrews&Martin, 2000

Bray ve Sancio (2006) Adapazarı'nda kısıtlı sayıda siteden alınmış numuneler üzerinde yaptıkları değerlendirmede, ince daneli zeminlerde sıvılaşma olasılığının sadece doğal su muhtevası ve plastisite indisi ile değerlendirilebileceğini öne sürmüşlerdir (Şekil 5). Bu araştırıcılara göre, plastisite indisi 18'den küçük ve su muhtevası likit limitin %85'i ve üstünde olan tüm zeminler sıvılaşma potansiyeline sahip olup, plastisite indisi 12'den küçük olan zeminlerin sıvılaşması kaçınılmaz olmaktadır. Ancak, bu öneri "her I_p<12 zeminin sıvılaşır olamayacağı" görüşü ile kendileri tarafından tartışmaya açılmaktadır.



Şekil 5. Sıvılaşmada plastisite indisi-su muhtevası ilişkisi (Bray&Sancio, 2006)

Adapazarı Kriterleri olarak sunulan (Önalp ve Arel, 2002) ve siltli zeminlerin 1999 depreminde performansını yansıtan bilgiler literatürde Çin kriteri olarak anılan bilgilerin kritik değerlendirilmesi ile üretilmiş olup, sürekli güncellenmektedir. Bu kriterler büyük arazide sıvılaşmış/sıvılaşmamış sitelerde yapılan gözlemler ve buralardan alınan numunelerin deneye tabi

tutulması ile geliştirildiğinden, güvenilirliği makul derecede yüksek olarak nitelendirilebilir. Son biçimi ile Adapazarı Kriteri'ne göre bir ince daneli zeminin sıvılaşabilmesi için

- $I_L \geq 0.9$ (w_p ölçülemiyor ise w_n/w_L oranı)
- $w_L \leq 33$
- $C \leq \%10$
- $D_{50} > 0.02$ mm

koşullarının tümünün sağlanması gerekmektedir. Bu kriterde $25<w_L<33$ ve $10<\%C<15$ aralıklarında numunelerin dinamik deneylerle yargılanması önerilmiştir (Bol vd., 2010). Adapazarı kriterlerinde plastisite indisinin yer almamasının nedeni olarak düşük plastisiteli ile sıvılaşabilir NP zeminlerde plastik limitin ölçümdeki tutarsızlıklar gösterilebilir.

Bölgenin üst sınırı ise $I_p=12$ ile gösterilmiş olup, Bray ve Sancio önerisi ile uyum içindedir. Ancak, bu plastisite indisi değerinin deneyle ölçülebilir en alt sınırı göstermesi nedeniyle, belki de sadece NP siltlerin sıvılaşabileceği gerçeği tartışılır olmaktadır. Öneriler genel olarak değerlendirildiğinde, sıvılaşabilir siltli zeminlerin "kumsu" karakterde olduğu hakkında görüş birliği olduğu, kumsu'dan kilsi'ye geçişte mekanik deneylerden de yaralanılarak yargıya varılmasının uygun olacağı ve sonuçta kilsi zeminlerin sıvılaşmayacağı gibi bir görüş belirmektedir.

NUMUNE HAZIRLAMA

Bu çalışmada siltlerin sıvılaşma potansiyelinin incelenmesinde yapay ve doğal numune kullanımı etkisinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu hedef doğrultusunda deneylerde kullanılan numuneler iki şekilde elde edilmiştir. Farklı kil oranlarına sahip siltli doğal numuneler Adapazarı kent merkezinin silt içeriği yüksek bölgelerinde sondajlar yardımıyla alınmıştır. UD tüp numunelerinden yapay numunelerinkine benzer kil oranlarına sahip doğal numuneler seçilmiştir. Yapay numunelerin sağlanması için Adapazarı'nın sıvılaşmanın yaygın olduğu mahallelerinden Yenigün'den yeterli miktarda numune kazılıp alınarak laboratuvarda depolanmıştır. Kil ve kum içeriğinden arındırılan bu silt değişen oranlarda herhangi bir kimyasal işleme maruz bırakılmadığı imalatçısınca belirtilen bentonit minerali ile karıştırılarak yapay numune karışımları hazırlanmıştır. Yapay numune karışımlarının hazırlanmasında kullanılan Adapazarı siltinin ve bentonitin özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Karışımlarda kullanılan silt ve kilin özellikleri

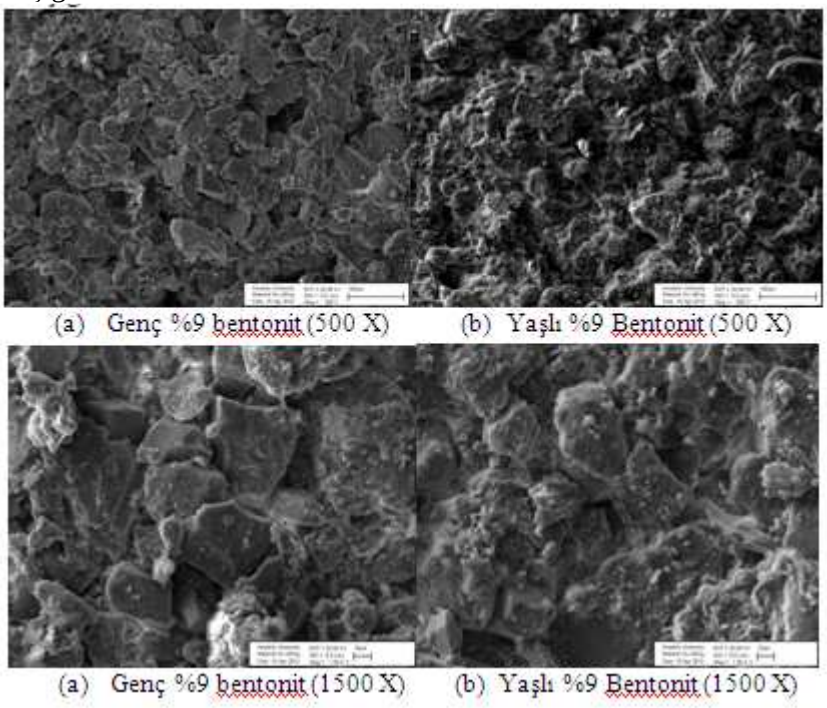
Numune	% FC	%C	%M	%S	w_L	w_P	I_P	pH	Renk	% Org.	SINIF
Adap. silti	80-90	5-10	~60	<30	34→NP	23→NP	7→NP	7.98	a.kahve	-	ML
Bentonit	100	82	18	-	133	34	99	8.13	gri	1.79	CH

Doğal silt numunesi oda sıcaklığında kurutulduktan sonra suyla birlikte No.200 elekten geçirilerek kumundan arındırılmıştır. Daha sonra bir havuzda büyük hacimde suyla karıştırılıp kilinin yüzdürme yoluyla yıkanarak alınması sağlanmıştır. İşlem sonunda siltin kil içeriğinin pipet analizi ile %4 dolayına düştüğü belirlenmiştir. Bentonit yıkanmış Adapazarı siltine değişen oranlarda karıştırılarak alt stoklar hazırlanmış ve bunların öncelikle sınıflama deneyleri yapılmıştır. Bu işlem olağan bir çalışma olarak görünse de, beklenmedik sonuçlarla karşılaşılmıştır. Önceden hesaplanarak ayarlanmış kil yüzdelerinin pipet analizinden gelen sonuçlarla da uyum içinde olmadığı,

$$C_{ölçülen} = 0.82 \cdot C_{beklenen} + 1.2 \quad (1)$$

gibi bir doğrusal bağıntı belirdiği görülmüş, bir başka deyişle ölçülen değerler beklenenlerin kararlı olarak altında kalmıştır. Bu durum killerin karışıma girdiklerinde silt daneleri ile yakın bir ilişkiye girdikleri biçiminde algılanmıştır. Şekil 6'da gösterilen SEM görüntülerinden bu tür bir bilgi gelmektedir. Bentonit karışımı taze iken silt ve kil daneleri ayrı konumlarda görünmekte, yaşlanma

sonucu kil danelerinin ortama yayılarak silt yüzeylerini kapladığı görülmektedir. Bunun sonucunda boşluklar tıkanmış görünmektedir.

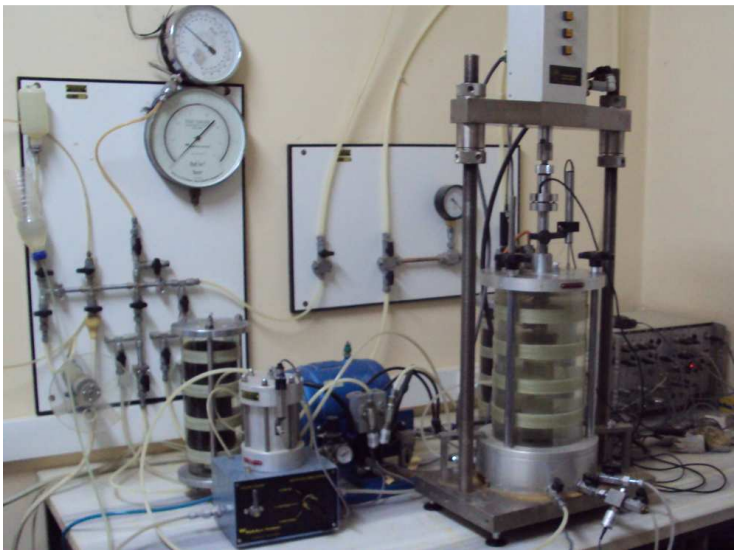


Şekil 6. Adapazarı siltinin bentonitle karışımından görüntüler

Numunelerin dinamik deneylere hazırlanışında, ince daneli zeminde homojen numuneler sağladığı bilinen bulamaç konsolidasyonu yöntemi (*slurry consolidation*) uygulanmıştır. Silt-kil karışımları oda sıcaklığında ağırlıkça ayarlanarak sınıflandırma işlemine tabi tutulmaktadır. Bunu izleyerek, aynı numuneler likit limitin %150'si oranında bir su muhtevasında vakumlanarak içinde hava kalmayacak biçimde karıştırılmakta ve 50 mm çaplı konsolidasyon silindirlerine dökülerek kademeli olarak 100 kPa'a konsolide edilmektedir. Konsolidasyon süreci alt, üst ve yanlardan (*radyal*) drenajla 3-10 gün içinde tamamlanmaktadır. Bu evre, sistemden dışarıya su çıkmaması ve tepedeki mikrometrenin okumalarının ihmal edilecek düzeye düşmesinden anlaşılmaktadır. Konsolidasyonun tamamlanmasından sonra numuneler CTX hücresine aktarılmaktadır.

DİNAMİK DENEYLER

Çalışmada Wykeham Farrance(Controls) firması 1999 yılı imalatı CTX sistemi kullanılmıştır (Şekil 7). Özel yazılımı olan CTX sistem 50,100 mm çaplı numuneye ±5kN duyarlıkla 50-60 Hz frekansta hidrolik sistemle yükleme yapabilmektedir. Seçilen hücre sıvısı basıncı σ_3 dinamik deneylerde etkili bir değişken olduğundan, Adapazarı deprem koşullarında sıvılaştığı belirlenmiş zeminlerin çoğunlukla üst 10m de bulunduğu göz önüne alınarak değişmez σ_3=100 kPa seçimi yapılmıştır. Boşluk suyu basınçları u_w numunenin geri basınçla doyurulmasından sonra tam drenajsız koşulda ölçülmüştür. CTX deneyi sırasında alınan okumalar numunede oluşan konsolidasyon (ΔV), boşluk suyu basınçları (u_w), deviatör gerilme (σ_d), eksenel birim boy değiştirme (ε_z) olarak özetlenebilir. Dinamik yükleme sırasında deney ε_z=0.20 ye kadar sürdürülebilmektedir.



Şekil 7. Dinamik deneylerin yapıldığı CTX sistemi

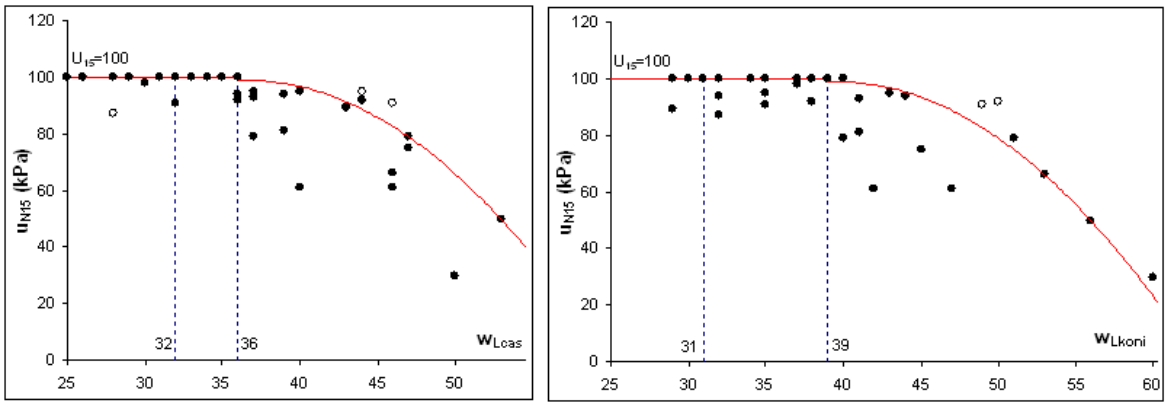
Doğal Numuneler

Şekil 8-12'deki eğriler doğal numuneler üzerinde yapılan dinamik deney sonuçlarının değerlendirilmesini içermektedir. Deneylerde konsolidasyon sonu (çevrim başlangıcı) efektif çevre basıncı 100 kPa olduğundan, Seed&Idriss(1982) ve Idriss(1999)'a göre 7.5 büyüklüğündeki bir deprem için boşluk suyu basıncının 15 çevrimden önce 100 kPa'a eşitlenmesi zeminin sıvılaştığının bir göstergesi olarak kabul edilebilir. Bu nedenle grafikler dinamik üç eksenli alette kesme sırasında uygulanan 15. çevrim sonucu numune içinde gelişen boşluk suyu basınçlarına (u_{N15}) karşılık noktalanmıştır. Bunun yanında grafiklerde gösterilen üst sınır eğrileri tüm noktaların eğilimini yansıtmamakta, artan ilgili fiziksel özelliğe karşın u_{N15}' in alabileceği maksimum değerleri ifade etmektedir. Eğrilerin verilen denklemlerini bu doğrultuda değerlendirmek gerekir. Şekil 8'de u_{N15} değerleri Casagrande ve koni düşürme yöntemlerine göre bulunan likit limit değerlerine karşılık noktalanmıştır. Buna göre likit limitin 36 (Casagrande) ve 39 (koni düşürme)'dan küçük değerlerinde numunelerin büyük bir kısmında 15 çevrim sonunda (veya öncesinde) çevre basıncı boşluk suyu basıncına eşit olurken likit limit bu eşik değerlerinden büyük ise boşluk suyu basıncı çevre basıncına hiçbir zaman eşit olamamakta, dolayısı ile efektif gerilme sıfıra yönelmediğinden birincil sıvılaşma olasılığı kalmamaktadır. Bunun yanı sıra, likit limitin 32 (Cas) ve 31(koni)'den küçük değerlerinde boşluk suyu basıncı 15. çevrime kadar çevre basıncına eşitlenmekte, dolayısı ile numune sıvılaşmaktadır.

Literatürde birçok araştırmacının da görüşlerine benzer olarak çarpmalı alet (Casagrande) ve koni düşürme ile ayrı ayrı ölçülen likit limit değerleri önemli farklılıklar göstermektedir. Birinci fark, çarpmalı deneyde bulunan likit limitin koni düşürmeye oranla yaklaşık 3-4 puan düşük değerde olmasıdır.

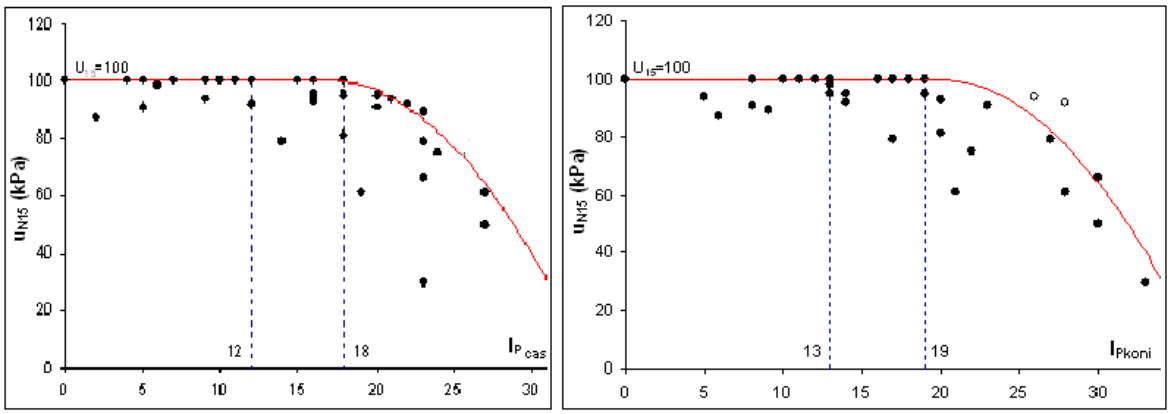
$$w_{Lkoni} = 0.9673 w_{Lcas} + 4.14 \quad (r=0.98) \qquad (2)$$

Ancak asıl önemli farklılık birçok silt karışımının çarpmalı alette likit limit ölçümüne olanak bulunmadığı halde (NP/0) koni aletinde w_L=35'e kadar yükselebilen ölçümler alınabilmiş olmasıdır. Bu tür karışımlar plastik limit deneyinde de sorunlar çıkartmaktadır. TS ve ASTM tarafından önerilen, plastik limit deneylerinde numunenin 3mm kalınlıkta iplere yuvarlanması yolu, deneyi yapanın deneyim ve becerisine büyük ölçüde bağlıdır. Bir operatör numunenin yuvarlak hale getirilemeden ufalandığını beyan ederken (NP) bir diğeri gerekirse hafif basınç uygulayarak eliptik kesitli de olsa 3mm'lik ipi oluşturmayı başarmaktadır. Bunun sonucu, aynı numunenin ML(NP) veya CL(plastik limit ölçülebiliyor) olarak sınıflanması gibi çelişkili bir durumu ortaya getirmekte, bu da sıvılaşma analizlerinde çelişkili yorumlara yol açmaktadır.



Şekil 8. Casagrande ve koni düşürme deney sonuçlarından bulunan likit limit değerlerine karşılık 15. çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) (doğal numune)

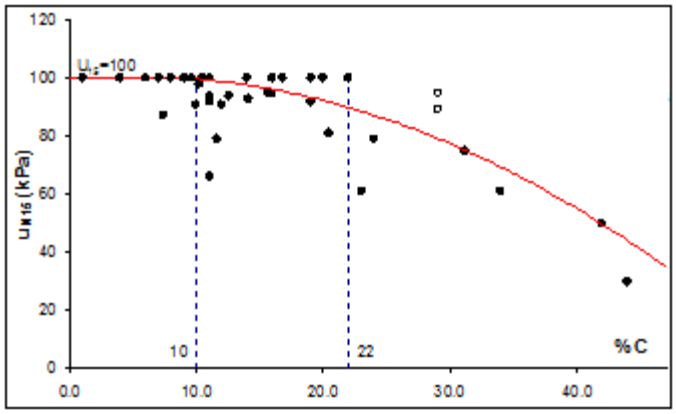
Şekil 9'da Casagrande ve koni düşürme aleti ile ölçümü gerçekleştirilen likit limit sonuçlarından elde edilen plastisite indisi değerlerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) noktalanmıştır. Bu durumda plastisite indisi değerinin 18(Cas) ve 19(koni)'dan sonraki değerlerinde sıvılaşmanın görülmesi mümkün değildir denilebilir. 12(Cas) ve 13(koni)'ün altındaki plastisite indisi değerlerindeki çoğu numunede numune içindeki boşluk suyu basıncı hücre basıncına eşitlenmektedir.



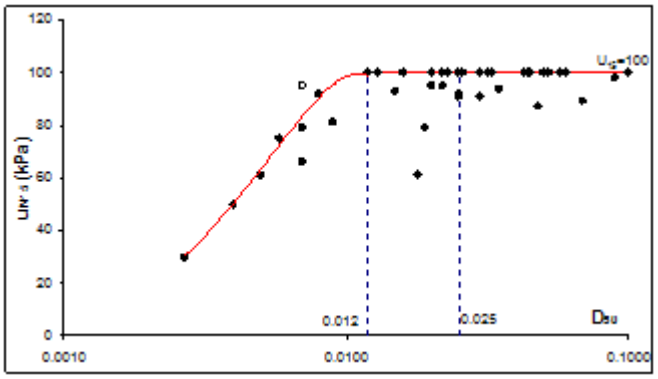
Şekil 9. Casagrande ve koni düşürme deney sonuçlarından bulunan plastisite indisi değerlerine karşılık 15. çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) (doğal numune)

Şekil 10'da denenen numuneler üzerinde ölçülen kil yüzdelerine (%C) karşılık 15. çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Grafikten görüleceği üzere u_{N15}=100 kPa değerini veren kil yüzdeleri 22' ye kadar ulaşmaktadır. Bununla birlikte u_{N15}=100 kPa değerini veren numuneler dikkatlice incelenirse bunların iki gruba ayrıldığı da görülmektedir. %10 kil içeriğine sahip numunelerin hemen hepsi sıvılaşırken, %10 ile %22 arasında kil oranlarına sahip numunelerin daha az bir kısmı sıvılaşmıştır. Bu durumda %10 kil sınırı sıvılaşma açısından belirleyici olmakla beraber %10-22 arasında kil içeriğine sahip numunenin ancak deneysel yöntemlerle sıvılaşma tayininin gerçekleştirilebileceği yani "*test*" bölgesine girdiği düşünülebilir.

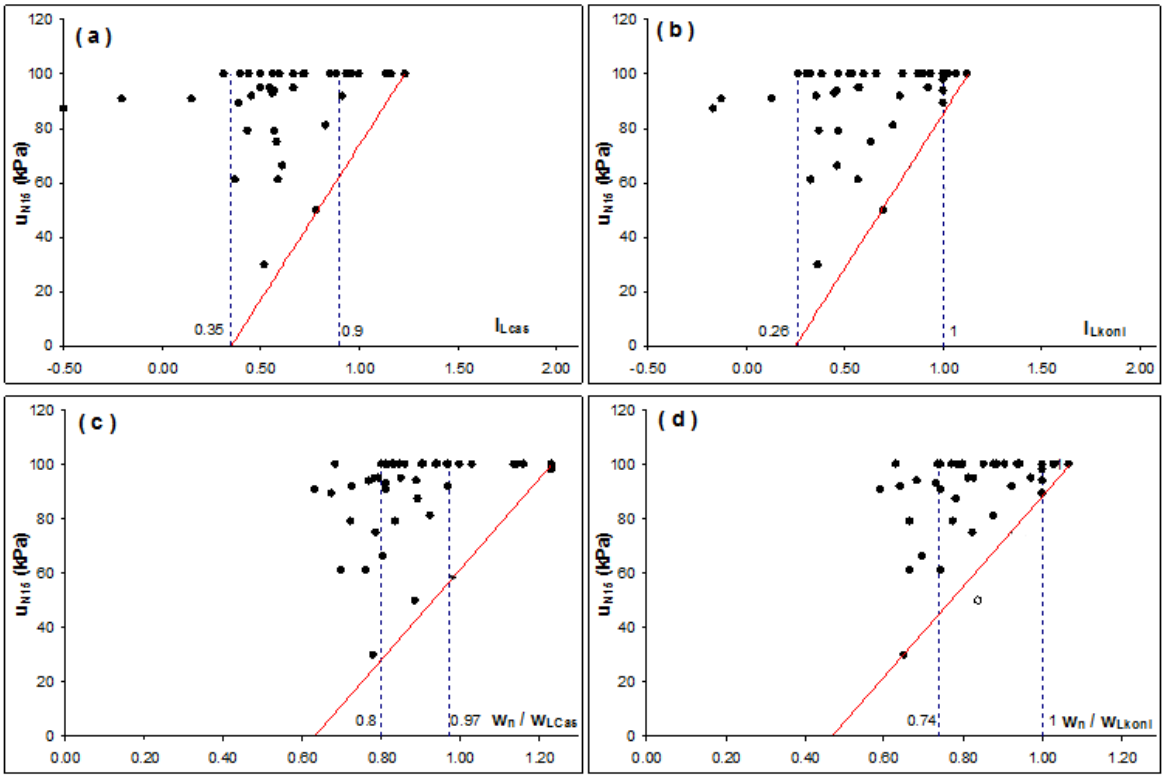
Şekil 11'de ise ölçülen ortalama dane boyutlarına (D_{50}) karşılık 15. çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Şekilden görüldüğü gibi ortalama dane boyutunun (D_{50}) 0.012 mm den küçük olduğu durumlarda sıvılaşmanın oluşması mümkün görülmemektedir. Bu boyuttan daha büyük danelerin ise neredeyse yarısı sıvılaşmaya müsait iken diğer yarısında sıvılaşmanın başlangıcı için yeterli olan boşluk suyu basınçlarına (u_{N15}) ulaşılamadığı görülmektedir.



Şekil 10. Kil yüzdesine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) (doğal numune)



Şekil 11. Ortalama dane boyutuna (D50) karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) (doğal numune)

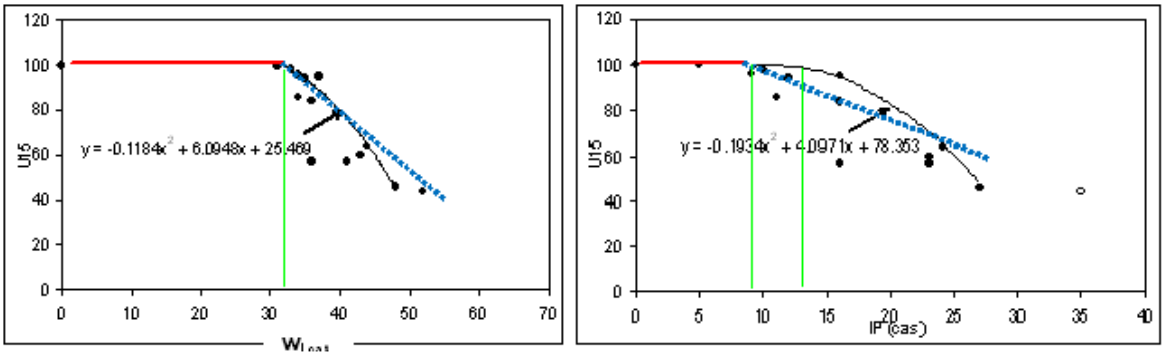


Şekil 12. Casagrande ve koni düşürme deney sonuçlarından sıvılık indisi (a-b) ve w_n/w_L (c-d) değerlerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) (doğal numune)

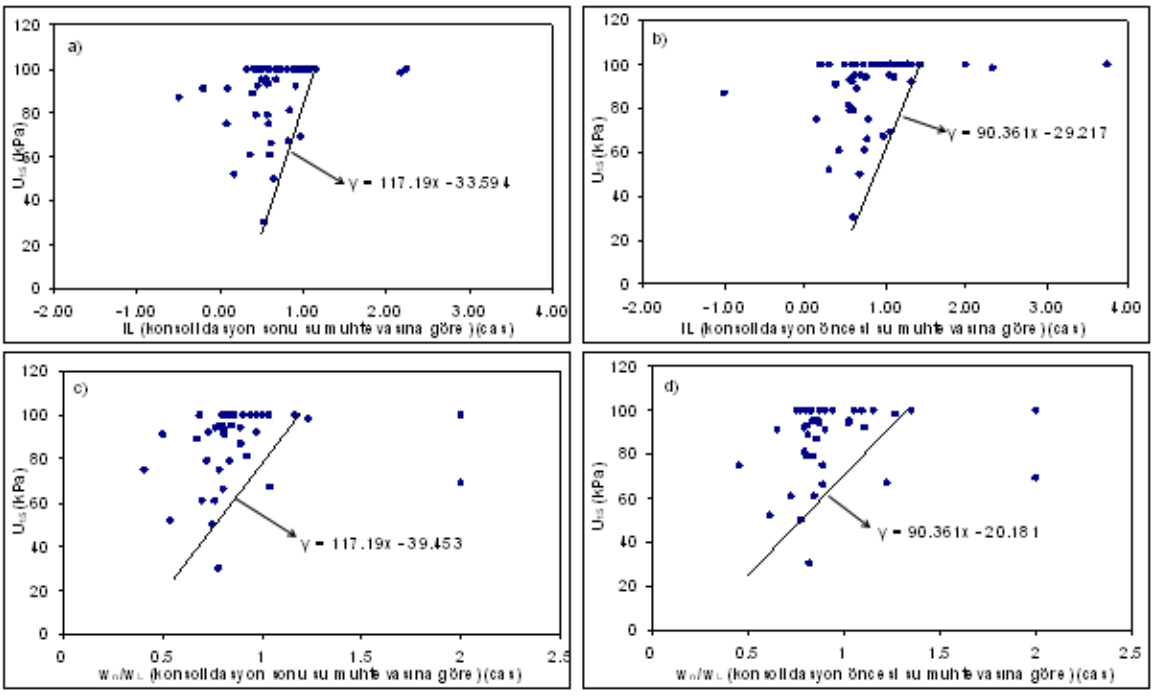
Şekil 12a ve b'de Casagrande ve koni düşürme deney sonuçlarından bulunan sıvılık indislerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) gösterilmektedir. Şekil 12c ve d'de Casagrande ve koni düşürme deney sonuçlarından bulunan w_n/w_L oranlarına karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (u_{N15}) gösterilmektedir. Grafiklerde görülen eğriler verilen bir w_n/w_L değerine karşılık numunenin 15. çevrim sonunda göstereceği minimum boşluk suyu basıncını ifade etmektedir. Grafiklerde sıvılık indisi ve w_n/wL oranlarındaki su muhtevası değişkenleri için konsolidasyon sonunda ölçülen değerler kullanılmıştır. Grafikler üzerindeki sınır değerler dikkatle incelenecek olunursa w_n/w_L oranının sıvılaşan sıvılaşmayan ve "*test*" bölgelerini daha kesin ve makul sınırlarla ayırdığı görülebilir. En iyi sonucu w_n/w_{Lcas} formülü ile çizilen Şekil 12c grafiği vermiştir.

Yapay Numuneler

Birincil sıvılaşma için kabul edilen en önemli yaklaşımlardan biri N=15 çevrim gibi makul bir düzeyde erişilen boşluk suyu basıncı oranıdır. Şekil 13-16'de bu ilişkiler bentonit katkılı yapay karışımlar için gösterilmektedir. Şekil 13'de 15. çevrimde ulaşılan boşluk suyu basıncının likit limit (Casagrande) ve plastisite indisi ile değişimi verilmektedir. Buna göre sıvılaşmanın eşik değerleri likit limit ve plastisite indisi için sırasıyla 32 ve 13 olmakta plastisite indisi için 9-13 arasının test bölgesi konumunda olduğu görülmektedir.



Şekil 13. 15. çevrimde ulaşılan boşluk suyu basıncının likit limit ve plastisite indisi ile değişimi (yapay numune)

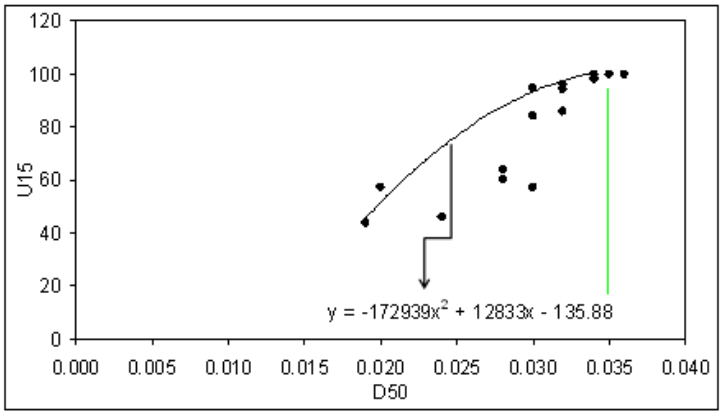


Şekil 14. Casagrande deney sonuçlarından bulunan sıvılık indisi - w_n/w_L değerlerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (yapay numune)

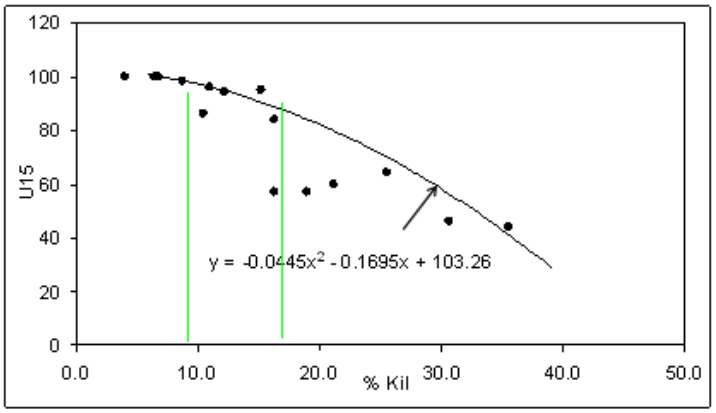
Zeminlerin arazideki statüsünü belirlemede en etkin araçlardan biri olduğuna inanılan sıvılık indisinin sıvılaşma ile bir bağıntısının olması gerekir. Şöyle ki, likit ve/veya plastik limiti ölçülemeyen bir ince daneli zeminin sıvılaşması kaçınılmaz olabilirken, I_L değerinin 1.0'den küçük olduğu, yani plastik limitin ölçülebildiği, durumlarda sıvılaşma olasılığı önemli ölçüde düşüktür (Şekil 14). Burada dikkat edilmesi gereken, NP zeminler için I_L hesaplanamadığından literatürde I_L nin formül yerine w_n/w_L tanımının kullanılmış olmasıdır.

Adapazarı Kriteri'nin öğelerinden biri de dane boyutudur. Ortalama dane boyutu D_{50}'nin 0.06mm'den büyük olması zeminin sıvılaşabilirliğinin bir göstergesi olarak kabul edilmektedir. Şekil 15'e bakıldığında bu limitin yapay numunelerde 0.035 mm'de olduğu görülmektedir.

Kil içeriği gözönüne alındığında %C<9 limitinin sıvılaşmayı gösterdiği söylenebilmektedir (Şekil 16). Bu değer Adapazarı kriterinin C=%10 koşuluna çok yakın olduğu gibi, doğal numunelerde de benzer sonuca ulaşılmasıyla kil yüzdesinin sıvılaşmayı etkileyen önemli bir değişken olduğu teyit edilmiş olmaktadır.



Şekil **Hata! Belgede belirtilen stilde metne rastlanmadı.**15. Dane boyutunun sıvılaşmaya etkisi (yapay numune)



Şekil 16. Bentonit yüzdesine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları (yapay numune)

SONUÇ

Dinamik deneylerde N=15. çevrimdeki boşluk suyu basıncı (u_{N15}) yenilmenin tanısında önemli bir aşamadır. Doğal numunelerde yapılan dinamik deneylerin sonucunda N=15 koşulunda sıvılaşması olası görünmeyen zemin olarak w_L=36, I_P>18, w_n/w_L<0.9 özellikleri tanımlanmıştır. Dinamik davranışı etkileyen en önemli öğe olan kil içeriği C>%22 sıvılaşmanın üst sınırını göstermektedir. CTX verilerine göre 0.012 mm olarak belirlenen ortalama dane boyutunu Adapazarı kriterindeki değerden (0.02mm) küçük çıkmıştır. Yapay numuneler üzerinde yapılan CTX deney sonuçlarına göre ise bu eşik değerler likit limit açısından aynı kalırken sıvılık indisi ve ortalama dane boyutu açısından sırasıyla %10 ve %40 artmış, plastisite indisi ve kil oranı cinsinden ise %20 civarında

azalmıştır. Bu durum sıvılaşmanın incelenmesinde yapay ya da doğal numune kullanımının değerlendirmede farklılıkları meydana getireceği sonucunu ortaya koymaktadır. Bunun yanında benzer özellikteki yapay numunelerin doğal numunelere oranla daha kolay sıvılaşabildiği görülmektedir. Bu durumun açıklanması amacıyla yapay numunelerde yaşlanma faktörünün sıvılaşma davranışı üzerindeki etkisinin incelenmesi ileriki çalışmalar için bir öneri olarak sunulabilir.

Teşekkür

Çalışmanın gerçekleştirilebilmesinde 106M042 nolu proje dolayısıyla katkılarından dolayı TÜBİTAK'a teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

Andrews, D.C.A. and Martin, G.R., (2000). "Criteria for Liquefaction fo Silty Soils", *12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper 0312*.

Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S. and Özocak, A., (2010). "Liquefaction of Silts:The Adapazarı Criteria", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:859-873.

Bray, J.D. and Sancio, R.B., (2006). "Assessment of Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 27:2:31-41*.

Idriss, I.M., (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.

Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2006). "Semi-emprical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier*, 26:115-130.

Jefferies, M. and Been K., (2006). Soil Liquefaction: A Critical State Approach, Taylor&Francis, London

Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.

Mitchell, J.K. and Soga, K., (2005). Fundamentals of Soil Behaviour, 3rd Ed., J.Wiley, New York.

Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A. ve Sert, S., (2007). "Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesinde Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) Sönümlenme Yönteminin Uygulanması", *104M387 nolu TÜBİTAK Projesi, Sakarya.*

Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S. ve Ural, N., (2010). "İnce Daneli Zeminlerin Sismik Koşullarda Yenilmesinin Adapazarı Kriterleri ile Tanısında Dinamik Deneylerin Etkisi", *106M042 nolu TÜBİTAK Projesi, İstanbul-Sakarya*.

Önalp, A. ve Arel, E., (2202). "Siltlerin Sıvılaşma Yeteneği:Adapazarı Kriteri", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.*

Seed, H.B., and Idriss, I.M., (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 134 pp. (1982).

Seed, R.B., Çetin, K.Ö., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A., (2003). "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework". *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Seminar*, Keynote Presentation, H.M.S., Queen Mary, Long Beach, California, April 30, 2003.

Wang, W.S., (1979) "Some Findings in Soil Liquefaction", *Research Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing.*

ADAPAZARI' NDA YERALTI SUYU DEĞİŞİMLERİNİN DEPREMDE ZEMİN ÖZELLİKLERİNE OLASI ETKİSİ

THE EFFECT OF THE FLUCTUATIONS OF THE GROUNDWATER LEVEL ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF SOILS

Ertan BOL[1] ve Akın ÖNALP[2]

ÖZET

Adapazarı kent merkezinde yeraltı suyu düzeyinin 1999 depreminden bu yana düşme eğiliminde olduğu gözlemlenmektedir. Ancak, eldeki birçok sondaj ve sondalama kuyularından elde edilen yer altı suyu ölçümlerine göre su düzeyinde aylık değişimlerin de meydana geldiği anlaşılmıştır. Bu durum gelecekte beklenen depremlerde zeminden kaynaklanan problemlerin 1999 depremine göre daha düşük oranlarda belireceği olasılığını gündeme getirmektedir. Y.A.S.S. nin bu düşüşü ile kılcal doygun duruma geçen ortamlarda yükselen efektif gerilmelerin deprem sırasında düşük boşluk suyu basıncı artışları sağlayacağı, böylece zemin yenilmesi olaylarının beklenenden daha kısıtlı yerlerde gerçekleşeceği açıktır. Adapazarı' nda yenilme belirtilerinin üst on metrede olduğu göz önüne alınırsa, YASS' deki değişimlerden bu davranışın önemli derecede etkileneceği görülmektedir. Bu çalışma kapsamında Adapazarı' nın merkez mahallelerini içine alan bir alanda sondalama verilerine dayanan sıvılaşma analizleri yapılmıştır. Bilindiği gibi, akarsu kökenli çökeller üzerine oturan Adapazarı kent merkezi zemin profilleri yanal ve düşey olarak ani farklılıklar göstermektedir. Bu sebeple analizler ince daneli zeminlerde ve iri daneli zeminlerde olmak üzere iki farklı gurupta yapılmış ve sonuçları coğrafi bilgi sistemleri (CBS) yardımıyla birleştirilerek gösterilmiştir. Sonuçta, seçilen alanda yer altı suyu değişimlerinin sıvılaşma bölgelerini alansal olarak ne denli etkileyebileceği gösterilmiştir.
Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, CPT, Yer altı suyu, CBS, Sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI)

ABSTRACT

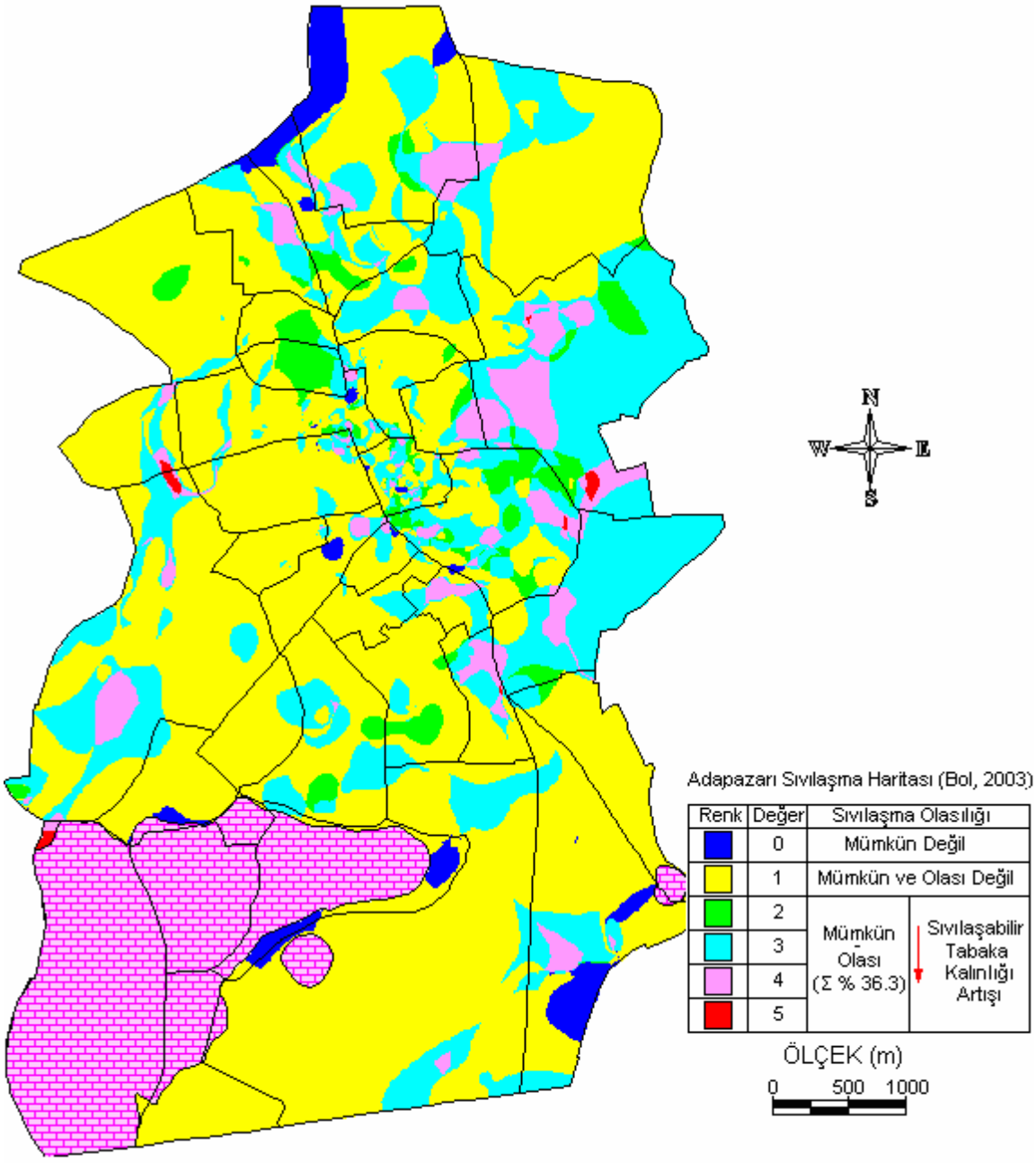
The 1999 earthquakes caused widespread ground failure in Adapazari,Turkey .The unique feature of the soil profiles in the city is extreme vertical and lateral variationsin the alluvial deposits. The liquefaction events were augmented by the high groundwater levels, often rising to within a meter of the surface. Subsequent observations of the levels however indicated that groundwater tends to descend following seasonal and annual changes. This suggested the authors to evaluate the liquefaction potential with varying groundwater levels because the failures were confined in the top 5m depth of the subgrade. If the potentially liquefiable silts are in the capillary zone as a result of the drop of the GWL, increasing effective stresses might influence the seismic behaviour, it was reasoned. Liquefaction analyses were carried out using the cone penetration data for fine and coarse grained sediments and collated by GIS, with the result that drops in the GWL will influence the response of the critical deposits in the event of an earthquake in the near fuuture.
Keywords: Liquefaction, CPT, Groundwater levels, GIS, Liquefaction potential index (LPI)

GİRİŞ

Saroz körfezinden başlayan, Marmara denizini batı-doğu istikametinde kat eden, İzmit Körfezi-Sapanca oluğunu geçip Adapazarı' na kadar uzanan tektonik çöküntü havzasında sonuncusu 1999

[1] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi İnşaat Müh. Böl., Sakarya, ebol@sakarya.edu.tr
[2] Prof. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi İnşaat Müh. Böl., İstanbul, a.onalp@iku.edu.tr

depremi olmak üzere birçok hasar yapıcı deprem meydana gelmiştir. Aletsel dönemde yapılan kayıtlar incelendiğinde ortalama 20 yılda bir Adapazarı ve civarında yıkıcı depremin meydana gelebileceği düşünülebilir. Bu bakımdan Adapazarı deprem açısından Türkiye ve komşu ülkeler içindeki en riskli kentlerden biridir. Depreme neden olan sağ yönlü doğrultu atımlı Kuzey Anadolu Fayı (KAF) kentin hemen güneyinden geçer. Adapazarı deprem açısından her ne kadar risklere sahipse de bir alışveriş ve sanayi merkezi olması sonucunda 300.000' e yaklaşan nüfusu ile büyümeye devam etmektedir. Özellikle 1999 depreminden sonra bölgede geoteknik çalışmalar yoğunlaşmıştır. Deprem sırasında meydana gelen zemin sıvılaşmasının kent içinde çeşitli bölgelerde gözlemlenmesi bu konuda çalışan araştırmacıların ilgisini yöreye çekmiştir. Ansal vd. (2004) tarafından Adapazarı zeminlerini de içine alan kapsamlı bir araştırma yürütülmüş olup bu çalışmada kent için geliştirilen bir sıvılaşma duyarlılığı mikro bölgeleme haritası (*liquefaction susceptibility microzonation map*) sunulmuştur. Bu çalışmada kent için 500×500m karelerde mikro bölgeleme yapılmıştır. Bununla birlikte, Sakarya Üniversitesi Geoteknik çalışma grubu bünyesinde 1996 yılından bu yana yürütülen çalışmalar sıvılaşabilir tabakaların kentin yaklaşık %36' lık bir bölümünü kapsadığını göstermiştir (Şekil 1) (Bol, 2003; Bol vd., 2008). Ayrıca bu çalışmalarda



Şekil 1. Adapazarı sıvılaşma olasılık haritası (Bol, 2003)

sıvılaşma bölgelerinde ince kum ara tabakalı non-plastik siltlerin egemen olduğu anlaşılmıştır. Haritanın çıkartılmasında "Adapazarı Kriteri" (Önalp ve Arel, 2002; Bol, 2010) ile çevrimsel direnç oranı (CRR/CSR) yöntemleri birlikte irdelenmiştir.

Yer altı suyunu düzeyi sıvılaşmaya etki eden faktörlerin başında gelmektedir, zira yokluğunda sıvılaşma oluşmaz. Y.A.S.S.'nin yüzeye yakınlığı sıvılaşabilir tabaka kalınlığının artmasına neden olacağından yapılara etkisi daha büyük olabilecektir. Adapazarı'nda YASS'nin aylık/yıllık ortalamalar bakımından büyük farklılıklar gösterdiği bilinmektedir. Dolayısı ile, haritanın oluşturulması için gerekli olan YASS değerleri farklı yıl ve aylarda gerçekleştirilen sondajlardan elde edildiğinden, sıvılaşmanın etki derecesi bakımından "zaman" parametresi bir şekilde denkleme içerilmelidir. Zira bu durumda "..Acaba sondajların hepsi Ağustos ayında gerçekleşse idi benzer bölgeleme haritası elde edilecek miydi?" sorusu akla gelmektedir. Bu sorunun yanıtını vermeğe yönelik yürütülmüş bu çalışmada; kent içinde YASS'nin yükselmesine sebep olan etkenler irdelenerek oluşabilecek farklı su seviyelerinde sıvılaşma gösterebilecek alanların yayılımı incelenmiştir.

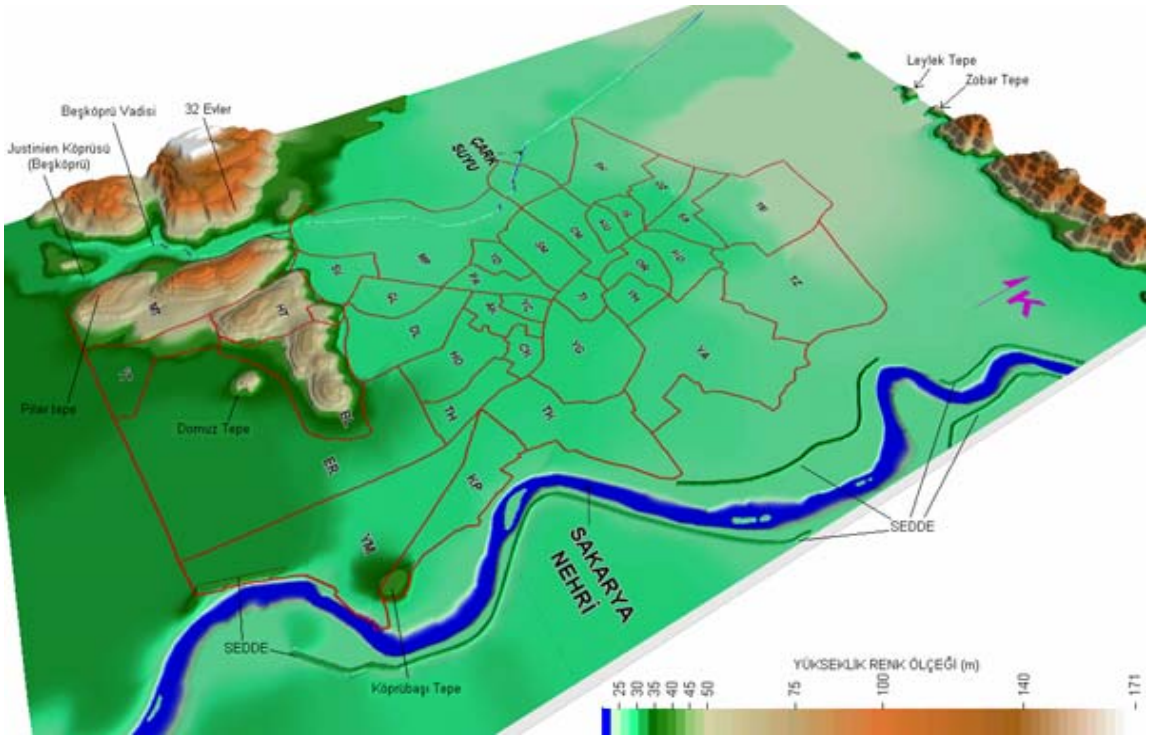
Adapazarı Geoteknik Veritabanı

Sakarya Üniversitesi, İstanbul Teknik Üniversitesi ve California Üniversitesinin gözetiminde gerçekleştirilen sondajlar ile sondalama deney sonuçları Microsoft Access® Yazılımı "Adapazarı Geoteknik Veritabanı" nda saklanmaktadır. Bu veritabanına kent içinde faaliyet gösteren özel şirketlerin ticari amaçlar için gerçekleştirdikleri sondaj bilgileri dâhil edilmemektedir. Çalışma alanında 818 sondaj ve 305 CPTU deneyi yapılmış olup bunlardan 135 adedinde hem sondaj hem de CPTU deneyi korelasyonlar yapmak amacıyla yan yana yürütülmüştür. Sondaj ve sondalama sonrasında ölçülen yer altı su seviyeleri Ay/Yıl olarak veritabanında saklanmıştır. Tüm deneyler SAÜ Geoteknik laboratuvarının gözetiminde gerçekleşmiştir. Sondajlarda 6357 adet SPTN deneyi, elde edilen örselenmiş (D) ve örselenmemiş numuneler (UD) üzerinde 5957 adet sınıflama deneyi (TS1500/2000), örselenmemiş numuneler üzerinde 798 adet UU deneyi (TS1900/2006) ve 100 adet konsolidasyon deneyi (TS1900/2006) gerçekleştirilmiştir. CPTU deneylerinde okumalar her iki santimde bir alınmış ve böylelikle yaklaşık 62000 satır veri elde edilmiştir. CPTU deneylerinin bazılarında kayma dalgası hızı ölçümleri yapılmış ve 200 adet V_s verisi elde edilmiştir. Veritabanının yeni yapılan projeler kapsamında gelen veriler ile güncelleştirilmesine devam edilmektedir. Bu veritabanı Coğrafi Bilgi Sistemleri (GIS) ile ilişkilendirilerek; Adapazarı kentinin zemin sınıfı, SPT-N, koni uç direnci (q_c), 1999 depremi hasar oranı, taşıma gücü ve sıvılaşma gibi tematik haritalarının çıkartılması mümkün olmuştur.

Adapazarı' nda Topoğrafya, Yüzey Suları ve Jeomorfolojik Süreç

Kentin büyük bir kısmı kuzeye doğru akan, ülkenin üçüncü büyük nehri olan, Sakarya nehrinin getirmiş olduğu alüvyonlar üzerine kurulmuştur. Kent merkezinde yapılan 200m'lik sondajda anakayaya rastlanılmamıştır (Bol, 2003). Bununla birlikte Komazava ve diğ. (2000) sismik yöntemlerle gerçekleştirdiği bir çalışma sonucuna göre alüvyon kalınlığının yaklaşık 1000 metre civarında olduğu ileri sürülmektedir.

Çalışma alanının yüzey topoğrafyası oldukça yumuşak olmakla birlikte, ova kuzey ve güneyde anakayanın yüzeylendiği yerlerle sınırlanmıştır (Şekil 2). Kentin bazı mahalleleri (Maltepe "MT", Hızırtepe "HT", Yeşiltepe "YT" ve Bağlar "BL") Akveren Formasyonunun (KTa) yüzeylendiği anakaya üzerine kurulmuştur. 1999 depremi sonrasında bu bölgede zemin problemine dayalı herhangi bir yıkım ve şev problemi rapor edilmemiştir. Alüvyon burada maksimum yüksekliği yaklaşık 110 metre olan Maltepe ve Erenler tepeleriyle doğu-batı yönlü olarak sınırlıdır. Kuzeyindeki yükseltilerin ise merkeze uzaklığı dört kilometre kadar olup ovanın kuzeyde karşılaştığı yine doğu-batı doğrultulu olan bu yükseltiler Armutluk Tepe (180 m) ve hemen doğusundaki Kocaıhlamur Tepe'dir (211 m). Çalışma alanında bu yükseltilerin dışında kalan ve geniş bir kesimi kapsayan alüvyonun deniz seviyesinden ortalama yüksekliği 30 metre olup kuzey batıya doğru bu yükseklik 25 metre seviyesine kadar düşmektedir. Ancak ovadaki bu eğim farkı iki kot arasındaki mesafenin uzunluğu sebebiyle tatlı bir şekilde birbirine geçmekte olup tüm arazide,



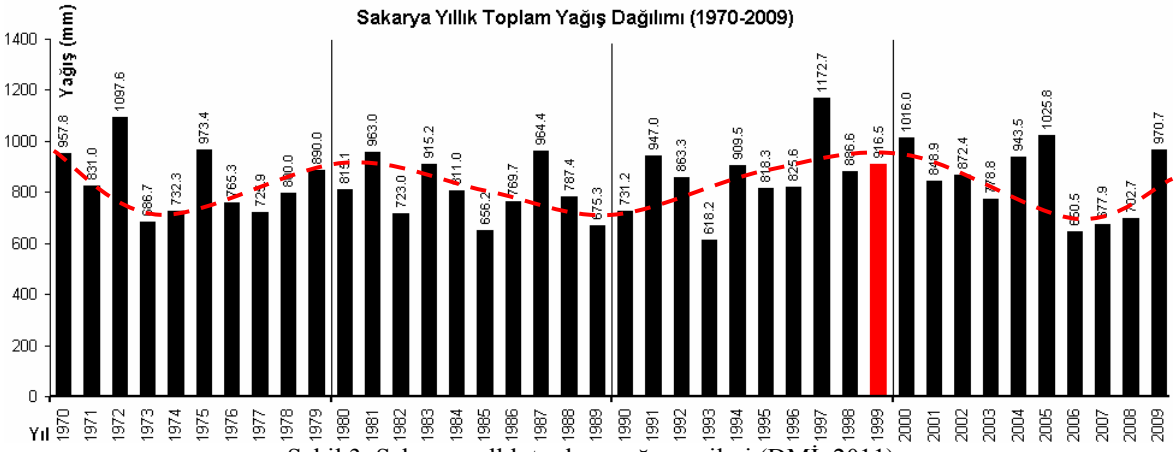
Şekil 2. Adapazarı kent merkezinin üç boyutlu topoğrafik haritası (Bol, 2003).

güneydoğuda Yeni Mahalle ile Sakarya nehri arasında bulunan Köprü Başı Tepe (40 m) ve Sakarya nehrine paralel kurulan seddelerin haricinde topoğrafik engebe teşkil edecek bir oluşum görülmez.

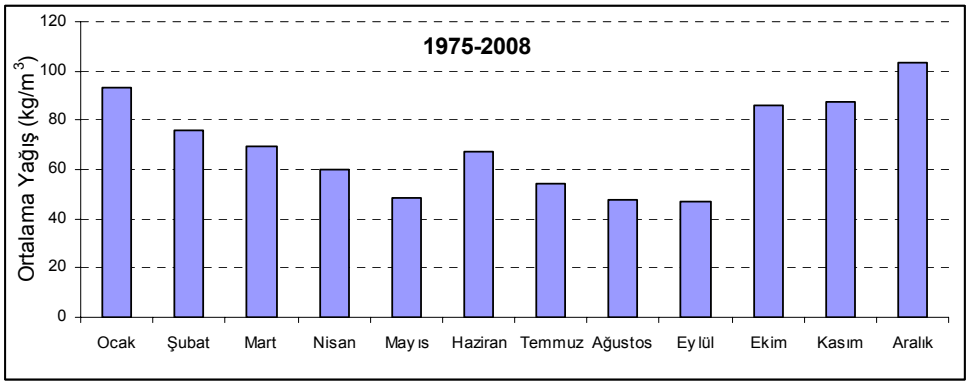
Ovanın şekillenmesinde baş rol oynayan Sakarya nehri kentin hemen doğu sınırını, daha düşük debi ve Sakarya nehrine oranla daha az bir şekillendirme etkisi olan Çark suyu ise kentin batı sınırını oluşturmakta, Çark Suyu Mithatpaşa ve Şeker mahallelerinde Adapazarı kent merkezi içlerine girmektedir. Sakarya Nehrinin doğusunda kalan ova kısmının (Akova) şekillenmesinde Mudurnu Suyu da söz sahibi olmuştur. Ancak, Mudurnu suyunun kentin yaklaşık 10 km doğusundan geçtiği göz önüne alındığında, kent merkezindeki günümüz çökellerini oluşturma ve şekillendirme açısından bir etkisinin olmadığı düşünülmektedir. Kentte sıvılaşmanın hâkim olduğu bölgelerde ince kum tabakaları ile ara katkılı olan siltlerin kökeni güneyden kuzeye doğru akan Sakarya nehrinin geçmişte her iki yanında bulunan doğal setleri yararak meydana getirdiği sellenmelerdir. Şekil 2' de nehrin her iki yanında bulunan seddeler ise yakın tarihte taşkınlardan korunmak amacıyla insan eliyle oluşturulmuşlardır. Ovanın yatay topoğrafyasından dolayı Sakarya nehri bu bölgede menderesler çizerek akmaktadır. Geçmişte ise nehir kentin değişik kesimlerini katetmiş ve bu bölgelere iri kum ve çakılları bırakmıştır. Bol (2003) Adapazarı Geoteknik Veritabanı' nı coğrafi bilgi sistemleri ile ilişkilendirerek kentin değişik katmanları için zemin haritalarını elde etmiş ve daha sonra yapmış olduğu bir çalışmada da bu katmanlar üst üste koyarak değişik fasiyesleri göstermiştir. Kentin güney batısında sağlam kaya olarak nitelendirilebilecek kiltaşı, silttaşı, marn ve kireçtaşlarından oluşan Üst Kretase yaşlı kayaçlar bulunmaktadır. Söz konusu kayaçların etrafındaki alçak bölgelere yüksek (CH) ve orta (CI) plastisiteli killerin hâkimdir. Bu killerin söz konusu Üst Kretase yaşlı kayaçların ayrışma ürünü olduğu düşünülmektedir.

Kent merkezinde su seviyesinin yükselmesine neden olan ana sebeplerin başında aylık ve yıllık olarak farklılıklar gösteren ortalama yağış miktarlarındaki değişimlerdir. Bunun yanında, Sakarya Nehrinin kentin doğu sınırını teşkil etmesi sebebiyle buradan akan su ile kentin yer altı suyu seviyesi arasında yakın bir ilişki olduğu düşünülmektedir. Bu sebeplerden dolayı Sakarya bölgesindeki ortalama yağış miktarları ile Sakarya nehri debisindeki değişimler ve bunların yer altı suyu seviyesi ile ilişkilerinin incelenmesine gerek duyulmuştur. Şekil 3' de Sakarya ili için yıllık miktarları 1970-2009 aralığı için gösterilmektedir. Buradan uzun yıllar yağış miktarının tekdüze olmadığı, aşırı kurak ve bol yağışlı yıllar göz ardı edilirse yağışın periyodik bir dalgalanma gösterdiği söylenebilir. 1999 depreminin de yağışın maksimum seviyede olduğu yıllar aralığına

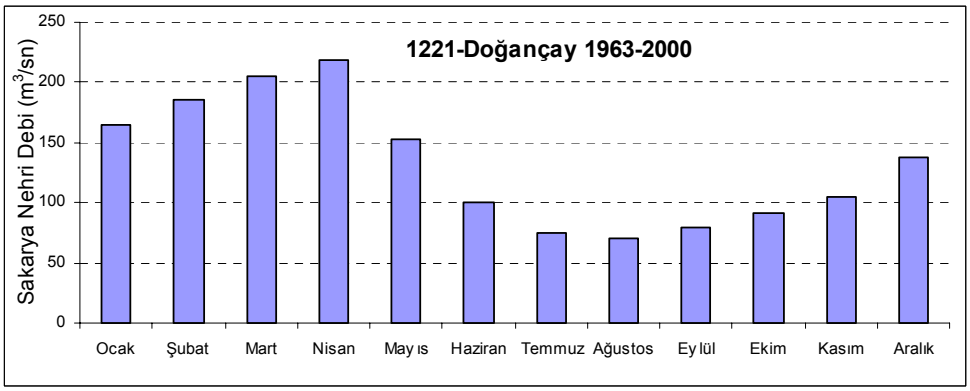
denk geldiği görülmektedir. Sakarya İlinde yağış miktarı yıllara göre değişim gösterdiği gibi aylık olarak da farklılıklar sunmaktadır. Şekil 4' de bu durum 1975-2008 yılları için verilmiştir. Şekil 4' de ortalama yağış miktarları aylık olarak gösterilmektedir. 1999 depreminin meydana geldiği ay olan Ağustos ayında ortalama yağışın minimum düzeylerde olduğu dikkati çekmektedir. Sakarya nehri üzerinde havzanın farklı yerlerinde bulunan 11 istasyonda sistematik aralıklarla debi ölçümleri yapılmaktadır. Bunlardan kent merkezine en yakın olanı 1221 nolu Doğançay ölçüm istasyonudur. İstasyon Adapazarı ovasının güney ucunda Geyve boğazının hemen çıkışında bulunmakta olup bu kesimden sonra nehre bağlantısı olan önemli bir kol bulunmamaktadır. Dolayısı ile burada yapılan ölçümlerin kentin hemen doğusunu kat eden segmentlerinin debi özelliklerini yansıttığı düşünülmüştür. Şekil 5' de Sakarya nehri Doğançay istasyonu uzun yıllar aylık ortalama yağış grafiği görülmektedir. Bu grafikte de 1999 depreminin meydana geldiği ay olan Ağustos ayında ortalama debinin minimum düzeylerde olduğu görülmektedir.



Şekil 3. Sakarya yıllık toplam yağış verileri (DMİ, 2011)



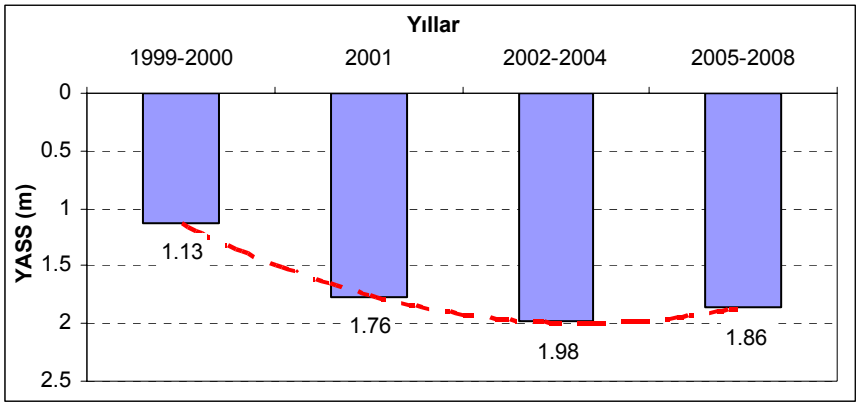
Şekil 4. Sakarya aylık ortalama yağış verileri (DMİ, 2011)



Şekil 5. Sakarya nehri Doğançay istasyonu uzun yıllar aylık ortalama yağış verileri

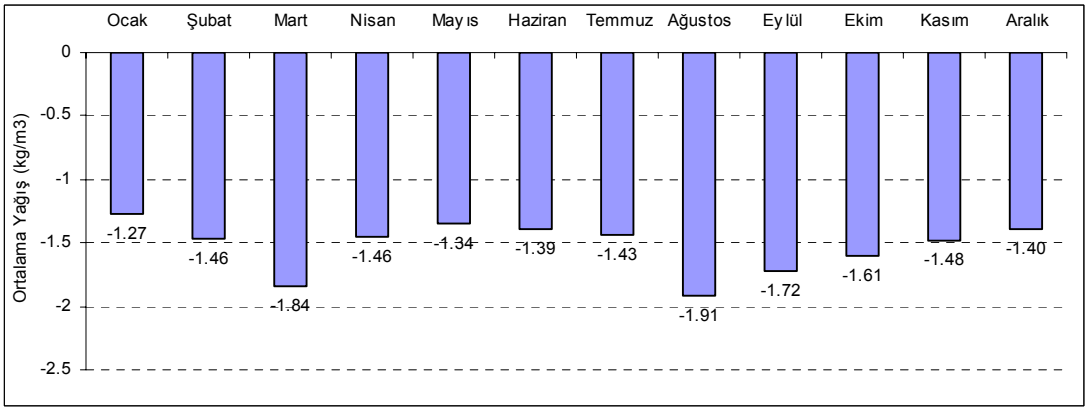
Yer Altı Suyu Durumunun Yüzey Suları İle İlişkisi

Adapazarı kenti geoteknik veritabanında sondajlardan ve CPTU deneylerinden elde edilen statik yeraltı su seviyeleri ölçüldükleri tarihe göre saklanmışlardır. 1999 depremi öncesine ait 60 veri bulunmakta, depremden bu yana yapılan ölçümler 1036 adet civarında olmakla beraber veritabanı her gelen veri ile güncellenmektedir. Şekil 6' da sondaj ve sondalamalar sonucunda ölçülen yeraltı su seviyelerinin yıllara göre ortalama değerleri verilmiştir. Eldeki verilerin 1984 yılına kadar gitmesine karşın veri azlığı sebebiyle 1999 öncesi grafiğe katılmamıştır. Grafikten görüleceği gibi 1999 depreminde ortalama YASS -1.13m ile yüzeye en yakın mesafede bulunmaktaydı. Daha sonraki yıllarda su seviyesinin daha derinlere çekildiği gözlemlenmektedir.



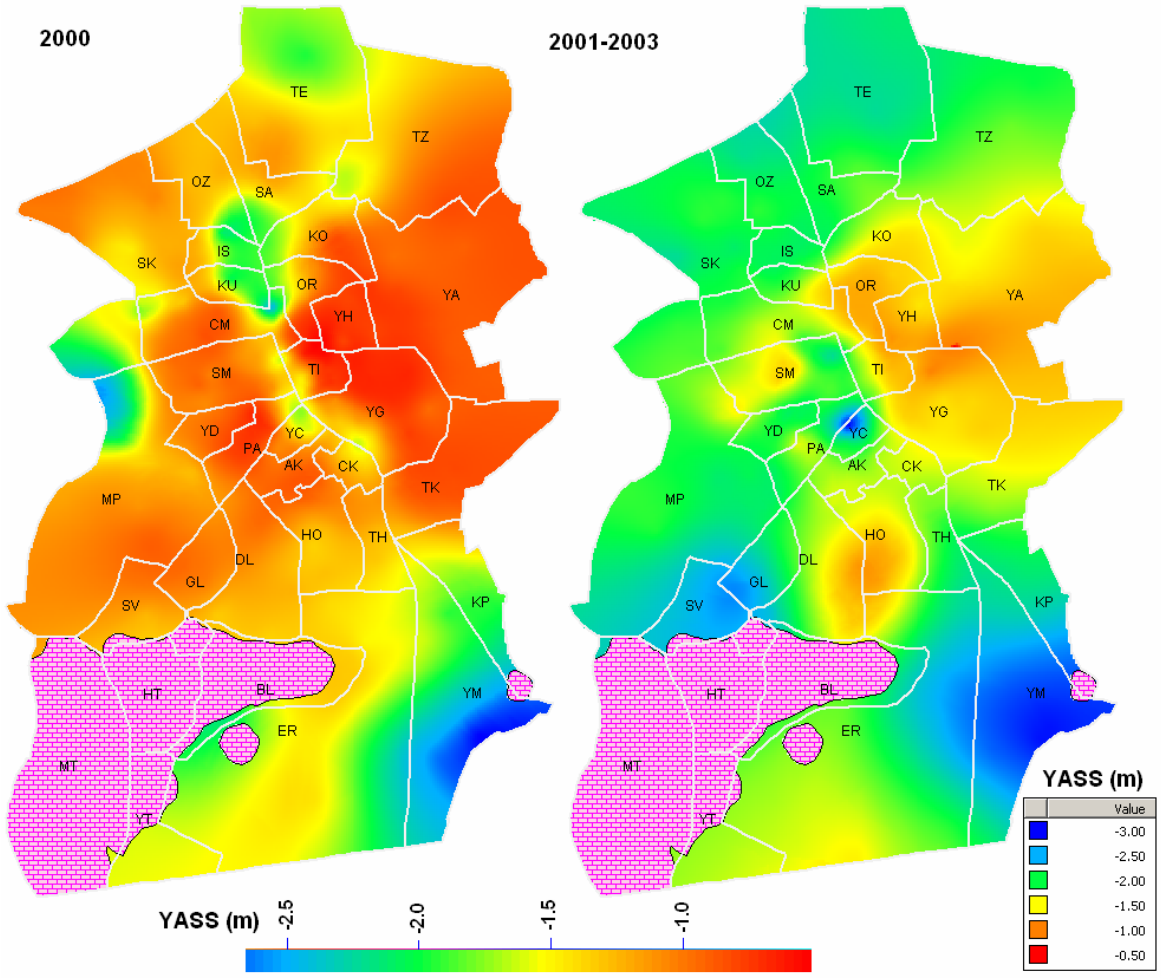
Şekil 6. Yıllık ortalama yeraltı suyu değişim grafiği

Şekil 7' de ise tüm yılları kapsayan aylık YASS ortalamaları verilmiştir. Ağustos ayında yeraltı su seviyesinin -1.91 ile yüzeyden en uzak mesafede bulunduğu görülmektedir. Tüm bu grafiklerden Adapazarı' ndaki yeraltı su seviyesi ile Sakarya iline düşen yağış miktarının ve Sakarya nehri debisi arasında bir ilişki olduğunu söylemek yanlış olmayacaktır. Bu veriler aylık olarak örtüştürüldüğünde genel bir eğilim yakalanmasına rağmen don olaylarının meydana geldiği Şubat ve Mart Ayları ile karların erimeye başladığı Nisan ayı ilişkiyi bozmaktadır. Bu durumda ortalama sıcaklık ve ortalama yağışlı gün sayısı gibi değişkenlerin katılması problemin çözümüne katkıda bulunacaktır. Ancak bu çalışmanın amacından uzaklaşmamak için bu parametrelerin etkisi incelenmemiştir. Bununla birlikte Adapazarı' ndaki yeraltı su seviyesinin yıllık ve aylık bazda değişimleri oluşabilecek bir deprem sırasında meydana gelebilecek sıvılaşma, çevrimsel yumuşama, oturma ve taşıma gücü gibi problemlerin şiddetine doğrudan etkiyeceği açıktır. 1999 depremi su seviyesinin yüzeye yakınlığı sebebiyle yıl olarak şanssız bir dönemde olmuş, ancak yıl içindeki en düşük su seviyesine sahip olan Ağustos ayında oluşması nedeniyle de sıvılaşma açısından olumlu olmuştur. Mart ve Ağustos haricindeki aylarda meydana gelebilecek bir depremde oluşabilecek zemin problemlerinin çok daha yaygın olacağı düşünülmektedir.



Şekil 7: Aylık ortalama yeraltı suyu değişim grafiği

Bu bilgilere göre, Adapazarı genelinde YASS yüzeye yakındır. Kent merkezinde ortalama olarak 1 ile 2 metre arasında değişen bir seviyede bulunmaktadır. Şekil 8' de ise 2000 ve 2001-2002 yıllarına ait yeraltı su seviyesi haritaları verilmiştir. Bu haritalarda mavi renkli kısımlar en derin, sarı ve kırmızı renkli kısımlar ise yüzeye en yakın YASS' leri göstermektedir. 2001-2002 yılları için gösterilen haritada renklerin 2000 yılına ait olana göre mavi ve yeşil tonlarının artarak kırmızı ve sarı tonların azalması yeraltı su seviyesinin düştüğünü göstermektedir. Buna göre, oldukça değişken bir YASS' ne sahip olan Adapazarı kenti alüvyonlarındaki yeraltı su seviyesinin 2000 yılından sonra düşmesi ve sonraki iki yılda (2001-2002) sabit seviyesini koruması dikkate değer bulunmuştur. Bu şekilde dikkati çeken bir diğer husus kenti yaklaşık kuzey-güney doğrultusunda kat eden mavi tonlu bölgenin varlığıdır. Bu kısım eski nehir kanal tabanını temsil eden iri kum ve çakıllarla doludur. Bu kanal bulunduğu bölgelerde bir dren işlevi görerek yeraltı su seviyesinin aniden düşmesine sebep neden olmaktadır (Bol vd. 2005). İnce daneli bölgelerde YASS' nin nispeten yüksek olduğu anlaşılmaktadır. Bu durumda Adapazarı'nda yeraltı su seviyesinin zemin türü ile de yakından ilişkili olduğu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 8. Adapazarı 2000 ve 2001-2003 Yıllarına Ait Yeraltı Suyu Seviyesi (YASS) Haritaları

SIVILAŞMA ANALİZİ

Adapazarı kentinde yaygın zemin yenilme problemi sıvılaşma olayıdır. Bunun yanında, taşıma gücü ve çevrimsel yumuşama gibi problemlerin de olduğu rapor edilmiştir. Elde olan verilere göre sıvılaşmanın alansal olarak farklı yeraltı suyu seviyeleri için incelenmesi bu çalışmanın ana unsurunu teşkil etmektedir. Adapazarı geoteknik veritabanında hem sondajlardan elde edilen standart penetrasyon darbe sayıları (SPTN) bulunmakta hem de koni penetrasyon deneyinden (CPTU) elde edilmiş veriler (q_c, f_s, u_2) bulunmaktadır.

Seed ve Idriss. (1971) deprem yüklemeleri sırasında oluşan çevrimsel sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için genel kabul gören bir metodoloji geliştirmişlerdir. Bu yöntemde; bir dizayn depremi tarafından oluşturulan çevrimsel kayma gerilmesi profilinin (CSR) ve zeminin çevrimsel direnç oranının (CRR) tahmin edilmesi gerekmektedir. CSR, CRR' dan büyük ise sıvılaşma meydana gelebilir. CSR' ın tahmini için basitleştirilmiş formül aynı araştırıcılar tarafından sunulmuştur;

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}^{'}} = 0.65\left[\frac{a_{\max}}{g}\right]\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}^{'}}\right) r_d \tag{1}$$

burada τ_{av} ortalama çevrimsel kesme gerilmesi; a_{max} zemin yüzeyinde maksimum yatay ivme; g = 9.81m/s^2 yerçekimi ivmesi; σ_{vo} ve σ'_{vo} toplam ve efektif düşey örtü yükü basıncı ve r_d derinliğe bağlı gerilme azaltma faktörü olmakla birlikte basitçe aşağıdaki formüllerden hesaplanabilir;

$$\begin{aligned} &\text{eğer } z < 9.15m \quad \Rightarrow r_d = 1.00 - 0.00765z \\ &\text{eğer } z = 9.15 - 23m \Rightarrow r_d = 1.174 - 0.0267z \end{aligned} \tag{2}$$

CPT kesintisiz okuma alması, güvenilirlik ve tekrar edilebilirliğinin yüksek olmasından dolayı CRR' ı tahmin etmede giderek artan rağbet görmektedir. Bu çalışmada da haritaların hazırlanmasında koni penetrasyon deneyi sonuçları kullanılmıştır. Standart penetrasyon deneyi her 1.5 metrede bir yapılmasına karşın CPTU deneyinde ölçümler her iki santimetrede bir kaydolunmaktadır. Bu da sıvılaşma gösteren tabakaların daha duyarlı belirlenmesini sağlamaktadır. CPT ile sıvılaşma analizinde Robertson ve Wride (1998)' in önerdiği yöntem kullanılmıştır. Buna göre CRR aşağıdaki eşitliklerden bulunabilir;

$$\begin{aligned} &\text{eğer } \ 50 < (q_{c1N})_{cs} \le 160 \qquad CRR_{7.5} = 93\left[(q_{c1N})_{cs}/1000\right]^3 + 0.08 \\ &\text{eğer } \ (q_{c1N})_{cs} < 50 \qquad\quad CRR_{7.5} = 0.833\left[(q_{c1N})_{cs}/1000\right]^3 + 0.05 \end{aligned} \tag{3}$$

burada $(q_{c1N})_{cs}$ normalleştirilmiş temiz kum eşdeğeri penetrasyon direncidir. $(q_{c1N})_{cs}$ için aşağıdaki formül kullanılabilir:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c\,(q_{c1N}) \tag{4}$$

Burada K_c zeminin dane karakteristiğini ifade eden bir düzeltme faktörüdür. Robertson ve Wride (1998) Kc' nin tahmini için Robertson (1990) tarafından önerilen zemin davranış tipi indisinin (I_c) kullanılmasını önermişlerdir, K_c ve I_c' nin formülleri sırasıyla;

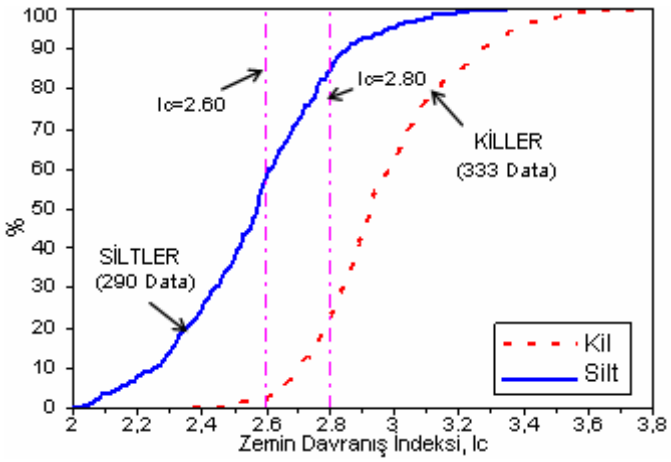
$$\begin{aligned} &K_c = 1.0 \quad \text{eğer} \quad I_c \le 1.640 \\ &K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{eğer} \quad I_c > 1.64 \end{aligned} \tag{5}$$

$$Ic = \sqrt{\left[3.47 - \log Q\right]^2 + \left[1.22 + \log F\right]^2} \tag{6}$$

olarak verilir. Burada sırasıyla Q ve F normalleştirilmiş koni uç direnci ile sürtünme oranını ifade etmektedir. Sonuçta sıvılaşmaya karşı direnç: $FS = \left[CRR_{7.5}/CSR\right]MSF$ formülü ile bulunabilir. Burada $MSF = 174/M^{2.56}$ ile deprem büyüklüğü ölçek faktörüdür.

Adapazarı' nda sıvılaşma gösteren zeminlerin NP siltler olduğu birçok araştırmacı tarafından benimsenmiştir. Bu konuda Bol vd. (2010) Adapazarı Kriteri'ni geliştirmişler ve zeminlerin fiziksel özelliklerine dayalı bir yaklaşım önermişlerdir. Sıvılaşabilir siltli zeminlerin CPT ile tanısı da üzerinde güncel olarak üzerinde çalışılan önemli problemlerden biridir. Robertson ve Wride

(1998)' ince daneli zeminler için CPTU sonuçlarından elde edilen zemin tipi davranış indisi I_c' nin sıvılaşmada önemli bir belirleyici olduğunu söylemişlerdir. Kumları ve siltli zeminleri I_c=2.6 değeri killerden ayırmakta ve bu değerin üstündeki zeminler çok fazla oranda kil içerdiğinden sıvılaşmaz olduğu kabul edilmektedir. Bazı araştırmacılara göre bu sınır değer indeks deneyleri ile sınıflaması yapılan zeminler ile örtüşmemektedir (Önalp vd., 2006; Gilstrap, 1998). Gilstrap (1998)' e göre I_c' nin 2.4 ile 2.6 değerleri arasında zeminler indeks deneylerine göre %20 ile %50 oranında killi zemin olarak sınıflandırılmaktadır. Önalp ve diğ. (2006) TS1500/2000'e göre kil ve silt olarak sınıflandırılan zeminlerin zemin davranış indeksi (I_c) üzerinde yapmış oldukları çalışma Şekil 9' da verilmiştir. Buna göre araştırmacılar killerin I_c>2.60 sınırı ile ayrılırsa siltlerin %50' ye yakınının I_c>2.60 olarak çıktığını ve hata oranının arttığını söylemişlerdir. Bununla birlikte kil sınırı I_c>2.80 alındığında ise siltlerde yaklaşık % 20' lik bir hata yapılsa dahi bu yüzdeye büyük çoğunlukla sıvılaşma potansiyeli bulunmayan plastik siltlerin (MI, MH) girmesi nedeniyle ayırımın daha gerçekçi hale geleceğini ifade etmişlerdir.



Şekil 9. Kil ve siltlerin zemin davranış indisi (Ic) açısından incelenmesi (7)

Yukarıda anlatılan yönteme göre bir zemin kesitinde CPT verilerine göre ortamı iki santimetrede bir sıvılaşmaz veya sıvılaşabilir olarak ayırtlamak ve bunu bir güvenlik sayısı (FS) ile temsil etmek mümkündür. Tüm bu tabakaların toplam etkisini bir arada irdelemek, incelenen noktanın sıvılaşma açısından bir değerlendirmesini ve haritalamasını yapma açısından Iwasaki vd. (1978)' nin önerdiği sıvılaşma potansiyeli indisi kavramı(LPI) elverişlidir. Bu yöntem temel hasarına yol açan sıvılaşma potansiyelinin tahmini için geliştirilmiştir. Araştırıcılar 20 m' den daha büyük derinliklerde sıvılaşmanın yüzeye etkisinin olmayacağı gerekçesiyle LPI' nın hesabını 0 - 20 m arasında sınırlandırmışlar ve aşağıda verilen tanımlamayı önermişlerdir.

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z)dz \tag{7}$$

Burada z metre boyutunda derinlik, w ise derinlik ağırlık faktörü olmak üzere FS ve w(z) aşağıdaki eşitlikler yardımıyla bulunabilir;

$$\begin{aligned} FS \le 1 \;&\Rightarrow\; F = 1 - FS \\ FS > 1 \;&\Rightarrow\; F = 0 \\ w(z) &= 10 - 0.5z \end{aligned} \tag{8}$$

Toprak and Holzer (2003) 1989 Loma Prieta, California depremindeki sıvılaşmanın yüzey gözlemleri ile LPI korelasyonunu incelemişler ve sıvılaşma olayının tipik olarak LPI değerinin 5 değerini aştığı durumlarda gerçekleştiğini belirlemişlerdir. Özocak ve Sert (2010) ise 1999 Marmara depreminden sonraki gözlem ve çalışmalarında Adapazarı'nda sıvılaşma olayının üst 10 metrelik zemin profili içinde etkin olduğunu belirtmişlerdir. Aynı araştırıcılar 10 metrenin altında

sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerin 7.4 büyüklüğündeki depremlerde zemin yüzeyinde sıvılaşma etkisi yaratmadığını ifade etmişlerdir. Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zemin tabakaları zemin yüzeyine yakın derinliklerde yer alıyor ve bunun altında (örneğin 10 metreden daha derinde) sıvılaşma potansiyeli taşımayan tabakalar mevcut ise 20 metrelik hesap sonucu bulunacak LPI değerinin gerçeği yansıtmayacağı düşünülmektedir. Çünkü Iwasaki vd. (1978)' nin önerdiği formüle göre 20 metrelik kesitin tümü sıvılaştığında LPI=100 değeri çıkmaktadır. Aynı formül 10 metre kesit için uygulanırsa LPI bunun ancak yarısı değerinde olacaktır. Literatür incelendiğinde LPI' ya göre yapılan haritalamalarda bu durumun göz ardı edildiği dikkati çekmektedir. İnceleme yapılan yer şehir gibi geniş yüzölçümlü bir bölge ise buradaki sonda veya sondajların hepsinin 20 metre standart boyda olması pek mümkün olmamaktadır. Nitekim, çoğu uygulamada önceden inceleme alanında yapılan tüm sondaj ve sondalama verileri toplanır ve bunların sonuçları kullanılır. Zira araştırıcı sondaj veya sonda derinliği az olsa bile söz konusu kuyudan gelen verileri kaybetmek istemez. Bu durumda değişik derinliklere sahip (<20 m) birçok veri birlikte harmanlanır, bu durumda da hata yapılmış olunur. Bundan dolayı LPI' nın tayini için 10 metrelik zemin kesitinin incelenmesinin yeterli olduğu düşünülmüştür. Bu durumda 20 metre için geliştirilen formülasyonun 10 metreye revize edilmesi gerekmektedir. 10 metrelik kesit için değiştirilmiş formül şu şekilde olacaktır

$$LPI = \int_{0}^{10m} Fw(z)dz \tag{9}$$

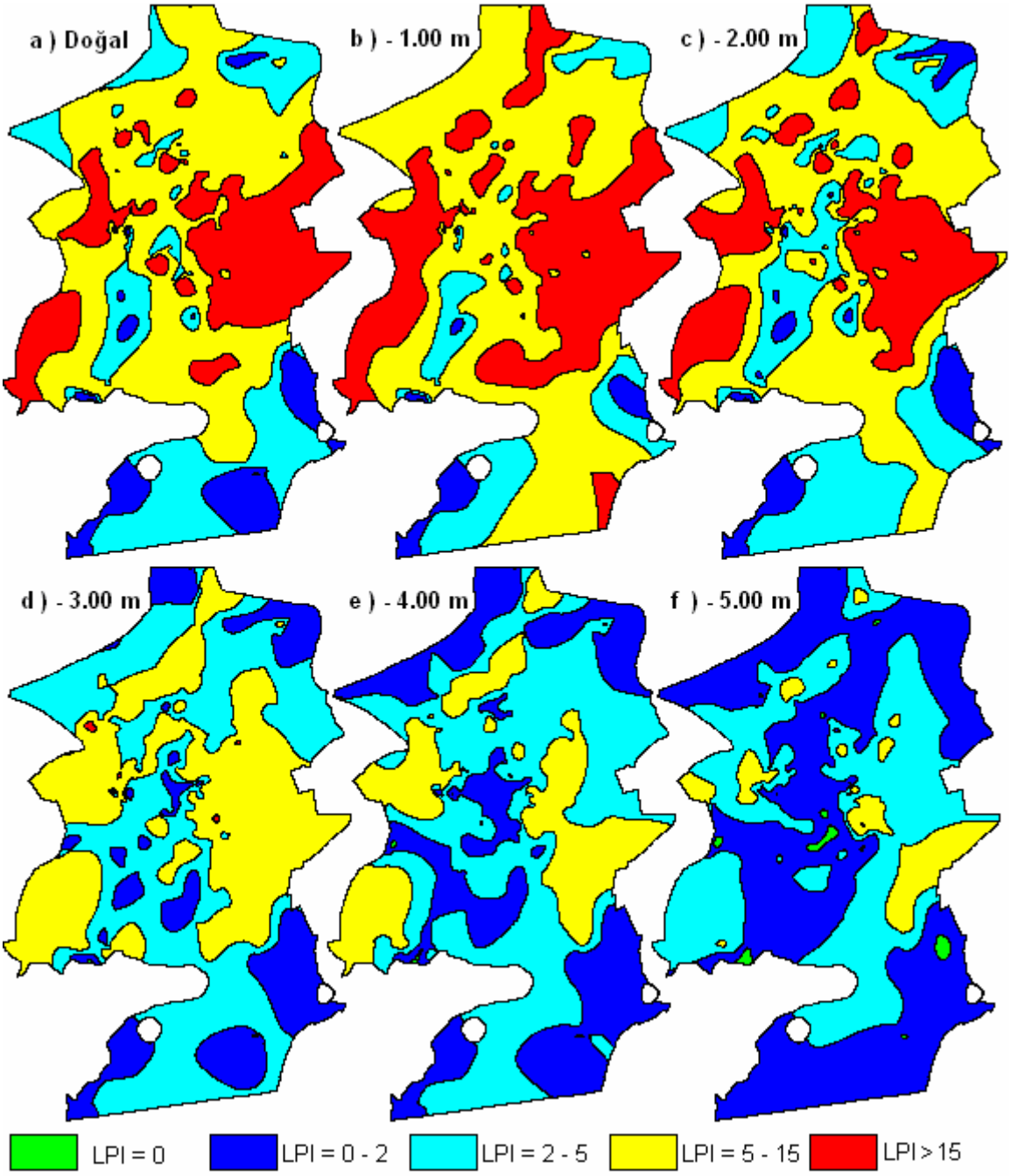
$$w(z)=20-2z \tag{10}$$

Bu çalışma kapsamında haritalardaki bölgelemeler için önerilen sınır değerler Tablo 1' de verilmiştir. Bu değerler Sönmez (2003)' in çalışmasında sunulan Iwasaki vd. (1982)' nin önerdiği sınırlardır. Söz konusu sınır değerlerin Adapazarı kent merkezi için gerçeği yansıtıp yansıtmadığı bu çalışma kapsamında incelenmemiş olmakla birlikte; yazarların da içinde bulunduğu çalışma gurubu tarafından ayrı bir araştırma konusu olarak yürütülmektedir.

Tablo 1. Sıvılaşma Potansiyeli sınıflaması (Iwasaki vd., 1982)

Tanım	**LPI**
Sıvılaşmaz	LPI=0
Düşük	0<LPI≤2
Orta	2<LPI≤5
Yüksek	5<LPI≤15
Çok Yüksek	LPI>15

Şekil 10' da bu çalışma kapsamında hazırlanmış, YASS' nin değişik konumlarına ait sıvılaşma haritaları topluca gösterilmektedir. Haritalar bir coğrafi bilgi sistemi yazılımı olan Map-Info programı yardımıyla oluşturulmuştur. Burada kırmızı alanlar LPI' nın 15 den büyük, dolayısıyla sıvılaşma potansiyelinin çok yüksek olduğu bölgelerdir. Veritabanında bulunan CPT noktalarına ait YASS değerlerine göre hazırlanmış sıvılaşma potansiyeli haritası Şekil 10a' da görülmektedir. Bu haritanın Şekil 1' de gösterilen harita ile uyumlu olduğu görülmektedir. Şekil 10b' den 10f' ye kadar olan haritalarda ise YASS' nin birer metre düşürülerek oluşturulmuş sıvılaşma potansiyeli dağılımları görülmektedir. YASS' nin 3 metre düşüşünden sonra LPI' nın 15 den büyük değerlerine hemen hiç rastlanmamaktadır. Bu da Adapazarı' nda sıvılaşabilir tabakaların yüzeye yakınlığı hakkında ayrıca fikir vermektedir. SAÜ Geoteknik araştırma gurubu bu konudaki araştırmalarını daha ileriye götürmek amacıyla çeşitli projeler üzerinde çalışmaktadır. Nitekim elde olunan bilgilerden anlaşıldığı kadarıyla Adapazarı' nda yer altı su seviyesinin yüzeye yakınlığı, sıvılaşma gibi birtakım zemin problemlerinin etkisinde belirleyici rol oynamaktadır. YASS' ın yüksek olduğu yıl veya aylarda meydana gelebilecek bir depremde zemin problemlerinden kaynaklanan yapısal hasarların daha yüksek düzeyde belirmesi olasıdır.



Şekil 10. Farklı yer altı su seviyelerinde Adapazarı sıvılaşma potansiyeli haritaları

SONUÇ

Adapazarı kent merkezinde genelde 1.5m' de bulunan yeraltı suyu seviyesinin (YASS) 1999 depreminden bu yana düşme eğiliminde olduğu izlenimi edinilmektedir. Bununla birlikte, eldeki birçok sondaj ve sondalama kuyularından elde edilen yer altı suyu ölçümlerine göre su düzeyinde aylık değişimlerin de meydana geldiği anlaşılmıştır. Bu durum da gelecekte beklenen depremlerde zeminden kaynaklanan problemlerin 1999 depremine göre daha düşük oranlarda belireceği olasılığını gündeme getirmektedir. YASS' nin bu düşüşü ile kılcal doygun duruma geçen ortamlarda yükselen efektif gerilmelerin deprem sırasında düşük boşluk suyu basıncı artışları sağlayacağı, böylece zemin yenilmesi olaylarının beklenenden daha kısıtlı yerlerde gerçekleşmesi olasıdır. Adapazarı' nda sıvılaşma potansiyeli taşıması bakımından kritik durumda olan zeminlerin üst on metrede olduğu göz önüne alınırsa sıvılaşma gibi deprem sebebiyle oluşan geoteknik problemlerin YASS' ndeki değişimlerden önemli derecede etkileneceği açık görülmektedir.

Adapazarı' nda yer altı su seviyesini kontrol eden iki ana unsurun varlığı tespit edilmiştir. Bunlardan birincisi iklim faktörü, bir diğeri ise kent merkezinin hemen doğu sınırını teşkil eden Sakarya Nehri debisindeki değişimlerdir. Bununla birlikte zemin türünün de YASS' ni kontrol eden bir faktör olarak düşünülmesi bu araştırmanın sonuçlarından birisi olarak kabul edilebilir. Ayrıca, Adapazarı kent merkezinde yer altı su seviyesinin yüzeyden 3 metre düşük olduğu zamanda gerçekleşecek 7.5 büyüklüğündeki bir depremde sıvılaşma potansiyelinin çok yüksek olduğu alanların hemen hiç belirmeyecek olduğu anlaşılmaktadır.

Teşekkür

Bu çalışma kapsamında kullanılan verilerin bir kısmının elde edilmesinde 104M342 ve 106M042 projeleri ile destek sağlamış olan TÜBİTAK' a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Ansal A, Springman S, Studer J, Demirbas E, Önalp A, Erdik M, Giardini D, Sesetyan K, Demircioglu M, Akman H, Fäh D, Christen A, Laue J, Buchheister J, Cetin Ö, Siyahi B, Fahjan Y, Gülkan P, Bakir S, Lestuzzi P, Elmas M, Köksal D, and Gökce O (2004) Seismic Microzonation for Municipalities, Pilot Studies: Adapazari, Gölcük, Ihsaniye and Degirmendere, Research Report for Republic of Turkey, Ministry of Public Works and Settlement, General Directorate of Disaster Affairs, World Institute for Disaster Risk Management, Inc.

Bol E (2003) Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri, Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi. Fen Bil. Enstitüsü, Adapazarı.

Bol E, Önalp A, Arel E (2005), "1999 Depremi Ardından Adapazarı' nda Yeraltı Suyu Seviyesi Değişimleri", *Deprem Sempozyumu Kocaeli 2005*, Kocaeli, sayfa: 1180-1190.

Bol E, Önalp A, Özocak A, (2008) "The Liquefiability of Silts and Vulnerability Map of Adapazari", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing-China, paper no: 01-1071.

Bol E, Önalp A, Arel E, Sert S, Özocak A (2010) "Liquefaction of Silts: The Adapazarı Criteria", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 4, 859-870.

DMİ (2011) Devlet Meteoroloji İşleri Genel Müdürüğü, *http://www.dmi.gov.tr/veridegerlendirme/il-ve-ilceler-istatistik.aspx?m=SAKARYA,* (erişim: 28.01.2011)

Gilstrap, SD (1998) CPT based liquefaction resistance analyses evaluated using case histories, M.Sc. thesis, Department of Civil Environmental Engineering, Brigham Young University, Provo, UT. Technical Report CEG-98–019.

Iwasaki T, Tatsuoka F, Tokida K, and Yasuda S (1978) "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", *in 2nd International conference on microzonation*, San Francisco, p. 885-896.

Iwasaki T, Tokida K, Tatsuoka F, Watanabe S, Yasuda S, Sato H (1982) "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", *Proceedings of 3rd International Conference on Microzonation*, Seattle, 3, 1319-1330

Komazawa M, Morikawa H, Nakamura K, Akamatsu J, Nishimura K, Sawada S, Erken A, and Onalp A (2002) "Bedrock structure in Adapazari, Turkey – a possible cause of severe damage by the 1999 Kocaeli earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 829-836.

Önalp A ve Arel E (2002) "Siltlerin sıvılaşma yeteneği: Adapazarı Kriteri",*Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi*, Cilt 1, Sayfa 363-372, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.

Önalp A, Bol E, Ural N (2006) "Siltlerin Sıvılaşabilirliği: Adapazarı Kriterinin Geliştirilmesi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi*, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

Özocak A, Sert S (2010) "Evaluation of Liquefaction Risk by a Revised LPI Approach", *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, paper no: 3-30, Huntington Beach, California.

Robertson PK (1990) "Soil Classification using the CPT", *Canadian Geotechnical Journal*. 27(1), 151-158.

Robertson PK and Wride CE (1998), "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." *Canadian Geotech. J.,* Ottawa, 35 (3), 442–459.

Seed HB and Idriss IM, "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential,", *J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE*, 97:SM9, 1249-1273, 1971.

Sonmez H (2003). "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol,Turkey)", *Environmental Geology*, 44(7): 862-871.

Toprak S and Holzer TL (2003) "Liquefaction potential index: field assessment", J *Geotech Geoenviron Eng*,129(4):315–22.

SİLTLER VE SİLTLİ KUMLARIN DİNAMİK ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN TEKRARLI YÜKLEME DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

THE INVESTIGATION OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SILTY AND SILTY SAND IN DYNAMIC TRIAXIAL TEST

Eyyüb KARAKAN[1] ve Selim ALTUN[2]

ÖZET

Depremlerin oluşturduğu tekrarlı kayma gerilmeleri dolayısıyla zeminler fiziksel ve endeks özelliklerine bağlı olarak çeşitli ölçeklerde kayma şekil değiştirmesi davranışları sergileyebilmektedirler. Tekrarlı yükler altında temel zemin özellikleri ve kayma mukavemeti arasındaki karmaşık ilişkiyi daha iyi anlayabilmek için arazide yürütülen deneylerin yanı sıra çok sayıda laboratuvar araştırması da yapılmıştır. 1960 lı yıllardan beri kil ve silt içeriğinin tekrarlı yükler altında kaba daneli zeminlerin dinamik özelliklerine etkisi araştırılmaktadır.

Bu çalışmayla siltlerin ve siltli kumların çeşitli deformasyon seviyelerinde dinamik davranış özelliklerini belirleyebilmek amacıyla, dünyada ve Türkiye'de yapılan kısıtlı sayıdaki çalışmaya katkı sağlamak için bir deneysel program oluşturulmuştur. Böylelikle silt içeriği, rölatif sıkılık ve efektif çevre gerilmesi gibi birçok zemin parametresi ve deneysel faktörün etkisi araştırılmıştır. Çalışmada elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, yapılan deneysel çalışmalarla siltli kumlara ait belirlenen bu özellik ve etkilerin, gelecekte benzeri konularda gerçekleştirilecek deneysel ve teorik model çalışmaların geliştirilmesi konusunda yararlı olabileceği düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik Deprem Mühendisliği, Siltli kum, Dinamik üç eksenli Test

ABSTRACT

Soils may experience a range of shear strains due to cyclic shear stresses induced by earthquakes depending on their physical and index properties. There have been numerous laboratory investigations as well as field observations conducted to increase our understanding of the complex relationship between basic soil properties and shear strength under cyclic loads. The effect of clay and silt content on the cyclic behavior of coarse-grained soils under dynamic loads has been investigated since the 1960's.

In this study, a series of cyclic experiments was conducted on silt and silty sands in a range of shear strains in order to evaluate the cyclic behaviour of them and contribute to the limited number of investigation performed both in Turkey and in the world. In this context, the effect of various soil parameters and experimental factors, namely silt content, relative density and effective confining stress were investigated. It is concluded that being evaluated the results of this study, the findings based on the experimental study in silty sands may be useful in the development of experimental and theoretical model studies on similar topics.

Keywords: Geotechnical Earthquake Engineering, Silty Sand, Dynamic Triaxial Test

[1] Arş.Gör., Balıkesir Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Balıkesir, eyyubkarakan@balikesir.edu.tr
[2] Doç. Dr., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bornova, İzmir, selim.altun@ege.edu.tr

GİRİŞ

Siltler, geoteknik davranışları tam olarak ortaya konamamış zemin türleri olup siltli zeminler üzerinde yapılan dinamik çalışmalarda kısıtlı düzeylerdir. Özellikle silt zeminlerin sıvılaşabilirliği üzerine yapılan çalışmalarda çelişkili sonuçların ortaya çıktığı görülmektedir. Siltlerin ve siltli kumların temiz kumlara göre sıvılaşma davranışları değişken olabilmektedir. Yine geçmişte yapılan çalışmalarda plastisite indisinin sıvılaşabilirlik üzerinde önemli bir faktör olduğu anlaşılmıştır.

Yapılan dinamik üç eksenli deneyler sonucunda Erten ve Maher (1995), kumlarda ince tane etkisini incelediklerinde silt miktarı, plastisite indisi ve boşluk oranının en önemli parametreler olduğunu göstermişlerdir. Silt miktarının ve plastisitenin, boşluk suyu basıncı oluşumunda % 10^{-2} birim kayma deformasyonundan küçük değerlerde etkisinin olmadığını söylemişlerdir. Puri (1990) tarafından yapılan dinamik deneylerde plastisite indisi arttıkça siltli zeminlerin sıvılaşma dayanımının arttığı görülmüştür.

Ishihara (1980), ince taneli nonplastik zeminlerin devirsel dayanımlarının plastisite indeksi 15-20 olan zeminlerden çok daha düşük olduğunu göstermiştir. Troncoso (1986), farklı silt içeriğine sahip kum atıklarının devirsel dayanımlarını bulmak amacıyla, %15 ince tane içeren siltli kumların sıvılaşma dayanımlarının aynı efektif çevre gerilmesinde temiz kumların 1.5 katı olduğunu söylemiştir. Koester (1994), sıvılaşma dayanımına ince tane etkisini araştırdığı çalışmasında, ince tanenin artışı, aynı boşluk oranında başlangıçta dayanımı azalttığı, ancak daha fazla ince tane artışında ise dayanımı tersine döndürdüğünü göstermiştir.

Arazideki gözlemler ve depremden sonra hasar gören alanlarda tekrarlı yüklemeler sonucunda düşük plastisiteli siltli ve killi zeminlerde kayma deformasyonların ani artışından taşıma gücü kayıpları oluşmuştur ve sınırlı miktardaki boşluk suyu basıncından dolayı zeminde yumuşama olmuştur. Tekrarlı yüklemeler esnasında, çevrimsel kayma dayanımı özellikleri ve boşluk suyu basıncının ince tane içeriğine bağlı olduğunu göstermişlerdir (Bray ve diğ.2001, 2004). Plastik siltli killerde boşluk basıncı belirli bir miktara kadar artarken, doygun siltli kumlarda bir yükleme döngüsünde efektif çevre basıncına ulaşılabilir. Böylece zeminlerde hızlı boşluk suyu basıncı artışından dolayı büyük miktarda deformasyonlar oluşur, bu da efektif gerilmenin azalmasıyla sonuçlanır ve sıvılaşmaya neden olur (Seed ve Martin, 1976; Sandoval, 1989; Vaid 1994). Örselenmemiş siltli zeminlerin çevrimsel davranışına etki eden en önemli parametrelerden biri de ince tane içeriğidir (El Hosri ve diğ., 1984; Zhu ve Law, 1988; Erken ve Ansal 1994). Örselenmemiş plastik olmayan siltlerin çevrimsel dayanımı plastik siltlere göre daha düşüktür. Puri (1984), örselenmiş zemin örnekleri üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneylerle normal konsolide siltli zeminlerin tekrarlı drenajsız kayma dayanımında plastisite indeksinin etkisi araştırdı. Sonuçlara göre, %5 çift genlikteki kayma gerilmesi oranına sebep olan kayma deformasyonu, aynı sayıdaki çevrimde önemli miktarda artmıştır.

Bu çalışmada İzmir çevresinden temin edilen silt ve kum karışımlarının dinamik üç eksenli deney aleti ile tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışları araştırılmıştır. Bu amaçla bu çalışmada dinamik üç eksenli deney aleti kullanılarak siltli kumların tekrarlı yükler altındaki davranışında silt içeriğinin ve rölatif sıkılığın etkisi araştırılmıştır.

Dinamik yüklemeler nedeniyle oluşan şekil değiştirmeler ve boşluk suyu basıncındaki değişimler dinamik üç eksenli deformasyon deneyi yapılarak ölçülmüştür. Dinamik üç eksenli deneyler, laboratuarda (%10 silt-%90 kum, %30 silt-%70 kum, %50 silt-%50 kum) oranlarında karıştırılarak elde edilen zeminlerden kuru depolama (dry deposition) yöntemiyle JGS 0542-2000 (Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials) standardına uygun olarak yapılmıştır. Farklı silt içeriklerinde ve farklı rölatif sıkılıklarda hazırlanan numunelerin uygulanan dinamik yükler altındaki davranışı gözlemlenmiştir.

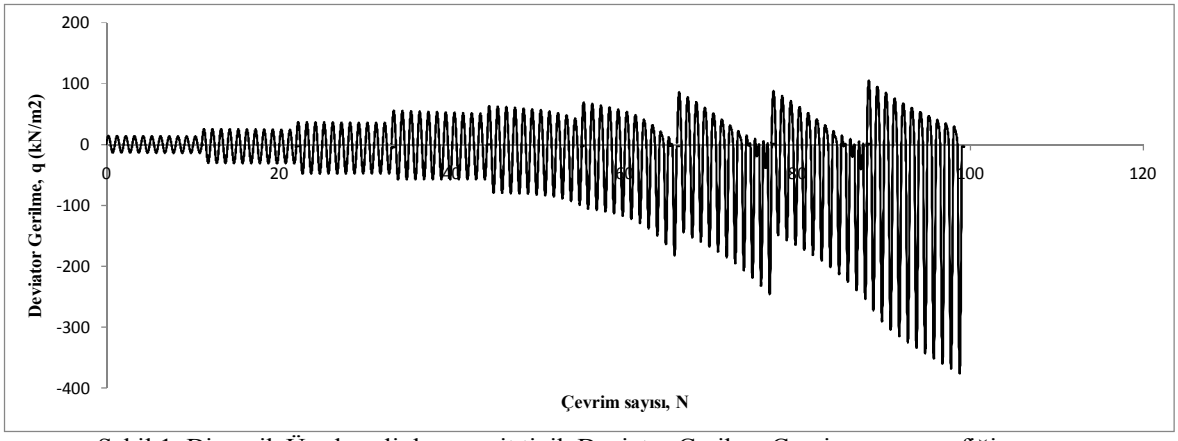
NUMUNE HAZIRLAMA VE DENEY PROGRAMI

Çalışmada doğal yollardan elde edilen silt ve kum kullanılmıştır. Kum ve silt zeminlerine ait fiziksel özellikler Tablo 1 de verilmiştir. Dinamik üç eksenli deney numunelerinin hazırlanması sırasında farklı numune hazırlama yöntemleri kullanılabilmektedir. Bunlar kuru yağmurlama, kuru depolama, suda çökeltme, ıslak tokmaklama gibi yöntemler olarak sıralanabilir. Bu çalışmada kullanılan numuneler kuru depolama yöntemiyle hazırlanmıştır. Dinamik üç eksenli deneyler hazırlanan 5x10 cm'lik silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir.

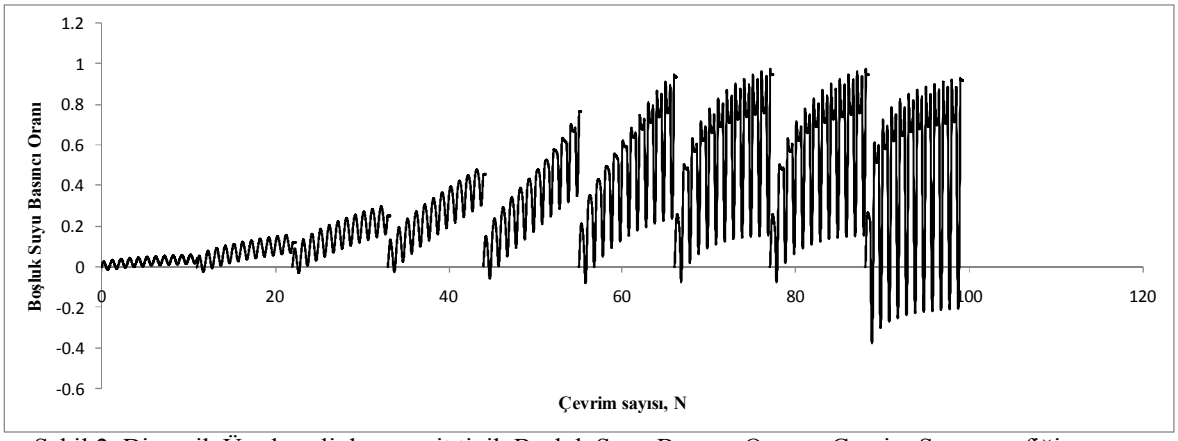
Tablo 1. Zemine Ait Endeks Özellikleri

Zemin Parametresi/Tipi	Kum%90-Silt %10	Kum %70-Silt %30Silt	Kum %50-Silt %50
(D_{10}) mm	0.08		
(D_{30}) mm	0.27		
(D_{60}) mm	0.60		
Üniformluk Katsayısı, C_u	7.50		
Derecelenme Katsayısı, C_c	1.52		
Zemin Sınıfı	SW-SM	SM	SM
G_s	2.68	2.70	2.73
e_{min}	0.49	0.54	0.58
e_{maks}	0.83	0.85	0.88

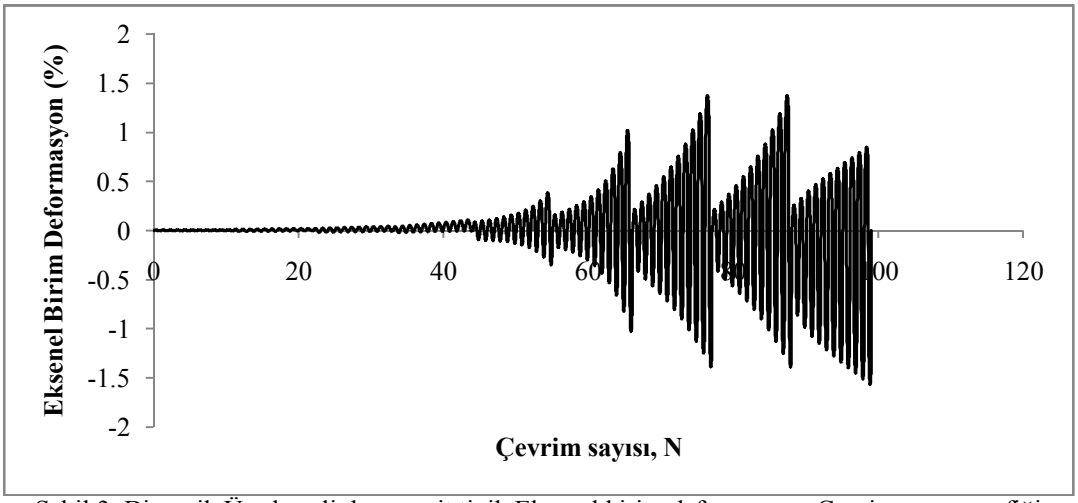
Tüm deneylerde Skempton B parametresi 0.96 ve üstü olarak elde edilmiştir. Doygunluğun sağlanmasının ardından istenilen konsolidasyon basıncına (100 kPa) getirilmiş ve izotropik olarak konsolidasyona bırakılmıştır. Konsolidasyonun tamamlanmasının ardından 0.1 Hz frekansında dinamik deneyler sinüzoidal olarak uygulanmıştır (Sunitskul, 2004). Dinamik üç eksenli deneyler JGS 0542-2000 (Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials) standardına uygun olarak yapılmıştır. Bu deney standardına göre yüklemeler her 11 çevrimde bir gerçekleştirilir. 11 çevrimden sonra drenaj vanaları açılarak numunenin boy ve hacim değişimi ölçülür. Konsolidasyon sona erdikten sonra drenaj vanaları kapatılarak ilk dinamik yüklemedeki eksenel birim şekil değiştirmenin iki katı olacak şekilde yeniden 11 çevrim yüklenir. Yükleme sonunda ikinci kez vanalar açılarak numune konsolide edilir ve numunenin boy ve hacim değişimi tekrar ölçülür. Bu işlem her defasında 11 çevrimlik yüklemeler şeklinde yapılarak devam eder. Şekil 1'de tipik bir dinamik üç eksenli deney kaydına ait deviatör gerilme-çevrim sayısı, şekil 2'de boşluk suyu basıncı oranı-çevrim sayısı, şekil 3'de eksenel birim deformasyon-çevrim sayısı grafikleri gösterilmiştir. Ayrıca şekil 4'te deviatör gerilme-eksenel birim deformasyon grafiği ve şekil 5'de Eşdeğer elastisite modülü- eksenel birim deformasyon ve sönüm oranı-eksenel birim deformasyon grafikleri görülmektedir.



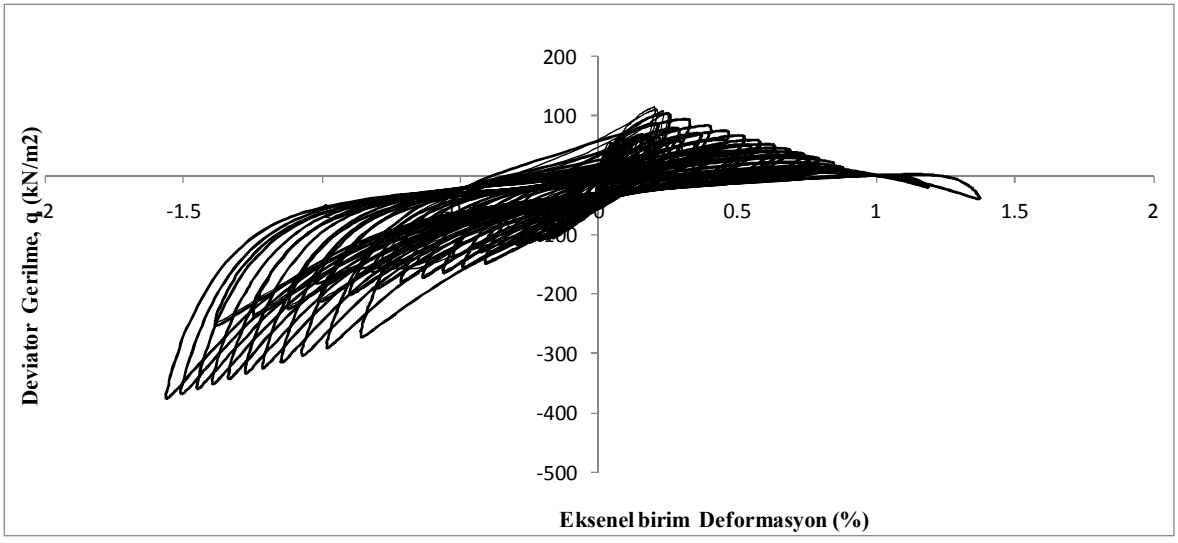
Şekil 1. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Deviatör Gerilme Çevrim sayısı grafiği



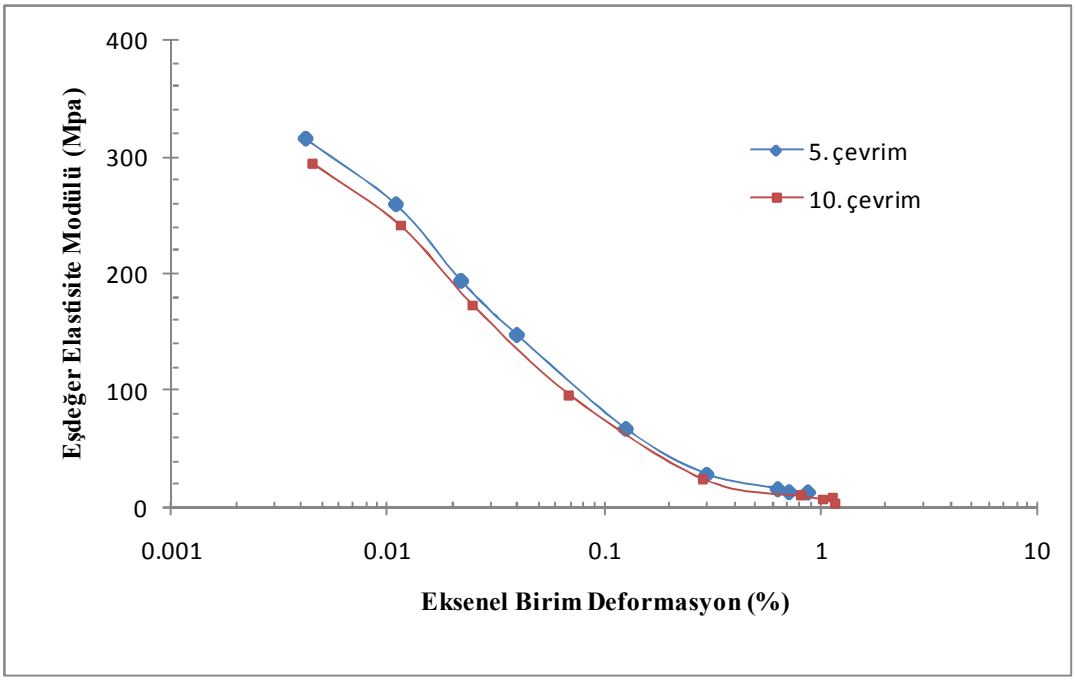
Şekil 2. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Boşluk Suyu Basıncı Oranı – Çevrim Sayısı grafiği



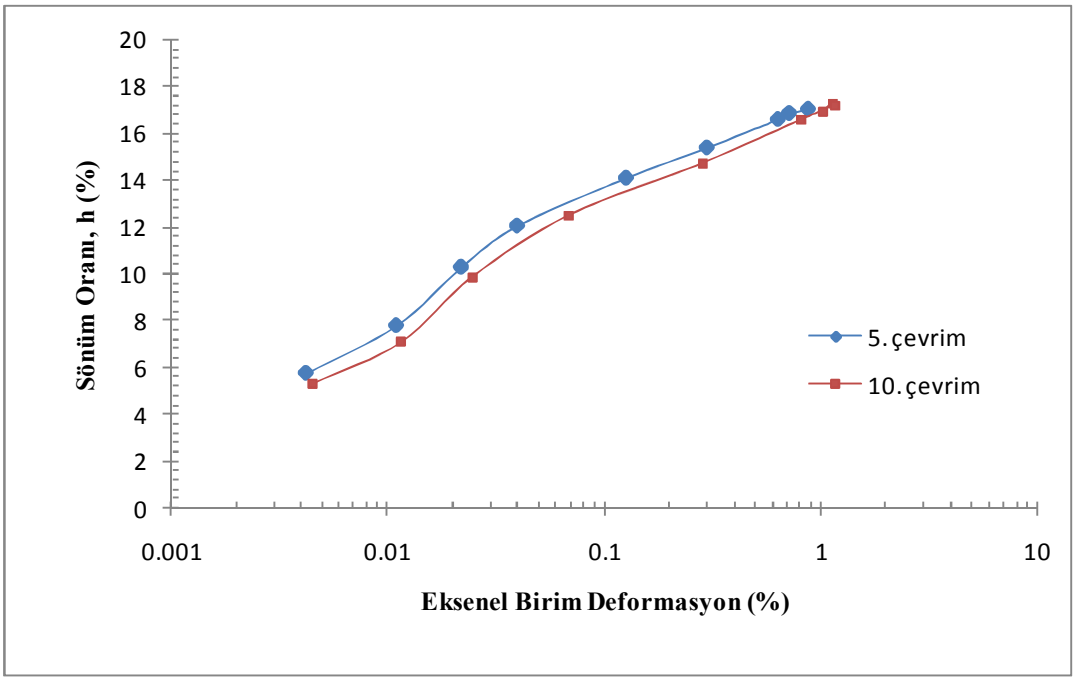
Şekil 3. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Eksenel birim deformasyon Çevrim sayısı grafiği



Şekil 4. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Deviatör Gerilme-Eksenel birim deformasyon grafiği



Şekil 5a. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Elastisite Modülü- Birim deformasyon grafikleri



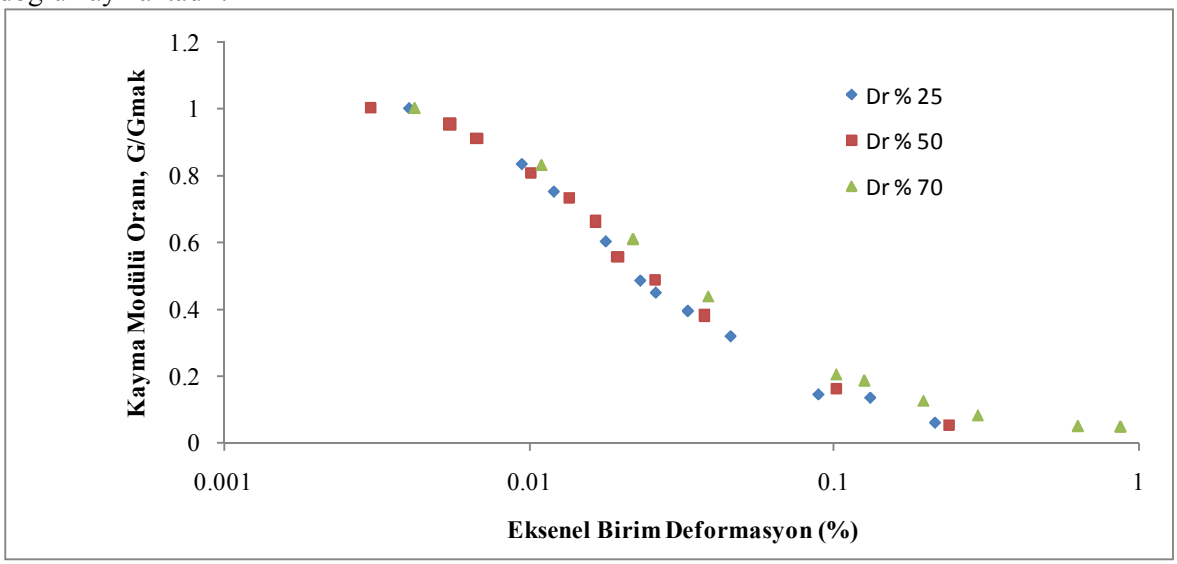
Şekil 5b. Dinamik Üç eksenli deneye ait tipik Sönüm oranı Birim deformasyon grafikleri

DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI

Bu çalışma kapsamında izotropik koşullarda ve sabit gerilme uygulanarak yürütülen üç eksenli deneyler ile suya doygun siltli kum zemine ait kayma modülü ve sönüm oranının birim şekil değiştirme genliğine değişimi farklı rölatif sıkılık ve silt içerikleri için elde edilmeye çalışılmıştır. Şekil 6'da G_{maks} ile normalize edilmiş eksen takımında da %25 rölatif sıkılık için silt içeriğinin etkisi görülmektedir. Silt içeriği arttıkça dinamik kayma modülü azalım eğrisi sağa doğru kaymaktadır.

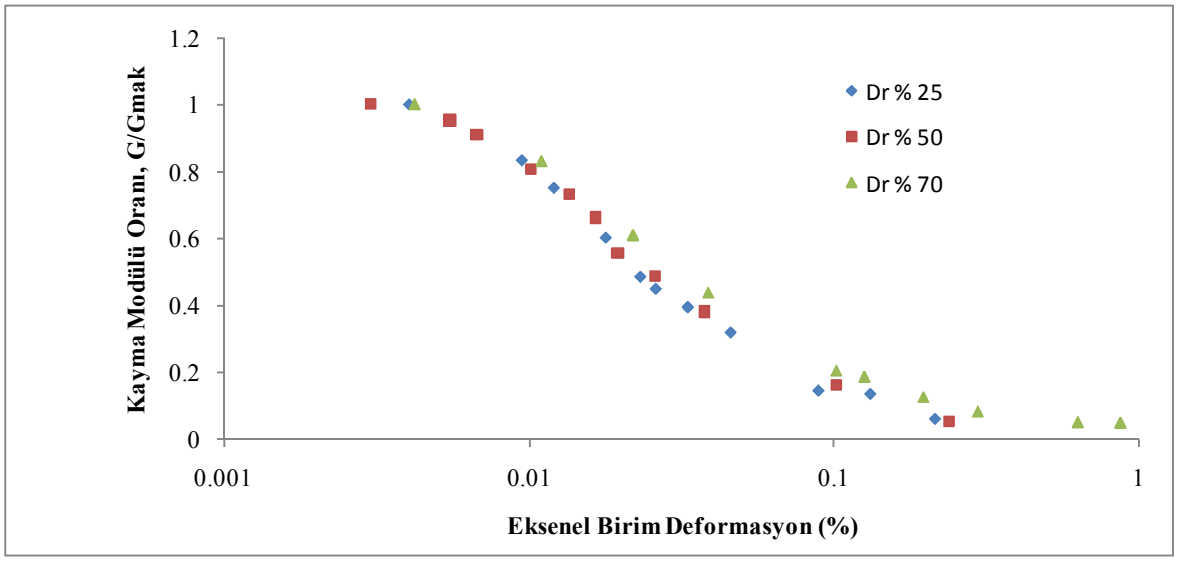
Şekil 6. % 25 rölatif sıkılıkta farklı silt içerikleri için kayma modülü azalım eğrisi- birim deformasyon

Şekil 7'de G_{maks} ile normalize edilmiş eksen takımında da %50 rölatif sıkılık için silt içeriğinin etkisi görülmektedir. Silt içeriği arttıkça dinamik kayma modülü azalım eğrisi sağa doğru kaymaktadır.



Şekil 7. % 50 rölatif sıkılıkta farklı silt içerikleri için kayma modülü azalım eğrisi- birim deformasyon

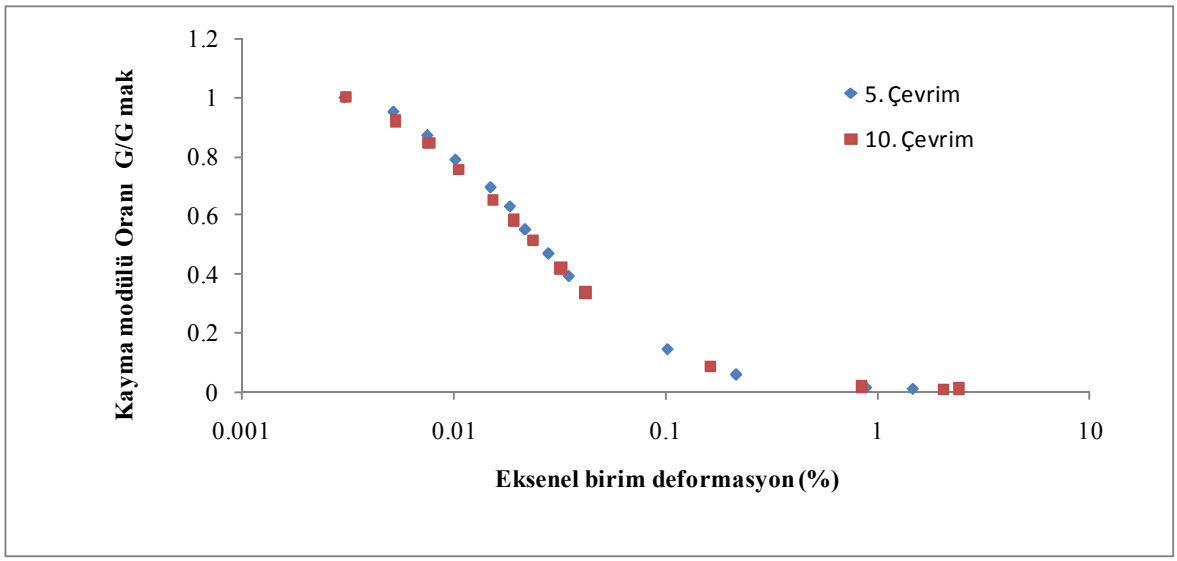
Şekil 8'de G_{maks} ile normalize edilmiş eksen takımında silt içeriği %10 olan zemin için farklı rölatif sıkılıklarda silt içeriğinin etkisi görülmektedir. Rölatif sıkılık arttıkça dinamik kayma modülü azalım eğrisi sağa doğru kaymaktadır.



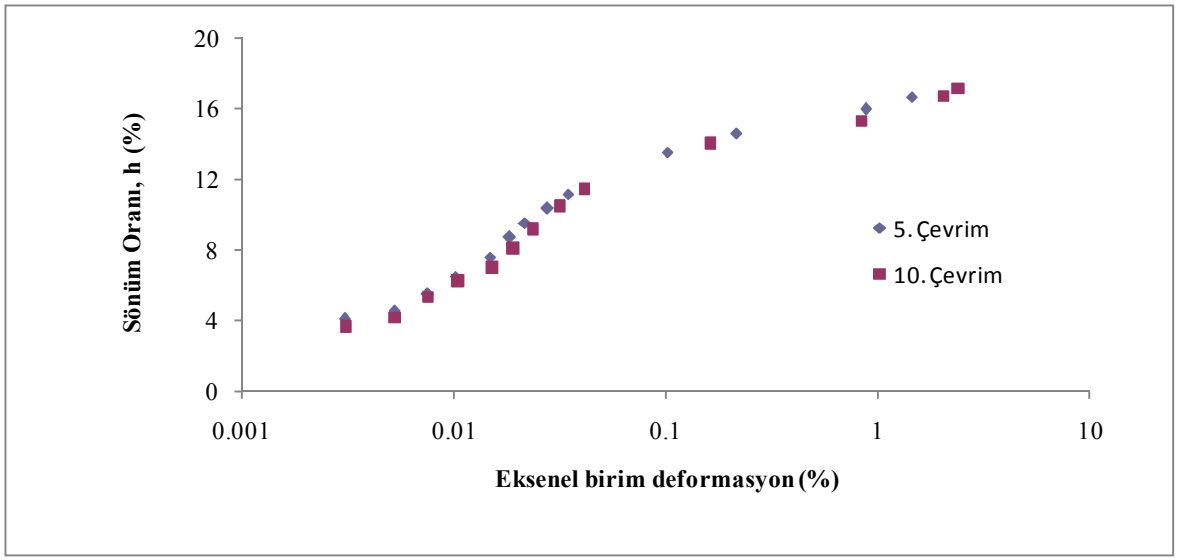
Şekil 8. Silt içeriği %10 için farklı rölatif sıkılıklarda kayma modülü azalım eğrisi- birim deformasyon

Zeminlerin gerilme şekil değiştirme özelliklerini etkileyen önemli faktörlerden birisi çevrim sayısıdır. Uygulanan tekrarlı yüklemeler altında çevrim sayısının ilerleyişi ile beraber zemine ait dinamik parametrelerde değişiklikler meydana gelmektedir. Dinamik üç eksenli deneyler JGS 0542-2000 (Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials) standardına uygun olarak yapılmıştır. Bu standarda göre her yükleme kademesinde beşinci ve onuncu çevrimlere ait kayma modülü ve sönüm oranı değerleri ayrı ayrı belirlenerek Şekil 9 ve 10'da gösterilmiştir. Özellikle her iki parametrenin daha büyük değişim içinde olduğu süreçlerde çevrim sayısının etkisi daha belirgin bir şekilde görülebilir.

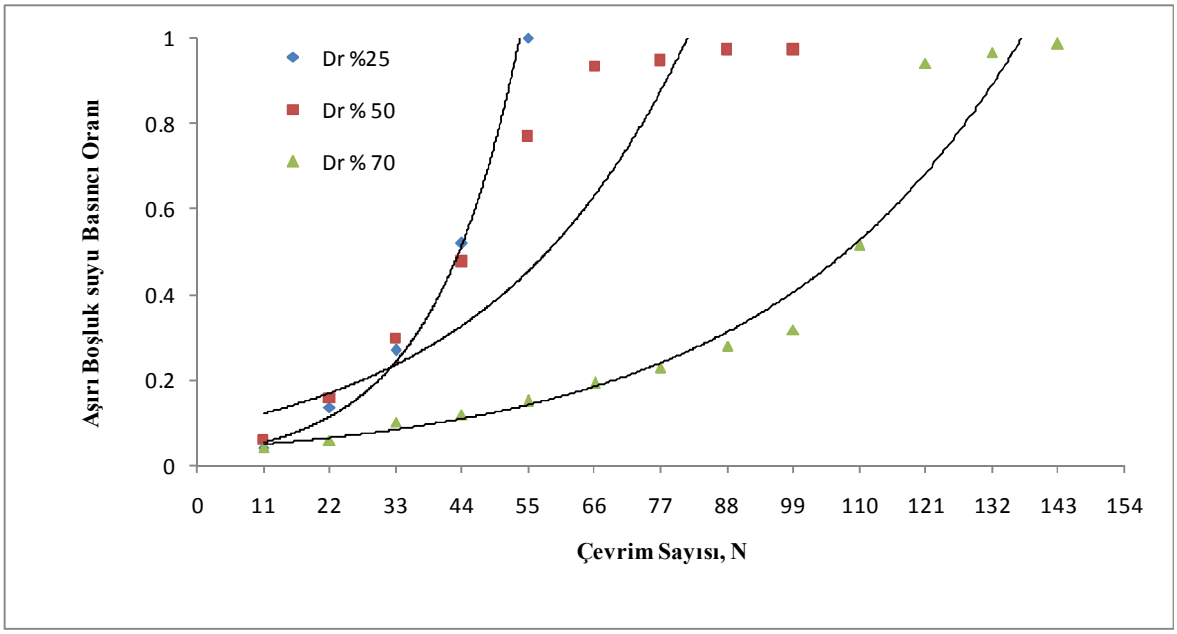
Şekil 11'de aşırı boşluk suyu basıncı oranına karşılık çevrim sayısı ilişkisi görülmektedir. Yapılan deneylerde farklı röaltif sıkılıklarda her yükleme kademesi için 11 çevrimde bir, aşırı boşluk suyu basıncı oranı hesaplanmıştır. Rölatif sıkılık değeri arttıkça çevrim sayısı artmakta ve eğri sağa doğru kaymaktadır.



Şekil 9. Beşinci ve onuncu çevrime ait kayma modülü oranı-birim deformasyon grafiği

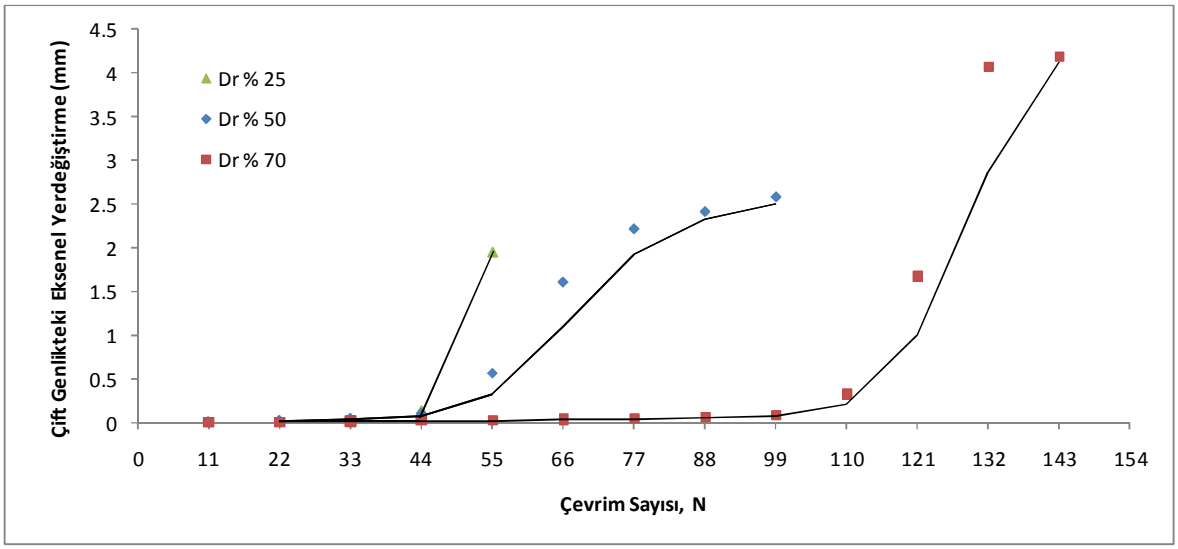


Şekil 10. Beşinci ve onuncu çevrime ait sönüm oranı-birim deformasyon grafiği

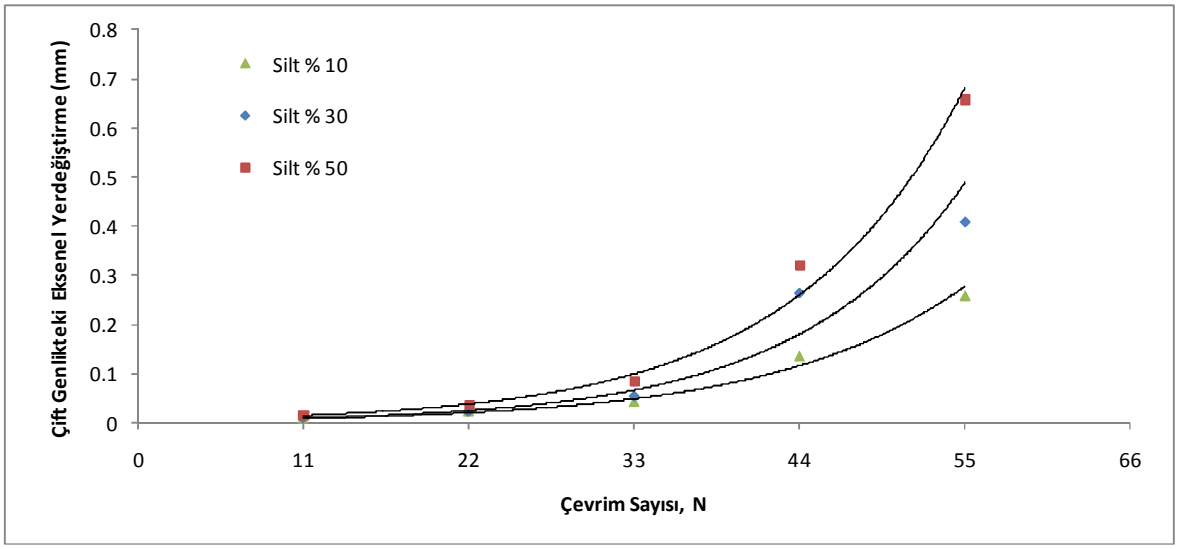


Şekil 11. Aşırı Boşluk suyu basıncı oranı çevrim sayısı grafiği

Şekil 12'de çift genlikteki eksenel yer değiştirmeye karşılık çevrim sayısı ilişkisi görülmektedir. Yapılan deneylerde farklı rölatif sıkılıklarda her yükleme kademesi için 11 çevrimde bir, çift genlikteki eksenel yer değiştirme hesaplanmıştır. Rölatif sıkılık değeri arttıkça çevrim sayısı artmakta ve eğri sağa doğru kaymaktadır. Ayrıca Şekil 13'de aynı rölatif sıkılıkta silt içeriği ile çevrim sayısı arasındaki ilişki gösterilmiştir. Grafikte görüldüğü gibi silt miktarı arttıkça çift genlikteki eksenel yer değiştirme miktarı da artmaktadır.



Şekil 12. Farklı rölatif sıkılıklar için Çift Genlikteki eksenel yer değiştirme çevrim sayısı grafiği



Şekil 13. Farklı Silt içerikleri için Çift Genlikteki eksenel yer değiştirme çevrim sayısı grafiği

SONUÇ

Bu çalışmada %10silt-%90 kum,%30 silt-%70 kum ve % 50 silt-% 50 kum karıştırılarak hazırlanan örnekler üzerinde üç farklı rölatif sıkılık için dinamik üç eksenli deneyler yapılmıştır. Zemin ve deney özelliklerinde yapılan değişikliklerin bu davranış özelliklerini ne şekilde etkilediği araştırılmaya çalışılmıştır.Dinamik üç eksenli deney aleti ile küçük ve büyük deformasyon seviyelerinde deney yapmak mümkündür. Böylece zeminlerin gerilme şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri farklı koşullar altında bulunabilmektedir.
Dinamik üç eksenli deneyler "JGS 0542-2000 Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials" standardına uygun olarak yapılmıştır. Bu standarda göre ilk yükleme seviyesi, devirsel eksenel şekil değiştirme % 0.001'den daha az olacak şekilde seçilerek dinamik yüklemeye başlanır. Her bir yükleme uyun frekansta ve 11 çevrim için yapılır. 11 çevrim yüklemesinden sonra drenaj vanaları açılarak zeminin konsolide olması sağlanır. Konsolidasyon aşaması eksenel birim şekil değiştirme %0.01/ dakika olana kadar beklenir. Deney bu şekilde tekrarlanarak devam eder. Bu standarda öre yapılan deneyde çevrim sayısı ile aşırı boşluk suyu basıncı grafiğinde de görüldüğü gibi her yükleme kademesinde aşırı boşluk suyu basıncı on bir çevrimden sonra sıfırlanarak yeniden artış göstermektedir.

On bir çevrimlik artımlar ile siltli kuma ait dinamik kayma modülü, sönüm oranı ve aşırı boşluk suyu basıncı oranı değerleri farklı rölatif sıkılıklar ile çevrim sayıları için değişimleri incelenmiştir. Buna göre rölatif sıkılık ve çevrim sayısının kayma modülü ve sönüm oranı değerlerinin deformasyona bağlı değişim eğrileri üzerinde değişiklik olduğu belirlenmiştir. Ayrıca siltli kumlara ait farklı rölatif sıkılıklar için çift genlikteki eksenel yer değiştirmeye karşılık çevrim sayısı ilişkisi ile aynı rölatif sıkılıkta farklı silt içerikleri için çift genlikteki eksenel yer değiştirme çevrim sayısı ilişkisi gösterilmiştir.

KAYNAKLAR

Altun, S., Göktepe, A.B. and Akgüner, C., (2005) "Cyclic Shear Strength of Silts and Sands Under Cyclic Loading", *ASCE Geotechnical Special Publication No:133: Earthquake Engineering and Soil Dynamics: Recent Findings in Soil Liquefaction*, 1365-1375, Proceedings of the Geo-Frontiers 2005 Conference held in Austin, Texas, 2005, (CD Press) .

Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Seed, R.B.,Stewart, J.P., Youd, T.L, Baturay, M.B., Cetin, O.K., Christensen, C., Karadayilar, T., Emrem, C., 2001. Ground failure in

Adapazari,Turkey, 15th ICSMGE, TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, Istanbul, Turkey, pp. 19–28. August 1

Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Youd, T.L, Stewart, J.P., Seed, R.B., Cetin, O.K., Bol, E., Baturay, M.B., Christensen, C., Karadayilar, T., 2004a. Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari, Turkey. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130 (7), 673–685.

El Hosri, M.S., Biarez, H., Hicher, P.Y., 1984. Liquefaction characteristics of silty clay. Proc. Eight World Conf. On Earthquake Eng. Prentice Hall, NJ, pp. 277–284.

Erten, D., Maher, M., (1995) "Cyclic Undrained Behavior of Silty Sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,No. 14 pp. 115-123

Erken, A., Ansal, A.M., 1994. Liquefaction characteristics of undisturbed sands. Performance of Ground And Soil Structures, Thirteenth Int. Conf. On Soil Mechanics And Foundation Engineering, pp. 165–170.

Ishihara K., Towhata I. (1983): "Sand Response to Cyclic Rotation of Principal Stress Directions as Induced by Wave Loads", Soils and Foundations, V.23, pp. 11-26

Koester, J. P., 1994, "The Influence of Fines Type and Content on Cyclic Strength," Ground Failures Under Seismic Conditions, ASCE Geotechnical Special Publication, Vol. 44, pp. 17–33.

Polito, C. P., and Martin, J. R. _2001_. "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127.5., 408–415.

Puri, V., K., (1984) "Liquefaction Behavior and Dynamic Properties of Loessial (Silty) Soils", PhD Thesis, University of Missouri-Rolla, Mo.

Puri, V., K., (1990) "Liquefaction Aspects of Loessial Soils", Proc. 4th U.S. National Conf. on Earthquake Eng., Earthquake Eng. Research Inst., El Cerito, Cslifornia, 3,755-762.

Sandoval, S.J.A., 1989. Liquefaction an settlement characteristics of silt soils. PhD Thesis, University of Missouri-Rolla, UMI, Ann Arbor

Stamatopoulos, C. A., Balla, L. N., and Stamatopoulos, A. C. (2004) "Earthquake-induced settlement as a result of densification, measured in laboratory tests." Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, International Association for Earthquake Engineering.

Seed, H.B., Martin, P.P., Lysmer, J., 1976. Pore water pressure changes during liquefaction. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Divission, ASCE 102, 323–347.

Sitharam, T.G., GovindaRaju L., and Srinivasa Murthy B. R., (2004) "Evaluation of Liquefaction Potential and dynamic Properties of Silty Sand Using Cyclic Triaxial Testing", Geotechnical Testing journal, 27,5.

Sunitsakul J (2004) Dynamic Behavior of silty Soils, Ph.D. Thesis, Oregon State University, USA

Troncoso, J. H., 1986, "Critical State of Tailing Silty Sands for Earthquake Loading," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 248–252.

Vaid, Y.P., 1994. Liquefaction of silty soils. Ground failures under seismic conditions: Proceedings of the sessions sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the ASCE in conjunction with the ASCE National Convention in Atlanta Georgia. October 9–13.

Whang, D. H., Moyneur, M. S., Duku, P., and Stewart, J. P. (2005) "Seismic compression behavior of nonplastic silty sands." Proc., Int. Symp. on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, A. Tarantino, E. Romero, and Y. J. Cui, eds., Trento, Italy, Balkema, 257–263.

Xenaki, V. C. and Athanasopoulos, G. A., 2003, "Liquefaction Resistance of Sand-Mixtures: an Experimental Investigation of the Effect of Fines," SoilDynamics and Earthquake Engineering, No. 23, 2003, pp. 183–194.

Zhu, R., Law, K.T., 1988. Liquefaction potential of silt. Proceedings of Ninth Int. Conf. On Earthquake Engineering, Tokyo–Kyoto, Japan, pp. 237–242.

JGS 0542-2000, (2000) . Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials, Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test, The Japanese Geotechnical Society, Tokyo.

DİYAFRAMLARIN DÜZLEM İÇİ RİJİTLİKLERİ VE YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM DAVRANIŞINA ETKİLERİ

INPLANE FLEXIBILITIES OF DIAPPHRAGMS AND THEIR EFFECTS ON THE EARTQUAKE BEHAVIOR OF BUILDINGS

H.Faruk KARADOĞAN[1] ve Ercan YÜKSEL[2]

ÖZET

Çok katlı yapı sistemlerinin yatay yükleri dağıtıcı nitelikteki döşemeleri, bulundurabilecekleri çeşitli düzensizlikler nedeniyle her zaman düzlemleri içinde rijit sayılarak yapısal çözümlemelere geçilemez. Döşeme içinde düzensiz dağılabilen boşluklar, bu boşluklar arasında doğrusal olmayan davranışa geçecek düzeyde zorlanabilen döşeme parçaları, döşemeler ile karşılıklı etkileşim içinde olan perde, boşluklu perde ya da yatay yük taşıyan çerçevelerin üç boyutlu yapıdaki konumları ile bunların yapı yüksekliğince değişebilen yatay rijitlik ve farklı süneklik özellikleri; yapı simetrik bile olsa, genel davranışı etkileyebilir. Tüm bu etkiler yapısal çözümlemeyi karmaşık hale getirmekte, bilinmeyen sayılarını arttırmakta o da kesme, yuvarlanma ve kalıtımsal hataların birikebilmesi nedeniyle çözümlerin güvenilirliğini azaltabilmektedir.
Çubuk eleman düzeyinden başlayarak çeşitli yapısal düzensizlikler içerebilen yatay yük taşıyıcı düşey ve yatay yük dağıtıcı yatay sistemleri birer alt sistem olarak dikkate alıp genel sistem rijitlik matrisinde bir araya getiren ve daha önce yazarlar tarafından sunulmuş olan bir algoritma burada kısıtlayıcı varsayımlarından arındırılarak genellenmektedir. Böylelikle yarı rijit ve enerji yoğaltan birleşim elemanlarının da gözönüne alınabildiği, paralel işlemcilerden yararlanılabilecek bir algoritma ortaya çıkmaktadır.
Konu, tarihsel gelişimi içinde, seçilen önceki bazı çalışmalardan başlayarak günümüzde gerçekleştirilen ve sürdürülmekte olan bazılarına kadar özetlenmektedir.
Anahtar kelimeler: *Yapısal düzensizlikler, ardışık alt sistem kullanımı, deprem davranışı*

ABSTRACT

Floor slabs as lateral load transferring systems of multi-storey buildings may have several irregularities which cannot be omitted in the structural analyses assuming that they are infinitely rigid in their own planes. Random distribution of voids on the slabs, accumulated nonlinear deformations of critical parts of the slabs, orientation of the lateral load resisting vertical diaphragms such as shear walls, shear walls with openings and moment resisting frames are all effective on the overall structural behavior of even symmetrical buildings. Structural diversities such as different type lateral rigidities along the height of the building and their different ductility requirements may cause unexpected internal force distributions following different load paths. It is clear that the problem becomes more complicated if there exist any one of these irregularities in the structures when this is the case. The number of unknowns of the problem increases making the solution difficult and sometimes unreliable.
The multi level sub-structuring technique proposed earlier has been modified in this paper so that semi-rigid connections of the slab parts which are infinitely rigid in their own planes are taken into consideration without having any increment in the amount of unknowns and without having any restrictive assumption on the degree of freedoms used previously.
Semi-rigid mechanical connections of slab elements started to be proposed mainly in the precast construction to dissipate more energy imparted to the structure due to the seismic events. The technique proposed here covers most of these features needed in analyses and is suitable for parallel processing as well.

[1] Prof.Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, karadogan@itu.edu.tr
[2] Doç.Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, yukselerc@itu.edu.tr

The history of theoretical and experimental research in this field of interest is presented also depending on several early and recent works to review the progress.
Keywords: *Structural irregularities, successive substructure usage, earthquake behavior*

GİRİŞ

Bina türü yapı sistemlerinin kütleleri büyük oranda döşemeler üzerinde yer almaktadır. Bu nedenle, deprem etkisinde kalan böyle bir yapıda en büyük eylemsizlik kuvvetleri döşemeler hizasında oluşmaktadır. Bu kuvvetlerin yatay yük taşıyıcı düşey elemanlara dağılarak onlar aracılığıyla temel sistemine aktarılması beklenmektedir. Bu aşamada yapı mühendisinin dikkat etmesi gereken bazı noktalar bulunmaktadır;

- Döşemeler üzerlerindeki kütle nedeniyle ortaya çıkan ve genelde yatay olan eylemsizlik kuvvetlerini, yatay yük taşıyıcılara yani çerçevelere, perdelere ya da boşluklu perde ve benzeri sistemlere kendi düzlem içi rijitlikleri ile yatay yük taşıyıcıların yatay rijitliklerine bağlı olarak aktaracaklardır. Seçilen çözümleme yöntemi ve kurulan matematik model buna uygun mudur?
- Hazır döşeme elemanlarının yaygınlaştığı, üzerlerine dökülen donatılı kavrama betonundan vazgeçilme eğilimlerinin arttığı bir dönemde; eleman bağlantı ayrıntıları, merdiven ve tesisat boşlukları ile döşeme yapım yöntemleri gibi değişkenler döşeme düzlem içi rijitliklerini kaçınılmaz olarak değiştirecek ve döşeme düzlem içi rijitlikleri genel yapı davranışı üzerinde etkili olabilecektir. Bunlar matematik modele yansıtılabilmekte midir?
- Yatay yük taşıyıcı düşey sistemler ile yatay yük dağıtıcı yatay sistemlerdeki ani rijitlik değişiklikleri ve plan düzensizlikleri hangi eşiklerden sonra sonuç üzerinde ne ölçüde etkili olmaktadır? Perdelerde süreksizlikler, döşemelerde büyük mimari boşluklar varken, çok katlı yapıların çekirdeklerinde toplanan deprem kaynaklı büyük kesme kuvvetlerinin bodrum çevresindeki yatay rijitliği çok büyük perdelere aktarımı nasıl gerçekleşecektir?
- Dış etkilerin dinamik karakterli olmasının ve özellikle malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışın dikkate alınıyor olmasının, yukarıda sözü edilen özel durumlarda sonuçlar üzerindeki etkileri nerelerde ve ne ölçüde olacaktır?
- Döşemeler, düzlemleri içinde çalışarak deprem yükü aktarımını gerçekleştirirken aynı zamanda kütleyi oluşturan ve düzlemlerine dik olan kuvvetlerin de etkisindedir. Bu durumda kritik kesitlerde iç kuvvetlerin karşılıklı etkileşimi önemli olacak mıdır?

Yatay yük taşıyıcı düşey sistemlerin plandaki yerleşimi ve aralarındaki uzaklıkların artması, inşaatı kolaylaştırarak hızlandırmayı amaçlayan değişik döşeme ve çatı tiplerinin yaygınlaşması, yapı mühendislerinin öteden beri ilgisini çekmekte olan döşeme düzlem içi rijitliği konusunu gündemde tutmaya devam etmektedir.

Katlanmış saçlarla yapılan kompozit döşemeler, çift tabakalı katlanmış saçların oluşturduğu panellerle yapılan çatı örtüleri, boşluklu ya da boşluksuz öngerilmeli ya da öngerilmesiz değişik döşeme elemanlarıyla oluşturulan plaklar, ince kirişsiz döşemelerle boşlukları doldurulmakta olan yassı döşemeler ve özel prefabrike betonarme elemanların yine özel geliştirilmiş bağlantı elemanlarıyla bir araya getirildiği binalarda yukarıdaki noktalar daha da önem kazanabilmektedir.

Döşemelerin düzlemleri içinde rijit sayılmaları; yapısal çözümlemelerde gözönünde tutulması gerekli bilinmeyen sayısını her kat için iki ötelenme ve bir dönme olmak üzere üçe indirirken, tersi durumda problemin bilinmeyen sayısı çok artmaktadır. Problemin hangi koşullarda önem kazanmakta olduğunun bazı basitleştirilmiş kurallara bağlanmasının yanında bilinmeyen sayısının azaltılması ve çözümün dayanacağı denklem takımının kararlılığı da yapı mühendisini ilgilendirmektedir. Aynı denklem takımına dayanacak özel değer hesabının da yeterince doğru sonuçlar vereceği konusunda duyarlı olunmalıdır. Bu bağlamda, döşeme elemanların göreceli olarak büyük olması beklenen düzlem içi rijitlikleri ile onlardan çok küçük olan çubuk ya da birleşim elemanı rijitliklerinin bir arada bulunabileceği ve bu niteliğin denklem takımı üzerindeki işlemlerde etkili olabileceği gerçeği dikkate alınmak durumundadır.

Uygulamalar göstermektedir ki, döşeme düzlem içi kesit zorları ve şekildeğiştirmeleri öngörülenlerden daha farklı olabilmekte kesit zorlarının yatay yük taşıyıcı düşey elemanlara döşemeler aracılığıyla aktarımı yüklemenin farklı aşamalarında beklenen yolları izlemeyebilmektedir. Belirli kesitlerde kalıcı şekildeğiştirmelerin yığılması dağılım üzerinde etkili olmaktadır.

Özetle; düzlemleri içinde de zorlanan döşemeler hangi kuvvetlere, hangi rijitliklere ve hangi şekil ve yerdeğiştirme sınırlarına göre boyutlandırmalı ve bu amaçla gerekli olacak büyüklükler hangi matematik model ve hangi yöntem ile elde edilmelidir? Hangi detaylar döşemelerin etkenliği açısından daha önemli olmaktadır?

ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Genel

Yatay yükler etkisindeki bina türü yapı sistemlerinin hesabında, döşeme düzlem içi rijitliklerinin göz önüne alınması konusundaki bilinen çalışmalar 1950'li yıllara kadar uzanmaktadır, (Osawa,1953), (Yamada, 1954), (Goldberg, 1967), (Stepherd ve Donald, 1967).

Bilgisayarlar ve bilgisayar programlarının birbirleri üzerinde karşılıklı etkileşim içerisinde gelişmekte olduğu o dönemlerde, problemin bilinmeyen sayılarının gerekli görülen en alt düzeyde tutularak çözümler üretilmesinin bugünkünden daha çok dikkat edilmesi gereken bir konu olması nedeniyle, sistem davranışına en uygun varsayımlar yapılarak işe başlanmıştır. Bunlar arasında *i*- Döşemelerin düzlemleri içinde kayma şekildeğiştirmelerinin de göz önünde tutulduğu eğilme çubukları olarak ele alınmaları, *ii*- Yatay yük taşıyıcı düşey elemanlar ile bir kiriş olarak idealleştirilen döşemelerin sadece yatay birer iç kuvvetle etkileşim içinde olması, sayılabilmektedir.

Malzeme yönünden doğrusal olmayış, serbest ve zorlanmış titreşim hesaplarının yapılmasındaki pratik zorluklar nedeniyle konu önemsenmiş olsa bile ayrıntılı çözümler öteye bırakılmış; araştırmacılar sınırlı, ancak olgunun önemli olduğu durumları işaret eden ve o durumlarda hesabı basitleştiren yöntemler üzerinde çalışmışlardır.

Önemli yatay yük taşıyıcı elemanları arasındaki açıklığın yapı genişliğine olan oranının büyük tutulduğu bina türü yapılar kısaca *döşeme türü yapılar* olarak anılmaktadır. Bu oranın ikiyi aşmasından sonra döşemelerin düzlemleri içinde rijit sayılmaları yanılgıları arttırmaktadır. Rijit bir radye temel üzerine oturan döşeme türü yapıda döşeme düzlem içi şekildeğiştirmelerinin en etkili olduğu katın, radye üzerindeki kat olduğu ve daha yukarıdaki katlarda döşeme düzlem içi şekildeğiştirmelerinin azaldığı ancak iç kuvvet dağılımlarının hem en alt katta hem de en üst katta bu olgudan etkilendiği gösterilmiş ve o döneme kadarki bulgular bir anlamda bir araya getirilerek özetlenmiştir, (Muto, 1974).

Dolgulu ya da dolgusuz yassı kirişli, kompozit ya da kirişsiz döşemeler gibi düzlem içi rijitlikleri kirişli döşemelerden daha az olan döşemelerin yer aldığı döşeme tipi yapılarda bu etkilerin daha fazla kendini göstermesi beklenmektedir. Nitekim deneysel çalışma olanaklarının artması, bilgisayar ve yazılımların gelişmesi konuya yeni boyutlar katmış, düzlem içi rijitlikleri diğer döşeme tiplerine göre daha az olan kirişsiz betonarme döşemelerin dahi birer çubuk eleman ile hesaplara katılmalarının mümkün olabildiği, düzlem içi ve düzleme dik etkilerin malzeme yönünden birbirleri üzerinde pratik olarak önemli sayılamayabileceği başlangıç düzeyindeki deneysel çalışmalar ile gösterilmiştir,(Karadogan vd. 1982).

Döşeme düzlem içi şekildeğiştirmelerinin önemini basitçe ortaya koyan bir çalışmada, açıklık/genişlik oranından başka boşluk oranı vb. diğer değişkenler de göz önünde bulundurulmuştur, (Yüksel ve Karadoğan 1998). Döşemelerdeki boşluk oranlarının büyüklüğünden çok tesisat için gerekli olan küçük boşlukların önemli yatay yük taşıyıcılara yakınlığı üzerinde durulmuş, boşluk çevresinde yer alan elemanlar ile döşeme rijit parçalarının birbirine bağlantısına dikkat çekilmiştir.

Günümüze kadar sistem davranışı ve döşeme düzlem içi şekildeğiştirmeleri konusunda gerçekleştirilmiş pek çok deneysel ve kuramsal çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmalar, ortaya çıkan gereksinimlere ve olanaklara bağlı olarak sürmektedir. Burada, güç birliği oluşturarak bilgi birikimi ve fiziksel olanakları birbirini destekleyen ve tamamlayan çalışmalara yönelik bir eğilimle

sürdürülen iki araştırmaya yer verilecektir. Bunlardan ilki üç üniversitenin bir araya gelerek oluşturduğu deprem etkisindeki yatay prefabrike elemanlardan oluşan diyaframların -döşemelerin- boyutlandırma esaslarını ortaya koymak üzere kurulan birlikteliktir,(Fleischman vd., 2005). Kuramsal çalışmaların Arizona Üniversitesinde, 1/1 ölçekli detay deneylerinin Lehigh Üniversitesinde ve sarsma tablası üzerindeki deneylerin de San Diego daki Kalifornia Üniversitesinde yapıldığı bu araştırma programında, yukarıda özetlenen sorunlara prefabrike döşeme elemanlardan oluşan diyaframlar için yanıt aranmaktadır. Benzer esaslarla işe başlayan ikinci grupta, farklı Avrupa ülkelerinden 16 katılımcı yer almakta bunlardan altısı araştırma ve geliştirme konusunda planlanan ortak çalışmayı halen sürdürmekte olup, prefabrike elemanlardan oluşan yapı sistemlerinin birleşimlerinde enerji yoğaltan mekanik düzenekler geliştirilmesi amaçlanmaktadır.

Döşeme düzlem içi rijitliğini, döşeme türünün ötesinde azaltan en önemli etkenlerden ikisi her binada bırakılmak zorunda bulunulan tesisat boşlukları ile merdiven boşluklarıdır. Bazen bunlara mimari tercihler nedeniyle atrium benzeri büyük boşluklar da eklenebilmektedir. Burada sıralanan yapısal özellikler bazen bir arada bulunabilmekte bazen de plandaki bina geometrisinin düzensizlikleri ile birleşebilmektedir.

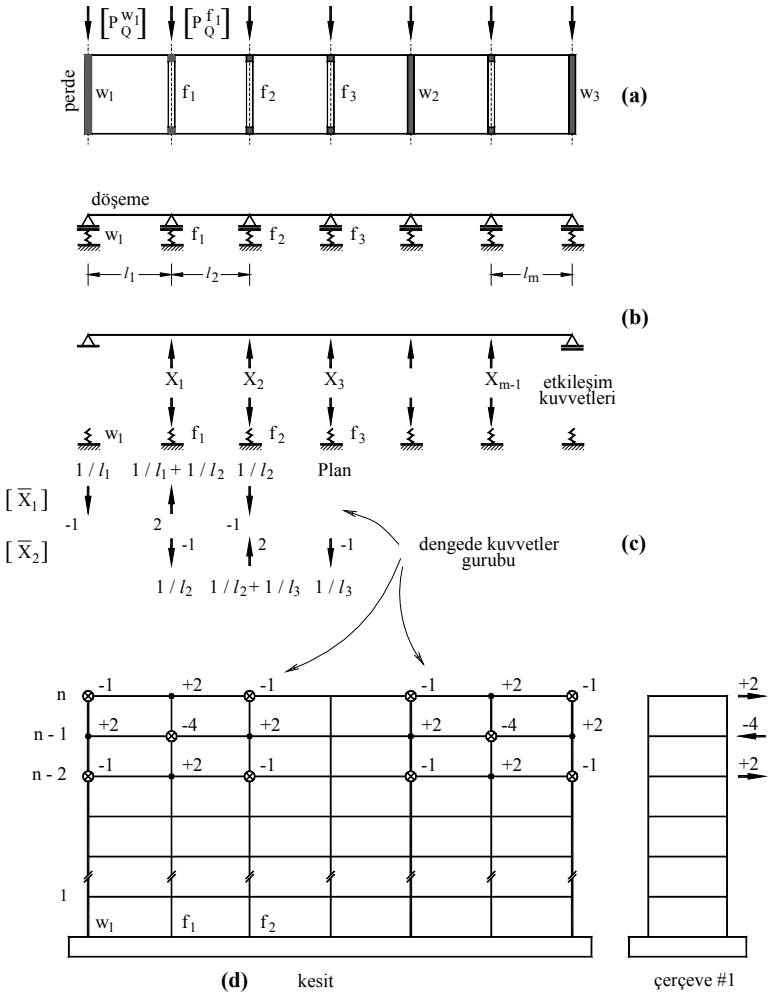
Artan bina gereksinimini hızla karşılamak üzere tasarlanan ve prefabrike elemanların bir araya getirilmesiyle oluşturulan döşeme tipi prefabrik yapılar konuyu güncel tutmaktadır. Bu bağlamda, düşünülmesi gereken bir başka özellik de prefabrike elemanlardan oluşan döşemelerde artık kavrama betonu kullanmama eğilimidir. Bütün bu nedenlerle döşemelerin düzlem içi rijitlikleri azalmakta ve depremselliği yüksek olan bölgelerde inşa edilecek özellikle döşeme tipi yapılarda, döşemeleri kendi düzlemleri içinde rijit sayarak hesap yapmak bu koşullarda giderek daha yanıltıcı olabilmektedir.

Bina türü yapı sistemlerinin ortak özelliklerinden biri sistemde çok sayıda birbirine benzer yatay yük taşıyıcı düzlem sistem ile döşemenin bulunmasıdır. Bunların birer alt sistem olarak ele alınması olanağı vardır. Bir adım daha öteye gidilerek, bu alt sistemlerin içinde bazı düzensizlikler gösteren benzer elemanların da çubuk düzeyinde birer alt sistem olarak ele alınması mümkündür; çünkü bilgisayar sığaları ve hızları artmış olsa da eldeki olanakları en iyi biçimde değerlendirmek önemini korumaktadır. Bu düşünceden yola çıkılarak yapılan bazı çalışmalar, bu düşüncelere dayalı bir algoritmanın önemli olduğunu göstermiştir, (Girgin, 1996), (Yüksel, 1998), (Karadoğan vd., 1996).

Kuramsal Çalışmalar

Döşemelerin derin çubuk elemanlar olarak idealleştirilmesi ve bu elemanlar ile yatay yük taşıyıcı elemanlar arasındaki etkileşimin sadece yatay bağ kuvvetlerine indirgenmesi durumunda, statik yükler etkisindeki üç boyutlu yapı sistemlerinin çözümlenmesi oldukça basitleştirilebilmektedir.

Döşeme tipi bir yapının kuvvet yöntemiyle hesabında toplam bilinmeyen sayısı $l\times(m-1)$ olurken, yerdeğiştirme esaslı karşılaştırılabilir bir yöntemin kullanılması durumunda bilinmeyen sayıları yaklaşık iki katına çıkmaktadır. Burada l katların m de açıklıkların sayısını göstermektedir. Çözüm için kuvvet yönteminin kullanılması durumunda, bilinmeyen olarak planda üç ve ardışık üç katta toplam dokuz bilinmeyenin grup yüklemeler oluşturması öngörülen hesabı daha da kolaylaştırmaktadır. Kendi içinde dengede olan kuvvet grupları oluşturularak sistem üzerinde dallanmayan bölgesel iç kuvvetler ile çalışma olanağı sağlayan bu çözüm yolu, önceki çalışmalara bir örnek oluşturması nedeniyle burada özetlenmektedir. Bu yolla hesapta, yatay yük taşıyıcı düşey çerçeve, perde, boşluklu perde vb. sistemler birer alt sistem olarak ele alınmakta ve onların da kendi içlerinde yatay yükler için basitleştirilmiş çözümleri üzerinde öneriler yapılmaktadır. Yöntem, genellik bozulmadan Şekil 1 deki döşeme tipi yapı üzerinde özetlenmektedir. Burada; w_i ve f_i i nolu perde ve çerçeveyi, $P^{w1}{}_Q$ ve $P^{f1}{}_Q$ perde ve çerçevelere kat hizasında etkiyen tekil yükleri, X_i etkileşim kuvvetlerini, $[\delta_{ij}]$ j nolu bilinmeyen doğrultusundaki birim yüklemeden dolayı i nolu bilinmeyen doğrultusunda oluşan yerdeğiştirmeyi, $[F^{ad}]$ mutlak yerdeğiştirmelere dayalı birim kuvvet matrisini, $[F^{s}]$ döşeme birim kuvvet matrisini, Q ardışık başvuru bağıntılarının uygulandığı ardışık katlara ait çerçeve kesme kuvvetlerini, h kat yüksekliklerini, k_{11}, k_{12}, k_{14} birim yerdeğiştirme sabitlerini, θ_f göz önüne alınan kattaki düğüm noktası dönmesini, D_f göz önüne alınan kattaki yatay yerdeğiştirmeyi göstermektedir.



Şekil 1. Döşeme türü yapı sistemi için bir hesap algoritması

$$\left[\delta_{11}\right]_{nxn} = \frac{1}{l_1}\left[F_{w1}^{ad}\right]_{nxn} + \left(\frac{1}{l_1}+\frac{1}{l_2}\right)\left[F_{f1}^{ad}\right]_{nxn} + \frac{1}{l_2}\left[F_{f2}^{ad}\right]_{nxn} + \left[F_{11}^{s}\right]_{nxn}$$

$$\left[F_{11}^{s}\right] = (l_1 + l_2)(1/(3EI_s) + 1/(l_1 l_2 GF'))\left[I\right]$$

$$\left[\delta_{12}\right] = -\frac{1}{l_2}\left(\frac{1}{l_1}+\frac{1}{l_2}\right)\left[F_{f1}^{ad}\right] - \frac{1}{l_2}\left(\frac{1}{l_1}+\frac{1}{l_3}\right)\left[F_{f2}^{ad}\right] - \left(\frac{l_2}{6EI_s} - \frac{1}{l_2 GF_s'}\right)\left[I\right]$$

$$\left[\delta_{13}\right] = \frac{1}{l_2}\left[F_{f2}^{ad}\right],\ \left[\delta_{14}\right] = \left[\delta_{15}\right] = \ldots = \left[0\right] \qquad (1)$$

$$\left[\delta_{10}\right] = \frac{1}{l_1}\left[F_{w1}^{ad}\right]\left[P_o^{w1}\right] - \left(\frac{1}{l_1}+\frac{1}{l_2}\right)\left[F_{f1}^{ad}\right]\left[P_o^{f1}\right] + \frac{1}{l_2}\left[P_f^{ad}\right]\left[P_o^{f2}\right]$$

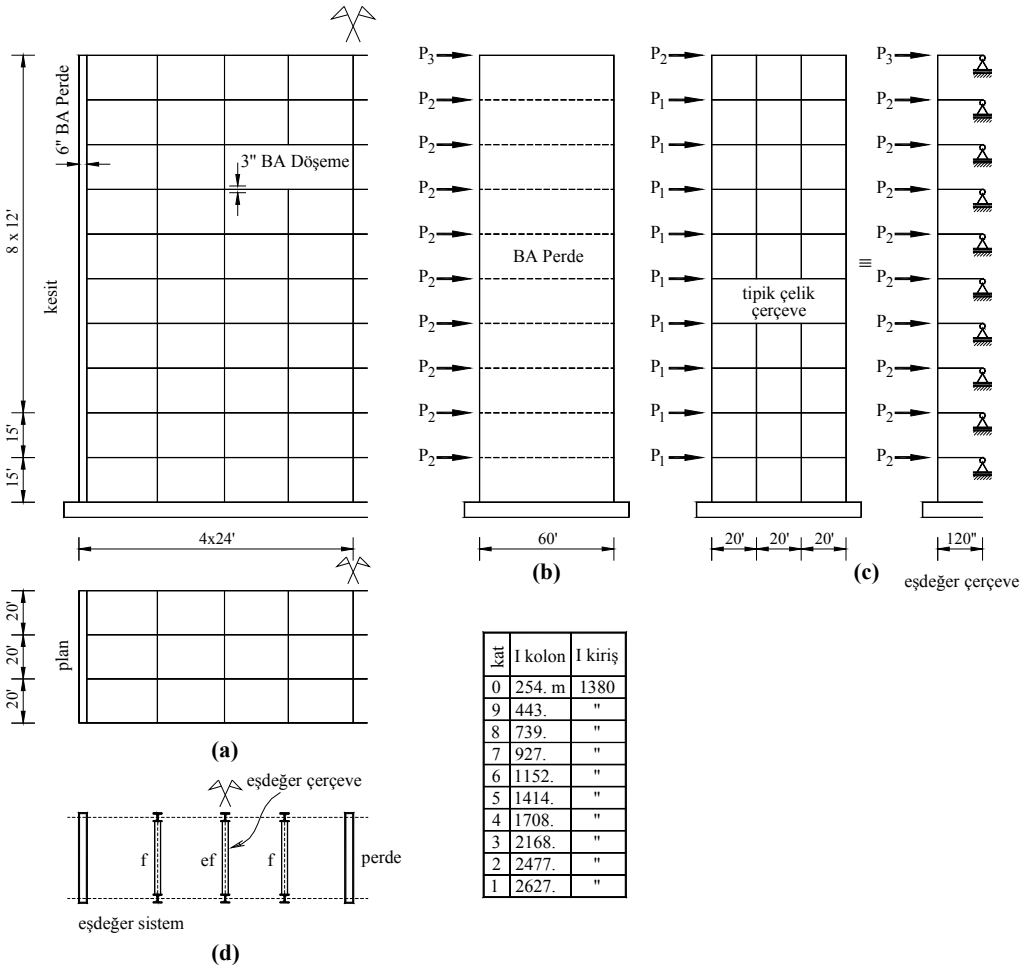
$$\begin{bmatrix} [\delta_{11}] & [\delta_{12}] & [\delta_{13}] & 0 & 0 \\ & [\delta_{22}] & [\delta_{23}] & [\delta_{24}] & 0 \\ & & & & \\ & \textit{Simetrik} & & & \\ & & & & [\delta_{(m-1)(m-1)}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [X_1] \\ [X_2] \\ \\ \\ [X_{m-1}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\delta_{10}] \\ [\delta_{20}] \\ \\ \\ [\delta_{m-1}] \end{bmatrix}$$

$$\left[\delta\right]\left[X\right] = \left[\delta_0\right]$$

$$\theta_f^1 = -(Q_f^1 h^1 / 2 + Q_f^2 h^2 / 2 - k_{12}^{10}\theta_f^0) / (k_{12}^{10} + 2k_{11}^b)$$

$$D_f^1 = D_f^0 + Q_f^1 / (2k_{44}^0) - h^1 / (2(\theta_f^1 + \theta_f^0)) = D_f^0 + \delta$$

Yöntemin sayısal uygulaması Şekil 2 de gösterilen sistem için gerçekleştirilmiştir, (Karadoğan, 1980). Yatay yük hesabı yapılacak sistem planda simetriktir. Kiriş ve kolon atalet momentleri Şekil 2 de verilmiştir. Hesap ayrıntıları Tablo 1, Tablo 2 ve Tablo 3 de yer almaktadır.



kat	I kolon	I kiriş
0	254. m	1380
9	443.	"
8	739.	"
7	927.	"
6	1152.	"
5	1414.	"
4	1708.	"
3	2168.	"
2	2477.	"
1	2627.	"

Şekil 2. Döşeme türü yapı sistemi için sayısal örnek

Tablo 1. Yatay Yerdeğiştirmeler-Çerçeve

Kat	P/2	Q/2	h	Qh/2×10^{-3}	Kolon			Kiriş×10^{-6}		10^{-6} × (k^{10}+2×k$_{12}^{13}$)	θ×10^{-4}	δ	D
	[k]	[k]	[in]		EI×10^{-6}	k×10^{-3}	k$_{44}$×10^{-6}	EI$_b$	k$_{12}^{13}$			[in]	[in]
10	1.8	1.8	144	259.2	12240	211.7	61.2			6421.7	-0.465	0.0462	1.8355
9	3.6	5.4	144	777.6	26580	369.2	106.8			6579.2	-1.869	0.0893	1.7893
8	3.6	9.0	144	1296.0	44430	615.8	178.2			6825.8	-3.509	0.1134	1.7000
7	3.6	12.6	144	1814.4	55620	772.5	223.5			6982.5	-5.223	0.1440	1.5866
6	3.6	16.2	144	2332.8	69120	960.0	227.8			7170.0	-6.947	0.1709	1.4426
5	3.6	19.8	144	2851.2	84840	1178.3	340.9	41400	3105	7388.3	-8.686	0.1960	1.2717
4	3.6	23.4	144	3369.6	102480	1423.3	411.8			7633.3	-10.469	0.2218	1.0757
3	3.6	27.0	144	3888.0	130080	1806.7	522.8			8016.7	-12.440	0.2494	0.8539
2	3.6	30.6	180	5508.0	148620	1651.3	305.8			7861.3	-15.028	0.3672	0.6045
1	3.6	34.2	180	6156.0	157620	1751.3	324.3			7961.3	-14.651	0.2373	0.2373

Tablo 2. Yatay Yerdeğiştirmeler-Perde

Kat	P	Q	h	Qh	M	$0.5\times(M^{i}+M^{i+1})\times(h^{i}/EI^{i})$	$\theta\times10^{6}$	$EI\times10^{-12}$	$k_{44}\times10^{-6}$	$\delta\times10^{6}$	$D\times10^{6}$
	lb	lb	in		0					[in]	[in]
10	1800	1800	144	259200	259200	0.033	25.779	559.872	33.58	3763.40	34926.9
9	3600	5400	144	777600	1036800	0.167	25.746	559.872	33.58	3856.21	31163.5
8	3600	9000	144	1296000	2332800	0.433	25.579	559.872	33.58	3920.22	27307.2
7	3600	12600	144	1814400	4147200	0.833	25.146	559.872	33.58	3936.27	23387.0
6	3600	16200	144	2332800	6480000	1.367	24.313	559.872	33.58	3885.08	19450.8
5	3600	19800	144	2851200	9331200	2.033	22.946	559.872	33.58	3747.48	15565.7
4	3600	23400	144	3369600	12700800	2.833	20.913	559.872	33.58	3504.34	11818.2
3	3600	27000	144	3888000	16588800	3.767	18.080	559.872	33.58	3130.35	8313.9
2	3600	30600	180	5308000	22096800	6.219	14.313	559.872	26.64	3165.30	5177.5
1	3600	34200	180	6156000	28252800	8.094	8.094	559.872	26.64	2012.20	2012.2

Tablo 3. Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması

Kat	Önerilen Yöntem			Goldberg, 1966			Rijit döşeme kabulü ile	Ağırlıklı Ortalama Farklar	
	D_w	D_{f1}	D_{2f}	D_w	D_{f1}	D_{f4}		3-6	1-4
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.2444	0.2512	0.2570	0.2434	0.2487	0.2570	0.2442		
9	0.2184	0.2327	0.2491	0.2175	0.2290	0.2464	0.2183		
8	0.1918	0.2081	0.2219	0.1910	0.2041	0.2241	0.1924		
7	0.1647	0.1823	0.1972	0.1641	0.1783	0.1998	0.1655		
6	0.1374	0.1556	0.1710	0.1369	0.1516	0.1740	0.1383	1.57%	0.38%
5	0.1104	0.1290	0.1448	0.1100	0.1251	0.1481	0.1114		
4	0.0841	0.1028	0.1193	0.0838	0.0993	0.1229	0.0851		
3	0.0593	0.0785	0.0948	0.0591	0.0747	0.0985	0.0604		
2	0.0370	0.0548	0.0700	0.0369	0.0514	0.0731	0.0381		
1	0.0142	0.0235	0.0312	0.0142	0.0214	0.0319	0.0149		

Deneysel Çalışmalar

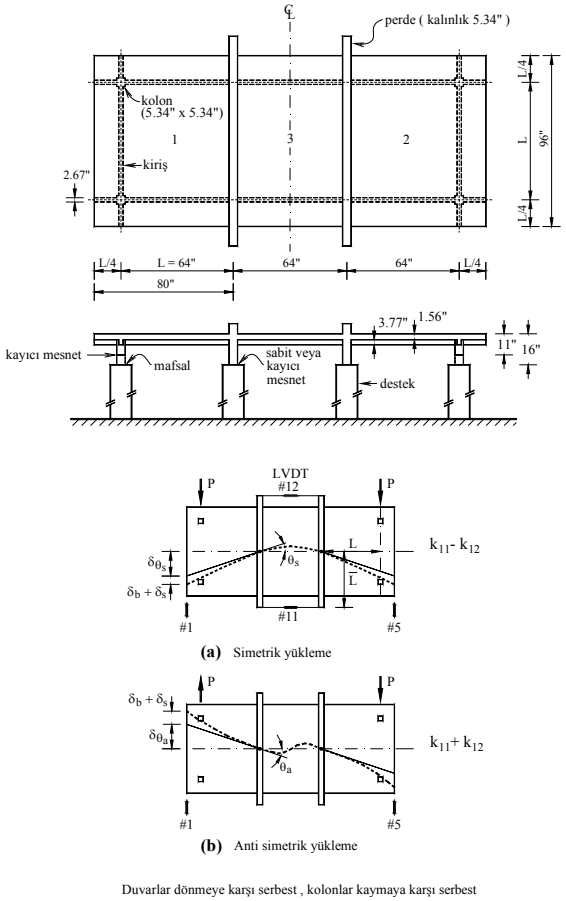
Diyaframların düzlem içi rijitlik ve dayanımları ile sünekliklerine ilişkin deneyler; çok amaçlı eleman, alt sistem ve sistem deneyleri olmak üzere yapılagelmiş ve yapılmaya da devam etmektedir. Kirişli ve kirişsiz döşemelerin düzlem içi dayanım ve rijitlikleri ile genel sistem davranışını belirlemeye yönelik olarak gerçekleştirilmiş bir deneysel çalışmanın ayrıntıları Şekil 3de verilmiştir, (Karadoğan vd., 1982).

Üç döşeme parçasının ortasındaki perde elemanlarının döşeme düzlemine dik eksen etrafında tam orta noktalarından dönecek biçimde mafsallı mesnetlenmeleri halinde, simetrik döşeme düzlem içi yükleri $k_{11}–k_{12}$, antimetrik döşeme düzlem içi yükleri de $k_{11}+k_{12}$ büyüklüklerine yönelik rijitlik bilgilerini sağlamaktadır. Bunlar, kirişli ve kirişsiz döşemelerin düzlemleri içinde derin çubuk gibi varsayılmalarını mühendislik amaçları için yeterli bulan deneysel çalışmalar olmuşlardır.

GÜNCEL ÇALIŞMALARDAN BAZILARI

Genel

Yapısal çözümlemelerde *Direkt Yerdeğiştirme Yöntemlerinin*, bellek sığaları ve işlem hızları çok arttırılmış bilgisayarlar ve sınanmış genel amaçlı programlar yardımıyla yaygın biçimde kullanılmasıyla dikkatler daha da gelişkin algoritmaların geliştirilmesine yönlenmiştir. Aşağıdaki ilk bölüm, eleman ve sistem düzeyinde çeşitli düzensizlikler bulundurabilen üç boyutlu yapı sistemlerinin malzeme ve/veya geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan davranışını da göz önüne almaya uygun, daha önce önerilmiş bir algoritmanın genelleştirilmesine ayrılmıştır. İzleyen ikinci bölümde ise döşeme düzlem içi şekildeğiştirmelerinin yapı davranışına etkilerini büyük ölçekli numuneler üzerinde denemeyi öngören iki çalışma anlatılmaktadır.



Şekil 3. Döşemenin düzlemi içinde yüklendiği bir deneysel çalışma

Kuramsal Çalışmalar

Bazı yapı sistemleri alışılmışın dışındaki çeşitli özellikleri nedeniyle *düzensiz yapılar* olarak anılabilmektedir. Döşeme ve perde gibi yatay ve düşey diyafram tipindeki elemanlarda bulunan boşluklar ve özellikle bu boşlukların bina içerisinde gelişigüzel dağılıyor olması, yani konumlarının yapı davranışı üzerinde etkili olabileceği durumlar, yapı mühendisinin dikkatli olmasını gerektirmekte; öngörülmeyen yatay yük dağılımlarını, sistemin serbest ve zorlanmış titreşim karakteristiklerini ve sonunda da kalıcı şekildeğiştirmelerin beklenmeyen bölgelerde yığılması gibi sonuçları doğurabilmektedir. Dolayısıyla bazı elemanların beklenenden fazla zorlanması bazılarının ise gereksiz yere aşırı boyutlandırılması gibi sonuçlar ile karşılaşılmaması için, amaca daha uygun yapısal modellerin hızlıca kurulup çözülebilmesi önemlidir.

Olabilecek tüm yapısal düzensizliklere karşın büyük yapı sistemlerinde birbirine benzer alt sistemler her zaman bulunmakta ve bunlara ait rijitliklerin bir kez tanımlanması öngörülen algoritma içerisinde yeterli olmaktadır. Bu alt sistemler, birbirinden farklı döşemeler ile birbirinden farklı yatay yük taşıyıcı düşey elemanlar yani çerçeveler, perdeler, boşluklu perdeler vb. dir. Farklı alt sistemlerin farklı işlemcilerce ele alınıp ayrı ayrı, fakat eş zamanlı olarak çalışılması olanağını sunabilen böyle bir algoritma, çözüm için gerekecek toplam işlem süresini de azaltmaktadır.

Kullanılan hesap algoritması, konunun genelliğini bozmadan Şekil 4 de verilen sistem üzerinde özetlenmiştir. Planda X ve Y doğrultularındaki açıklık sayıları sırasıyla *n* ve *m* olan ve *l* adet de katı bulunan bir üç boyutlu yapıda, direkt yerdeğiştirme yöntemine göre toplam bilinmeyen sayısı $(n \times m \times l) \times 6$ olurken, önerilen algoritmadaki bilinmeyen sayısı $(n+m) \times l$ olmaktadır. Şekil 4a de verilen sistem için; $l=10$, $m=4$ ve $n=8$ olduğu göz önüne alınırsa toplam bilinmeyen sayıları sırasıyla *1920* ve *120* olmaktadır. Bu aşamada yapılan iki varsayım belirtilmelidir; *i- Sistem birbirine dik alt sistemlerden oluşmaktadır, ii-Alt sistemlerin birbiriyle kesiştikleri ortak*

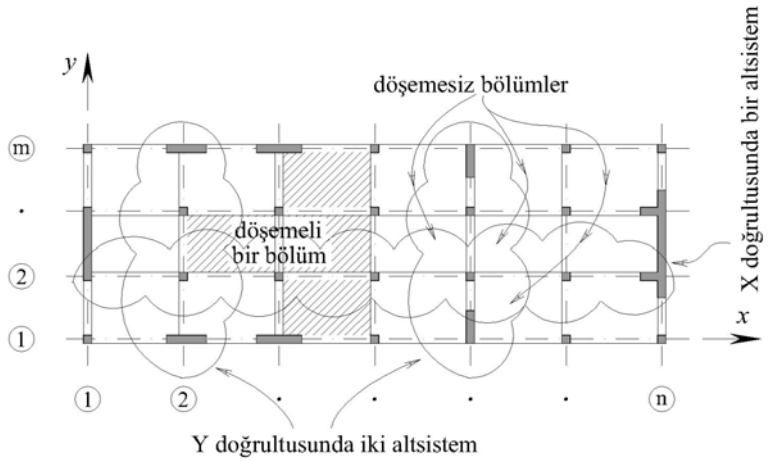
elemanlarda düşey sürekliliğin sağlanması pratik mühendislik uygulamaları açısından önemli değildir. Bu iki varsayımın ötesine geçmek üzere, basitleştirilmiş öneriler ile uygulamanın genişletilmesi olanağı da bulunmaktadır.

X ve Y doğrultularında düşey olarak konumlanmış alt sistemler ile yatayda konumlanmış alt sistem rijitlik matrisleri oluşturulurken göz önünde tutulabilecek olan göreli veya mutlak birim yerdeğiştirme durumları topluca Şekil 4b ve Şekil 4c de yer almaktadır. Şekil 4d de ise alt sistem rijitlik matrislerinin boyutları ve bir örnek kolonunun oluşturulması da gösterilmektedir. Denge denklemleri yazılırken simetrik matrislere ulaşmak amacıyla her bir alt sistemin kesimlerle binadan tümüyle ayrılması yerine örneğin üstte kalan katların toplamı ya da solda kalan düşey alt sistemlerin toplamı için kesimler yapılması daha uygun bulunmaktadır.

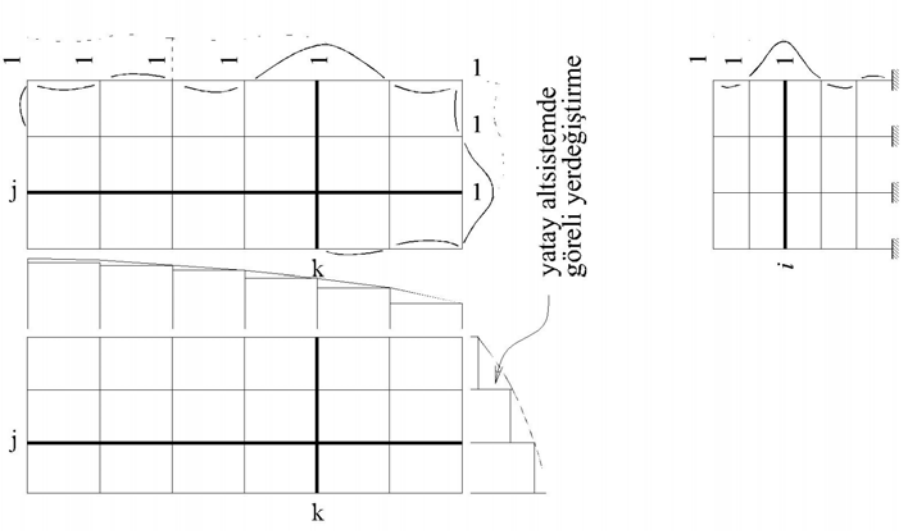
Şekil 5a da genel sistem yatay rijitlik matrisinin esas köşegenine yerleştirilen düşey konumdaki alt sistem yatay birim yerdeğiştirme matrislerinden sonraki durum, Şekil 5b de ise yatay konumdaki alt sistemlerin birim yerdeğiştirme matrislerinin de bunun üzerine eklenmesinden sonra elde edilen sistem yatay rijitlik matrisi gösterilmiştir.

[d] ve *[q]* sırasıyla, *(m+n)×l* satır ve *l* kolonlu, bilinmeyen mutlak yerdeğiştirme ve tekil düğüm noktası kuvvetlerinden oluşan yükleme matrisleridir. [S] yatay rijitlik matrisi *(m+n)×l* satır ve kolonludur. Yerdeğiştirmeler hesaplandıktan sonra bilinen bir yolla uç kuvvetlerine geçilir.

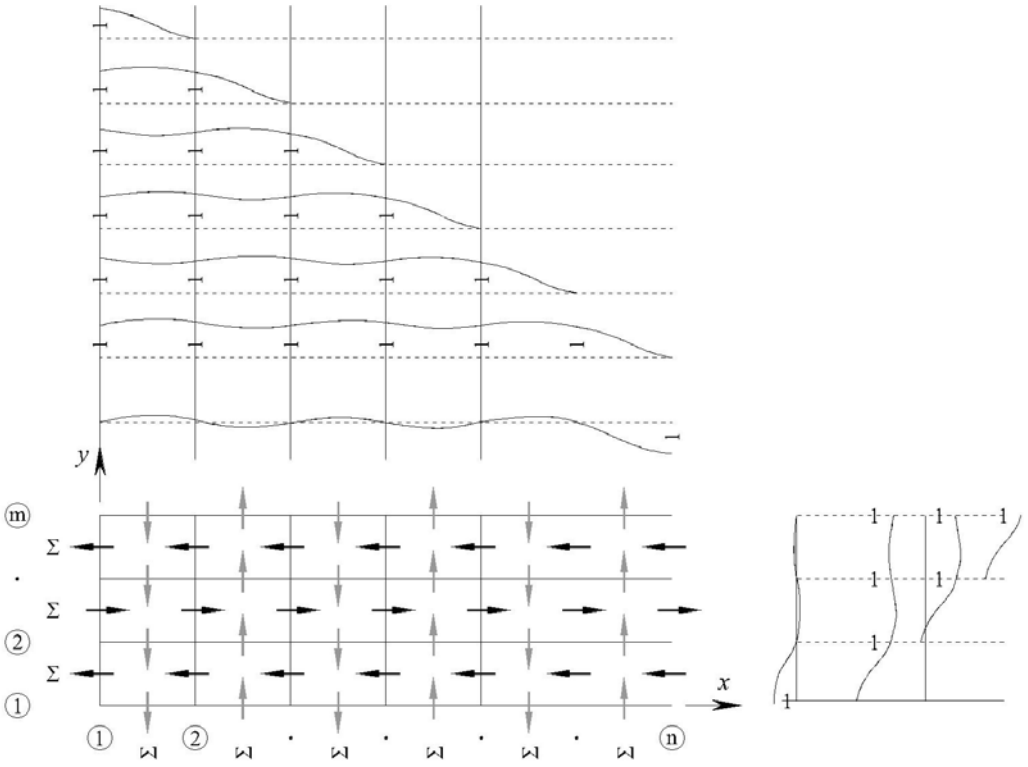
$$[S][d]=[q]\ ,\ [d]=\begin{bmatrix}[d]_x\\ [d]_y\end{bmatrix}\ ,\ [q]=\begin{bmatrix}[q]_x\\ [q]_y\end{bmatrix} \qquad (2)$$



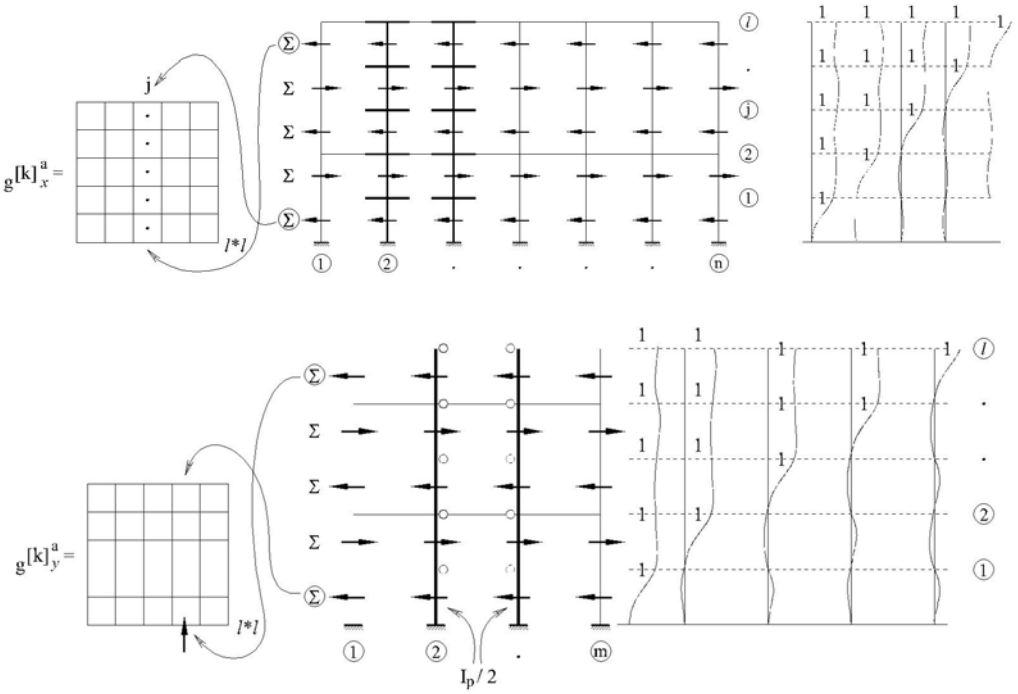
(a) Taşıyıcı sistem planı



(b) Göreli birim yerdeğiştirme durumları

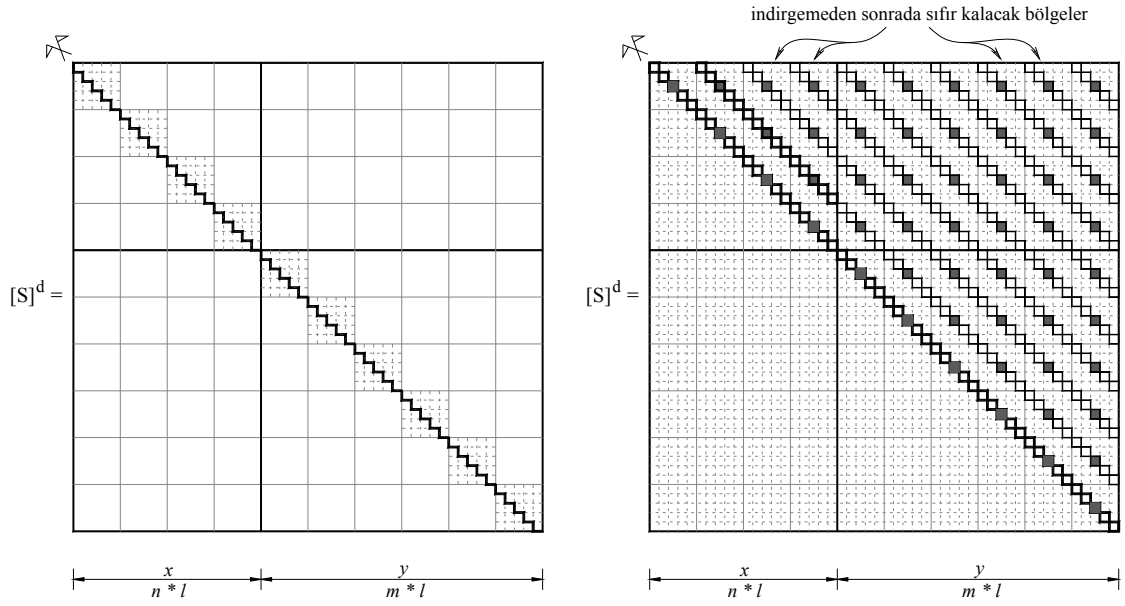


(c) Mutlak birim yerdeğiştirme durumları



(d) Alt sistem rijitlik matrislerinin oluşturulması

Şekil 4. Önerilen algoritmanın bazı hesap adımları



Şekil 5. Sistem yatay rijitlik matrisinin oluşturulması

Alt sistem birim yerdeğiştirme matrislerinin kurulması aşamasında çubuk elemanların gerekli rijitlik matrisleri oluşturulurken yani en basit eleman düzeyindeki çalışmalar aşamasında da çeşitli düzensizliklerin göz önünde bulundurulabilmesine yönelik, bir ardışık yaklaşımlar dizisinden de yararlanılabilmektedir. Bu aşama için öngörülen algoritma ile şu özellikler çözüme katılabilmektedir: *i- eğilme rijitliği üzerinde etkili olan açıklık içerisinde genişlik ve yüksekliğin serbestçe değişebilmesi, ii- eksenel kuvvetin ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınması, iii- çubuğun elastik zemine bir bölümü ya da tümüyle oturması, iv- titreşim eksenine dik eylemsizlik kuvvetlerinin göz önüne alınabilmesi, v- bu özelliklerinin birkaçının bir arada bulunabilmesi, vi- malzeme yönünden doğrusal olmayışın ortaya çıkarabileceği yayılı kalıcı şekildeğiştirmelerin hesaba katılması.*

Algoritmanın esası, birim kuvvet sabitlerini verecek yüklemelerden oluşacak çubuk elastik eğrilerine nokta nokta ulaşmak, buna dayanarak yukarıda öngörülen etkiler için onları yansıtacak sanal yükler tanımladıktan sonra yeniden elastik eğriyi bu kez daha iyi bir yaklaşımla elde ederek istenilen düzeydeki doğruluğa kadar benzer işlemleri sürdürmeye dayanmaktadır. Mesnetlenmiş eleman, basit kiriş ya da konsol kiriş olarak seçilmekte, Şekil 6, işlemler Mohr Yöntemi (Girgin, 1996) veya virtüel iş teoremi (Yüksel, 1998) kullanılarak yapılabilmektedir. Birim kuvvet sabitleri elde edildikten sonra birim yerdeğiştirme sabitlerine geçilmektedir.

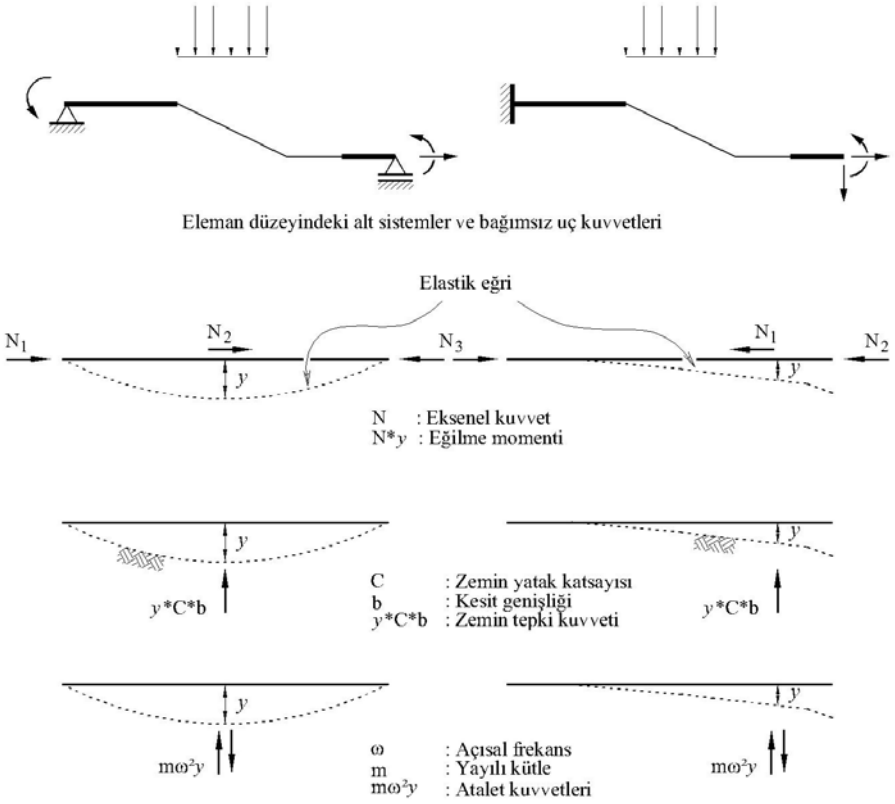
Alt sistemlerin birbirleriyle birleştiği noktalarda yatay izdüşüm denge denklemlerine ilave olarak, düşey izdüşüm denge denklemi de yazılabilir, (Nur, 2011). Yatay ve düşey izdüşüm denge denklemleriyle birlikte iki ana eksende moment denklemlerinin kullanımı da mümkündür. Çözümlenecek yapı sisteminin özelliğine göre, alt sistemlerin birbiriyle birleştiği noktalarda hangi yerdeğiştirmelerin bilinmeyen olarak alınacağına karar verilecektir.

Bu algoritma ile Şekil 9 da verilen örnek problem çözülmek istendiğinde; toplam bilinmeyen sayıları, alt sistem birleşim noktalarında iki bilinmeyen alındığında 160, üç bilinmeyen alındığında 240 ve beş bilinmeyen alındığında 400 olmaktadır. Problem, genel üç boyutlu sistem olarak çözülür ise toplam bilinmeyen sayısı 1248 dir.

Önerilen algoritma malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal davranmayan üç boyutlu sistemlerin çözümlenmesinde de kullanılabilmektedir, (Yüksel, 1998). Alt sistem birleşim noktalarında, düşey izdüşüm denge denkleminin yazılması ile kolon eksenel kuvvetleri doğru olarak hesaplanabilmektedir, (Nur, 2011). Buna bağlı olarak da doğrusal olmayan hesapta kullanılan kolon eğilme rijitlikleri doğru seçilebilmektedir.

Deneysel Çalışmalar

Plandaki boy/en oranı yaklaşık 17.0/4.9 = 3.5 olan ½ ölçekli üç katlı öngerilmeli prefabrike elemanlardan oluşan numune UCSD de denenmiştir, Şekil 7, (Schottler vd., 2009). Deprem yükleri döşemelerin esnek olduğu doğrultuda sarsma tablası aracılığı ile oluşturulmuştur. Yapının döşemelerini birbirine bağlayan detaylar daha önce LU da 1/1 ölçekli deneyler ile incelenmiştir. Deneyin çeşitli aşamalarında, değişik eleman ve birleşimlerde farklı hasar düzeyleri oluşturacak 16 adet deprem kullanılmış ve 640 adet algılayıcı aracılığı ile dinamik olarak döşemenin düzlem içi kuvvetleri, bunların dağılım şekilleri, birleşimler üzerindeki etkileri gözden geçirilmiştir. Çalışmanın amaçlardan biri böylesi bir yapıyı yeter doğrulukla temsil edecek bilgisayar modelinin kurulmasıdır.

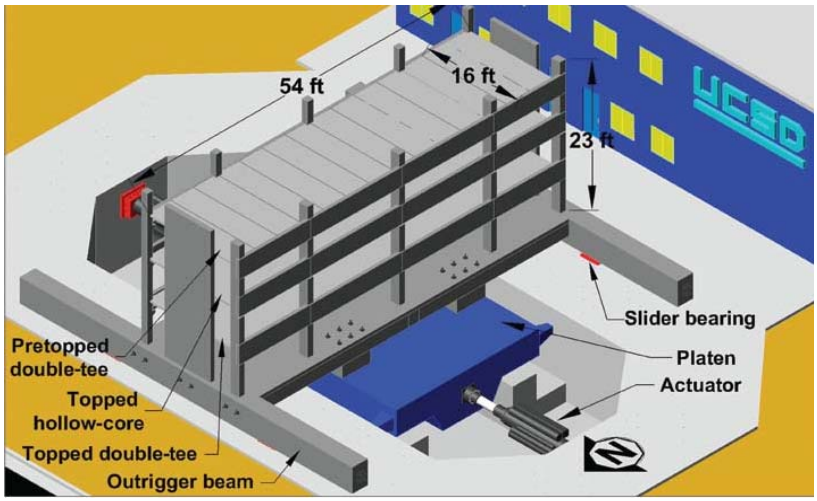


Şekil 6. Alt sistem birim yerdeğiştirme matrislerinin oluşturulmasında özel durumlar

6800 kN yükleme kapasiteli servo kontrollü dinamik verenler 3720 kN ağırlığındaki yapıya öngörülen yerdeğiştirme ve hızları uygulamıştır. Binanın sarsma tablası dışına taşan temellerinin altına sürtünmesi %1 düzeyine indirilmiş hidrostatik yataklar yerleştirilmiştir. Birinci kat döşemeleri kavrama betonlu çift T elemanlardan, ikinci kat döşemeleri boşluklu prefabrike döşeme elemanlarından, üçüncü kat döşemeleri ise birbirine kayma kamaları ile bağlı yine çift T elemanlardan oluşmaktadır. İkinci katta düzlem içi eğilme dayanımı bina dış yüzlerine yakın yerleştirilen başlık donatıları ile sağlanmıştır.

Döşemelere özel detaylar ile bağlanmış olan iki adet kenar perdesi, kesit orta bölgelerine yerleştirilmiş ard germe kabloları ile sınırlı dönmelerden sonra eski konumlarına dönebilmektedir. Perdeler temele inen donatılar ile de enerji yoğaltmaktadır.

Kurumlar arası yardımlaşma ile gerçekleştirilebilen bu deneysel çalışma, elemanların birleşim noktalarında birbirlerine vurarak hasar vermelerini ve rijit olmayan döşemelerin bazı bölgelerdeki iç kuvvet dağılımlarını nasıl etkilediğini açıkça göstermiştir, (Fleischman vd., 2005), (Schottler, 2009).



Şekil 7. UCSD deney numunesi

Depremselliği yüksek güney Avrupa ülkeleri ve Türkiye'den oluşan bir grup, enerji yoğaltabilen birleşim düzeneklerinin kullanıldığı tümüyle prefabrike elemanlardan oluşan az katlı binaların deprem davranışını belirlemek üzere ortak bir çalışmayı sürdürmektedirler, (Safecast, 2009). Gerekli araştırma zamanını kısaltmak, masrafları ve bulguları paylaşmak ve rekabet öncesi düzeye kadar birlikte hareket etmek amacını güden bu çalışmanın, en önemli deneylerinden biri ELSA Laboratuvarında *benzeşik dinamik deney tekniği* kullanılarak gerçekleştirilecektir. Üç katlı yapının kat hizalarında çıkmaları bulunan kolonları prefabrike çanak temellere yerleştirilmekte, kiriş ve döşeme elemanlar bu çıkmalara ve birbirlerine özel birleşim düzenleriyle moment aktaracak veya aktarmayacak biçimde bağlanmaktadır. Deprem doğrultusunda yerleştirilen boşluklu prefabrike perdelerin uçlarındaki boşluklara yerleştirilen ve çanak temellere bağlı olan donatılar, boşluğa doldurulan harcın içinde kalmaktadır, Şekil 8. Bu çalışmanın da esas amaçlarından biri düzlemleri içinde rijit olmayan döşemelerin sistem davranışı üzerindeki etkilerini gözlemek ve ona uygun matematik modellerin kurulmasını sağlamaktır.



Şekil 8. ELSA deney numunesi

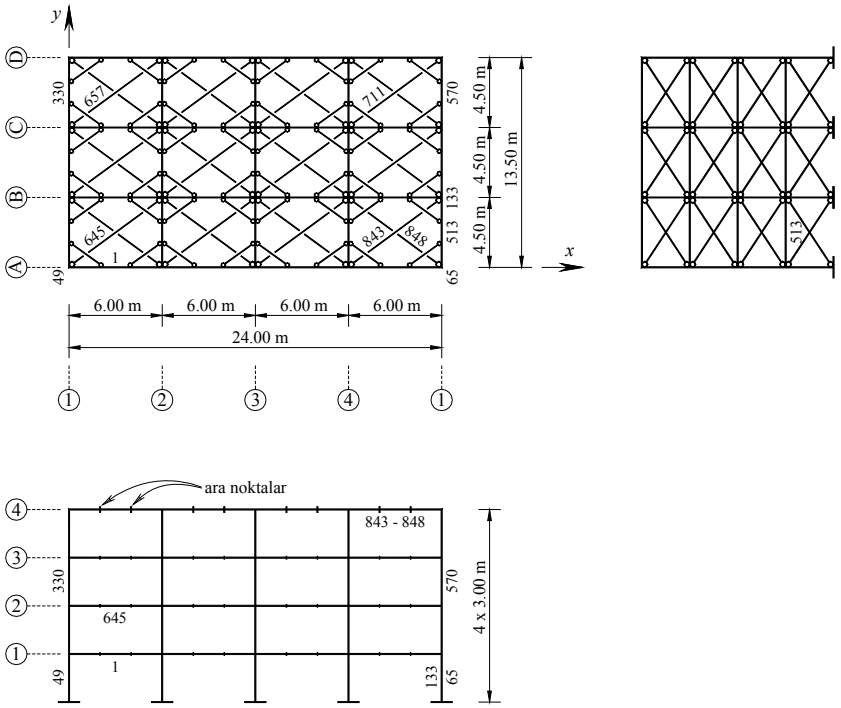
SAYISAL ÖRNEK

Yukarıda özetlenen algoritmayı esas alarak geliştirilen bir bilgisayar programı Şekil 9 daki üç boyutlu çelik yapının değişik yatay yükler etkisinde çözümünde kullanılmış, elde edilen sonuçlar yaygın olarak kullanılan bir bilgisayar programının sonuçları ile karşılaştırılmıştır, (Karadoğan vd., 1996)

Kiriş, kolon, çapraz gibi farklı özellikteki elemanlar için kullanılan çelik kesitler Tablo 4 de sıralanmıştır. Şekil 10 da görülen farklı yapısal özellikler bir araya getirilerek Tablo 5 de tanımlanmış farklı yapı sistemlerine erişilmiştir. İki tür statik yükleme yapılmıştır. *Yükleme Tipi 1* de tüm çerçevelere 200 kN luk, Yükleme *Tipi 2* de ise bir kenar çerçeveye 1000 kN luk yatay yükleme yapılmıştır.

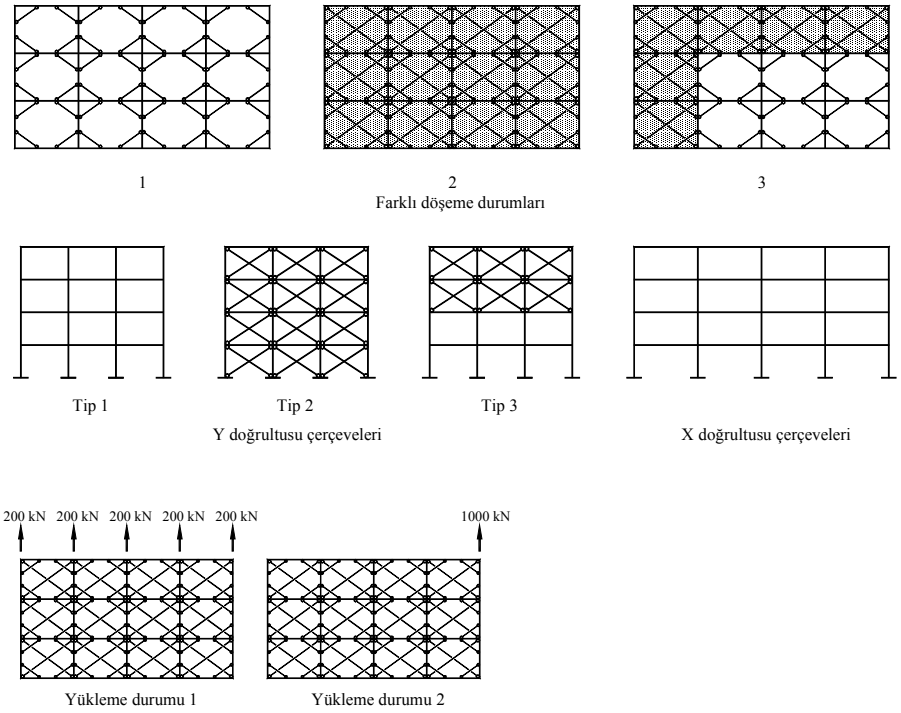
Tablo 4. Kullanılan Kesitler

$E=2.1\times10^8$ kN/m^2	Ix	Iy	F
	m^4	m^4	m^2
Kiriş	0.0013900	0.0000467	0.02540
Kolon	0.0013900	0.0013900	1.00000
Küçük Döşeme Çaprazları	-	-	0.00279
Döşeme Çaprazları	-	-	1.00000
Çerçeve Çaprazları	-	-	0.00279



Şekil 9. Üç boyutlu döşeme tipi çelik yapı

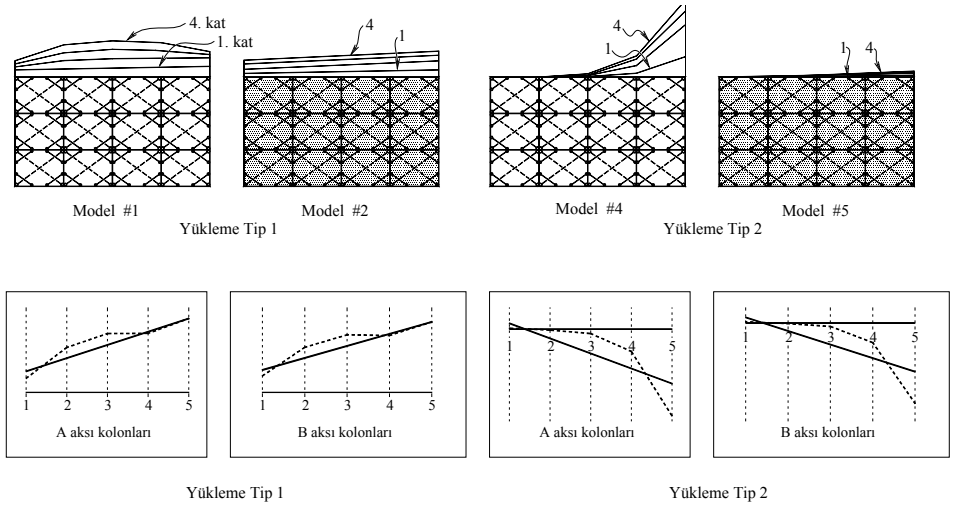
Farklı yapı türlerinde oluşan döşeme düzlem içi şekildeğiştirmeleri Şekil 11 de çizimsel olarak verilmiştir. Statik çözümlerde elde edilen iç kuvvetler, üç boyutlu "kesin çözüm" ile karşılaştırılmıştır. Farklı yapı türleri için ortalama ağırlıklı hatanın %1 in altında kaldığı görülmektedir.



Şekil 10. Oluşturulan farklı yapı sistemleri

Tablo 5. Kesit Bilgileri

Matematik Model	Yükleme Tipi	Y Doğrultusundaki Çerçeve Tipi					Döşeme Türü			
		1	2	3	4	5	1	2	3	4
1	1	2	1	1	1	3	1	1	1	1
2		2	1	1	1	3	2	2	2	2
3		2	1	1	1	3	3	3	2	2
4	2	2	1	1	1	3	1	1	1	1
5		2	1	1	1	3	2	2	2	2
6		2	1	1	1	3	3	3	2	2



Şekil 11. Döşeme düzlem içi şekildeğiştirmeleri

Tablo 6. İç Kuvvet Karşılaştırmaları

Çubuk Eleman	Çözüm Tekniği	Doğrultu	Yükleme Tipi 1						Yükleme Tipi 2					
			1		2		3		4		5		6	
			M_{ij}	M_{ji}	M_{ij}	M_{ji}	M_{ij}	M_{ji}	M_{ij}	M_{ji}	M_{ij}	M_{ji}	M_{ij}	M_{ji}
1*	A**	X	-3.57	-1.29	-12.50	-4.52	-12.21	-4.42	-25.82	-9.30	-57.73	-20.76	-56.89	-20.52
		Y	0.21	-0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.23	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0
	B	X	-3.60	-1.30	-12.58	-4.55	-12.29	-4.44	-25.85	-9.31	-57.45	-20.73	-56.82	-20.50
		Y	0.	-0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.23	0.55	0.0	0.0	0.0	0.0
273	A	X	38.49	14.10	46.51	17.01	46.53	17.02	-3.45	-1.27	-23.91	-8.79	-23.88	-8.77
		Y	-0.21	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.23	-0.53	0.0	0.0	0.0	0.0
	B	X	38.49	14.10	46.51	17.01	46.52	17.02	-3.46	-1.27	-23.91	-8.78	-23.87	-8.77
		Y	-0.21	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.23	-0.53	0.0	0.0	0.0	0.0
513	A	X	100.08	36.77	101.3	37.19	101.76	37.33	359.57	132.08	225.99	82.91	226.83	83.22
		Y	-0.08	0.22	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.89	4.72	0.0	0.0	0.0	0.0
	B	X	100.08	36.77	101.8	37.15	101.70	37.30	359.59	132.08	225.81	82.84	226.72	83.17
		Y	-0.08	0.22	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.89	4.72	0.0	0.0	0.0	0.0
49	A	X	-43.52	22.25	-49.91	24.22	-49.91	24.22	4.06	-2.15	25.18	-11.96	25.20	-12.0
		Y	4.26	-1.67	1.96	-3.83	13.10	-4.19	30.11	-11.50	66.56	-25.08	66.78	-25.77
	B	X	-43.52	22.25	-49.91	24.22	-49.91	24.22	4.06	-2.15	5.18	-11.95	5.20	-11.99
		Y	4.26	-1.67	12.95	-3.85	13.11	-4.21	30.10	-11.48	66.52	-25.04	66.76	-25.74
65	A	X	-99.0	43.73	-98.03	42.15	-98.00	41.86	-351.37	152.83	-221.15	96.48	-220.77	95.74
		Y	4.27	-1.67	12.99	-3.85	13.13	-4.24	30.10	-11.48	66.57	-25.11	66.76	-25.81
	B	X	-99.0	43.73	-98.03	42.15	-97.95	41.84	-351.39	152.83	-220.96	96.37	-220.88	95.68
		Y	4.7	-1.67	12.95	-3.85	13.11	-4.21	30.10	-11.48	66.52	-25.04	66.78	-25.74
133	A	X	-114.33	74.41	-113.40	72.74	-113.34	72.53	-406.36	262.82	-255.25	164.67	254.99	164.20
		Y	0.81	-0.30	4.33	-1.29	4.36	-1.36	6.18	2.28	22.18	-8.36	22.23	-8.48
	B	X	-114.33	74.41	-113.29	72.67	-113.27	72.48	-406.39	262.83	-255.03	164.51	-255.11	164.10
		Y	0.81	-0.30	4.32	-1.29	4.36	-1.36	6.20	2.29	22.19	-8.36	22.22	-8.48
Ortalama Ağırlıklı Hata%			0.10		0.60		0.60		0.60		0.80		0.50	

* Çubuk Numaraları Şekil 9 da gösterilmiştir.

** A çözümü SAP2000 programı, B çözümü de önerilen algoritma kullanılarak yapılmıştır.

SONUÇ

Özellikle döşeme düzlem içi rijitliğini azaltan etkenlerin yapı davranışına olan etkilerinin deneysel ve kuramsal çalışmalarla araştırılması çabaları sürmektedir.

Öngörülen çözüm yolları ile döşeme ve perdelerde yer alabilecek büyük boşlukların yapısal çözümlemelerde, bilinmeyen sayılarını çok artırmadan göz önüne alınması ve gerçek yapı davranışına yeterince yakın sonuçlara ulaşılması olasıdır.

Öngörülen çözüm yolu doğrusal elastik davranış sergileyen yapı sistemlerinin ötesinde malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal davranmayan üç boyutlu büyük yapı sistemlerinin çözümlenmesinde de etkin olarak kullanılabilmektedir.

Hesabın hızını artırarak anında çözümler üretmek üzere paralel işlemcilerin kullanıldığı algoritmalar geliştirilmektedir.

KAYNAKLAR

Fleischman, R. B., Naito, C. J., Restrepo, J., Sause, R., Ghosh, S.K., (2005) "Seismic Design Methodology for Precast Concrete Diaphragms Part 1: Design Framework", *PCI Journal,* September-October

Girgin, C. (1996) Yatay Yükler Etkisindeki Düzensiz Yapıların Hesabı İçin Bir Yöntem, Doktora Tez Çalışması, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü

Goldberg, J.E. (1966) "Analysis of Multistorey Buildings Considering Shear Wall and Floor Deformations", Tall Buildings, *Proc. Symposium on Tall Buildings held at the University of Southampton*, Pergamon Press, Oxford

Karadogan, H. F. (1980) "Earthquake Analyses of 3D Structures with Flexible Floors", *Proceedings of 7th WCEE*, Istanbul

Karadogan, H.F., Lu, Le-Wu, Huang, T. (1982) "Techniques for In-Plane Vibration and Shear Testing of Model Floor Slabs", *Dynamic Modeling of Concrete Structures*, ACI Publication SP-73

Karadogan, H.F., Girgin, C., Yuksel, E. (1996) "Simplified 3D Analysis of Staggered Buildings with Big Slab and Wall Openings", *Proceedings of the European Workshop on the Seismic Behavior of Asymmetric and Setback Structures,* Anacapri, Italy, October

Muto, K. (1974) Aseismic Design Analysis of Buildings, Chapter 11, Company L.T.D.,Tokyo

Nur, C. (2011) Düzensiz Yapı Sistemlerinin Deprem Güvenliğini Belirlemeye Yönelik Çok Modlu Uyarlanabilen Bir İtme Analizi Yöntemi Geliştrilmesi, Doktora Tez Çalışması, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü (Devam Ediyor)

Osawa,P. (1953) "Effect of Slab Deformation in Lateral Force Distribution in Single Story Buildings", *Transaction of Architectural Institute of Japan*, 47, September, pp.35-41

SAP2000 Computers and Structures Inc, California

Safecast (2009) "Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Building Structures under Seismic Condition", FP7 Projesi

Schottler, M.J., Belleri, A., Zhang, D., Restrepo, J., Fleischman, R. (2009) "Preliminary Results of the Shake-Table Testing fort he Development of a Diaphragm Seismic Design Methodology", *PCI Journal/Winter*

Stepherd, R. and Donald, R.A.H. (1967) "The Influence of Inplane Floor Flexibility on the Normal Mode Properties of Buildings", *Journal of Sound and Vibration*, 5(I):28-36

Yamada,K. (1954) "Papers of Influence of Slab Deformation", *Transaction of the Architectural Institute of Japan*, pp.89-95

Yüksel, E. (1998) Bazı Düzensizlikler Bulunduran Büyük Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlenmesi, Doktora Tez Çalışması, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü

Yüksel, E., Karadogan H.F. (1998) "An Attempt to Review the Code Limits on the Importance of Stiffness Irregularities", *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris

YAPISAL GÜÇLENDİRMEDE LİFLİ POLİMER KOMPOZİTLER

FIBER REINFORCED COMPOSITES FOR STRUCTURAL RETROFITTING

Alper İLKİ[1] Cem DEMİR[2] Mustafa CÖMERT[3]

ÖZET

Lifli polimer kompozitlerin inşaat sektöründe kullanımı günden güne artmaktadır. Bu malzemelerin gittikçe daha çok tercih edilmesinde lifli polimer kompozitlerin yüksek dayanımı, hafifliği, dayanıklılığı, kolay şekil verilebilmesi ve farklı yapısal uygulamalarda farklı çözümler sunabilmesi önemli rol oynamıştır. Bu çalışmada, lifli polimer kompozitlerin dünyada ve ülkemizde kullanımının kısa tarihçesi, inşaat mühendisliği araştırma çalışmalarında ve inşaat mühendisliği eğitimindeki yeri ile farklı ve yenilikçi kullanım alanları özetlenmiş, sonrasında Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de bu malzemelerin kullanımına yönelik olarak yer almış bazı prensip ve detaylar özetlenmiş, bunların yapıların güçlendirilmesinde kullanılmasının sağlayabileceği avantajlar ve öncelikli olarak tercih edilmesinin yerinde olacağı durumlar hakkında bilgi verilmiştir.
Anahtar Kelimeler: Betonarme, Güçlendirme, Lifli polimer, Deprem Yönetmeliği

ABSTRACT

Utilization of fiber reinforced polymer (FRP) composites in construction industry increases rapidly day by day. High tensile strength, low unit weight, durability, tailorability and possibility of utilization in various ways for various structural problems are among factors that contribute to wide acceptance of FRP composites among civil engineers. In this study, firstly a summary on history of utilization of FRP composites in construction in the World and in Turkey, the role of FRP composites in research and education and innovative structural applications of FRP composites is presented. Afterwards, the principles and details of seismic strengthening as described in Turkish Seismic Design Code is summarized. Finally, the advantages of utilization of FRP composites in case of certain structural problems are outlined.
Keywords: Corrosion, Reinforced concrete, Nonlinear behavior, Seismic

GİRİŞ

Yapı malzemesi olarak ilk olarak ilk kez II. Dünya Savaşı sırasında kullanılmış olan lifli polimer (LP) kompozitlerin (Mirmiran vd., 2003) inşaat mühendisliğinin farklı alanlarında kullanımı yüksek dayanım, düşük özağırlık, yüksek dayanıklılık, ve kolay uygulanabilir olma gibi avantajları nedeni ile günden güne artmaktadır. Otomotiv ve havacılık gibi farklı sektörlerde daha uzun süreden beri yaygın olarak kullanılmakta olan LP kompozitlerin en önemli avantajlarından bir diğeri de korozyona karşı direncidir. Bu özelliği ile son yıllarda inşaat sektöründe, özellikle atmosfer şartlarına açık betonarme yapılarda kullanılan donatı çeliğine ve çelik yapılarda kullanılan yapısal çelik elemanlara alternatif bir rakip olmaya başlamıştır.

[1] Prof.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, ailki@itu.edu.tr
[2] Araş.Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, demirce@itu.edu.tr
3 Araş.Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, mcomert@itu.edu.tr

Benzer durum köprü güçlendirmelerinde de söz konusudur. Önceleri çelik levhaların epoksi ile beton yüzüne yapıştırılması ile gerçekleştirilen köprü güçlendirme uygulamaları, günümüzde yaygınlığını kaybetmiş, bunun yerine köprülerin LP kompozitler ile güçlendirme yaygınlık kazanmıştır. Bunun Meier (2000) tarafından özetlenmiş olan gerekçelerinin bir kısmı aşağıda verilmiştir:

-LP kompozitler paslanmazlar.
-Uygulama sahasında çok daha kolay (çeliğe göre) kullanılırlar. Ağır vinç veya iskele gerektirmezler, (1 kg ağırlığında karbon LP şerit yaklaşık 30 kg ağırlığında çelik plakanın dayanımına eşittir).
-Ağır oldukları için çelik plakaların epoksi yapıştırıcı aracılığı ile beton yüzeye yapıştırılması için yüzeye, yapıştırıcının kürlenme süresi boyunca, basınç uygulanması gereklidir. Oysa LP kompozitler hafif oldukları için bu işlem çok daha basit gerçekleştirilebilir.
-Çelik levhaların boyu ağırlıklarından dolayı sınırlıdır. Bu durumda uzun boylarda kullanım gerekli olduğunda ek yapılması gereklidir. Oysa LP kompozitler için uzunluk konusunda pratik bir sınırlama söz konusu olmadığı için herhangi bir ek gerekli değildir.

Kısa bir süre önce İstanbul'da Topkapı Kavşağında bulunan üst geçitten, daha önce öngörülmemiş olmasına rağmen, metronun da geçmesinin gerekli olması nedeni ile üst geçiti oluşturan kirişlerde yükler artmış ve artan yüklere karşı gerekli olan güçlendirme karbon LP kompozit plakalar kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Topkapı Kavşağı üst geçit kirişlerinin LP kompozitler ile eğilmeye etkilerine karşı güçlendirilmesi (fotoğraflar güçlendirme uygulamasını gerçekleştiren Art-Yol Mühendislik Firması arşivinden alınmıştır)

Günümüzde genel olarak karbon, cam ve aramid LP kompozitler yaygın olarak kullanılıyor olmakla birlikte, daha ekonomik olması beklenebilecek bazalt LP kompozitlere yönelik araştırmalar da sürmektedir. LP kompozitler üzerine bilimsel çalışmaları başlatan ilk araştırmacılardan bir olan Meier (1992, 2009), uzun süreli etkiler açısından LP kompozitlerin

performansları değerlendirildiğinde karbon liflerin, cam ve aramid liflere göre belirgin üstünlükleri olduğunu vurgulayarak, gelecekte daha da yaygın kullanım alanı bulabilme açısından karbon LP kompozitlerin daha avantajlı olduğunu belirtmiştir. Bununla birlikte, uygulamanın gerektirdiği duruma göre, farklı mekanik ve fiziksel özelliklere sahip olan ve maliyetleri de birbirlerinden farklı olan bu malzemelerden herhangi birinin kullanımı diğerlerine göre daha uygun olabilmektedir.

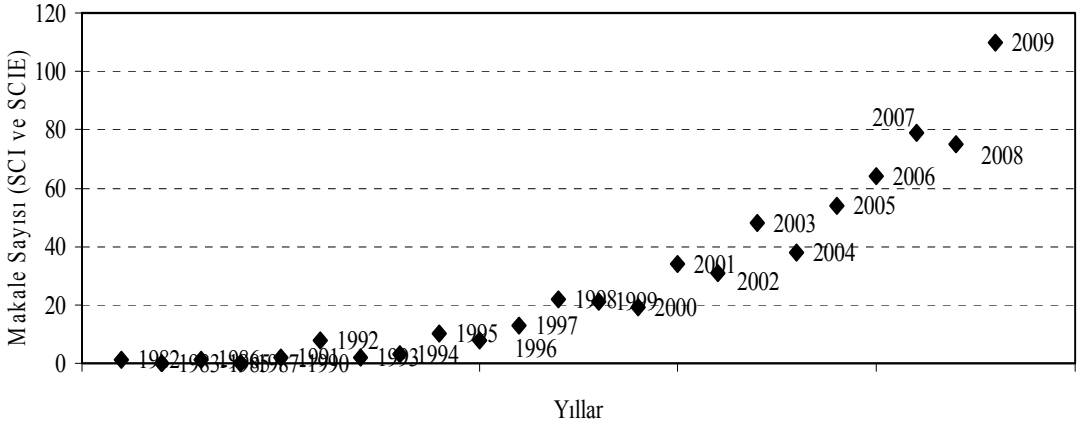
Bu malzemelerin betonarme elemanların donatısı olarak ya da betonarme elemanların güçlendirmesine yönelik olarak kullanılması üzerine araştırma çalışmaları (yazarların bilgisi dahilinde) ilk kez Fardis ve Khalili (1982) tarafından gerçekleştirilmiş, daha sonra Ritchie vd. (1991), An vd. (1991) ve Triantafillou ve Plevris (1992) bu konuda ilk çalışan araştırmacılar arasında olmuşlardır. Ülkemizde ise bu konudaki ilk araştırma çalışmaları (yazarların bilgisi dahilinde) 1999-2000 yıllarında İstanbul Teknik Üniversitesi'nde başlamış, bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar İlki ve Kumbasar (2001, 2002a, 2003) ve İlki vd. (2004) tarafından özetlenmiştir. Daha sonraki yıllarda LP ile güçlendirmeye yönelik çalışmalar hem İstanbul Teknik Üniversite'sinde, hem de, başta Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Boğaziçi Üniversitesi ve Kocaeli Üniversitesi olmak üzere, ülkemizdeki diğer araştırma kurumlarında devam etmiştir. Dünyanın farklı ülkelerinde gerçekleştirilen çok sayıda deneysel ve teorik çalışma sonucunda LP malzemelerin güçlendirme alanında kullanımına yönelik çeşitli standart, yönetmelik ve el kitapları (örneğin ACI-440, 2008, CSA-S806-02, 2002) hazırlanmıştır. Ülkemizde de, yurt dışında yapılmış olan çalışmalar ile birlikte, ülkemizde gerçekleştirilmiş olan çalışmalar dikkate alınarak, 2007 yılında ülkemizde yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de (DBYBHY, 2007) de LP malzemeler kullanılarak güçlendirme konusuna yer verilmiştir.

Bu çalışmada LP kompozitler ile güçlendirme konusunda yapılmakta olan araştırma çalışmalarının gelişimi özetlenmiş, inşaat mühendisliği eğitiminde LP kompozitlerin yeri üzerinde durulmuş, LP kompozitlerin inşaat mühendisliği alanında kullanımına yönelik mevcut ve yeni yaklaşımlar özetlenmiş, DBYBHY'de (2007) bu malzemelerin kullanımına yönelik olarak yer almış bazı prensip ve detaylar özetlenmiş, bunların yapıların güçlendirilmesinde kullanılmasının sağlayabileceği avantajlar ve öncelikli olarak tercih edilmesinin yerinde olacağı durumlar hakkında bilgi verilmiştir. DBYBHY (2007) de yer alan bazı kurallar özetlenirken, diğer ülkelerde geçerli olan standart ve kılavuzlardaki ilgili bilgiler ile karşılaştırmalar yapılmış, tasarımcı ve uygulamacı mühendislere bu malzemeler kullanılarak yapılacak güçlendirme projelendirmeleri ve uygulamaları için önerilerde bulunulmuştur. Bu amaçla öncelikle LP malzemelerin eleman bazında kullanılarak güçlendirilmesine, daha sonra dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin sistem olarak güçlendirilmesine değinilmiştir. DBYBHY (2007) de yer alan çeşitli konuları daha anlaşılır şekilde açıklayabilmek üzere bazı konularda daha önce yapılmış olan deneysel çalışma sonuçlarından da örnekler verilmiştir.

LİFLİ POLİMER KOMPOZİTLERİN İNŞAAT SEKTÖRÜNDE KULLANIMINA YÖNELİK ARAŞTIRMALAR

Lifli polimer kompozitlerin inşaat sektöründe kullanımına yönelik araştırma çalışmaları 1990'lı yılların ortasından itibaren artmaya başlamış, 2000'li yıllarda ise inşaat mühendisliği alanında faaliyet gösteren araştırmacıların bu konuya ilgisi daha da yoğunlaşmıştır. Lifli polimer kompozitlerin inşaat sektöründe kullanımına yönelik araştırmaların zaman içindeki artışının bir ölçüsünün Science Citation Index ve Science Citation Index-Expanded tarafından kapsanan dergilerde yayınlanan makale sayısı olabileceği düşüncesi ile 1982-2009 yılları arasında her yıl için lifli polimer kelimesinin İngilizce kısaltması olan (FRP) kelimesi bu indekslerde konu (topic) olarak taratılmış ve elde edilen sonuçlar Şekil 2'de sunulmuştur. Sadece inşaat sektörüne yönelik araştırmalar inceleme konusu olduğu için konu alanı (subject area) olarak sadece Construction and Building Technology (Yapım ve Bina Teknolojileri) seçilmiş, ayrıca yalnızca hakem süzgecinden geçmiş yüksek nitelikli araştırma sonuçlarının sunulduğu dökümanlara ulaşılmak istendiğinden sadece dergi makaleleri dikkate alınmıştır. Dünyada lifli polimer kompozitlerin inşaat sektöründe

kullanımına yönelik olarak yapılan araştırmalarda gözlenen artış biraz gecikmeli olarak ülkemize de yansımış, üniversitelerimizde konu ile ilgili ilk çalışmalar 2000'li yılların başında yayınlanmış, 2000'li yılların ikinci yarısında ülkemizdeki araştırmacıların bu konuya yönelik ilgisinin daha da arttığı görülmüştür. Söz konusu indeksler tarafından bu konuda taranmış olan ilk çalışma Fardis ve Khalili (1982) tarafından gerçekleştirilmiş olan çalışma olup, ülkemizdeki üniversitelerde gerçekleştirilmiş olan çalışmalardan üretilerek bu indeksler tarafından taranan dergilerde yayınlanmış ilk makaleler ise (yazarların bilgisi dahilinde) İlki ve Kumbasar (2002a ve 2003) tarafından yapılmış olan çalışmalardır.



Şekil 2. Lifli polimerleri konu olan bilimsel makale sayısında yıllara bağlı gözlenen artış

LİFLİ POLİMER KOMPOZİTLERİN İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ EĞİTİMİNDE YERİ

Yaşanan depremlerin neden olduğu hasarlar ile birlikte, yaşlanan yapı stoğunda zamana bağlı olarak oluşan hasarlar ile ilgili sıklıkla yapısal onarıma ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca değişen yapı fonksiyonları, artan yükler ya da mevcut yapıların deprem etkilerine dayanıklı olacak şekilde inşa edilmemiş olmaları nedenleri ile yapısal güçlendirme ihtiyacı söz konusu olmaktadır. Bu tür durumlarda hem müdahelenin hızlı ve kolay şekilde yapılması ihtiyacı, hem de onarım veya güçlendirme amaçlı kullanılan malzemenin bakım gerektirmeyen, uzun ömürlü bir malzeme olması gereksinimi LP kompozitlerin inşaat sektöründe kullanımının günden günden artmasına neden olmuştur. LP kompozitlerin inşaat sektöründe yaygın şekilde kullanılıyor olmaya başlanması ve gelecekte daha da yaygın kullanılma potansiyeli, inşaat mühendisliği eğitiminde de bu konunun kapsanması ihtiyacını ortaya koymuştur (Mirmiran vd., 2003). Mirmiran vd. (2003) tarafından yapılan çalışmada inşaat mühendisliği eğitimi veren kurumlarda LP kompozitler konusunun eğitim programlarındaki durumuna yönelik bir anket çalışması gerçekleştirmişlerdir. Bu ankete Amerika Birleşik Devletleri'nden 41, Kanada'dan 7, Avrupa'dan 22, Asya'dan 12 ve Orta Doğu ile Afrika'dan 4 okul cevap vermiştir. Lisans ve yüksek lisans eğitimi için elde edilmiş olan anket sonuçlarının bir bölümü sırası ile Tablo 1 ve 2'de verilmiştir (Mirmiran vd., 2003).

Tablo 1. Lisans Eğitiminde LP Konusunda Ders Anket Sonuçları (Mirmiran vd., 2003)

		A.B.D.	Kanada	Avrupa	Asya	Orta Doğu/Afrika	Genel
LP konusunda bağımsız bir ders olma yüzdesi		%24	%14	%59	%8	%50	%31
LP konusunda dersin verildiği sınıf		4	4	3-4	3-4	3-4	3-4
Konu kapsamı	Malzeme özellikleri	%41	%57	%77	%31	%50	%53
	Anizotropi ve laminat teorisi	%27	%29	%32	%0	%25	%24
	LP donatılar	%32	%43	%50	%23	%0	%34
	LP ile güçlendirme	%24	%29	%59	%38	%25	%36
	LP yapı elemanları	%39	%43	%59	%23	%25	%41

Tablo 2. Yüksek Lisans Eğitiminde LP Konusunda Ders Anket Sonuçları (Mirmiran vd., 2003)

	A.B.D.	Kanada	Avrupa	Asya	Orta Doğu/Afrika	Genel
LP konusunda bağımsız bir ders olma yüzdesi	%43	%71	%41	%8	%25	%38

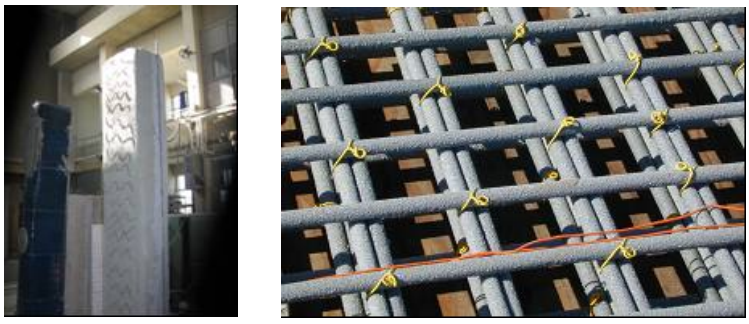
Tablo 1 ve 2'de görüldüğü gibi, pek çok üniversitenin lisans ve yüksek lisans programlarında LP kompozitlerin konu alındığı dersler bulunmaktadır. Söz konusu anket sonuçlarının 2003 yılında yayınlanmış olan bir makaleden alındığı dikkate alınırsa, bu oranların günümüzde daha yüksek olduğunu düşünmek doğru olacaktır. Ülkemizde de (yazarların bilgisi dahilinde) bu konudaki ilk yüksek lisans dersi 2010-2011 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Program'ında açılmıştır. Bu ders kapsamında teorik ve tasarıma yönelik bilgilerin verilmesinin yanında, davranışı daha iyi anlamaya yönelik deneysel çalışmalar yapılmakta ve tasarıma yönelik bilgisayar programlarının hazırlanması konularında ödevler verilmektedir. Bunun dışında İnşaat Mühendisleri Odası tarafından düzenlenen seminer ve kurslar aracılığı ile giderek daha yaygın olarak kullanılmaya başlanılan LP kompozitlerin kullanımı ve LP kompozitler ile tasarım konularında inşaat mühendislerin bilgi edinmeleri sağlanmaktadır.

LP KOMPOZİTLERİN İNŞAAT SEKTÖRÜNDE (GÜÇLENDİRME DIŞINDAKİ) UYGULAMA ALANLARI

Bu makale esas olarak yapısal güçlendirmede LP uygulamalarını konu almakla birlikte, bu paragrafta LP kompozitlerin yapısal güçlendirme dışındaki uygulama alanlarına değinilecektir. Güçlendirme dışındaki LP uygulamaları; LP kompozitlerin donatı olarak kullanımı, köprü tabliyesi olarak kullanımı ve yapı elemanı olarak kullanımı başlıkları altında incelenebilir. Bu paragraf derlenirken genel olarak Bakis vd. (2002) ve Bank (2006) tarafından yapılan çalışmadan yararlanılmıştır.

LP Kompozitlerin Donatı Olarak Kullanılması

LP donatılar beton içinde öngermesiz ya da öngermeli olarak kullanılabilmektedir. Özellikle korozyon dayanımı gerektiren veya elekromanyetik etki oluşturulmaması istenen uygulamalarda kullanılmaktadır. Genel olarak öngermesiz uygulamalarda düşük maliyetli cam LP tercih edilirken, donatıların kullanım ömrü boyunca daha yüksek gerilmelere maruz kalacağı öngerilmeli uygulamalarda karbon ya da aramid LP donatılar kullanılmaktadır (Bakis vd., 2002). LP donatılar genel olarak çubuk şeklinde ya da hasır şeklinde üretilmektedir (Şekil 3). LP donatılar doğrusal elastik bir davranış gösterdikleri için, LP ana donatılı taşıyıcı elemanlarda deprem etkilerine karşı sünek bir davranış beklemek doğru değildir. Ancak son yıllarda yapılan bazı çalışmalarda farklı uzama kapasitesine sahip karbon ve cam liflerin birlikte kullanılması, karbon ya da cam liflerin arasına çelik lif eklenmesi, ya da liflerin farklı doğrultularda yönlendirilmeleri ile donatıların tüm dayanımlarını ani şekilde kaybetmelerinin önüne geçilebilmektedir (Cui vd., 2008, Choi vd., 2010).



Şekil 3. LP donatılar (Goksu vd., 2011, ISIS, 2004)

LP kompozitlerin boyuna donatı olarak kullanılması şu an için ülkemizde herhangi bir standart ya da yönetmelikte tanımlanmamıştır. Buna karşılık LP kompozit donatıların beton içinde ana donatı olarak kullanımı ACI-440 (2008) ve CSA-S806-02 (2002) gibi dökümanlarda tanımlanmış ve hesap esasları verilmiştir. Temel olarak çelik donatılı betonarme hesap ilkeleri büyük ölçüde LP kompozit donatılı kesitler için de geçerli olmakla birlikte, LP kompozitlerin doğrusal elastik olan davranışı nedeni ile, bu tür kesitler çelik donatılı betonarme kesitlerden farklı olarak, kaydedeğer bir sünekliğe sahip olmayacaktır. Bu nedenle LP donatılı kesitler deprem etkilerine maruz kalmayacak, ya da kalsa bile kendilerinden sünek davranış beklenmeyecek elemanların tasarımlarında kullanılabilir.

Çelik donatılı kesitler için tanımlanmış olan denge üstü ve denge altı donatı kavramları LP kompozit donatılı kesitler için de söz konusudur. Bilindiği gibi kesitin taşıma gücüne, çekme donatısı akmadan, betonun basınç bölgesinde ezilmesi ile ulaşılması durumu denge üstü, donatının akması sonrası ulaşılması durumu ise denge altı donatı durumu olarak tanımlanmıştır. Çelik donatılı betonarme kesitlerin denge altı donatılı olması önemli bir tasarım kriteridir. Bu koşul sağlanarak gevrek bir malzeme olan beton taşıma gücüne ulaşmadan, sünek bir malzeme olan donatı çeliğinin akma dayanımına ulaşması ve kesitin sünek bir davranış sergilemesi sağlanır. LP donatılı betonarme elemanların eğilme etkilerine karşı tasarımında ise ilginç bir farklılık söz konusudur. Donatı çeliğine göre gevrek olan beton, tamamen doğrusal elastik davranış gösteren LP kompozit donatıya göre daha büyük bir doğrusal olmayan şekildeğiştirme yeteneğine sahiptir. Bu nedenle çelik donatılı betonarme kesitlerin aksine, LP kompozit donatılı kesitlerde, denge üstü donatı durumu tercih edilir. Bu sayede LP kompozitin kopması ya da sıyrılması sonucu karşılaşılacak çok ani dayanım kaybı yerine daha az ani bir dayanım kaybı gerçekleşecektir (Bakis vd., 2002). Özellikle basınç bölgesinde betonun enine doğrultuda uygun şekilde sargılanmış olması davranışın daha sünek olması konusunda önemli rol oynayacaktır. Betonarme elemanlar içinde kullanılması dışında, LP donatılar beton yol inşaatlarında bağlantı donatısı (dowel bar) olarak ve zemin ankrajı olarak da kullanılmaktadır (Bank, 2006).

Çelik donatı yerine LP kompozit ana donatı kullanılması durumunda, kesitin rijitlik ve çatlama özelliklerinde de değişiklikler olacaktır. Sehim miktarları ve çatlak genişlikleri üzerinde doğrudan etkileri olacak bu değişiklikler dışında, LP donatı kullanılması durumunda beton kesitin kesme kapasitesine olan katkısı da farklılaşacaktır (artan çatlak genişlikleri ve azalan perçin etkisi gibi nedenler ile azalacaktır). Ayrıca LP donatıların betona kenetlenmesi de LP donatının yüzey özelliklerine göre değişmektedir. LP kompozit donatılar ile herhangi bir tasarım yapılması durumunda, LP donatının eğilme kapasitesine etkisi dışında, yukarıda açıklanmış olan diğer etkiler de göz önünde bulundurulmalıdır.

Deprem etkilerine maruz yeni yapılarda ana donatı olarak LP donatı kullanılması durumunda, yapının süneklik özelliğinin önemli ölçüde azalacağı tasarımda dikkate alınmalıdır. Kanada Standartı CSA-S806-02 (2002), bu tür yapılarda deprem yükü belirlenirken, taşıyıcı sistem türünden bağımsız olarak 1.5 olarak alınması şartını koymaktadır. Bu sınırlama da hemen hemen deprem sırasında yapının elastik davranacak şekilde boyutlandırılması anlamına gelmektedir.

LP Kompozit Profiller

1970 ve öncesinde taşıyıcı olmayan bazı yapı elemanlarının imalatı için kullanılan LP kompozit profiller, profil çekme (pultrusion) teknolojisindeki gelişmeler sonrasında 1970 ve 80'lerden itibaren ikincil taşıyıcı yapı elemanı olarak kullanılmaya başlanmıştır. 1990'lardan sonra ise endüstriyel platform ve yürüyüş yolları ve yaya köprülerinde kullanımı artmıştır. Önemli bir bölümü demonstratif amaçlı olmakla birlikte son yıllarda çok sayıda yaya ve araç köprüsü ile küçük boyutlu bina projelendirilmiş ve inşa edilmiştir. Özellikle elektromanyetik geçirgenlik özelliği nedeni ile elektromanyetik konularda çalışan laboratuvarların yapımında ve büyük soğutma kulelerinin inşaatında kullanılmıştır (Bank, 2006). Ayrıca elektrik ve aydınlatma direkleri ile karayolu korkulukları gibi elemanların imalatlarında da LP kompozit profillerden yararlanılmaktadır (Raasch, 1998, Bakis vd., 2002). Tüm bu gelişmelere karşılık, henüz LP

kompozit profillerin birbirlerine bağlantıları konusunda etkin ve ekonomik bir yöntem geliştirilemediği için çok katlı bina inşaatlarında kullanımı yaygınlaşamamıştır (Bank, 2006).

LP Kompozit Köprü Tabliyeleri

LP kompozitler yüksek dayanım/birim ağırlık ve rijitlik/birim ağırlık oranları nedeni ile köprü tabliyeleri için uygun bir malzemedir. Bu özellikler, LP kompozitlerin yeni köprüler için olduğu kadar mevcut köprü tabliyelerinin iyileştirilmesinde tercih edilmesine neden olmaktadır. Daha düşük öz ağırlık, köprülerde hareketli yüklerin artmasına olanak sağlamaktadır. LP kompozitlerin köprü tabliyesi olarak kullanımına yönelik araştırmalar yoğun olarak devam etmektedir (Morcous vd., 2010, Zou vd., 2011). Günümüzde yaygın olarak kullanılan iki tür LP tabliyeden bahsedilebilir; sandviç tip tabliyeler ve profillerin yapıştırılması ile oluşturulan tabliyeler. Her iki tür tabliye de fabrikasyon olarak imal edilmektedir (Bank, 2006). Sandviç paneller, alt ve üst dış yüzeyleri oluşturan ve eğilme etkilerini karşılayacak olan, yüksek dayanım ve rijitlikli LP levhalardan ve kompozit etkiyi temin etmek üzere bu iki levhayı birleştiren düşük yoğunluklu çekirdek malzemeden oluşmaktadır. Genellikle köprü tabliyelerinin dışındaki levhalar cam LP kompozitler ile oluşturulurken, çekirdek malzeme ya rijit köpükten ya da ince cidarlı LP kompozit hücrelerden oluşturulmaktadır. Profillerin yapıştırılması ile oluşturulan tabliyeler ise istenilen boyda üretilebilme ve liflerin yön ve miktarı ayarlanarak esnek tasarım şartlarına uygunluk sağlayabilme avantajlarına sahiptir (Bank, 2006).

Öngermeli Betonarme Elemanlar için LP Tendonlar

Lees (2008), Möll (1954) tarafından yapılmış olan çalışmaya atıfta bulunarak, öngerme donatısı olarak metalik olmayan bir malzeme olan cam LP kompozitlerin kullanılabileceğine ilk düşüncenin 1942 yılında Freyssinet tarafından ortaya atıldığı belirtmiştir. O tarihlerde LP öngerme donatıları için Freyssinet tarafından ortaya konulduğu belirtilen avantaj ve dezavantajlar büyük ölçüde geçerliliğini korumaktadır. Freyssinet, cam LP öngerme donatılarının yüksek dayanım, alkali ve asidik ortamlara dayanıklılık, korozyon ve yüksek sıcaklık etkilerine karşı direnç gibi avantajları yanında malzemenin standardizasyonu, beton içinde göstereceği uzun süreli performans ve uygun ankraj sistemi konularında belirsizlik ve yüksek maliyet gibi olumsuz konulara da dikkat çekmiştir (Lees, 2008). Başta Japonya olmak üzere çeşitli ülkelerde farklı demonstratif projeler gerçekleştirilmiş olmakla birlikte ve LP öngerme tendonları üzerine bilimsel çalışmalar devam ediyor olmakla birlikte (Zhang ve Benmokrane, 2004, Braimah vd., 2006, Youakim ve Karbhari, 2007) günümüzde LP öngerme tendonlarının ticarileşip, yaygın kullanıma geçtiği söylemez. Bunda en büyük engellerden biri LP kompozitlerin enine doğrultudaki düşük dayanımı nedeni ile ankrajlamada yaşanan sorunlardır (Bank 2006).

Yapı Elemanı ve Kalıp Olarak LP Kompozitler

Aynı zamanda kalıp görevi gören ve betonarme-çelik kompozit döşeme sistemlerinin alt donatısını oluşturan trapez kesitli çelik saçlara benzer şekilde trapez kesitli LP elemanlar hem kalıp, hem alt donatı olarak kullanılabilmektedir. Bu tür uygulamalar özellikle atmosfer etkilerine açık köprü tabliye kirişlerinde tercih edilmektedir (Bank, 2006). Benzer şekilde önce kalıp olarak kullanılan LP kompozit tüplerin içine beton döküldükten sonra donatı olarak kullanılmasına yönelik olarak çok sayıda çalışma yapılmıştır (Mohamed ve Masmoudi, 2010a, 2010b).

LP KOMPOZİTLERİN GÜÇLENDİRME AMAÇLI KULLANIMI

LP kompozitlerin güçlendirme uygulamalarında kullanılması iki farklı ana sınıfa ayrılabilir. Bunlar temas kritik ve yapışma kritik uygulamalardır (ACI-440, 2008). Temas kritik uygulamalar yapı elemanının tüm çevresinin sarılmasını içeren uygulamalardır. Bu nedenle temas kritik uygulamalar için LP kompozitlerin uygulanacağı beton yüzeyin dayanımı konusunda herhangi bir sınırlama getirilmemiştir. Temas kritik uygulamalara, kolonların veya kirişlerin dört kenarlarından

sargılanarak kesme etkilerine karşı güçlendirilmesi ya da gene benzer şekilde dört kenarlarından sargılanarak sünekliklerinin, basınç dayanımlarının ya da eğilme kapasitelerinin arttırılması örnekleri verilebilir. Yapışma kritik uygulamaların performansı ise LP kompozit ve yapıştırıcı özellikleri ile birlikte LP kompozitin yapışacağı beton yüzeyine de bağlıdır. Bu tür uygulamalarda ACI-440 (2008) LP kompozitin yapışacağı beton yüzeyin basınç dayanımının en az 17 MPa olması gerektiği şartını getirmiştir.

LP kompozitler ile yapılacak güçlendirmelerde, uygulamanın yapılacağı yapı veya yapı elemanının belli bir minimum dayanıma sahip olması gerekmektedir. Kalıcı sabit ve hareketli yükler altında güvenliği sağlamak üzere LP kompozitlerden yararlanmak uygun değildir. Çünkü yangın, kaza, vandalizm veya başka bir sebeple LP kompozitler zarar görürse, bu durum yapı sisteminin göçmesine neden olabilir. Bir başka ifade ile LP kompozitler ile güçlendirme ancak işletme yükleri altında güvenli bir yapıda, seyrek ortaya çıkabilecek (1.4G+1.6Q veya G+Q+E etkileri gibi) aşırı yükleme durumlarında güvenlik sağlamak için kullanılabilir. Yangın riski yüksek olan durumlarda LP kompozit ve yapıştırıcı, yangına karşı yapılabilecek bir yalıtım ile korunabilir. Burada kritik olan malzemenin lifler değil, kompoziti oluşturmak üzere lifleri birbirine yapıştıran ya da lifleri beton yüzeye yapıştıran reçineler (vinilester, polyester ve epoksi gibi) olduğu unutulmamalıdır.

Güçlendirme uygulamasında kullanılacak LP türüne karar verilirken, çevresel etkiler (asidik, alkali ortam, termal etkiler, elektriksel iletkenlik), yükleme özellikleri (darbe etkisi, yüksek kalıcı yükler altında sünme etkisi, tekrarlı yükler altında yorulma etkisi), dayanıklılık gereksinimleri (ıslanma-kuruma çevrimleri, donma-çözülme etkileri, ultraviyole ışınlarına dayanıklılık, yüksek sıcaklık etkileri, tuzlu su etkileri) dikkate alınmalıdır. Bu konuda detaylı bilgi ACI-440 (2008) tarafından verilmiştir (Tablo 3). Burada farklı tür LP kompozitlerin farklı çevre koşullarına karşı performansı konusunda genel bir fikir vermek üzere ACI-440 (2008) tarafından verilen çevresel azaltma faktörleri tablosu sunulmuştur. Bu tabloda verilen çevresel azaltma faktörleri (C_E) söz konusu LP malzeme için üretici tarafından verilen kopma dayanım ve uzamasını azaltmak üzere kullanılacak bir katsayıdır. Bu faktörün dışında, tasarıma esas olan uygulamanın gerektirdiği başka farklı azaltma ve güvenlik katsayıları ile tanımlanmış farklı sınır değerler bulunduğu unutulmamalıdır.

Tablo 3. Farklı LP Türleri için ACI-440 (2008) Tarafından Tanımlanmış Olan Çevresel Azaltma Faktörleri

Ortam	Lif türü	Çevresel azaltma katsayısı
İç ortam	Karbon	0.95
	Cam	0.75
	Aramid	0.85
Dış ortam (köprü, köprü ayağı, açık otopark)	Karbon	0.85
	Cam	0.65
	Aramid	0.75
Agresif ortam (kimyasal tesisler, su arıtma yapıları)	Karbon	0.85
	Cam	0.50
	Aramid	0.70

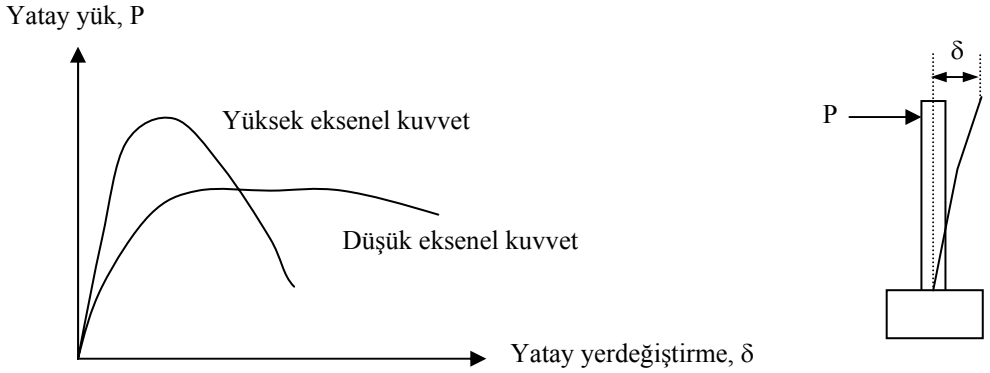
Enine Sargılama ile Beton Basınç Dayanımının Arttırılması

LP kumaşların en etkin olduğu alanlardan biri mevcut betonarme elemanların basınç dayanımlarının arttırılmasıdır. Basınç dayanımında artış gereksinimi daha çok yüksek basınç gerilmelerine maruz düşey taşıyıcı elemanlarda (kolonlarda) söz konusu olmaktadır. Ülkemizdeki mevcut yapılarda beton dayanımlarının oldukça düşük olması, bu gereksinimin oldukça yaygın olması sonucunu getirmektedir. Mevcut pek çok yapı, projelendirme sırasında öngörülenden çok daha yüksek eksenel gerilmelere maruzdur. Bu durum aşırı yüksek gerilme durumlarında doğrudan yapı güvenliğini tehdit edebilmekte, zaman zaman hasarlara neden olabilmektedir. Kolonlar üzerindeki eksenel gerilmeler elemanın eksenel kapasitesinin altında olsa bile, yüksek eksenel gerilmelerin elemanlar üzerinde uzun yıllar bulunması sonucu oluşan sünme etkileri risk

yaratabilmektedir. Nisan 2011'de Diyarbakır'da belirgin bir neden olmaksızın, düşey yükler altında, bir köşe kolonu ağır hasar gören Tekin Apartmanına ait görüntüler Şekil 4'de verilmiştir. Bu fotoğraflar çekildikten kısa bir süre sonra hasar gören kolon dayanımını tamamen kaybetmiş, bu kolonun taşıdığı yapı bölümü kısmen yıkılmıştır. Tüm bunların dışında öngörülen ya da ilgili yönetmeliklerde verilen eksenel gerilmelerden daha yüksek eksenel gerilmelere maruz olan kolonlar deprem sırasında çok daha gevrek davranacaktır. Kolonlarda eksenel gerilme ile ilgili üst sınır TS-500 (2000) tarafından 0.6 f_{ck}, DBYBHY (2007) tarafından 0.5 f_{ck} olarak tanımlanmıştır. Burada f_{ck} beton karakteristik standart silindir basınç dayanımıdır. Şekil 5'de farklı eksenel yüklere maruz ve yatay yükler altında deneye tabi tutulmuş özdeş iki kolona ait yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisi şematik olarak gösterilmiştir. Buradan da görüldüğü gibi yüksek eksenel gerilmeye maruz elemanlar yatay yükler altında daha gevrek bir davranış sergilemektedirler. LP kumaşların enine doğrultuda sargılanması ile basınç dayanımında sağlanacak artış, kesitin davranışında donatının etkisinin belirginleşmesini sağlayacak, bu da söz konusu kolonun deprem etkilerine karşı daha sünek davranmasını sağlayabilecektir.



Şekil 4. Diyarbakır'da zemin kat kolonu hasar gören ve kısa süre sonra kısmen yıkılan binanın görüntüleri (Y.Doç.Dr. İdris Bedirhanoğlu'nun arşivinden alınmıştır)



Şekil 5. Yüksek ve düşük eksenel gerilmelere maruz iki özdeş kolonun yatay yükler altında davranışı

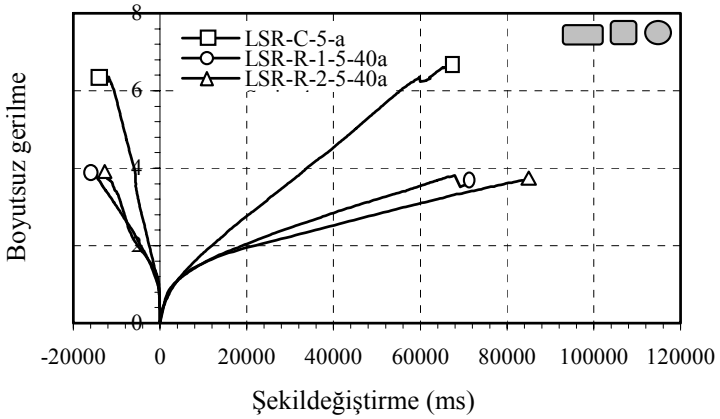
Enine sargılama ile tek eksenli gerilmeye maruz betonun gerilme durumunun üç eksenli gerilme durumuna getirildiği ve sağlanan enine basınç sayesinde betonun eksenel basınç dayanımında artış sağlandığı uzun yıllardır bilinmektedir. LP kumaşların enine doğrultuda sargılanması ile sağlanabilecek basınç dayanımının araştırılmasına yönelik çalışmalar İstanbul Teknik Üniversitesinde ise yaklaşık 12 yıldan bu yana sürmektedir (İlki ve Kumbasar (2001, 2002a, 2003),

Ilki vd., (2004, 2008a). Bu konuda dünyanın farklı ülkelerinde yaklaşık 25 yıl önce başlayan çalışmalar, kısmen ülkemizde yapılan çalışmalardan da yararlanılarak halen devam etmektedir (Teng and Lam, 2004, Campione, 2006, Lam vd., 2006, Ozbakkaloglu and Oehlers, 2008, Wei vd., 2009, Pellegrino and Modena, 2010, Wu and Zhou, 2010, Sezen and Miller, 2011). Enine doğrultuda LP kumaş sargılı betonun basınç gerilmeleri altındaki davranışını belirlemeye yönelik farklı ampirik ve teorik yaklaşımlar önerilmiştir. Enine doğrultuda LP kumaş sargılı betonun basınç dayanımının (f_{cc}) belirlenmesine yönelik olarak DBYBHY (2007) tarafından verilen bağıntı Denklem 1'de sunulmuştur. Bu bağıntıda, f_{cm} mevcut beton basınç dayanımı, f_l ise LP enine sargı ile sağlanan yanal basınçtır. Sargılı beton basınç dayanımının, mevcut beton dayanımından en az %20 fazla olmasının istenmesinin nedeni, daha düşük artışlar için yapılan uygulamalara ait deneysel sonuçlarda kararsız sonuçlar elde edilmiş olmasıdır. Denklem 1'de yer alan yanal sargı basıncı f_l Denklem 2 aracılığı ile belirlenebilir. Denklem 2'de görülen κ_a kesit etkinlik faktörü en fazla 1 değerini alabilen (dairesel kesitler için) bir katsayı olup, eliptik ve dikdörtgen kesitlerde ne şekilde hesaplanacağı DBYBHY (2007) tarafından verilmiştir. Denklem 2'de yer alan ρ_f LP kumaşın beton kesite hacimsel oranı, E_f LP kumaşın elastisite modulü, ε_f ise LP kumaş için dikkate alınacak etkin birim uzama değeridir. ε_{fu} LP kumaşın kopma uzaması olmak üzere, ε_{fe} 0.004 ya da $\varepsilon_{fu}/2$ değerlerinden küçük olanı olarak dikkate alınacaktır.

$$f_{cc} = f_{cm}\,[1 + 2.4\,(f_l / f_{cm})\,] \geq 1.2\,f_{cm} \tag{1}$$

$$f_l = 0.5\,\kappa_a\,\rho_f\,\varepsilon_f\,E_f \tag{2}$$

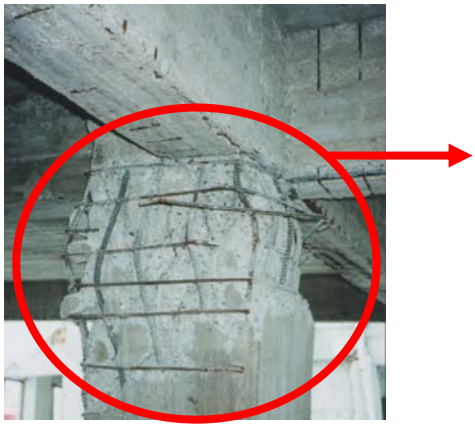
Daha önce İstanbul Teknik Üniversitesi'nde gerçekleştirilmiş olan bir çalışmada farklı kesitlerde betonarme kolonlar için elde edilen eksenel gerilme – eksenel şekildeğiştirme ve eksenel gerilme – enine şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 6'da verilmiştir. Bu grafikte düşey eksen boyutsuz eksenel gerilmeyi, yatay eksen mikrodeformasyon olarak şekildeğiştirmeleri göstermektedir. Yatay eksendeki pozitif değerler eksenel kısalmayı, negatif değerler enine doğrultudaki LP birim uzamasını göstermektedir. Boyutsuz eksenel gerilme, her yükleme adımında eksenel gerilmenin mevcut beton basınç dayanımına bölünmesi ile elde edilmiştir. Burada düşük dayanımlı beton ile imal edilmiş olan (f_{cm}~15 MPa) dairesel (LSR-C-5-a), kare (LSR-R-1-5-40a) ve dikdörtgen (LSR-R-2-5-40a) numuneler enine doğrultuda beş kat karbon LP kompozit kumaş ile sargılanmıştır. Şekil 6'da verilen grafikte düşey donatıların karşıladığı eksenel yük her adımda karşılanan toplam düşey yükten çıkarılmıştır. Numunelerde bulunan enine donatılar ise seyrek aralıklı olduğu için herhangi bir sargılama etkisi yaratmaktan uzaktır. Bu şekilden de görülebileceği gibi, inceleme konusu numuneler için basınç dayanımlarında tüm farklı kesit durumları için önemli artışlar elde edilmiştir. Özellikle deprem etkilerine karşı, en az basınç dayanımında sağlanan iyileşme kadar süneklikte sağlanan iyileşme de önem taşımaktadır. Enine doğrultuda LP sargılama ile süneklikte sağlanan iyileşme bir sonraki paragrafta irdelenmiştir.



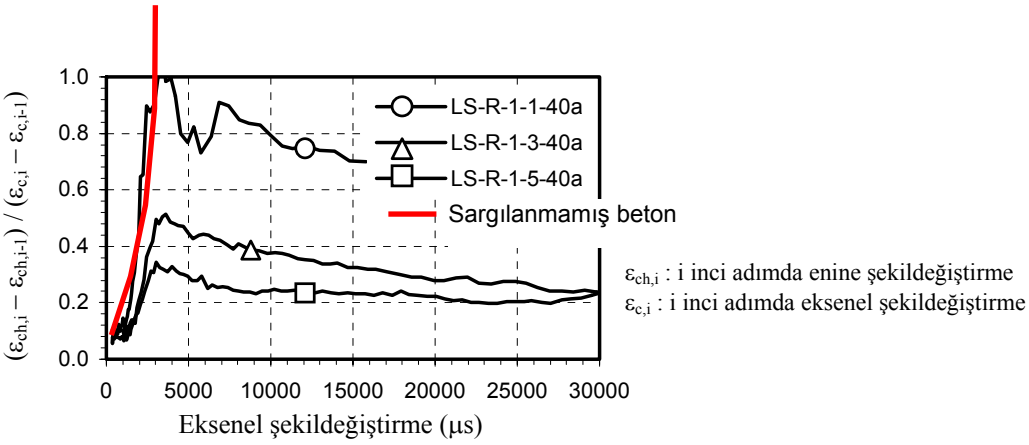
Şekil 6. Daire, kare ve dikdörtgen kesıtlı düşük dayanımlı betonarme kolonlarda LP kompozit sargılama sonucunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (Ilki vd., 2008a)

Enine Sargılama ile Sünekliğin Arttırılması

Özellikle deprem etkisi altında, betonarme yapılarda potansiyel plastik mafsal bölgelerinin sünek davranış göstermesi, yani dayanımlarını koruyarak büyük deformasyonlar yapması beklenir. Böyle sünek bir davranış ancak normal şartlarda gevrek bir malzeme olan betonun sünek davranacak duruma getirilmesi ile elde edilebilir. Beton ya da betonarme elemanların enine doğrultuda dıştan sargılanması sonucu basınç dayanımında sağlanan artışa ilave olarak süneklikte de önemli artış elde edilebilmektedir. Süneklikte sağlanan artış, artan eksenel gerilmeler altında, eksenel şekildeğiştirmeler artarken, enine şekildeğiştirmelerin enine sargı sayesinde kısıtlanmasından kaynaklanmaktadır. Eksenel gerilmeye maruz sargılanmamış beton yaklaşık 0.002 eksenel şekildeğiştirme değerine ulaştığı zaman dayanımını kaybedip enine doğrultuda hızla şekildeğiştirmeler artarken, sargılama bu enine şekildeğiştirmeleri önemli ölçüde engellemekte, ve bu sayede betonun dayanımını çok daha büyük eksenel şekildeğiştirme değerlerine kadar korumasını sağlamaktadır. Şekil 7'de Adapazarı'nda bulunan bir binanın kolonlarının 1999 Kocaeli Depremi sırasında gördüğü hasar gösterilmiştir. Enine doğrultuda yeterli düzeyde sargılanmadığı için beton çekirdek bölgesi büyük enine deformasyon yapmış ve dayanımını büyük ölçüde kaybetmiş durumdadır. Kolonların enine doğrultuda dıştan LP ile sargılanması ile enine şekildeğiştirmelerin ileri eksenel şekildeğiştirme düzeylerine kadar kısıtlanarak basınca maruz betonun dayanımının korunması ile ilgili mekanizma Şekil 8'de açıklanmıştır.



Şekil 7. Yetersiz sargılama nedeni ile 1999 Kocaeli Depremi sırasında ağır hasar görmüş olan bir kolon (Ilki vd., 2006 ve Ilki vd., 2008a'dan modifiye edilerek alınmıştır)



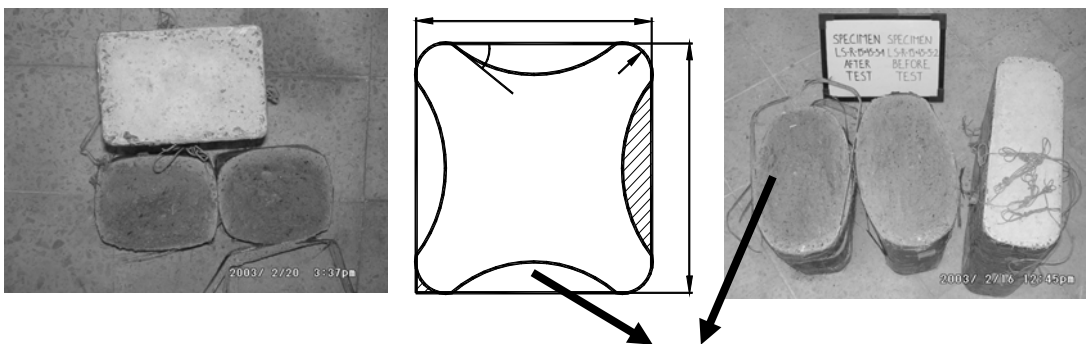
Şekil 8. Artan eksenel şekildeğiştirmeler ile enine şekildeğiştirmelerin değişimi (Ilki vd., 2008a'dan modifiye edilerek alınmıştır)

Şekil 8'de 1 (LS-R-1-1-40a), 3 (LS-R-1-3-40a) ve 5 (LS-R-1-5-40a) kat karbon LP kumaş ile sargılanmış düşük dayanımlı (f_{cm}~15 MPa) beton ile üretilmiş, seyrek enine donatılı ve kare enkesitli kolonların davranışı, şematik olarak çizilmiş sargılanmamış betona ait davranış ile karşılaştırılmıştır. Bu şekilde yatay eksen eksenel şekildeğiştirme, düşey eksen ardışık iki yükleme adımında enine şekildeğiştirmelerin farkının, eksenel şekildeğiştirmelerin farkına oranıdır. Görüldüğü gibi sargılanmamış beton basınç dayanımına ulaştığında (~0.002-0.003 eksenel şekildeğiştirme değerlerinde) enine şekildeğiştirmeler hızla artmakta, bu da sargılanmamış betonun dayanımını hızla kaybetmesine yol açmaktadır. Oysa LP sargılı betonda, LP sargının rijitliğine bağlı olarak, hızlı şekilde ortaya çıkan enine şekildeğiştirme artışları, enine şekildeğiştirmeler belli düzeye çıktıktan sonra, LP kumaş sargı tarafından sınırlanmakta, böylece sargılanmış beton bütünlüğünü ve dayanımını korumakta ve büyük eksenel şekildeğiştirmelere ulaşılabilmektedir (Şekil 6).

Enine doğrultuda LP kumaş sargılı betonun basınç dayanımınına karşı gelen eksenel şekildeğiştirmenin (ε_{cc}) belirlenmesine yönelik olarak DBYBHY (2007) tarafından verilen bağıntı Denklem 3'de sunulmuştur.

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 15 \left(f_l / f_{cm} \right)^{0.75} \right] \quad (3)$$

LP sargılı betonun basınç dayanımının ve bu dayanıma karşı gelen eksenel şekildeğiştirmenin belirlenmesinde kullanılan Denklem 1 ve 3'de yer alan f_l yanal sargı basıncı, büyük dikdörtgen kesitli kolonlarda düşük değerler alabilmekte, buna bağlı olarak kullanılması gereken LP kumaş kalınlığı (sargılama sayısı) artabilmektedir. Bunun nedeni dikdörtgen kesitlerde sadece dıştan yapılan sargılama ile etkili olarak sargılanan kesitin yeterince büyük olamamasıdır. Bu durum Şekil 9'da açıklanmıştır. Bu şekilden de görülebileceği gibi çekme dayanımı çok yüksek olan LP kompozit (kalınlıkları çok az olduğu için) sargıların eğilme rijitliği aynı derece yüksek değildir. Bu nedenle Şekil 9'da görüldüğü gibi LP sargı kesit köşelerinde betonu etkili şekilde sargılayarak dışa doğru genişlemesini engellerken, kenarlarda aynı durum söz konusu değildir. Aynı deformasyon mekanizması çelik donatılı betonarme kesitlerde çiroz gerekliliğinin de nedenidir. Çevrede kullanılan tek etriye kolon kenarlarındaki dışa doğru genişlemeye engel olamamakta, bu genişlemelerin enine çirozlar ile engellenmesi gerekli olmaktadır. LP kompozit sargılamanın yeterince etkin olmadığı bu tür durumlarda, yapının mimari durumu ve fonksiyonu elverdiğinde, kolon kesitleri betonarme dolgular ile genişletilerek daire ya da elips haline getirebilir. Bu işlem sonucunda, yanal sargı basıncı f_l arttırılmış olacağı için (elde edilecek daha yüksek κ_a kesit etkinlik katsayısı sayesinde) aynı kalınlıkta LP kumaş ile çok daha etkili dayanım ve süneklik artışları elde edilebilecektir. Denklem 1 ve 3 incelendiğinde ve literatürdeki deneysel sonuçlar gözden geçirildiğinde, mevcut beton dayanımının düşük olması durumunda LP kompozit ile sargılamanın etkinliğinin arttığı görülecektir. Ülkemizdeki mevcut yapı stoğunda ortalama beton basınç dayanımının hayli düşük olduğu dikkate alındığında, bu yapılarda LP kumaş sargılamanın etkin olarak kullanılabileceği görülmektedir.



Şekil 9. Etkili sargılanmayan kesit ile ilgili açıklama (Ilki vd., 2004'den modifiye edilerek alınmıştır)

DBYBHY (2007) tarafından tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan yöntemler kullanılarak yapılacak güçlendirme projelendirmelerinde kolonların enine doğrultuda LP kumaşlar ile sargılanması ile süneklikte sağlanacak iyileşmeden iki farklı şekilde yararlanılabilir. Doğrusal elastik yöntemde, yapıya etkiyen eşdeğer statik deprem kuvvetinin belirlenmesinde, yeni binalar için izlenen yöntemden farklı olarak, mevcut ya da güçlendirilmiş binanın değerlendirmesi yapılırken deprem yükü azaltma katsayısı 1.0 olarak dikkate alınmakta, sünek davranış gösteren elemanlar için eleman üzerindeki eksenel kuvvet, kesme kuvveti düzeyi ve elemanın sargılanmış olup, olmama durumuna göre, farklı hasar sınırları için farklı r değerleri tanımlanmıştır. Yapıdaki her eleman ve her hasar sınırı için farklı değerler alabilen r katsayıları Tablo 4'de (sadece kolonlar için), r katsayısının tanımı Denklem 4'de verilmiştir. Bu bağıntıda M_E deprem etkileri nedeni ile oluşan moment, M_A kesitin artık moment kapasitesidir (moment kapasitesi ile düşey yükler nedeni oluşan momentin farkı). Bu katsayının hesabı için gerekli diğer detaylar DBYBHY (2007)'den alınabilir. Güç tükenmesi gevrek şekilde gerçekleşecek elemanlarda r değerinin 1.0'i aşması durumunda, o elemanın göçme bölgesinde olduğu kabulü yapılır.

$$r = M_E / M_A \tag{4}$$

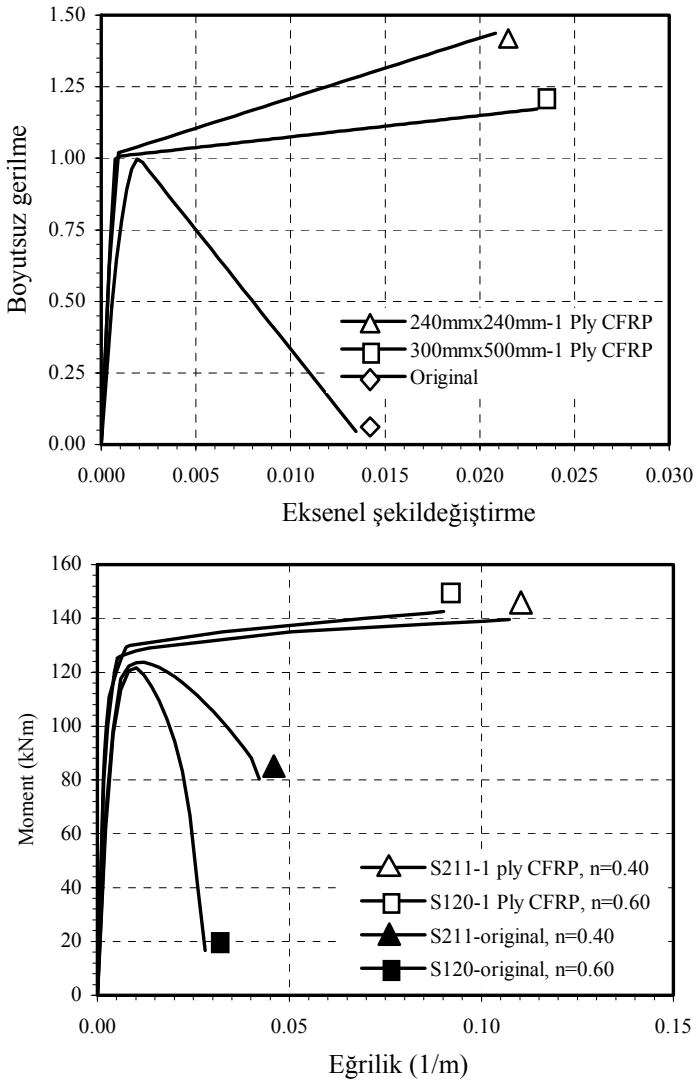
Tablo 4. DBYBHY (2007) tarafından sünek kolonlar için farklı hasar sınırları için verilen r sayıları

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

Bu tabloda görüldüğü gibi sargılanmamış ve sargılanmış benzer elemanlar için aynı hasar seviyesi için izin verilen r sayıları arasında önemli farklar bulunmaktadır. Bir başka ifade ile sargılanma sayesinde daha sünek davranacağı öngörülen elemanlarda, belli düzeyde bir dayanım kaybının, sargılanmamış benzer elemana göre daha ileri deformasyon düzeylerinde oluşacağı kabul edilmektedir. Bu noktadan hareketle aynı hasar sınırı için sargılanmış elemanın, aynı moment kapasitesine sahip ve benzer iç kuvvetlere maruz sargılanmamış elemana göre daha fazla eğilme momentine maruz kalmasına izin verilmektedir. Örneğin Tablo 4'de yuvarlak içinde gösterilmiş iki farklı durum dikkate alınırsa GV hasar sınırının altında kalmak için sargılanmış elemanda artık moment kapasitesinin dört katı kadar deprem momentine izin verilirken, sargılanmamış elemanda iki katı kadar deprem momentine izin verilmektedir. Bir başka ifade ile, söz konusu elemanda LP kompozit ile sargılama yaparak, elemanı sargılanmış kesit durumuna getirdiğimizde, elemanın moment kapasitesini %100 arttıracak bir güçlendirmeye eşdeğer bir müdahale yapılmış olmaktadır. Hiç şüphesiz, kolonlarda LP kumaş ile enine doğrultuda sargılama yapmak, kolonun doğrudan moment kapasitesini arttırmaya yönelik geleneksel güçlendirme yöntemlerine göre daha pratik bir uygulamadır. Bu noktada, bu yazının kaleme alındığı tarih itibarı ile, ülkemizdeki mevcut yapılarda bulunan taşıyıcı elemanların çok büyük bölümünün "sargılanmamış" sınıfına girdiğinin hatırlatılması yerinde olacaktır.

DBYBHY (2007)'ye göre LP sargılanmış bir kolonun "sargılanmış" sayılabilmesi için dayanıma karşı gelen eksenel şekildeğiştirmenin (ε_{cc}) 0.018 değerine ulaşması gerekmektedir. Buna göre mevcut durumda "sargılanmamış" durumda olan bir elemanı, LP sargılama ile "sargılanmış" duruma getirmek üzere Denklem 3'de ε_{cc} yerine 0.018 değeri konulup, sargı için gerekli LP kalınlığı belirlenmelidir.

Doğrusal elastik olmayan yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlemelerde (itme analizi ya da zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme) taşıyıcı elemanların moment-eğrilik ilişkilerinden yararlanılmaktadır. Potansiyel plastik mafsal bölgelerinde, ya da plastikleşmenin yayılı olarak dikkate alınması durumunda tüm kesitlerde, moment-eğrilik ilişkileri elde edilirken, betona ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılmaktadır. Bu ilişki, özellikle davranışında beton mekanik özelliklerinin daha etkili olduğu kolonlarda, moment-eğrilik ilişkisinin şekli üzerinde çok etkilidir. Şekil 10'da 240x240 ve 300x500 mmxmm boyutlarında iki kolon için sargılanmamış durumda ve enine doğrultuda bir kat sargılandıktan sonra elde edilmiş olan gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri ve bu ilişkilerden yararlanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir. Kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerinde (özellikle deformasyon yeteneği açısından) elde edilen bu iyileşme, yapının global kapasitesinde de paralel bir iyileşme sağlayacaktır. Kolonların enine doğrultuda LP sargılanması sonucunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme, moment-eğrilik ve doğrusal olmayan itme analizi ile ilgili sonuçlar Ilki vd. (2005) tarafından yapılmış olan çalışmada bulunabilir.

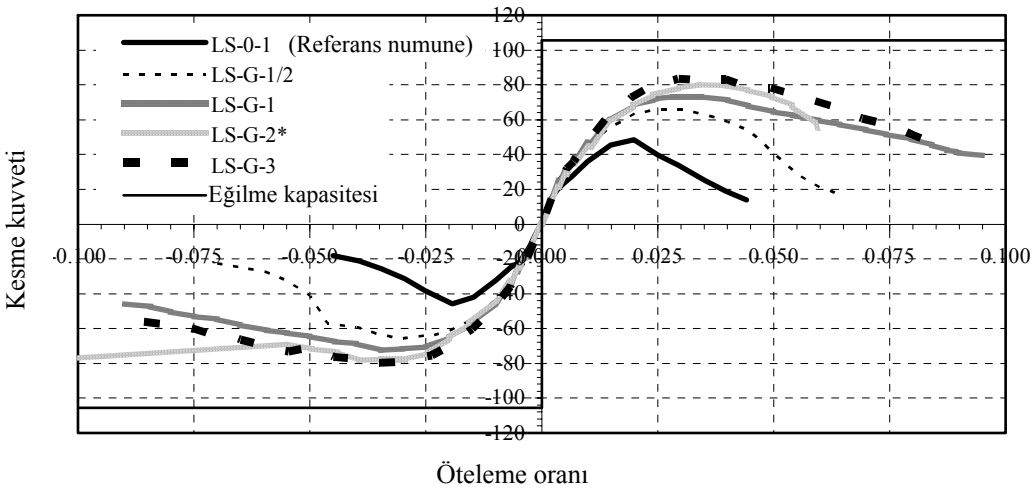


Şekil 10. Sargılanmamış ve LP sargılanmış durumlar için gerilme-şekildeğiştirme ve moment-eğrilik ilişkileri (Ilki vd., 2005'den modifiye edilerek alınmıştır)

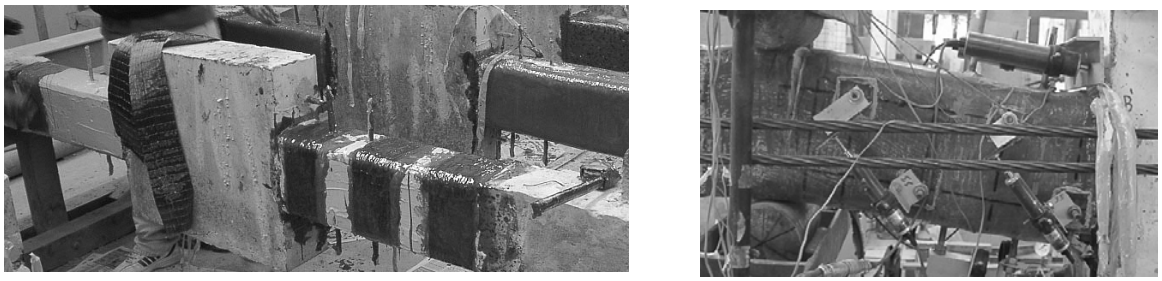
LP ile yapılan sargılama sonucunda, burada konu edilen süneklik iyileşmesi dışında, beton basınç dayanımında sağlanan artış nedeni ile, moment kapasitesi artışı da söz konusu olacaktır. Enine LP sargılama ile moment kapasitesinde sağlanacak artışa yönelik açıklama ve değerlendirmeler aşağıda verilmiştir.

Kesme Etkilerine Karşı Güçlendirme

LP kompozitlerin en etkin olduğu alanlardan bir diğeri kesme etkilerine karşı güçlendirmedir. Kolonlar, perdeler, kirişler ve yığma duvarlar LP kompozit malzemeler kullanılarak kesme etkilerine karşı güçlendirilebilir. Literatürde LP kompozitler ile betonarme elemanların kesme etkilerine karşı güçlendirilmesine yönelik çok sayıda çalışma bulunabilir (Teng vd., 2009, Chen vd., 2010, Colotti and Swamy, 2011, Lima and Barros, 2011, El-Sayed and Soudki, 2011, Mofidi and Chaallal, 2011). Yapılmış olan çok sayıda deneysel çalışmaya bir örnek olmak üzere Ilki vd., (2006) tarafından yapılmış olan çalışmada elde edilmiş olan sonuçlar aşağıda Şekil 11'de özetlenmiş, bu çalışmada deneye tabi tutulan cam LP kumaşlar ile kesmeye karşı güçlendirilmiş olan numunelerden LS-G-1/2 ve LS-G-3'e ait görüntüler Şekil 12'de verilmiştir. Şekil 11'de verilen grafiklerden görülebileceği gibi cam LP kumaş sargılama ile referans numunenin kesme dayanımı yaklaşık olarak %50-100 arasında arttırılmıştır. Ancak güçlendirilen numunelerden LS-G-1, LS-G-2 ve LS-G-3 hemen hemen aynı kesme dayanımına ulaşmıştır. Bunun nedeni bu numunelerde LP kompozitler ile diyagonal çekme gerilmelerine karşı önemli dayanım kazandırılmış olmakla birlikte, diyagonal basınç geilmelerine karşı sağlanan dayanım artışı nın sınırlı olmasıdır. Bu üç numune diyagonal basınç gerilmeleri nedeni ile dayanımlarına ulaşmıştır. Buradan çıkarılması gereken önemli sonuç; sargı kalınlığımız ne kadar artarsa artsın, LP kumaşlar ancak diyagonal çekme gerilmelerinin karşılanmasına yardımcı olabilir, eğer kesitte kesme zayıflığı diyagonal basınç gerilmelerinden kaynaklanıyorsa, LP sargı çok etkili bir çözüm olmayabilecektir. Gene de LP sargılama ile beton basınç dayanımında sağlanan artış, kesitin diyagonal basınç gerilmelerine karşı dayanımını, sınırlı da olsa, bir miktar arttıracaktır.



Şekil 11. LP kumaşlarla enine sargılama ile kesme etkilerine karşı güçlendirme (Ilki vd., 2006'dan modifiye edilerek alınmıştır)



Şekil 12. Deney öncesi LS-G-1/2 ve deney sonrası LS-G-3 numunelerinin görünümü (Ilki vd., 2006'dan modifiye edilerek alınmıştır)

DBYBHY (2007) kurallarına göre kesme hasarı nedeni ile taşıma gücüne ulaşan elemanlar gevrek eleman kategorisine girmekte ve bu nedenle bu durumdaki elemanlara etkiyen deprem momenti, eleman kapasitesini aştığında bu elemanlar göçme durumunda kabul edilmektedir. Kolonlarının bir bölümü göçme durumunda olan binaların da DBYBHY (2007) tarafından sağlanması istenen "can güvenliği" performans seviyesini sağlayamayacağı açıktır. Bu nedenle, kesme etkileri açısından kritik gevrek elemanların ya güçlendirilerek moment kapasitelerinin önemli ölçüde arttırılmaları, ya da bu elemanların kesme dayanımları arttırılarak, gevrek eleman kategorisinden, sünek eleman kategorisine geçmesinin sağlanması gereklidir. LP kompozitler ile enine doğrultuda sargılama ile elemanın kesme kuvvetinin arttırılması ve elemanın sünek eleman kategorisine getirilmesi, elemanın eğilme etkilerine karşı güçlendirilmesine göre, bir hayli pratik bir yöntemdir. LP kompozitlerin enine doğrultuda sargılanması ile eleman kesme kapasitesini arttırmak üzere yapılan müdahale kesiti "sargılanmış" duruma getirebiliyorsa, yukarıda açıklandığı gibi, aynı hasar seviyesi için "sargılanmamış" sünek eleman için izin verilen deprem momentinden çok daha büyük deprem momentine maruz kalmasına da izin verilmektedir. Bu tür durumlarda LP kompozitin kesmeye ve sünekliğe olan katkılarından aynı anda yararlanmak söz konusudur.

ACI-440 (2008) ve CSA-S806-02 (2002) gibi dökümanlar LP malzemeler kullanılarak yapışma kritik uygulamalar ile kesme etkilerine karşı güçlendirmeye izin verirken, DBYBHY (2007) deprem etkilerinin yön değiştirmesi ve ülkemizdeki mevcut yapılarda beton kalitesinin genel olarak düşük olduğunu dikkate alarak sadece temas kritik uygulamalar ile kesme güçlendirmesine izin vermektedir. Bir başka ifade ile DBYBHY (2007) dikkate alınarak kesme etkilerine karşı yapılacak güçlendirmelerde LP malzeme kesitin tüm çevresini sarmalıdır. DBYBHY (2007)'de betonarme elemanların kesme kapasitelerinin LP kompozitler ile arttırılmasına yönelik olarak Denklem 5 ve 6 verilmiştir. Denklem 5'de V_r, V_c, V_w, V_f ve V_{maks} sırası ile kesitin toplam kesme kapasitesi, kesme kapasitesine beton kesitin katkısı, kesme kapasitesine etriyenin katkısı, kesme kapasitesine LP kompozit sargının katkısı ve diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı hasar oluşumunu engellemeye yönelik TS-500 (2000) tarafından izin verilen maksimum kesme kuvvetidir. Denklem 6'da ise n_f sargı kat sayısı, t_f lifli polimer kalınlığı, w_f lifli polimer şerit genişliği, E_f lifli polimer elastisite modülü, ε_f lifli polimer etkin birim uzaması, s_f lifli polimer şeritlerin merkezleri arasındaki mesafe, d kesit yüksekliğidir.

$$V_r = V_c + V_w + V_f \leq V_{maks} \tag{5}$$

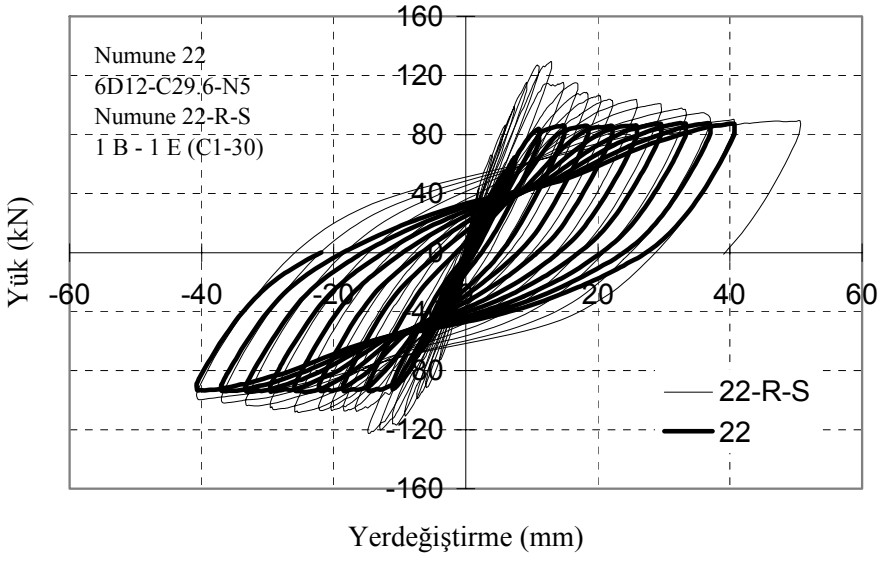
$$V_f = \frac{2 n_f t_f w_f E_f \varepsilon_f d}{s_f} \tag{6}$$

Kesme etkilerine karşı güçlendirmenin kesitin dört tarafının sarılmadan yapılması durumunda, bunun yapışma kritik bir uygulama olacağı ve bu durumda LP kumaşın yüzeyden ayrılmaması için gerekli önlemlerin alınması gerektiği, ya da güçlendirme tasarım hesaplarının bu sıyrılma durumunun dikkate alınarak yapılması gerektiği açıktır. LP kumaşın beton yüzünden ayrılmasının güçlendirme tasarımında ne şekilde dikkate alınabileceği konusunda gerekli bağıntılar ACI-440 (2008)'de bulunabilir. Bu noktada yapışma kritik uygulamalarda ACI-440 (2008) tarafından verilmiş olan minimum beton basınç dayanımın 17 MPa olduğu unutulmamalıdır.

Eğilme Etkilerine Karşı Yapışma Kritik Uygulamalar ile Güçlendirme

Lifler eleman boyuna doğrultusuna paralel olacak şekilde, elemanın çekme yüzüne LP kompozit donatı (levha veya kumaş) yapıştırılarak, elemanın eğilme dayanımı arttırılabilir. Deneysel olarak çok daha büyük dayanım artışları elde edilebilmekle birlikte, yukarıda açıklanmış olan güçlendirme sınırı (yapının işletme yükleri altında yeterli güvenliğe sahip olması), LP kompozit yapışacak

yüzeyde beton basınç dayanımının en az 17 MPa olması gereği, süneklik koşulları ve işletme yükleri altında sağlanması gerekli kullanılabilirlik şartları dikkate alındığında, eğilme etkilerine karşı güçlendirmede %40 dayanım artışı uygun bir üst sınır olarak düşünülebilir (ACI-440, 2008). Eğilme etkilerine karşı güçlendirme için, özellikle deprem durumunda karşılaşılabilecek yön değiştiren tekrarlı etkilere karşı güçlendirme konusunda henüz yönetmeliklerde yer alacak düzeyde bilgi birikimi bulunmamaktadır. Bu konudaki en önemli zorluklar; basınç etkilerine maruz kalan LP kompozit davranışlarındaki zayıflık ve belirsizlik, LP kompozit donatıların mesnet kesitlerine uygun şekilde ankrajında yaşanan zorluklar ve yapılan güçlendirme nedeni ile potansiyel plastik mafsal uzunluğunda ortaya çıkabilecek değişikler neticesinde plastik deformasyonların sadece sınırlı eleman boyunca dağılması ve bu nedenle yapının toplam yerdeğiştirme kapasitesinin azalma olasılığıdır. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışını araştıran İlki ve Kumbasar (2002b) tarafından gerçekleştirilen deneylerde elde edilmiş tipik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinden biri Şekil 13'de sunulmuştur. Bu şekilde yük-yerdeğiştirme ilişkileri verilen referans numune (Numune 22) simetrik donatılı bir kesit olup (3Φ12 alt, 3Φ12 üst), eksenel kapasitesinin %5'i düzeyinde sabit eksenel yüke maruz iken yön değiştiren tekrarlı yanal yüklere maruz bırakılmıştır. Bu numune onarıldıktan sonra alt ve üst yüzlerine bir kat karbon LP kumaş yapıştırılmış ve sonrasında enine doğrultuda sürekli olarak bir kat aynı karbon LP kumaş ile sarılmıştır. Onarılan ve güçlendirilen numunenin (Numune 22-R-S) performansı referans numunenin performansını yakalamış olmakla birlikte, boyuna doğrultuda yapıştırılan LP kumaşların dayanıma katkısı ancak düşük yerdeğiştirme düzeylerine kadar korunabilmiş, basınca maruz kalan LP kumaşta oluşan burkulma neticesinde hasar gören boyuna doğrultudaki lifler daha sonra çekme etkilerine maruz kaldıklarında da etkili olamamışlardır. Buna karşılık büyük yerdeğiştirmelerde de Numune 22-R-S'in yatay yük kapasitesinin referans numuneye göre (Numune 22) daha yüksek olduğu görülmektedir. Yatay yük kapasitesindeki bu artışın nedeni boyuna doğrultuda kullanılan LP kumaşlar değil, enine doğrultuda sargılanmış olan LP kumaşın yarattığı sargı etkisidir. Bu konuya aşağıda "Eğilme etkilerine karşı temas kritik uygulamalar ile güçlendirme" paragrafında daha ayrıntılı olarak değinilmiştir.



Şekil 13. LP kumaşlar ile eğilme etkilerine karşı güçlendirme (İlki ve Kumbasar, 2002b)

LP kompozitlerin betona ankarajı konusunda çeşitli değerli çalışmalar yapılmış olmakla birlikte (Ozdemir ve Akyuz, 2006, Smith, 2009, Ozbakkaloglu, 2009, Kim ve Smith, 2010), bu çalışmalar yön değiştiren tekrarlı yükleme durumunda ankraj davranışı konusunda yeterli bilgi içermediği için ve yukarıda açıklanmış olan diğer gerekçeler ile yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki elemanlarda yapışma kritik uygulamalar ile eğilme güçlendirilmesine gidilmesi günümüz bilgi düzeyi sınırları içinde uygun görünmemektedir.

Buna karşılık, kiriş açıklık kesitleri, deprem etkilerinin düzey yük etkilerine göre etkisiz olduğu yapı sistemlerinde kiriş mesnet kesitleri, basit mesnetli köprü kirişleri ve yön değiştirmeyen eğilme etkilerine maruz diğer yapı elemanlarında yapışma kritik uygulamalar ile eğilme güçlendirilmesine gidilebilir. Bu tür güçlendirme tasarımlarında denge denklemleri ve şekildeğiştirme uygunluk şartları gibi bilinen betonarme kabul ve prensiplerinden yararlanılmaktadır. Eğilmeye karşı LP kompozitler ile güçlendirme yapılırken, çeşitli göçme modları ile karşılaşılabilir. LP donatılar ile güçlendirilen betonarme elamanlar için kabul edilebilir göçme modları; a) çelik çekme donatısının akması, sonrasında basınç bölgesinde betonun ezilmesi, ile b) çelik çekme donatısnın akması, sonrasında LP kompozit donatının kopmasıdır. Tüm bunlarla birlikte, gevrek davranıştan kaçınmak üzere, basınç bölgesinde betonun donatı akmadan ezilmesi kesinlikle önlenmeli, etkin bir tasarım için LP donatının beton yüzeyden sıyrılması önlenmeli ya da olabildiğince geciktirilmelidir. Güçlendirilmiş elemanda çekme donatısı akmadan önce, betonun basınç bölgesinde ezilmesi durumu ile karşılaşılıyorsa, LP donatı miktarı azaltılarak hesap tekrarlanmalıdır. Eğer mevcut kesit güçlendirme öncesi zaten dengeli duruma yakın bir durumda ise, ya da denge üstü donatılı durum söz konusu ise LP donatı ile güçlendirme yapılamaz. Güçlendirme sonrası (mevcut yapı elemanlarında da olduğu gibi), öncelikle sünek olan donatı çeliğinin çekme bölgesinde akması, sonra daha gevrek olan (betonun ezilmesi, LP donatının kopması ya da sıyrılması) hasar durumlarının ortaya çıkması gereklidir. Bu konuya yönelik olarak ABD ve Kanada tasarım dökümanlarında detaylı bilgiler bulunabilir (ACI-440, 2008, CSA-S806-02, 2002).

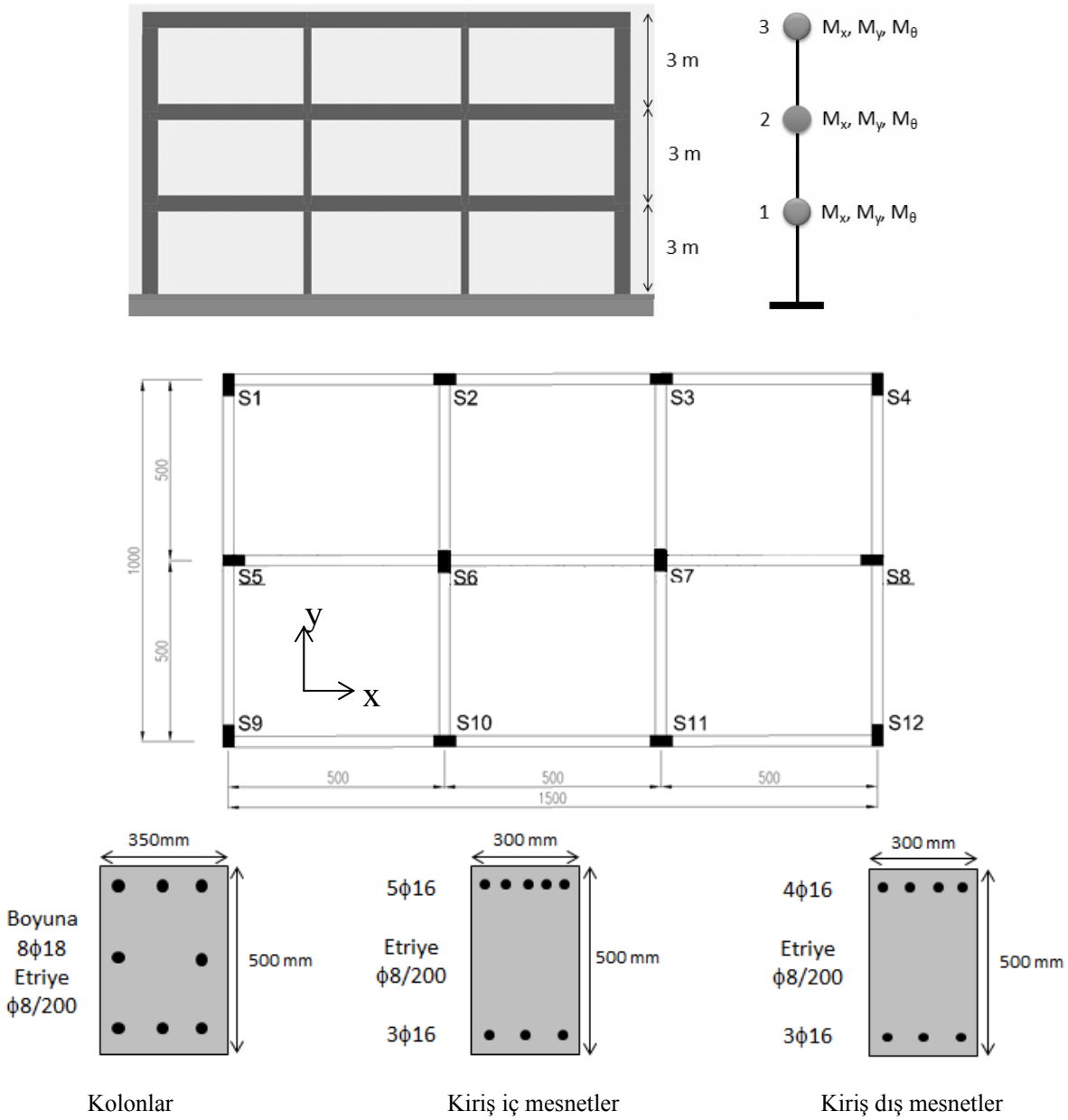
LP kompozitler ile güçlendirmede dayanım kadar etkili olmasa da, eğilme rijitliğinin arttırılması gereken durumlarda da (sehim sorunu bulunan elemanlarda) kullanılabilir. Bu tür uygulamalarda kalınlığının ve enkesit alanının daha fazla olması nedeni ile LP levhalar tercih edilmelidir (LP kumaşlar yerine). Aynı yaklaşımla, bu tür problemlere karşı, elastisite modulü aramid ve cam liflere göre çok daha yüksek olan karbon LP kompozitlerin kullanılması yerinde olacaktır. Bu noktada ihtiyaç olması durumunda yüksek elastisite modullü karbon LP kompozitlerden de yararlanılabileceği belirtilmelidir. Yüksek elastisite modullü karbon LP kompozitlerin elastisite modülleri 650.000 MPa düzeylerine çıkabilmektedir. LP levhalar ile güçlendirilmiş kesitlerin sehim hesabı yapılırken bilinen kompozit kesit mekanik ilkeleri aynı şekilde kullanılacaktır. Sehim probleminin önüne geçebilmek üzere yaklaşık 10 m açıklıklı pi kesitli prefabrike kirişlerin karbon LP levhalar ile güçlendirilmesine ait bir fotoğraf Şekil 14'de sunulmuştur.



Şekil 14. 10 m açıklıklı pi kesitli prefabrike kirişlerin eğilme rijitliğini arttırmak üzere LP levhalar ile güçlendirilmesi kumaşlar ile eğilme etkilerine karşı güçlendirme (fotoğraf güçlendirme uygulamasını gerçekleştiren Art-Yol Mühendislik Firması arşivinden alınmıştır)

Eğilme Etkilerine Karşı Temas Kritik Uygulamalar ile Güçlendirme

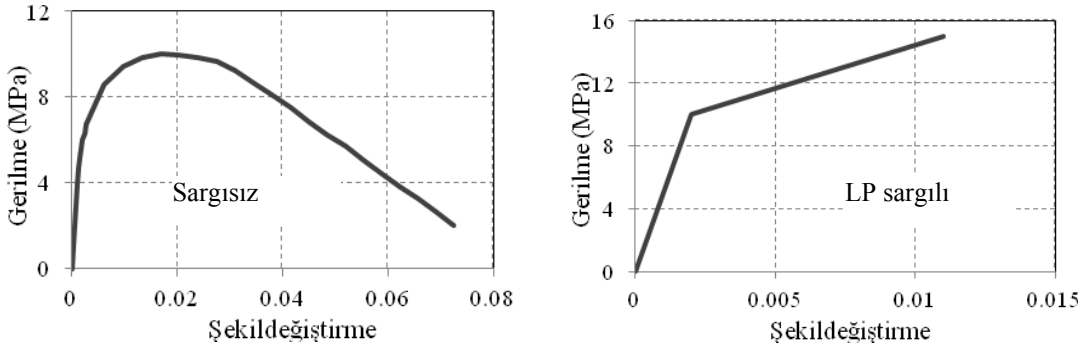
Yukarıda LP kompozitlerin betonarme elemanlara enine doğrultuda sargılanması ile elemanın beton basınç dayanımında önemli iyileşme sağlanabileceği açıklanmıştı. Beton basınç dayanımında sağlanan bu iyileşme, özellikle basınç göçmesi ile taşıma gücüne ulaşan kolonların moment kapasitelerinde kaydadeğer artışlar sağlayabilmektedir. Betonarme kolonların enine doğrultuda LP kumaş sargılanması ile yapı performansında sağlanan iyileşme, tipik mevcut bir betonarme çerçeve bina için doğrusal elastik olmayan ve doğrusal elastik çözüm yöntemleri aracılığı ile gösterilmiştir. İnceleme konusu binanın birinci derece deprem bölgesinde, Z2 sınıfı bir zemin üzerinde bulunduğu kabul edilmiş, mevcut beton basınç dayanımının 10 MPa, elastisite modulünün 15.000 MPa, donatı mevcut akma dayanımının 220 MPa olduğu kabul edilmiştir. Binanın düşey kesiti, planı ve tipik kolon ve kiriş kesitleri Şekil 15'de verilmiştir. Yapısal çözümlemede kesitlerin çatlamış rijitlikleri DBYBHY (2007) tarafından önerildiği şekilde dikkate alınmıştır. Yapının Y ve X doğrultularında periyotları 0.63 ve 0.62 saniye, her iki doğrultudaki ile modlara ait kütle katılım oranları 0.87 (>0.70) olarak belirlenmiştir. Burulma düzensizlik katsayısı 1.4'den küçük, bina kat sayısı 8'den az olduğu için, tek modlu itme analizi gerçekleştirilmiştir.



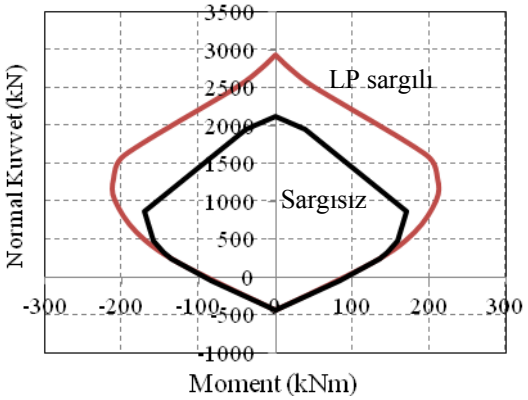
Kolonlar Kiriş iç mesnetler Kiriş dış mesnetler

Şekil 15. Binanın planı, düşey kesiti ve tipik kesitleri

Güçlendirme öncesi yapıda kolonlar için kullanılan beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ve kolonların moment kapasitesi ve sünekliklerinde artış sağlamak üzere enine doğrultuda üç kat karbon LP kumaş ile sargılandıktan sonra sargılanmış beton için elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 16'da verilmiştir. Şekil 17'de ise sargılanmamış ve sargılanmış durumlar için X ekseni etrafında atalet momenti büyük olan kolonlar için, X ekseni etrafındaki M-N karşılıklı etki diyagramları verilmiştir. Aynı kolonlar için LP ile güçlendirme öncesi ve sonrası performans noktasına karşı gelen eğrilikler ve bu eğriliklere karşı gelen hasar durumları Şekil 18 ve 19'da gösterilmiştir. Bu şekillerden de görüleceği üzere, kolonlarda yapılmış olan enine doğrultuda LP kumaş sargılaması ile, yapının rijitliği arttırılmadan, kolonların moment kapasiteleri ve deformasyon yetenekleri arttırılmış (belli hasar düzeyi için izin verilen beton birim kısalmaları arttırılmış), böylece mevcut durumda göçme performans seviyesinde olan yapı, can güvenliği performans seviyesine yükseltilebilemiştir. Mevcut durumdaki kolon enine donatı hacimsel oranı 0.0045, DBYBHY (2007) kurallarına göre gereken enine hacimsel donatı oranı 0.0106'dır. Buna göre mevcut durumda, beton birim kısalmasına bağlı kesit hasar sınırları; $(\varepsilon_{cu})_{MN}$ = 0.0035, $(\varepsilon_{cg})_{GV}$ = 0.0085, $(\varepsilon_{cg})_{GC}$ = 0.011 dir. Güçlendirilerek, enine sargılanan LP kumaş ilavesi ile hacimsel enine donatı oranı, yönetmelikçe istenen enine donatı hacimsel oranına ulaştırılınca, güçlendirilmiş durum için, beton birim kısalmasına bağlı kesit hasar sınırları; $(\varepsilon_{cu})_{MN}$ = 0.0035, $(\varepsilon_{cg})_{GV}$ = 0.0135, $(\varepsilon_{cg})_{GC}$ = 0.0185 dir.



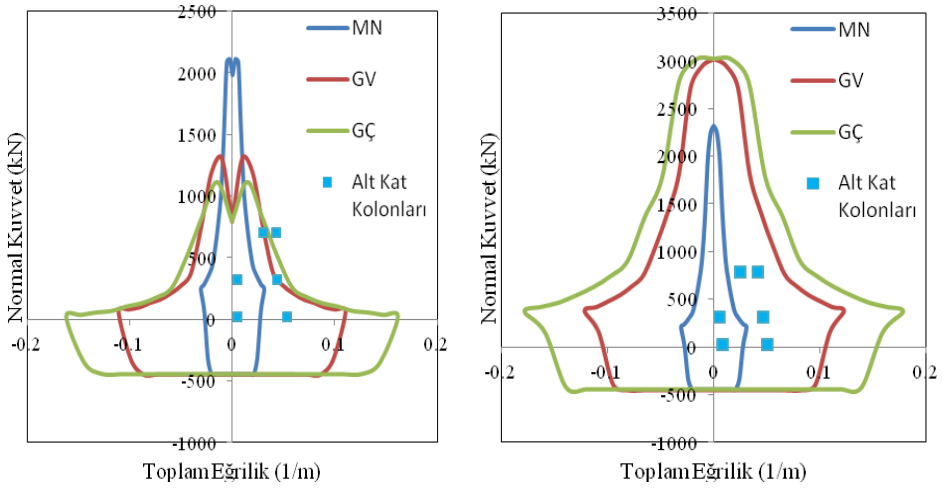
Şekil 16. Sargısız ve LP sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri



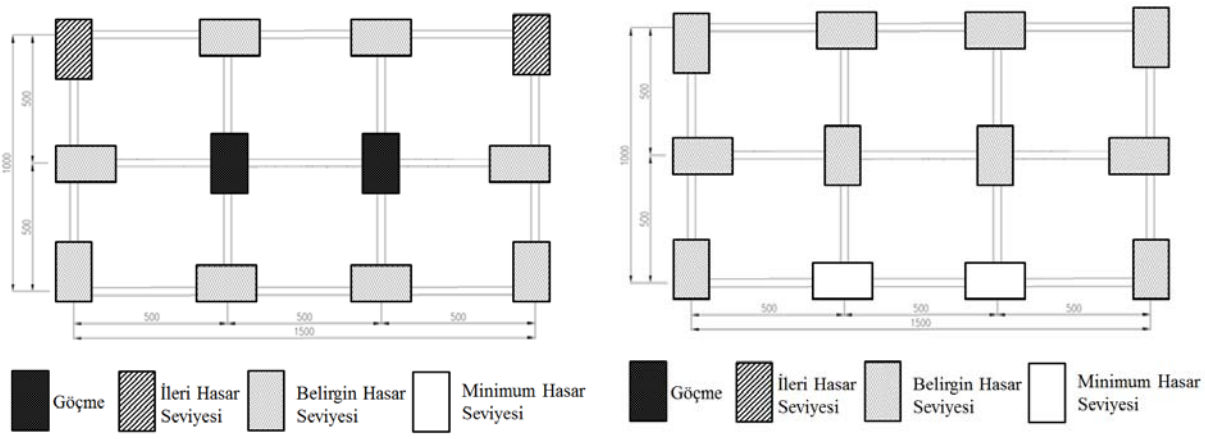
Şekil 17. Y doğrultusundaki deprem hesabı için güçlü kolonlara ait sargılanmamış ve LP sargılanmış durumlarda M-N karşılıklı etki diyagramı

Aynı yapının doğrusal elastik çözümleme yöntemi ile incelenmesi durumunda, Denklem 3 kullanılarak LP sargılama ile sargılanmış beton dayanımına karşı gelen beton birim kısalmasının 0.018 değerine ulaştırılarak mevcut durumda sargılanmamış olan kesitlerin, sargılanmış duruma

getirilmesi gerekecekti. Bunu yapabilmek için tüm kolon kesitlerinin aynı karbon LP kumaş ile enine doğrultuda yedi kat olarak sargılanması gereklidir. Bu karşılaştırma, bu tür durumlarda doğrusal elastik olmayan çözümleme ile çok daha ekonomik çözümlere gidilebileceğini göstermektedir.



Şekil 18. Y doğrultusundaki deprem hesabı için alt kattaki güçlü kolonlara eğrilikler ve hasar sınırları

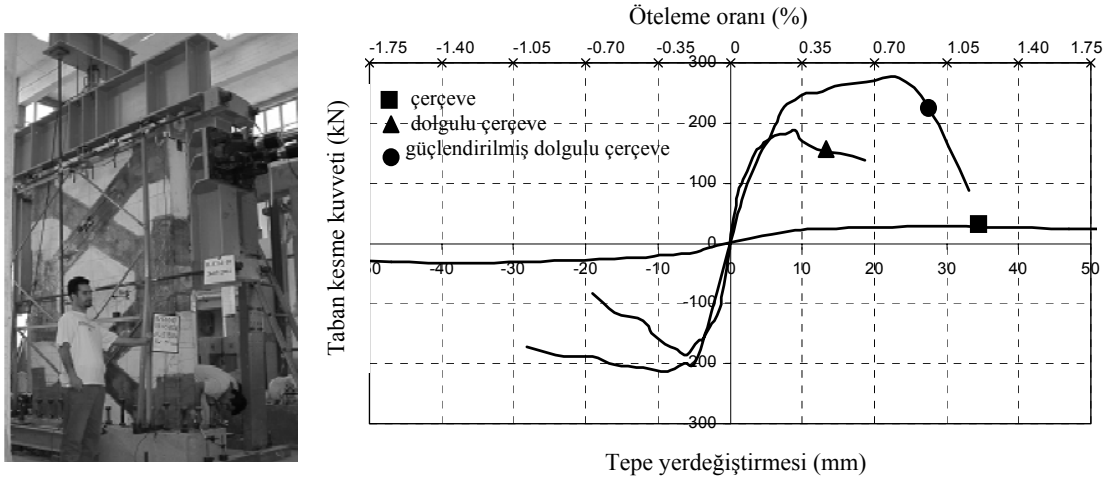


Şekil 19. Güçlendirme öncesi ve sonrası alt kat kolonlarındaki hasar dağılımı

Dolgu Duvarların Güçlendirilerek Betonarme Çerçevelere Entegre Edilmesi

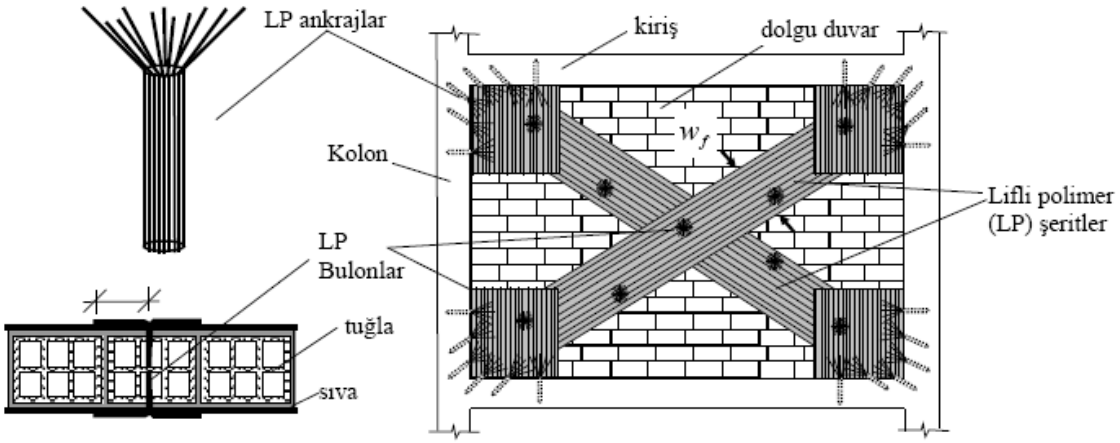
Depremler sonrası depremi yaşamış binalar üzerinde yapılan gözlemler, taşıyıcı sistemi zayıf pek çok mevcut betonarme yapının, mimari amaçla kullanılmış olan tuğla dolgu duvarların sağladığı ilave yatay ve düşey doğrultulardaki kapasite sayesinde depremi göçme düzeyinde hasar görmeden atlatabildiği göstermiştir (Karadogan ve Ilki, 1998). Bu noktadan hareketle tuğla dolgu duvarların yapı davranışına olan etkisinin araştırılmasına ve dolgu duvarların güçlendirme amaçlı kullanımına yönelik çalışmalar İstanbul Teknik Üniversitesinde 1990'lı yılların başlarında başlamıştır (Yüksel vd., 1995, 1997, 1998, Özsayın vd., 2011). İkibinli yıllarında başlarında Orta Doğu Teknik Üniversitesi'nin proje yürütücülüğünde, İstanbul Teknik Üniversitesi, Boğaziçi Üniversitesi ve Kocaeli Üniversitesi'nin katılımı ile gerçekleştirilen kapsamlı bir proje ile dolgu duvarların LP kumaşlar ile güçlendirilerek betonarme çerçevelere entegre edilmesine yönelik çalışmalar gerçekleştirilmiştir (Yuksel vd., 2006, Ozcebe vd., 2006, Ozden ve Akpinar 2007, Ilki vd., 2007,

Binici vd., 2007). Bu çalışmalara sadece bir örnek olmak üzere Erol vd. (2006) tarafından deneye tabi tutulmuş ½ ölçekli iki katlı tek açıklıklı çerçeve numunenin görünümü ve dolgu duvarsız, dolgu duvarlı ve güçlendirilmiş dolgu duvarlı duvarlı durumlar için elde edilmiş olan yük-yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 20'de sunulmuştur (Yuksel vd., 2006).



Şekil 20. Erol vd. (2006) tarafından deneye tabi tutulan numuneler ve deney sonuçları (Yuksel vd., 2006)

Gerçekleştirilen çalışmalar neticesinde dolgu duvarlarının güçlendirilerek betonarme çerçevelere entegre edilmesi konusu DBYBHY (2007) kapsamına alınmıştır. Yönetmelik uzunluğunun yüksekliğine oranı 0.5 ile 2 arasında olan dolgu duvarlarının rijitlik ve kesme dayanımının duvar yüzüne uygulanan ve betonarme çerçeveye ankre edilen LP kumaşlar ile arttırılmasına izin vermektedir. Bu tür bir güçlendirme yapılabilmesi için yapının bodrum kat hariç en fazla üç katlı olması gerekmektedir. İlave bir şart da güçlendirilecek duvarların temel üstünden yukarıya kadar üst üste süreklilik göstermesidir. Bu tür güçlendirmede temel amaç duvarların zayıf olan çekme dayanımlarını geliştirmek ve duvarların düzlem dışı devrilmelerini engellemektir. Böylelikle deprem sırasında duvarların düzlem içi dayanım, rijitlik ve sönüm özelliklerden daha fazla yararlanmak mümkün olabilecektir. Duvarların betonarme taşıyıcı sisteme entegre edilmesi sonucu taşıyıcı eleman durumuna gelmesi ile yapı sisteminin betonarme-yığma arası bir davranış sergileyeceği, ve buna bağlı olarak sünekliğinin azalabileceği unutulmamalıdır. Şekil 21'de bu tür güçlendirme için DBYBHY (2007) de verilen şematik çizim sunulmuştur. Dolgu duvarlarının LP malzemeler ile güçlendirilmesi konusunda kullanılacak bağıntılar ve uygulama kuralları DBYBHY (2007) 7F.3 paragrafında verilmiştir.



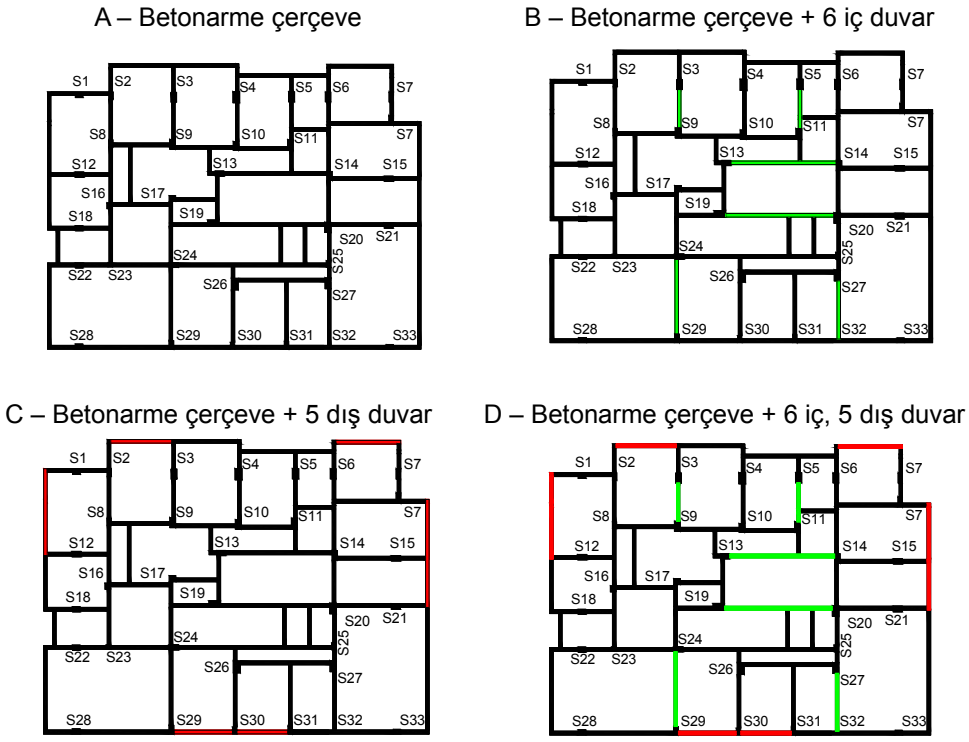
Şekil 21. LP kumaşlar ile dolgu duvar güçlendirilmesine yönelik detaylar (DBYBHY, 2007)

Bu bölümde mevcut bir binanın bazı dolgu duvarlarının LP kumaşlar ile DBYBHY (2007) ilkeleri uyarınca güçlendirilmesi durumunda yapının global deprem performansında sağlanacak iyileştirmeye yönelik gerçekleştirilen çalışmada (Ilki vd., 2007) elde edile sonuçlar kısaca özetlenmiştir. İnceleme konusu binanın görünümü Şekil 22'de verilmiştir.



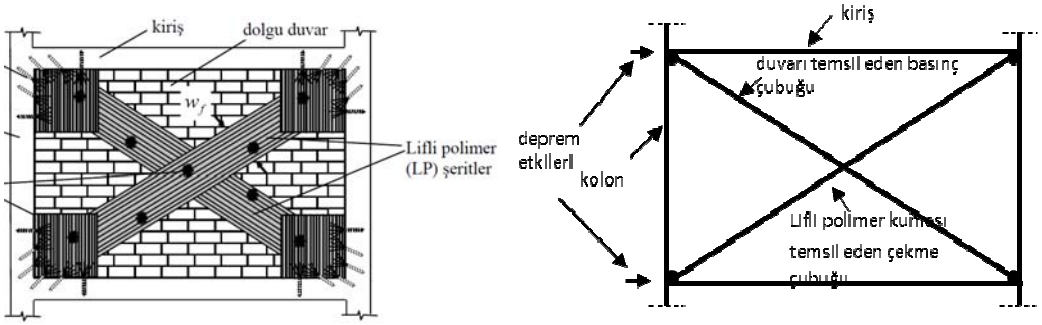
Şekil 22. İncelenen binanın genel görünümü (Ilki vd., 2007)

Binanın planı ve dolgu duvarları için öngörülen alternatif güçlendirme planları Şekil 23'de verilmiştir. 1968 yılında İstanbul Kadıköy'de inşa edilmiş olan bina bodrum, zemin ve dört normal kat olmak üzere toplam altı kattan oluşmaktadır. Binanın taşıyıcı sistemi betonarme çerçeveler ve kirişli plak döşemelerden oluşmaktadır. Bina yerel zemin sınıfı Z1 olan bir zemin üzerinde yer almakta olup, Kadıköy birinci derece deprem bölgesi içinde yer almaktadır.



Şekil 23. İnceleme konusu binanın planı ve öngörülen dolgu duvar güçlendirme planları

Yapısal çözümleme doğrusal elastik olmayan çözümleme yöntemi (itme analizi) ile gerçekleştirilmiştir. Yapısal çözümlemeler dolgu duvarlar dikkate alınmadan, bazı duvarlar dikkate alınarak ve dikkate alınan duvarların güçlendirildiği kabul edilerek gerçekleştirilmiştir. Bir başka ifade ile, A durumu dolgu duvarlarının dikkate alınmadığı (binanın sadece betonarme çerçevelerden ibaret olduğu) durumu, B, C ve D durumları Şekil 23'de B, C ve D çizimlerinde gösterilen duvarların yapısal çözümlemede dikkate alındığı durumları, B+LP, C+LP ve D+LP Şekil 23'de gösterilen duvarların LP kumaşlar ile güçlendirilmiş durumunun dikkate alındığı çözümlemeleri göstermektedir. Dolgu duvarlar mekanik özellikleri DBYBHY (2007) tarafından verilmiş olan yaklaşım kullanılarak belirlenmiştir. Yapısal modelde dolgu duvarı bir basınç çubuğu, LP kumaş ise bir çekme çubuğu olarak temsil eilmiştir (Şekil 24).



Şekil 24. Dolgu duvar ve LP kumaşın modellenmesi (DBYBHY, 2007, Ilki vd., 2007)

Duvar ve LP kumaşın modellenmesinde izlenen ve DBYBHY (2007) tanımlanan yaklaşım aşağıda kısaca özetlenmiştir. Dolgu duvarın ve LP kumaşın basınç ve çekme etkilerine etkili şekilde karşı koyduğu kabul edilen eşdeğer basınç ve çekme çubuğunun genişliği a_{duvar} Denklem 7 ile hesaplanmıştır. Hiç şüphesiz çekme için kullanılmış olan kumaşın genişliği daha az ise hesaplarda o genişlik kullanılacaktır. Duvarı temsil eden basınç çubuğunun kalınlığı güçlendirilmiş dolgu duvarın kalınlığına, LP kumaşı temsil eden çekme çubuğunun kalınlığı her iki yüzdeki toplam LP kumaş kalınlığına eşit alınacaktır.

$$a_{du\,\mathrm{var}} = 0.175(\lambda_{du\,\mathrm{var}} h_k)^{-0.4} r_{du\,\mathrm{var}} \tag{7}$$

Bu ifadede a_{duvar} çubuk genişliği (mm), h_k kolon boyu (mm), r_{duvar} dolgu duvarı köşegen uzunluğudur (mm). λ_{duvar} parametresinin hesaplanması için kullanılan Denklem 8'de E_{duvar} dolgu duvarı, E_c beton elastisite modülleri, t_{duvar} ve h_{duvar} güçlendirilmiş duvarının kalınlığı ve yüksekliği (mm), I_k çerçeve kolonunun atalet momenti (mm^4) ve θ köşegenin yatay ile olan açısıdır.

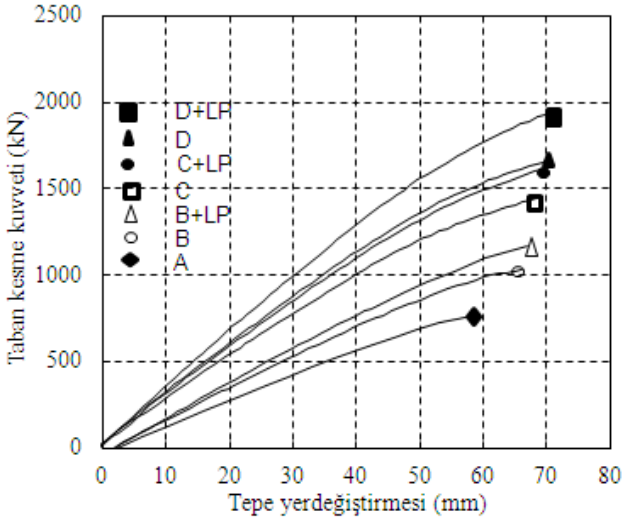
$$\lambda_{du\,\mathrm{var}} = \left[\frac{E_{du\,\mathrm{var}} t_{du\,\mathrm{var}} \sin 2\theta}{4 E_c I_k h_{du\,\mathrm{var}}} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{8}$$

LP kumaşı temsil eden çekme çubuğunun çekme dayanımı T_f Denklem 9 ile hesaplanmıştır. Bu ifadede E_f, w_f ve t_f sırasıyla eşdeğer çekme çubuğunu oluşturan lifli polimer şeritin elastisite modülü, genişliği ve kalınlığıdır. Yukarıda belirtildiği gibi, lifli polimer şerit kalınlığı w_f Denklem 7 ile hesaplanan eşdeğer basınç çubuğu genişliği a_{duvar} değerinden daha büyük alınamaz.

$$T_f = 0.003 E_f w_f t_f \tag{9}$$

Dolgu duvarları ve güçlendirilen dolgu duvarları bu temel kabuller ile modellendikten sonra yukarıda açıklanmış olan (Şekil 23) alternatif güçlendirme durumları ve mevcut durum için itme analizleri yapılmıştır. Elde edilmiş olan bina tepe yerdeğiştirmesi-yatay yük ilişkileri Şekil 25'de verilmiştir. Bu şekilden görülebileceği gibi duvarların hesaplarda dikkate alınması binanın karşı

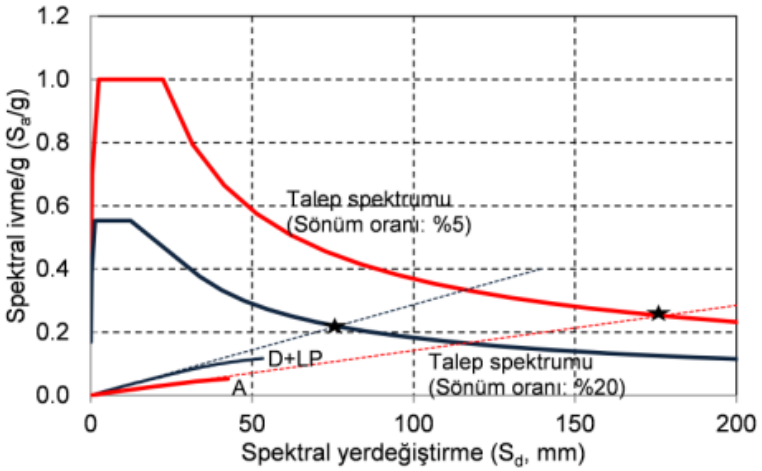
koyabildiği yatay yükleri önemli ölçüde arttırabilmektedir. Ancak duvarların betonarme taşıyıcı sisteme sağlıklı şekilde entegre edilmemesi durumunda, mevcut durum deprem güvenliği incelenirken dolgu duvarların mevcudiyetini hesaba katmak yanıltıcı sonuçlara yol açabilir. Çünkü dolgu duvarları düzlem içi etkiler karşısında gerek dayanım, gerekse rijitlik açısından yapıya önemli katkı sağlayabilmekle birlikte, düzlemlerine dik etkiler karşısında hayli zayıftır.



Şekil 25. Farklı durumlar için elde edilmiş olan yatay kuvvet-tepe yerdeğiştirmesi ilişkileri

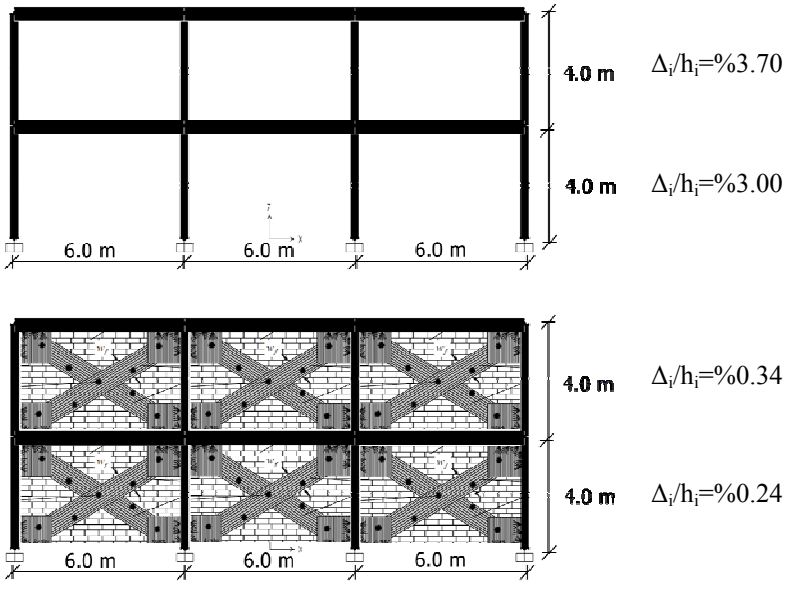
Bu nedenle, yapıya sağlıklı şekilde entegre edilmeyen mevcut duvarlar, deprem sırasında düzlem dışı devrilerek, ya da hasar görerek yapılan kabulleri devre dışı bırakabilir. Bu nedenle Şekil 25'de gösterilmiş olan B, C ve D durumlarına ait itme eğrilerinin sadece güçlendirilmemiş duvarların düzlem dışı etkiler nedeni ile hasar görmediği kabulü ile yapı global davranışına etkisini incelemek üzere verildiği unutulmamalıdır. Gerçekte bu duvarlar güçlendirilip, yapıya entegre edilmezse, düzlem içi mekanik özellikleri ile yapı davranışına yeterli katkı sağlayamadan, düzlem dışı etkiler ile hasar görüp devre dışı kalabilecektir. Buna karşılık dolgu duvarların güçlendirilerek yapıya entegre edilmesi durumunda elde edilen dayanım artışlarının %100'ü aşan oranlara varabildiği görülmektedir.

Dolgu duvarlarının yapıya entegre edilmesi ve LP kumaşlar ile güçlendirilmesi ile gerçekleştirilen müdahale yapının global rijitliğini de önemli ölçüde arttırabilen bir girişimdir. Bu durum yapının deprem talebini de arttıracaktır. Dolayısı ile sadece elde edilen itme eğrilerine bakılarak yapılmış olan güçlendirmenin etkinliğini değerlendirmek doğru olmaz. Bu nedenle, mevcut betonarme çerçeve yapı için ve Şekil 23'de D çiziminde gösterilen duvarların LP kumaşlar ile güçlendirilmesi durumlarına ait spektral ivme-spektral yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 26'da verilmiştir. Bu şekilde de görüldüğü gibi, bazı dolgu duvarları karbon LP kumaşlar ile güçlendirilerek, betonarme çerçevelere entegre edilen binada talep yerdğiştirme önemli oranda azalmıştır. Şekil 26'da sunulan grafikte güçlendirilmiş dolgu duvarlı çerçeve için literatürdeki farklı yayınlarda belirtildiği üzere sönüm oranı %20 olarak dikkate alınmış olmakla birlikte, sönüm oranının %5 alınması durumunda da yerdeğiştirme talebinin önemli ölçüde düşmüş olduğu açıktır. Bir başka önemli noktada da güçlendirilmiş durum için bulunmuş olan yerdeğiştirme talebinin yaklaşık % 0.4 göreli öteleme oranına karşı geliyor olmasıdır. Şekil 20'de gösterildiği gibi İstanbul Teknik Üniversitesi'nde gerçekleştirilen çalışmalarda LP kumaşlar ile güçlendirilen dolgu duvarlı çerçeveler önemli bir dayanım kaybına uğramadan % 0.8 düzeyinde göreli öteleme değerlerine ulaşabilmektedir. Benzer sonuçlar Orta Doğu Teknik Üniversitesi ve Boğaziçi Üniversitesi'nde yapılan deneysel çalışmalar da elde edilmiştir (Ozcebe vd., 2006).



Şekil 26. Mevcut ve güçlendirme sonrası durumlar için spektral ivme-spektral yerdeğiştirme ilişkileri

Mevcut yapıların önemli bir bölümünde yatay öteleme rijitliğinin yeterli olmaması nedeni ile yöntemlikte can güvenliği performans seviyesi için öngörülmüş olan yerdeğiştirme sınırları sağlanmamaktadır. Bu durum özellikle mevcut yaşlı sanayi binalarında narin kolon kesitleri ve büyük kolon yükseklikleri nedeni ile daha da belirgindir. Bu tür yapılarda yerleşimi uygun dolgu duvarlar bulunması durumunda, bu dolgu duvarların LP kumaşlar ile güçlendirilip, sisteme entegre edilmesi durumunda, bu problem pratik şekilde giderilebilir. Bu tür bir müdahale ile yerdeğiştirme şartlarının sağlanabilmesi dışında, duvarların deprem sırasında düzlem dışı hasar görme ve devrilme riskleri de önemli oranda azaltılacağı için bu tür bir hasarın yapı içindeki insan ve ekipmanlara verebileceği zarar engellenmiş olacak, deprem sonrası yapının kullanımına devam edilmesi daha hızlı sağlanabilecektir. Bu duruma bir örnek vermek üzere Şekil 27'de tipik bir çerçevenin duvarlarının LP kumaşlar ile güçlendirilmeden önce ve sonraki görünümleri ile bu iki durumda yapacağı göreli kat ötelemeleri gösterimiştir. Bu şekilde de görülebileceği gibi güçlendirilmiş dolgu duvarları sayesinde çerçevenin yapacağı göreli kat ötelemeleri çok ciddi oranda aşağı çekilmiştir.



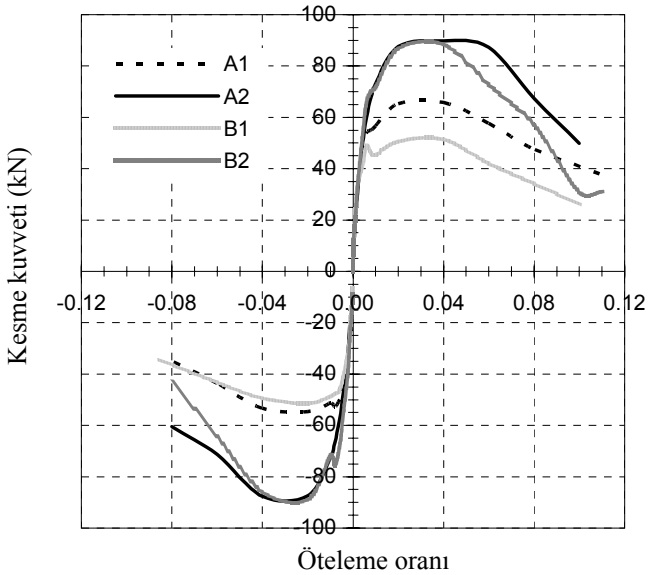
Şekil 27. Güçlendirilen dolgu duvarlar ile göreli kat ötelemelerinin azaltılması

Kolon-kiriş birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesi

Betonarme yapıların güçlendirilmesinde en zorlu noktalardan bir kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesidir. Özellikle kenar ve köşe kolonlar deprem etkileri altında yapıların en zayıf bölgeleri arasındadır (Şekil 28). Son yıllarda bu konuya yönelik çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Ghoborah and Said 2001, Ilki vd., 2008b, Tsonos 2008, Ilki vd., 2011). Bu ve diğer benzeri çalışmalar LP kompozitlerin betonarme yapıların birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde etkin olarak kullanılabileceğini göstermiş olmakla birlikte bu konu henüz ilgili standart ve yönetmeliklerde yer almamıştır. LP kompozitlerin betonarme birleşimlerin güçlendirmesindeki etkinliğine bir örnek olmak üzere, İlki vd. (2008b) tarafından verilmiş olan karşılaştırma Şekil 29'da sunulmuştur. Bu grafikte A2 ve B2 numuneleri karbon LP kumaşlar ile güçlendirilmiş olan birleşimler, A1 ve B1 ise bu numunelere özdeş olup güçlendirilmemiş numunelerdir.



Şekil 28. Düzce (1999) depreminde yıkılan bir binada hasar gören dış birleşim bölgeleri (Ilki vd. (2008b) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır)



Şekil 29. Güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş birleşimlere ait yük-öteleme oranı ilişkileri (Ilki vd. (2006) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır)

LP Kompozitler Kullanılarak Yapılabilecek Diğer Güçlendirme Uygulamaları

Bu çalışmada detaylı olarak üzerinde durulamamış ve LP kompozitler kullanılarak yapılabilecek bazı diğer güçlendirme uygulamalarına bu paragrafta kısaca değinilmiştir.

Ard germeli LP levhalar - LP levhaların ard germe tekniği ile kirişlere dıştan uygulanması 1980'li yıllarda geliştirilmiş olan ve halen üzerinde yoğun olarak çalışılmakta olan bir konudur. Bu yöntem, uygulama zorlukları açısından daha da iyi çözümler bulunduğunda LP malzemelerin daha da etkin olarak kullanılmasını sağlayabilecektir.

Ard germeli LP halatlar – Yığma yapıların duvarlarına düşey yönde basınç uygulamak üzere kullanılan LP halatlar, bu şekilde yığma duvarların kesme dayanımlarını arttırabilmektedir.

Patlama etkilerine karşı LP - Son yıllarda artan terör olaylarına karşı mevcut taşıyıcı elemanların patlama etkilerine karşı güçlendirilmesinde LP malzemelerin sağlayabileceği katkı farklı araştırmacılar tarafından çalışılmaktadır.

Yakın yüzey LP uygulamaları – LP malzemelerin betona yapışması konusunda yaşanan sorunlar ve bunun neticesinde LP malzemeden yeterince etkin şekilde yararlanılamaması sonucunda LP donatılar yakın yüzey uygulamaları ile güçlendirme için kullanılmaya başlanmıştır. Bu uygulamada eleman boyunca devam eden bir çentik açılmakta ve LP donatı ya da levha bu çentik içine gömülüp, epoksi aracılığı ile elemana yapıştırılmaktadır. Yapışma yüzey arttığı için, yakın yüzey uygulamalarda LP donatının beton yüzeyden ayrılması daha büyük yükler altında gerçekleşmektedir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada LP kompozitlerin inşaat sektöründe, özellikle de güçlendirme alanında, kullanımına yönelik genel bilgiler verilmiş, yapılan araştırmalardan bazı önemli sonuçlar aktarılmış, tasarım prensip ve detayları konusunda, bazı örnekler de verilerek, genel bir değerlendirme yapılmıştır. Yukarıdaki detaylı açıklamalardan da anlaşılacağı üzere, LP kompozitlerin inşaat sektöründe kullanımını günden güne artmakta ve daha da artacağı beklenmektedir. Bir süre sonra ülkemizde de inşaat mühendisliği ders programlarına girmesi muhtemel ve uygulama alanında daha da yaygınlaşacak olan LP kompozitler ile ilgili tasarım ve uygulama esaslarının inşaat mühendisliği camiasında tanınması ve bilinmesi, farklı durumlar karşısında en uygun çözümün bulunmasına yardımcı olacaktır. Yukarıda özetlenen tüm avantajlarına rağmen, LP kompozitlerin her durumda en doğru çözüm olmayabileceği ya da bazı durumlarda en ekonomik çözüm olmayabileceği unutulmamalıdır.

TEŞEKKÜR

Metin içinde fotoğrafları kullanılan Art-Yol Mühendislik Firmasına ve Y.Doç.Dr. İdris Bedirhanoğlu'na ve İstanbul Teknik Üniversitesi'nde LP kompozitlerin güçlendirilmesi konusundaki çalışmalara destek olmuş olan TÜBİTAK, NATO, İTÜ Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi, BASF-Türkiye, Art-Yol Mühendislik, İston, Betonsa, Lafarge Firmalarına ve İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı ve Yapı Malzemesi Laboratuvarları yönetim, çalışan ve öğrencilerine teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

ACI-440 (2008) Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening, American Concrete Institute, Detroit

An W, Saadatmanesh H and Ehsani MR (1991) "RC beams strengthened with FRP plates-2. analysis and parametric study," *Journal of Structural Engineering*, 117(11):3434-3455.

Bank LC (2006) Composites for Construction Structural Design with FRP Materials, John Wiley and Sons, Inc., Hoboken, New Jersey

Bakis CE, Bank LC, Brown VL, Cosenza E, Davalos JF, Lesko JJ, Machida A, Rizkalla and Triantafillou TC (2002) "Fiber-reinforced polymer composites for construction-state-of-the-art review," *Journal of Composites for Construction*, 6(2):73-87

Binici B, Ozcebe G and Ozcelik R (2007) "Analysis and design of FRP composites for seismic retrofit of infill walls in reinforced concrete frames", *Composites Part B-Engineering*, 38(5-6), 575-583

Braimah A, Green MF and Campbell TI (2006) "Fatigue behavior of concrete beams post-tensioned with unbonded carbon fibre reinforced polymer tendons," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(9):1140-1155

Campione G (2006) "Influence of FRP wrapping techniques on the compressive behavior of concrete prisms," *Cement and Concrete Composites*, 28(5):497-505

Chen GM, Teng JG, Chen JF and Rosenboom OA (2010) "Interaction between steel stirrups and shear-strengthening FRP strips in RC beams," *Journal of Composites for Construction*, 14(5):498-509

Choi DU, Kang THK, Ha SS, Kim KH and Kim W (2010) "Flexural and bond behavior of concrete beams strengthened with hybrid carbon-glass fiber-reinforced polymer sheets," *ACI Structural Journal*, 108(1):90-98

Colotti V and Swamy RN (2011) "Unified analytical approach for determining shear capacity of RC beams strengthened with FRP," *Engineering Structures*, 33(3):827-842

Cui YH, Cheung MMS, Noruziaan B, Lee S and Tao J (2008) "Development of ductile composite reinforcement bars for concrete structures," *Materials and Structures*, 41(9):1509-1518

CSA-S806-02 (2002) Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association

DBYBHY-07 (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara, Türkiye

El-Sayed AK and Soudki K (2011) "Evaluation of shear design equations of concrete beams with FRP reinforcement," *Journal of Composites for Construction*, 15(1):9-20

Erol G, Demir C, Ilki A, Yuksel E and Karadogan F (2006) "Effective Strengthening RC Frames with and without Lap Splice Problems*", 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, USA

Fardis MN and Khalili HH (1982) "FRP-encased concrete as a structural material," *ACI Structural Journal*, 34(121):191-202

Ghobarah A and Said (2001) "Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates," *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1):113-129

Goksu C, Polat A and Ilki A (2011) "Flexural seismic retrofit of old type low strength RC members by FRP reinforcement," submitted to *Journal of Composites for Construction*.

Ilki A and Kumbasar N (2001) "Cyclic Behavior of Concrete Members Rehabilitated and Strengthened by Using Carbon Fiber Sheets", *Second International Conference on Engineering Materials*, San Jose, U.S.A.

Ilki A and Kumbasar (2002a) "Behavior of damaged and undamaged concrete strengthened by carbon fiber composite sheets," *Structural Engineering and Mechanics*, 13(1):75-90

Ilki ve Kumbasar (2002b) "Karbon lif takviyeli polimer kompozit malzeme ile hasarlı betonarme elemanların onarım ve güçlendirmesi," *İMO Teknik Dergi*, 13(1):2597-2626

Ilki A and Kumbasar N (2003) "Compressive behaviour of carbon fiber composite jacketed concrete with circular and non-circular cross-sections," *Journal of Earthquake Engineering*, 7(3):381-406

Ilki A, Kumbasar N and Koc V (2004) "Low strength members externally confined with FRP sheets," *Structural Engineering and Mechanics*, 18(2):167-194

Ilki A, Darilmaz K, Demir C, Bedirhanoglu I and Kumbasar N (2005) "Non-linear Seismic Analysis of a Reinforced Concrete Building with FRP Jacketed Columns", *fib Symposium, Keep Concrete Attractive*, Budapest, Hungary

Ilki A, Bedirhanoglu I, Basegmez I, Demir C and Kumbasar N (2006) "Shear Retrofit of Low Strength Reinforced Concrete Short Columns with GFRP Composites", *Proc. of the Third Int. Conf. on Comp.in Civ. Eng.*, *CICE 2006*, Florida, USA

Ilki A, Goksu C, Demir C and Kumbasar N (2007) "Seismic Analysis of a RC Frame Building with FRP Retrofitted Infill Walls", *FraMCos-6*, Catania, Italy

Ilki A, Peker O, Karamuk E, Demir C and Kumbasar N (2008a) "FRP retrofit of low and medium strength circular and rectangular reinforced concrete columns," *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(2):169-188

Ilki A, Bedirhanoglu I and Kumbasar N (2008b) "Seismic Retrofit of Beam-Column Joints with FRP Sheets", *5th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Winnipeg, Canada

Ilki A, Bedirhanoglu I and Kumbasar N (2011) "Behavior of FRP-Retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete," *Journal of Composites for Construction*, 15(3)

ISIS (2004), Educational Module, A Canadian Network of Centres of Excellence.

Karadoğan F ve İlki A (1998) "27 Haziran 1998 Adana-Ceyhan depreminin ardından yapısal hasarın değerlendirilmesi*," TMMOB, Mühendislik Haberleri*, (Makale), 43(395):19-27

Kim SJ and Smith ST (2010) "Pullout strength models for FRP anchors in uncracked concrete," *Journal of Composites for Construction*, 14(4):406-414

Lam L, Teng JG, Cheung CH and Xiao Y (2006) "FRP confined concrete under axial cyclic compression," *Cement and Concrete Composites*, 28(10):949-958

Lees JM (2008) "Prestressed FRP/Concrete Systems-Local Material and Global System Challenges", *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, Zurich, Switzerland

Lima JL and Barros JA (2011) "Reliability analysis of shear strengthening externally bonded FRP models," *Proc. of Inst. of Civ. Eng.-Structures and Buildings*, 164(1):43-56

Meier U (1992) "Carbon fiber reinforced polymers: modern materials in bridge engineering," *Structural Engineering International*, 2(1):7-12

Meier U (2000) "Composite materials in bridge repair," *Applied Composite Materials*, 7:75-94

Meier U (2009) "Carbon Fiber Reinforced Polymer Cables: Why? Why not? What if", *The 11th Arab Structural Engineering Conference*, Dhahran, Saudi Arabia, 25-27 October, CD-ROM

Mirmiran A, Bank LC, Neale K, Mottram JT, Ueda T and Davalos JF (2003) "World survey of civil engineering programs on fiber reinforced polymer composites for construction*," Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice*, 129(3):155-160

Mofidi A and Chaallal O (2011) "Shear strengthening of RC beams with EB FRP: Influencing factors and conceptual debonding model," *Journal of Composites for Construction*, 15(1):62-74

Mohamed HM and Masmoudi R (2010a) "Flexural strength and behavior of steel and FRP-reinforced concrete-filled FRP tube beams," *Engineering Structures*, 32(11):3789-3800

Mohamed HM and Masmoudi R (2010b) "Axial load capacity of concrete-filled FRP tube columns: Experimental versus theoretical predictions," *Journal of Composites for Construction*, 14(2):231-243

Morcous G, Cho Y, El-Safty A and Chen GM (2010) "Structural behavior of FRP sandwich panels for bridge decks," *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14(6):879-888

Möll H (1954) Spannbeton, Berliner Union, Stuttgart

Ozbakkaloglu T and Oehlers (2008) "Manufacture and testing of a novel FRP tube confinement system," *Engineering Structures*, 30(9):2448-2459

Ozbakkaloglu T and Saatcioglu M (2009) "Tensile behavior of FRP anchors in concrete," *Journal of Composites for Construction*, 13(2):82-92

Ozcebe G, Binici B, Ersoy U, Tankut T, Ozden S, Karadogan F, Yuksel E and Ilki A (2006) Analysis of Infilled Reinforced Concrete Frames Strengthened with FRPs, *fib Bulletin 35*, Stuttgart

Ozdemir G ve Akyuz U (2006) "Tensile Capacities of CFRP Anchors", *in Proc. Workshop on Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, eds. Wasti ST and Ozcebe G*, Istanbul, Turkey, 471-487

Ozden S and Akpinar E. (2007) "Effect of Confining FRP Overlays on Bond Strength Enhancement," *Construction and Building Materials*, 21(7), 1377-1389

Ozsayin B, Yilmaz E, Ispir M, Ozkaynak H, Yuksel E ve Ilki A (2011) "Characteristics of CFRP retrofitted hollow brick walls of reinforced concrete frames," *Construction and Building Materials*, (accepted in 2011)

Pellegrino C and Modena C (2010) "Analytical model for FRP confinement of concrete columns with and without internal steel reinforcement," *Journal of Composites for Construction*, 14(6):693-705

Raasch JE (1998) "All-composite construction system provides flexible low-cost shelter," *Composite Technology*, 4(3):56-58

Ritchie PA, Thomas DA, Lu LW and Connelly GM (1991) "External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced-plastics," *ACI Structural Journal*, 88(4):490-500

Sezen H and Miller EZ (2011) "Experimental evaluation of axial behavior of strengthened circular reinforced-concrete columns," Journal of Bridge Engineering, 16(2): 238-247

Smith ST (2009) "FRP Anchors: Recent Advances in Research and Understanding", *Proc. APFIS 2009*, Seoul, Korea, 9-11 December, 35-44

Teng JG and Lam L (2004) "Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, 130(11):1713-1723

Teng JG, Chen GM, Chen JF, Rosenboom OA and Lam L (2009) "Behavior of RC beams shear strengthened with bonded or unbonded FRP wraps," *Journal of Composites for Construction*, 13(5):394-404

TS-500 (2000) Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TSE, Türk Standartları Enstitüsü

Triantafillou TC and Plevris N (1992) "Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials," *Materials and Structures*, 15(148):201-211

Tsonos AG (2008) "Effectiveness of CFRP-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages," *Engineering Structures*, 30:777-793

Wei H, Wu ZM, Guo X and Yi FM (2009) "Experimental study on partially deteriorated strength concrete columns confined with CFRP," *Engineering Structures*, 31(10):2495-2505

Wu YF and Zhou YW (2010) "Unified strength model based on Hoek-Brown failure criterion for circular and square concrete columns confined by FRP," *Journal of Composites for Construction*, 14(2):175-184

Youakim SA and Karbhari VM (2007) "An approach to determine long-term behavior of concrete members prestressed with FRP tendons," *Construction and Building Materials*, 21(5):1052-1060

Yüksel E, İlki A, Koyama S ve Karadoğan F (1995) "Küçük Titreşim Ölçümleri ve Yapıların Olası Deprem Davranışları", *3. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 326-335

Yüksel E, İlki A ve Karadoğan F (1997) "Özel Bir Bölme Duvarının Çerçeve Davranışına Etkisi ve Güçlendirme", *Tübitak, İkinci Deprem Sempozyumu*, Ankara, Türkiye, 29-33

Yuksel E, Ilki A and Karadogan F (1998) "Strengthening of Reinforced Brittle Masonary", *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, on CD-ROM

Yuksel E, Ilki A, Erol G, Demir C and Karadogan F (2006) Seismic Retrofit of Infilled Reinforced Concrete Frames with CFRP Composites, *in S.T. Wasti and G. Ozecebe (eds) Advances in Earthqıake Engineering for Urban Risk Reduction, Nato Workshop on Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*, Istanbul.

Zhang BR and Benmokrane B (2004) "Design and evaluation of a new bond-type anchorage system for fiber reinforced polymer tendons," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(1):14-26

Zou B, Chen A, Davalos JF and Salim HA (2011) "Evaluation of effective flange width by shear lag model for orthotropic FRP bridge decks," Composite Structures, 93(2):474-482

KRDAE'DE GERÇEKLEŞTİRİLEN SARSMA MASASI TESTLERİ VE ENDÜSTRİNİN İHTİYAÇLARI

SHAKE TABLE TESTS AT KOERI AND NEEDS OF THE INDUSTRY

Ayşe EDİNÇLİLER[1] ve Erdal ŞAFAK[2]

ÖZET

Sarsma Masası testleri, cihazların, yapı elemanlarının, ve ölçekli modellerin sismik performansının belirlenmesine olanak veren en önemli araçlardan bir tanesidir. Sarsma masası testleri, sismik araştırmalarda ve sismik yeterlilik testlerinde kullanılmaktadır. Sarsma masası ile gerçekleştirilen deneysel sismik yeterlilik testleri için gerekli altyapı genellikle yüksek maliyetli olmakta ve gerekli deneysel olanaklar birçok yerde bulunmamaktadır. Sarsma masası test olanaklarının mevcut olması durumunda bile, sarsma masasının boyutları ve yükleme kapasitesi, büyük yapıların testini sınırlayabilmektedir. Sarsma masası testlerini gerçekleştirmek için gerekli altyapıya sahip sarsma masası laboratuarı (SML), Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE)'nde bulunmaktadır. Laboratuarda sismik araştırmalar ve sismik yeterlilik testleri gerçekleştirilmektedir. Bu makale, endüstrinin sarsma masası testlerine olan ihtiyacına odaklanmaktadır. İlave olarak, KRDAE'de gerçekleştirilen sismik yeterlilik testlerinden örnekler verilmektedir.
Anahtar Kelimeler: Sarsma masası, sismik yeterlilik testleri, deprem simülasyonu

ABSTRACT

Shake table test is one of the best tool for investigating the seismic performance of equipments, structural components and scale models. It can be used for seismic researches and seismic qualification tests. The experimental seismic qualification by the shake table test is generally exorbitant and such facility may not be available at many places. Even if such facility is available the size and load capacity of the table may restrict testing of large structures. The necessary infrastructure for conducting the shake table tests are available at the Shake Table Laboratory (STL) of the Earthquake Engineering Department of Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute (KOERI) of Boğaziçi University in Istanbul, Turkey. Seismic researches and seismic qualification tests have been performed at STL-KOERI. This paper focuses on the need for shake table tests. Also some of experimental examples of the seismic qualification tests performed at the STL-KOERI will be presented.
Keywords: Shake table, seismic qualification tests, earthquake simulation

GİRİŞ

Sarsma masası testleri, yapıların, yapı bileşenlerinin ve ekipmanların sismik performansını belirleyen en önemli araçlardan bir tanesidir. Yapısal ve yapısal olmayan elemanlar ve kompleks sistemlerin sismik performansını incelemek; analitik modelleri geçerli kılmak için veri toplamak; ve dizayn kavramlarını geçerli kılmak için sarsma masası testlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Sarsma masası testlerinin diğer test yöntemlerine göre avantajları; dinamik etkilerin daha gerçekçi değerlendirilmesi ve deprem yer hareketlerinin etkilerinin daha iyi ve direk olarak simüle edilmesidir. Sarsma masası testlerinin gerçekleştirilmesinde; testlerin maliyetli olması, sarsma

[1] Doç.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, aedinc@boun.edu.tr
[2] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, erdal.safak@boun.edu.tr

masası laboratuarlarının kurulmasının önemli altyapı gerektirmesi ve sayılarının az olması nedeniyle ulaşılma zorluğu, alet kapasitesi, ölçümlerin doğruluğu, test sırasında bazı durumların ters gitmesi durumunda sorunu düzeltmek için zaman problemi olması gibi kısıtlamalar olabilmektedir. Yapıların bir kısmının (örn. altyapılar) test edilebilmesi, ölçekli nunumelerin oluşturulması, yeterli sayıda ölçüm aleti yerleştirilebilmesi, masanın taban alanının genişletilebilmesi gibi özellikler sarsma masası testlerinde mümkün olabilmektedir (Stavridis vd., 2010).

Sarsma masası testleri, sismik araştırmalarda ve sismik performans testlerinde kullanılmaktadır. Büyük boy yapıların test edilmesine olanak veren boyut ve yükleme kapasitesine sahip olan sarsma masası, ülkemizde ve dünyada (örn. Deprem Mühendisliği Simulasyon Ağı (Network for Earthquake Engineering Simulation-NEES): University of California Berkeley; Cornell University; University of Illinois, University of Minnesota, Lehigh University) sayılı kurumlarda bulunmaktadır. Ülkemizde tek olan büyük boy sarsma masası, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE), Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda bulunmaktadır. KRDAE Sarsma Masası Laboratuarı'nda (KRDAE-SML) araştırma ve endüstriyel uygulamalarda kullanılmak üzere farklı boyut ve özellikte üç adet sarsma masası bulunmaktadır. Tek eksenli sarsma masası, 3mx3m boyutlarında olup, servo hidrolik bir itici tarafından kontrol edilmektedir. 10 ton ağırlığındaki test numuneleri masa üzerinde 0-50Hz frekans aralığında test edilebilmektedir. Diğer ikisi ise; 0.7mx0.7m ölçülerinde ikisi yatay biri düşey olmak üzere birbirinden bağımsız üç boyutlu hareket etme özelliğine sahip, 100 kg ağırlığındaki test numunelerini 0-40Hz frekans aralığında test edebilen üç eksenli sarsma masası ve genellikle sensör kalibrasyonu ve ekipman performans testlerinde kullanılan küçük ölçekli sarsma masasıdır.

KRDAE'de mevcut sarsma masası laboratuarı'nda; gerçek boyutta ve ölçekli yapı sistemleri, dış cephe kaplama elemanları, taban yalıtımı, müze eserleri, değişik ölçülerdeki mekanik ekipmanlar (örn: doğalgaz basınç regülatörü, busbar), vb. testler endüstrinin ihtiyaçlarını karşılamaya yönelik olarak, sözleşme şartlarına ve yürürlükteki şartnamalerde belirtilen performans standartlarına göre gerçekleştirilmektedir. KRDAE-SML'de bulunan küçük ölçekli sarsma masasında genellikle sismik tahrikli otomatik gaz kesme sistemleri için deprem testleri yapılmaktadır. Aynı zamanda, eski eserlerin korunmasına yönelik deprem testleri, sintine separatörünün IMO Resolution MEPC 107 (49) (Temmuz 2003)'de belirtildiği şekilde titreşim testleri ve birçok araştırma projesi gerçekleştirilmektedir.

Bu makalede, endüstrinin sarsma masası testlerine olan gereksinimine odaklanmaktadır. İlave olarak KRDAE-SML'de gerçekleştirilen sismik yeterlilik testlerinden örnek uygulamalar verilmektedir.

ENDÜSTRİNİN SARSMA MASASI TESTLERİ İHTİYACI

Başlangıçta yapıların modellenmesi için tasarlanan sarsma masaları, daha sonra geoteknik, elektrik, makina mühendisliği gibi dallarda da sismik davranışların modellenmesi amacıyla kullanılmaya başlanmış ve çok sayıda çalışma gerçekleştirilmiştir. Sarsma masası testlerinin başarılı olması ve elde edilen sonuçların güvenirliliği çok önemlidir. Bu nedenle sarsma masası testlerinin gerçekleştirilmesindeki her aşama ayrı bir önem taşımaktadır. Stavridis vd. (2010) tarafından verilen sarsma masası testleri akış şeması Tablo 1'de verilmektedir.

Yurt dışında deprem performans yeterliliği ile ilgili sarsma masası deneylerini yapabilecek ehliyet ve donanıma sahip yetkin ve lisanslı şirketler bulunmaktadır. Lisanslamalar deprem performans yeterliliğinde kullanılacak şartnameye bağlı olarak ulusal ve uluslararası standartların kullanımı ile yetkilendirilmiş kurum ve otoriteler tarafından yapılmaktadır (TÜV, ISO, UL, Standartlar Enstitüsü ve Ulusal Nükleer Enerji Kurumları gibi). Bu şirketlerin sismik yeterlilik uygulamaları ile ilgili onaylanmış kalite temini ve kalite kontrolü programları bulunmaktadır. Ülkemizde bu tip uygulamalar herhangi bir lisanslanma olmadan kısıtlı bir şekilde başta Boğaziçi Üniversitesi – KRDAE-SML olmak üzere sayılı Üniversiteler tarafından yapılmaktadır.

Tablo 1. Sarsma Masası Testi Akış Şeması (Stavridis vd., 2010)

Aşama 1 • Araştırma için ihtiyacın belirlenmesi	Test edilecek yapısal sistemin, kavramların vb.tanımlanması	Prototip yapının dizaynı	
Aşama 2 • Olanak/maliyet sınırlamaları • Benzeşim kuralı (Similitude law)	Test yapısının dizaynı	Enstrümantasyon planının dizaynı	Test programının belirlenmesi
Aşama 3 • Veri işleme	Test datasının analizi	Analitik modellerin geçerli kılınması	Kavram ve sistemin değerlendirilmesi

Yapı ve yapı elemanlarına yönelik uluslararası deprem şartnamelerinde (örn. IBC ve ASCE 7-02) önemli ve kritik yapıların (örn. petrokimya tesisleri, nükleer santral, sıvılaştırılmış doğal gaz depolama tesisleri gibi) deprem anında çalışabilmeleri veya emniyetli bir şekilde durdurulabilmeleri için gerekli donanımın dinamik itici deneyleri ile ve/veya bir sarsma masası üzerinde test edilmesi şart koşulmaktadır. Bu test işlemi, teknik olarak "sismik yeterlilik" (seismic qualification) olarak adlandırılmaktadır.

Bina dış cephelerinde kullanılan giydirme sistemlerinde cam, mermer ve granit gibi paneller yapı üzerine monte edilmektedir. Deprem sırasında panel düşmesi ve diğer benzer hasarların önlenmesi amacı ile dinamik deneylerin yapılması ve deprem performanslarının belirlenmesi gerekmektedir. Bu deneyler, Amerika Mimari Üreticiler Birliği (American Architectural Manufacturers Association) tarafından hazırlanmış AAMA 501.6-01 – Recommended dynamic test method for determining the seismic drift causing glass fallout from a wall system- Standartı'na göre gerçekleştirilmektedir. Ayrıca, AAMA tarafından yayınlanan "AAMA 501.4-00- *Recommended Static Test Method for Evaluating Curtain Wall and Storefront Systems Subjected to Seismic and Wind Induced Interstory Drifts"* Standartı, statik sismik performans testlerinde kullanılmaktadır.

Sismik bölgelerde yüksek katlı binalara olan ihtiyacın artması, binaların deprem sırasındaki sismik performansının belirlenmesine olan ihtiyacı da arttırmaktadır. "İstanbul Yüksek Binalar için Sismik ve Rüzgar Yönetmeliği (YBDY, 2008) adı altında hazırlanan taslak yönetmelik önerisi, yüksek yapıların sismik performansını değerlendirmek için sarsma masası testlerinin kullanılmasını önermektedir. Yönetmeliğin 5.4.1 Maddesi'nde "yapı taşıyıcı sistemine asılmış kat yüksekliğindeki cam veya ince duvar panel dış cephe elemanlarının iki kat arasındaki göreceli yerdeğiştirmeyi kırılmadan ve düşmeden alabileceğini göstermek için tam boyutlu panel numunelerine statik ve dinamik deneyler uygulanacaktır" önerisi yer almaktadır. Yönetmeliğe göre, sarsma masası testleri AAMA 501.4-00 ve AAMA 501.6-01 Standartları'nda belirtilen koşullara paralel olarak gerçekleştirilecektir. Ayrıca, deprem sırasında yapıların performansını değerlendirmek için sarsma masası testinin rolünün artarak önem kazanacağı belirtilmektedir.

Fabrika, enerji üretim tesisleri ve diğer önemli yapılarda kullanılan Elektrik/Elektronik kabinler için uluslararası düzeyde sismik performans deneylerinin yapılması gerekmektedir. Bu hususta ki şartnameler (IEC (International Electrotechnical Commission) 68-2-57 - Environmental Testing Part - Test Methods - Test Ff: Vibration-Time history method; IEEE 344 - Recommended practices for seismic qualification of Class 1E Equipment, vb.) Uluslararası Elektroteknik Komisyonu ve Elektrik ve Elektronik Mühendisleri Enstitüsü tarafından belirlenmiştir.

Yapı ve yapı elemanlarının depreme karşı korunmasında en önemli teknolojilerden bir tanesi "Deprem Yalıtımı" olarak adlandırdığımız ve bina temeline (veya köprülerde tabliyenin altına) esnek mesnetler (yalıtım birimi) yerleştirilmesini içermektedir. Bu yalıtım birimleri vasıtası ile yapı üzerine etkiyecek deprem kuvvetlerinin büyük ölçüde azaltılması mümkün olmaktadır. Yalıtım birimlerin tabi tutulması gerekli deneyler şartnamelerde (prEN 15129 European Standard for Antiseismic Devices; AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design; ISO 22762-1:2005 Elastomeric seismic-protection isolators; Deprem İzolasyon Derneği – Binalar için Deprem Yalıtımı Yönetmeliği vb.) belirlenmiştir (Erdik, 2007).

Otomatik doğal gaz kesme cihazları, deprem sırasındaki sismik hareketi algılayarak binaların gaz tesisat girişlerinde bulunan selenoid gaz vanalarını uyararak gazı kesen donanımlardır. Benzer cihazlarla deprem sırasında erken uyarı verilmesi ve diğer önlemlerinde servo mekanizmalar

vasıtası ile alınması mümkündür. Bu tip cihazların deprem deneyleri ile performansının belirlenmesi gerekmektedir. Ülkemizde bu deneyler için TSE 12884 (2002) Standartı kullanılmaktadır

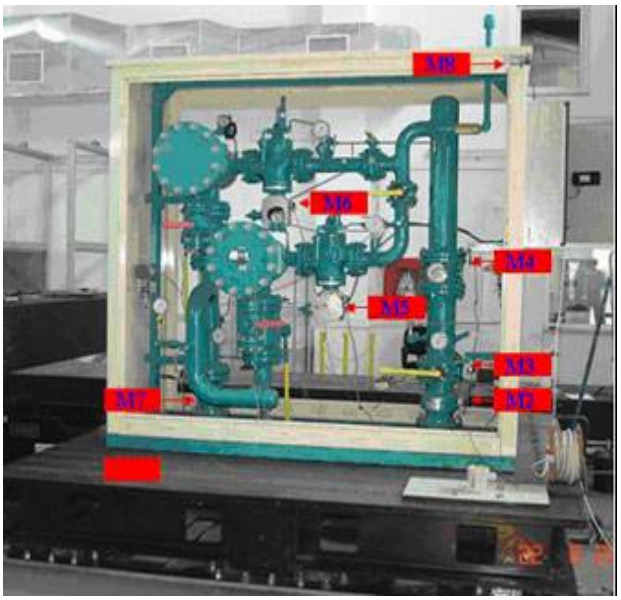
Muhtemel bir depreminin büyüklüğü ve yaratacağı hasarlara ilişkin çeşitli senaryolar üretilmiş olup, bu senaryolarda genellikle üst yapılar üzerinde durulmuştur. Altyapı tesislerinin deprem davranışı ve olası hasarlara yönelik çalışmalar eldeki veriler ışığında yapılan genel değerlendirmeler ile sınırlı kalmıştır (İGDAŞ-KRDAE, 2007). Şehirlerdeki doğalgaz dağıtım şebekeleri depreme karşı en riskli altyapı tesislerinden birini oluşturmaktadır. Gaz şebekelerindeki deprem hasarları sadece yapısal hasarlar, boru kırılmaları, gaz kesintileri gibi doğrudan hasarlarla sınırlı değildir. Geçmiş depremlerden de görüldüğü gibi gaz sızıntılarından çıkan yangınların sebep olduğu dolaylı hasarlar çok daha büyük olabilmektedir. Bu nedenle, boru şebekelerinin depreme karşı güvenilirliğinin sağlanmasının yanı sıra, olası bir depremde hasar görebilecek yerlerin önceden belirlenerek gerekli önlemlerin alınması, şebekenin deprem hareketinin gerçek zamanlı olarak izlenmesi, deprem sonrası şebekede hasar gören noktaların birkaç dakika içinde belirlenip acil müdahele ekiplerinin öncelikle bu noktalara yönlendirilmesi gibi işler de çok büyük önem taşımaktadır (İGDAŞ-KRDAE, 2008). Bu nedenle, deprem sırasında ve sonrasında oluşabilecek hasarların ve gerekli önlemlerin belirlenebilmesi için sarsma masası testlerine ihtiyaç duyulmaktadır.

KRDAE-SML'DE GERÇEKLEŞTİRİLEN SARSMA MASASI TESTLERİ

Bu bölümde, KRDAE-SML'de bulunan tek eksenli büyük boy ve küçük ölçek sarsma masalarında endüstrinin ihtayaçlarını karşılamak için gerçekleştirilen sismik performans testlerinden örnekler verilmektedir.

İGDAŞ Doğalgaz Bölge Regülatörü'nün Sismik Performans Testleri

Kuvvetli yer hareketleri altında bölge regülatörünün sismik performansının belirlenmesi, deprem hasarlarının tespit edilmesi ve oluşabilecek hasarların azaltılabilmesi için önerilerde bulunabilmek amacıyla basıncı düşürmek için kullanılan İGDAŞ bölge regülatörü ile bir seri sarsma masası testi gerçekleştirilmiştir (İGDAŞ-KRDAE, 2008; Edinçliler vd., 2009). Deneylerde kullanılan bölge regülatörü Şekil 1'de verilmektedir. Bölge Regülatörü, 2.5mx2.0mx1.0m (uzunluk x yükseklik x derinlik) boyutlarında ve 2 ton ağırlığındadır. Bölge Regülatörü, üstten sarsma masası üzerine tespitli bir kabine, alttan ise doğrudan sarsma masası üzerine monte edilmiştir. Bölge Regülatörü kabin içinde bulunmaktadır. 2 mm'lik çelik sactan yapılmış olan kabin, koruma amaçlı olarak bulunmaktadır. Kabinle bağlantılı olarak Bölge Regülatörünün üzerinde 1.80 m. yüksekliğinde kontrol paneli bulunmaktadır. Uygulamada Bölge Regülatörünün tabanında zeminin içine gömülü giriş ve çıkış boruları mevcuttur. Test edilen Bölge Regülatörü 1/1 ölçeğinde gerçek boyutlardadır. 8 adet ivme ölçer regülatörün üzerine yerleştirilmiştir (Şekil 1). Özellikle regülatörün üst noktasında (M6) ve panelin üzerine (M8) yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan ivme değerleri önemlidir. Regülatörün doğalgaz giriş borusundan 20 bar basınç uygulanmıştır. Dört farklı gerçek deprem kaydı (İzmit Depremi (a_{max}= 2.793 m/sn²); Sakarya Depremi (a_{max}= 2.918 m/sn²); YPT Depremi (a_{max}= 1.920 m/sn²), ve Tabas Depremi (a_{max}= 12.125 m/sn²)) uygulanarak testler gerçekleştirilmiştir. Testler sırasında kontrol paneli içerisinde bulunan akü yerinden çıkmış ve bazı kablolarda ezilmeler gözlemlenmiştir. Test sonuçlarına göre aynı hasarların gerçekleşmemesi için önlemler belirlenmiştir.



Şekil 1. Bölge regülatörü sarsma masası test düzeneği

Busbar Enerji Dağıtım Sistemlerinin Sismik Performans Testleri

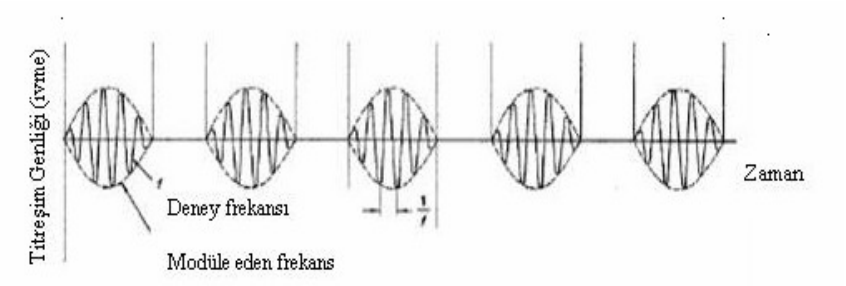
Elektrik Firması tarafından üretilen Busbar Enerji Dağıtım Sistemlerinin sismik performansını belirlemek için bir seri sarsma masası testi gerçekleştirilmiştir (Şafak vd., 2009). Şekil 2'de görüldüğü gibi tek eksenli sarsma masasının üzerine üç boyutlu çerçeve yerleştirilmiştir. Test numunelerinin tümü çerçevenin üzerine monte edilmiştir. Deprem sırasındaki tepkileri ölçebilmek için 13 adet ivme ölçer ve üç adet LVDT kullanılmıştır. Sismik performans testleri, AAMA 501.6-01 Standartı, Sismik Yeterlilik Sertifikası (Certificate of Seismic Compliance) ve Türk standartı TS EN 60068-3-3'de verilen "Sine beat" testleri olarak gerçekleştirilmiştir.



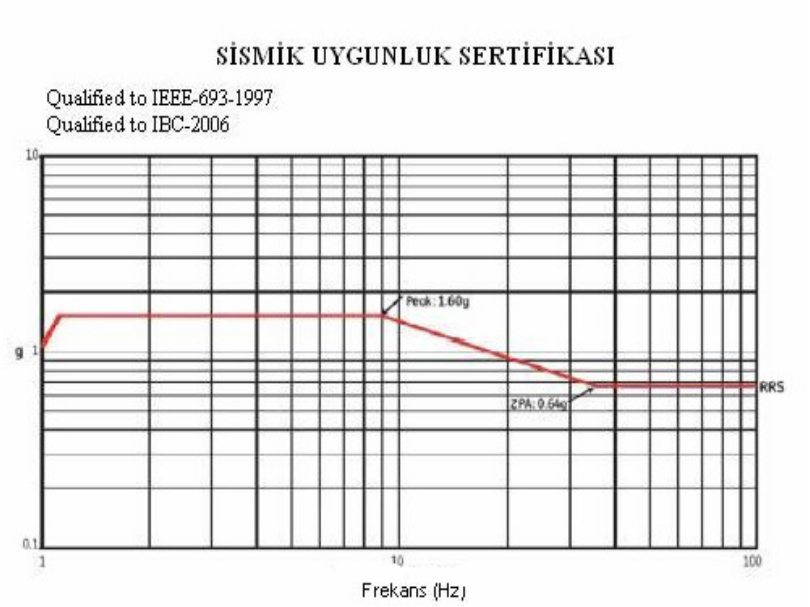
Şekil 2. Busbar enerji dağıtım sistemlerinin sarsma masası test düzeneği

Türk Standartı TS EN 60068-3-3'de verilen önerilere bağlı kalarak testlerde kullanılan "sine-beat" ivme girdileri Şekil 3'de verilmektedir. "Sismik Yeterlilik" şartı ise Şekil 4'de verilen davranış spektrumu ile tanımlanmıştır. Başlangıçta, iki numunenin test çerçevesine bağlantı noktasında

küçük hasarlar gözlemlenmiştir. Bağlantıların tekrar gözden geçirilmesinden ve gerekli düzeltmelerin yapılmasından sonraki testlerde herhangi bir hasar gerçekleşmemiştir.



Şekil 3. Beş çevrimli beş sinüs vurulu dizi (TS EN 60068-3-3)

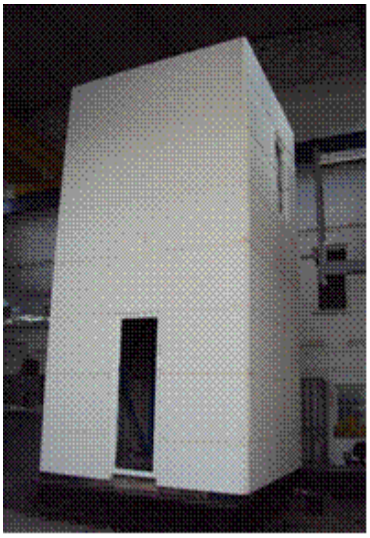


Şekil 4. "Sismik uygunluk.sertifikası"nda tanımlanan veri girdisi

BETOFIBER Dış Cephe Kaplama Panelinin Sismik Performansı

Cam Elyaf katkılı betondan imal edilen ve dış cephe mimari elemanları olarak kullanılan BETOFIBER dış cephe panel sistemi'nin sismik performansını belirlemek amacıyla bir seri sarsma masası testi gerçekleştirilmiştir (Edinçliler vd., 2011). İki katlı bina modeli olarak tasarlanan test numunesinin boyutları 3060mmx2810mm ve toplam yüksekliği 5730mm'dir (Şekil 5). Üç boyutlu test numunesi, AAMA 501.6-01 Standartı'na göre ve farklı deprem kayıtları ile sarsma masası testlerine tabi tutularak sistemin sismik performansının belirlenmesi hedeflenmiştir.

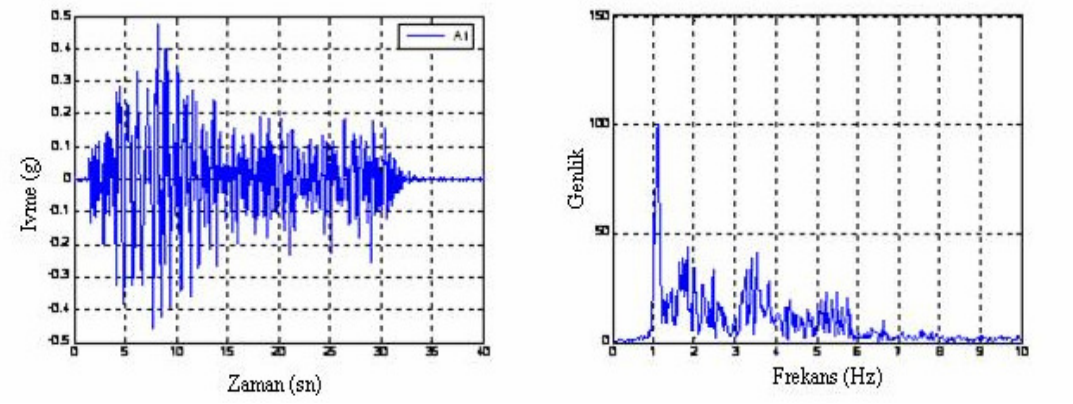
Firma tarafından geliştirilen test modeli, gerçek çok katlı binanın deprem yükleri altında frekans ve deplasman değerleri göz önüne alınarak dizayn edilmiştir. Firma tarafından imal edilen test numunesi uygun sınır şartlarına göre sarsma masasının üzerine monte edilmiştir. Testlerde büyük depremler sırasında kaydedilmiş ve İstanbul için örnek teşkil edebilecek deprem hareketleri kullanılmıştır. Deneyler sırasında kaydedilen veriler proses ve analiz edilerek test numunesinin depreme karşı davranışı belirlenmiştir.



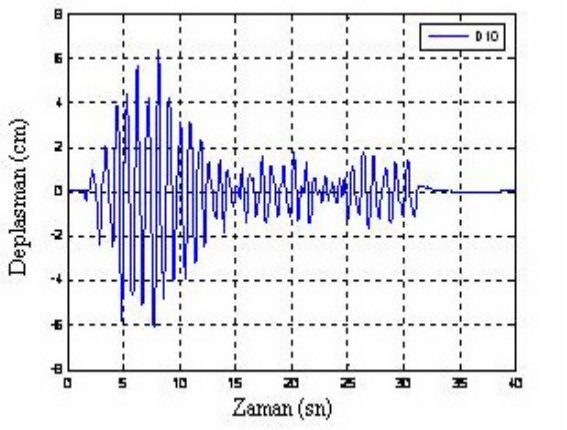
Şekil 5. Cam elyaf katkılı beton dış cephe kaplama panelinin kullanıldığı test düzeneği

Test numunesinin sismik performansının belirlenebilmesi için numunenin üzerine dokuz adet ivme ölçer ve beş adet deplasman ölçerin yerleştirilmesine karar verilmiştir. İvme ve deplasman ölçerler üç boyutlu test numunesinin farklı yönlerine yerleştirilmiştir. İlk olarak test numunesi AAMA 501.6-01 Standartı'na göre test edilmiştir. İkinci aşamada ise, test numuınesi dört farklı deprem kaydı ile sarsılmıştır. AAMA501.6-01 Standartı'nda, "Crescendo" Deneyleri olarak bilinen deneylerde belirtilen test prosedürü kullanılmıştır. Bu deneylerde düşük frekanslı (0.4-0.8 Hertz) ve artarak yükselen yükleme şekli esas alınmıştır. Performans kriteri için dikkate alınacak olan hedef öteleme oranı panel yüksekliğinin 0.01 katı olup, bu orana karşılık gelen öteleme miktarı 60mm'dir. Firma yetkililerinin talebi üzerine performans kriteri 100mm olarak belirlenmiştir. Bu değer, çok katlı binalar için sismik dizayn kodlarında tanımlanan müsade edilebilir katlararası öteleme değerinin üzerindedir.

BETOFIBER yapı elemanlarının kullanıldığı üç boyutlu test numunesinin sismik performansının belirlenebilmesi için sarsma masasına, sırasıyla, El Centro depremi (a_{max}= 0.4g), İzmit depremi (a_{max} = 0.21g), Sakarya depremi (a_{max} = 0.23g), ve Düzce depremi (a_{max} =0.24g) kayıtları uygulanmıştır. Uygulanan depremler sonucunda test numunesinde herhangi bir hasar gözlenmemesi nedeniyle Sakarya Deprem kaydı %150 (a_{max} = 0.32g), %200 (a_{max} = 0.41g) ve %250 (a_{max} = 0.48g) olarak uygulanmıştır. Sakarya deprem kaydının %250 arttırılarak uygulanması durumunda test numunesinde herhangi bir hasar saptanmamıştır. Test numunesine uygulanan Sakarya %250 deprem kaydı, Fourier genlik spektrumu ve sarsma masası deplasmanı Şekil 6 ve Şekil 7'de verilmektedir. Dış kaplama panellerinin kullanıldığı üç boyutlu test numunesi, tanımlanan yerdeğiştirme ve performans kriterlerine göre gerçekleştirilen sarsma masası testlerinde herhangi bir hasar görmemiştir.



Şekil 6. Test numunesine uygulanan Sakarya %250 deprem kaydı ve Fourier genlik spektrumu



Şekil 7. Sarsma Masası Deplasmanı

Dış Cephe Kaplama Elamanlarının Dinamik ve Statik Performans Testleri

KRDAE-SML'de, ülkemizde ve yurtdışında inşa edilen yüksek katlı bina, kule ve otel projelerine ait çok sayıda dinamik ve statik sismik performans testleri tamamlanmıştır. Dinamik ve statik sismik performans testleri AAMA 501.6-01 ve AAMA 501.4-00 Standartları'na göre gerçekleştirilmektedir. Farklı projelere ait cephe kaplama test numunelerinin sarsma masası test düzenekleri Şekil 8'de verilmektedir. Örnek uygulama olarak, "Zorlu Center" binasının dış cephe kaplama elemanı PASK doğrama panellerinin yürürlükte olan uluslararası deprem yönetmeliklerine göre KRDAE-SML'de gerçekleştirilen dinamik ve statik sismik performans testleri özetlenmektedir (Edinçliler vd., 2011).



Şekil 8. Farklı projelere ait test düzenekleri

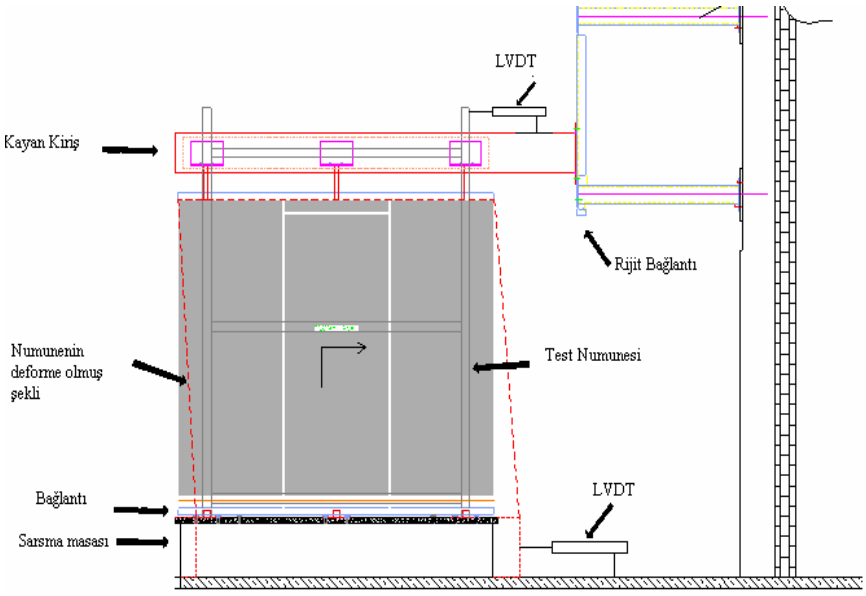
Örnek Uygulama

2.94mx2.94m boyutlarındaki test numunesi, aluminyum çerçevenin içerisinde çift cam modülün bulunduğu dış cephe kaplama sisteminden oluşmaktadır. Test panelleri, özel olarak dizayn edilen çelik çerçeve sistemine monte edilmiştir (Şekil 9). Referans çerçevesi üst kısımda kayıcı kirişe bağlanarak rijit gövde olarak davranmaktadır. Bu durum, yanal deformasyona direnç oluşturmamaktadır. Kayan kiriş, rijit çerçeve ile laboratuarın duvarına sabitlenmiştir (Şekil 9). Çerçevenin tabanı AAMA 501.6-01 Standartı'nda tanımlandığı gibi sarsma masasına monte

edilmiştir. Test numunesinin üst ve alt bağlantı detayları Şekil 9'da görülmektedir. Rijit test modelinin tabandan dönme serbestliğini ve numune için oluşturulan sınır şartlarını temsil eden model Şekil 10'da verilmektedir.



Şekil 9. Örnek uygulamaya ait sarsma masası test düzeneği



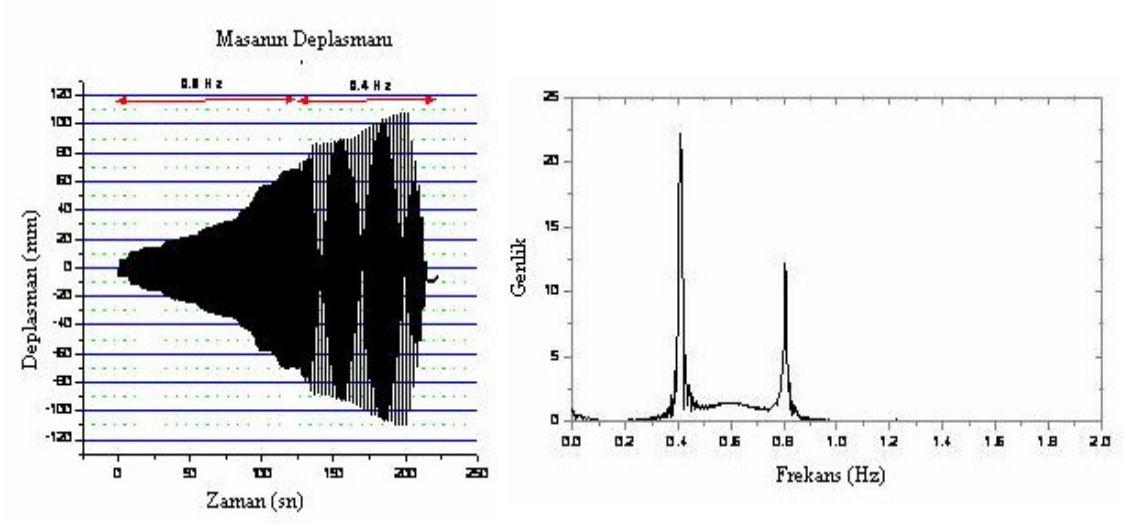
Şekil 10. Örnek uygulamanın rijit kütle hareketlerini ve sınır şartlarını gösteren deney düzeneği

Dinamik Sismik Performans Testleri

Dinamik sismik performansı belirlemek için, AAMA501.6-01 Standartında, "Crescendo" Deneyleri olarak bilinen test prosedürü kullanılmıştır. Bu deneylerde düşük frekanslı (0.4-0.8 Hz) ve artarak yükselen yükleme şekli esas alınmaktadır. Panele uygulanan dinamik yerdeğiştirmeler birbirini izleyen iki ayrı frekansta ve zamanla genliği artan sinüzoidlerden oluşmaktadır. Deney numunesine ait ankraj ve bağlantı detayları, numunenin deforme olmadan rijit olarak dönebilmesine müsade edecek şekilde tasarlanmıştır. Performans kriteri için dikkate alınacak olan hedef öteleme oranı panel yüksekliğinin 0.01 katı olup, bu orana karşılık gelen öteleme miktarı

30mm olarak belirlenmiştir. Numune ve bağlantılarda bu öteleme miktarına ulaşılana kadar hiç bir hasarın olmaması gerekmektedir (%1 öteleme oranı). Deneyin başarılı olabilmesi için paneldeki cam ve kaplama malzemesinde herhangi bir kırılma veya çatlama olmaması, panel çerçevesi ve bağlantı noktalarında kırılma, burkulma gibi bir hasar oluşmaması ve panelin yapıya asıldığı noktalardan çıkmaması gerekmektedir.

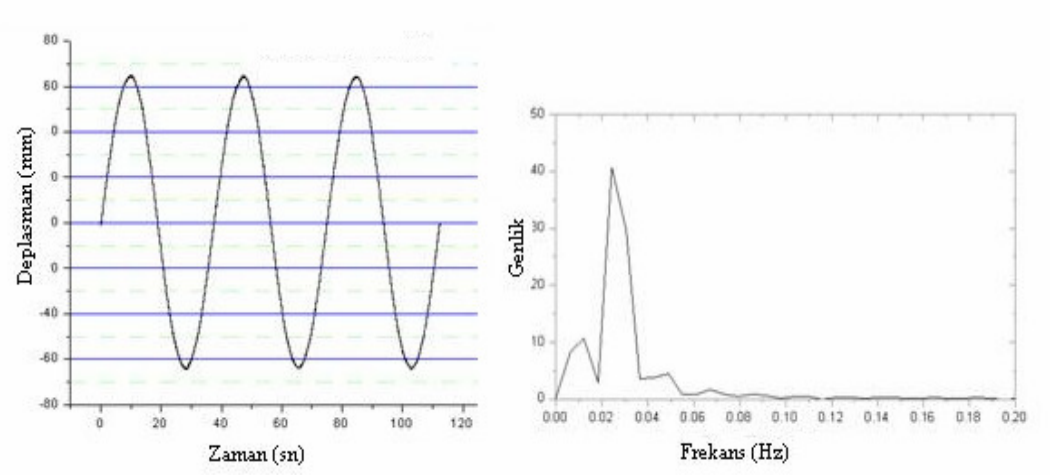
AAMA 501.6-01 Şartnamesi'ne göre, üç adet dış cephe kaplama numunesi test edilmiştir. Sarsma masası testleri, yukarıda tanımlanan sinüs girdi hareketi ile gerçekleştirilmiştir. Testler, firmanın talebi üzerine +/-105 mm öteleme değerine ulaşılınca durdurulmuştur. Bu değer, yüksek yapılar test şartnamesinde tanımlanan müsade edilebilir göreceli deplasman (drift limit) değerinin (30 mm) üstünde olmasına rağmen test sırasında, sistemde herhangi bir hasar saptanmamıştır. Testlerde, numunelerin tasarımında öngörülen rijit kütle dönme kapasitesine sahip olduğu görülmüştür. Sarsma masasının ölçülen deplasmanı ve Fourier genlik spektrumu Şekil 11'de verilmektedir.



Şekil 11. Cephe kaplama panel tabanına uygulanan 0.8 Hz ve 0.4 Hz frekanslarda zamanla artan sinüs deplasmanları ve Fourier genlik spektrumu

Statik Sismik Performans Testleri

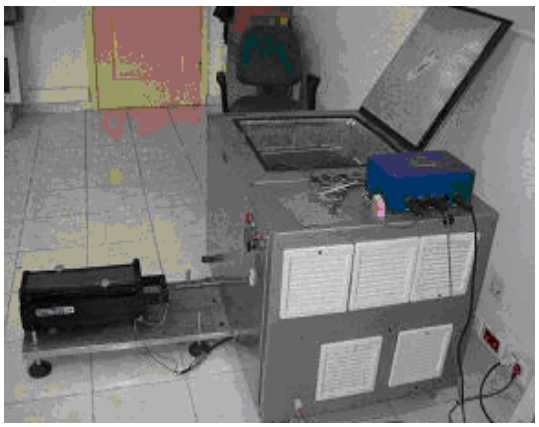
Dış cephe kaplama elemanı PASK doğrama panelinin sismik ve rüzgar etkileri performansına yönelik kriterler, yürürlükte olan AAMA 501.4-00 Standartı göz önüne alınarak belirlenmektedir. Deney prosedürü, panelin alt ve üst başlıkları arasında ve panel düzlemi içinde oluşacak rölatif deplasmanların panele statik olarak uygulanmasını içermektedir. Projenin sözleşme dokümanında, uygulanacak dizayn deplasmanı panel yüksekliğinin en az %1'i kadar tanımlanmıştır. Belirlenen deplasman limitine her iki yönde ulaşacak sekilde üç çevrim test yapılmıştır. Her bir test üç tam çevrim hareketini içermektedir. Uzun periyotlu sinüs deplasmanları testlerde girdi olarak uygulanmıştır. Testler üç farklı panel için tekrarlanmıştır. Bu verilerden bir tanesi, cephe kaplama panelinin tabanından 0.03 Hz frekans ile sinüs deplasmanı olarak uygulanmaktadır (Şekil 12). Testlerin sonucunda, test numunesinde ve bağlantılarda hasar (kırılma, çatlama ve eğilme) gözlenmemiştir.



Şekil 12. Kaplama panelinin tabanına uygulanan düşük frekanslı sinüs deplasmanı ve Fourier genlik spektrumu

Sismik Tahrikli Otomatik Gaz Kapama Sistemi Sismik Performans Testleri

KRDAE-SML'de bulunan tek eksenli sarsma masasında farklı firmaların üretimi olan gaz kesme cihazlarının sismik performansı, TS 12884 /Nisan 2002 Standartı'na göre "sismik hareketlere tepki" ve "sürekli çalışma deneyleri" ile belirlenmektedir (Şekil 13). Gaz kesme cihazları sismik tahriklere sadece belirli şartlar altında cevap verecek şekilde tasarlanmış ve imal edilmiş elektronik sistemlerdir. Üretilen cihazın sismik duyarlılığının saptanabilmesi için cihaz ilgili kod ve şartnamelerde yer alan sıcaklık aralıklarında belirli frekans ve genlik taramalarına tabi tutularak selonoid vanaya kapama sinyalinin hangi ivme değerinde ve zamanda gönderildiği belirlenmektedir. Bu testleri takiben cihazın mekanik performansının belirlenebilmesi amacıyla bir seri açma kapama tekrarından oluşan "sürekli çalışma deneyi" yapılmaktadır. Cihazdaki sismik duyarlılığının değişmeyeceği beklenen bu testler sonrasında ilk aşamada yürütülen sıcaklık testleri tekrar edilerek toplam üç set test uygulanmaktadır.



Şekil 13. Gaz kesme cihazlarının sismik performansının belirlendiği sarsma masası

SONUÇLAR

Yapısal ve yapısal olmayan elemanlar ve kompleks sistemlerde deprem sırasında oluşabilecek hasar ve tehlikelerin belirlenebilmesi ve gerekli önlemlerin alınabilmesi için sismik performanslarının bilinmesi gerekmektedir. Sadece nümerik model sonuçları ile sismik davranışın belirlenmesi her zaman yeterli ve güvenli olmayabilir. Analitik modelleri geçerli kılmak için veri toplamak ve sismik performansı incelemek için sarsma masası testlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Özellikle, önemli ve kritik yapıların deprem anında çalışabilmeleri veya emniyetli bir şekilde durdurulabilmeleri için gerekli donanımın sismik performansı sarsma masası testleri ile belirlenmelidir.

Endüstrinin ihtiyaçlarına yönelik olarak yapısal ve yapısal olmayan elemanların ilgili sözleşme şartlarına ve yürürlükteki şartnamelerde belirtilen standartlara göre "sismik yeterlilik" testlerinin sarsma masasında gerçekleştirilmesi, olası bir deprem tehlikesi karşısında gerekli önlemlerin alınabilmesi ve deprem zararlarının azaltılabilmesi için önemlidir.

KAYNAKLAR

AAMA 501.6-01 (2001) Recommended dynamic test method for determining the seismic drift causing glass fallout from a wall system, American Architectural Manufacturers Association.

AAMA 501.4-00 (2001) Recommended Static Test Method for Evaluating Curtain Wall and Storefront Systems Subjected to Seismic and Wind Induced Interstory Drifts, American Architectural Manufacturers Association, (Revised 7/18/11)

Edinçliler A, Safak E, Kılıç N (2009) "İstanbul'da Doğalgaz Bölge Regülatörlerinin Sarsma Masası Testi", 3. Ulusal Doğalgaz Sempozyumu, 9-10 Haziran 2009, Istanbul.

Edincliler A, Cırağ O, Şafak E (2011) Betofiber Dış Cephe Kaplama Panelleri için Sismik Performans Testleri", BETOFIBER Yapı Elemanları San. ve Tic. A.Ş. için Teknik Rapor, BU-KRDAE, Istanbul.

Edincliler A, Cırağ O, Şafak E (2010) Dynamic and Static Seismic Performance Tests for the Glass Cladding System of Baku Flame Tower In Baku, Azerbaijan, Technical Report for Schüco İstanbul Uluslararası İnş. Tic. Ltd. Şti., March 2010

Edinçliler A, Cırağ O, Şafak (2011) Dynamic and Static Seismic Performance Tests For The Glass Cladding System of Zorlu Center in Istanbul, Technical Report for Schüco İstanbul Uluslararası İnş. Tic. Ltd. Şti., March, 2011.

Erdik M, (2007) "Binalarda Deprem Yalıtımı ve Ülkemizdeki Uygulamalar", Altıncı Ulusal Deprem Mühendsiliği Konferansı, 16-20 Kasım 2007, İstanbul:181-205.

İGDAŞ-KRDAE (2007) İGDAŞ İstanbul Doğalgaz Şebekesi Deprem Riskinin Belirlenmesi, İGDAŞ-KRDAE Teknik İşbirliği Çalışmaları Değerlendirme Raporu, Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. ABD.

İGDAŞ-KRDAE (2008) İGDAŞ İstanbul Doğalgaz Şebekesi Deprem Riskinin Belirlenmesi", İGDAŞ-KRDAE Teknik İşbirliği Çalışmaları İkinci Değerlendirme Raporu, Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. ABD.

İBB İmar Müdürlüğü – KRDAE- Deprem Müh. ABD (2008) İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (YBDY)- Son Taslak", Mayıs 2008, İstanbul.

Safak E, Edinçliler A, Cırağ O (2009) Seismic Qualification Tests for EAE Elektrik A.Ş.'s Busbar Energy Distribution Systems, Technical Report for EAE Elektrik A.Ş, Shake Table Laboratory, Earthquake Engineering Department, BU-KOERI, Istanbul.

Stavridis A, Shing B and Conte J (2010) Design, Scaling, Similitude, and Modeling of Shake Table Test Structures, Shake Table Training Workshop 2010, San Diego, CA.

TS 12884 (2002) Gaz Kesme Cihazları – Otomatik Sismik Hareket Algilayan- Nisan 2002.

PERDELİ BETONARME YAPILAR İÇİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ METOTLARI

NONLINEAR ANALYSIS METHODS FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH SHEARWALLS

Yasin M. FAHJAN[1], Kürşat BAŞAK[2], Joseph KUBİN[3] ve Mustafa T. TAN[4]

ÖZET

Perde duvarların doğru modellenmesi, özellikle bina türü yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan analizlerinde büyük önem taşımaktadır. Doğrusal analizlerde, betonarme perde duvarlar, kabuk elemanlarla veya çubuk elemanların birleşimleri kullanılarak modellenir. Doğrusal olmayan analizlerde ise, perde duvarı temsil eden orta dikme çubuğunun doğrusal olmayan malzeme modeli, genellikle plastik mafsal kavramı esas alınarak, kritik kesitteki plastik alana yerleştirilir ya da hesap açıklığı boyunca dağıtılır. Kabuk elemanların doğrusal olmayan davranışları modellenirken genellikle katmanlanmış malzeme modeliyle çok katmanlı kabuk elemanları kullanılır. Bu yaklaşımda, beton ve donatılar, yapı elemanlarının içinde farklı katmanlarla modellenir. Bu çalışmada, bina türü yapıların yapısal analizlerinde başlıklı ve başlıksız perdelerin doğrusal ve doğrusal olmayan modelleri üzerinde çalışılmıştır. Çubuk ve kabuk elemanlar için bahsedilen farklı modelleme yaklaşımlarının sonucunda elde edilen analiz sonuçları, yapı sistemlerinin genel davranışı açısından karşılaştırılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Betonarme perde duvar, doğrusal olmayan analiz, çok katmanlı kabuk, plastik mafsal.

ABSTRACT

Proper modeling of shearwalls is very important for both linear and nonlinear analyses of building structures. Regarding linear analyses, Reinforced concrete (RC) shearwalls are modeled employing various techniques like using shell elements or a combination of frame elements. For nonlinear analyses, the nonlinear material model of mid-pier frame element is generally based on plastic hinge concept located at plastic zones towards the ends of structural elements or distributed along the member span length. The nonlinear behavior of shells is generally modeled using multi-layer shell element with layered material model. In this approach, the concrete and the reinforcement contained in the structural elements are modeled using different layers respectively. In this study, different approaches for linear and nonlinear shear wall modeling are studied and applied to a RC building case with shear walls. The analysis results are compared in terms of overall behavior of the structural systems.
Keywords: Reinforced concrete shearwall, nonlinear analysis, multi layer shell, plastic hinge.

1. GİRİŞ

Sismik açıdan aktif ülkelerdeki çok katlı yapı sistemlerinde betonarme perde duvarlar yaygın olarak kullanılır. Büyük oranda kesme kuvveti taşıyan bu elemanlar yapısal analiz sonuçlarını önemli ölçüde etkilediği için, perde duvarların doğru bir şekilde modellenmesi bina türü yapıların

[1] Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Kocaeli, fahjan@gyte.edu.tr
[2] Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Kocaeli, kursatbasak@hotmail.com
[3] PROTA Mühendislik Ltd., Ankara, jkubin@prota.com.tr
[4] PROTA Mühendislik Ltd., Ankara, mustafa.tan@prota.com.tr

doğrusal ve doğrusal olmayan analizleri için büyük önem taşımaktadır. Doğrusal analizlerde, betonarme perde duvarlar kabuk elemanlarla ve/veya çubuk elemanların birleşimleri kullanılarak modellenir. En yaygın modelleme tekniği, perde duvarın rijitliğini gözönüne almak için bir orta dikme çubuk elemanı kullanmaktır. Kesişen kirişlerin ve döşeme parçalarının uygun bağlantılarına izin vermek için yatay çubuk elemanları (rijit kirişler) kullanılır. Kabuk elemanlar ise genellikle düzlem (plate) ve düzlem dışı (membrane) serbestlik derecelerinden meydana gelir (Kubin ve ark., 2008).

Yapısal mühendislik uygulamalarında, çerçeve türü taşıyıcı sistemler (kolon, kiriş) için doğrusal olmayan analiz yöntemleri geliştirilmiş ve iyi tanımlanmış olmasına rağmen, perde duvarlar için doğrusal olmayan modellerin pratikte benimsenmesi için iyileştirilmesi gerekmektedir. Betonarme perde duvarlara ait doğrusal olmayan malzeme davranışı için, orta-dikme çubuk modeli veya kabuk elemanları kullanımına bağlı olarak farklı çözümsel modeller kullanılır. Orta dikme çubuğunun doğrusal olmayan modeli genellikle plastik mafsal kavramına ve çift eğilmeli moment-dönme ilişkisine dayanır. Plastik mafsalların (P-M-M etkileşimi), yapısal eleman uçlarındaki plastik bölgede olduğu veya hesap açıklığı boyunca dağıtıldığı varsayılabilir (Otani, 1980). Mafsalın plastik davranışını tarif etmek için fiber model kullanmak daha kapsamlı bir model olarak kabul edilebilir. Kabuk elemanların doğrusal olmayan malzeme modeli, yöne bağımlı malzeme modeli ile katmanlı kabuk eleman kullanılarak modellenebilir (Dorninger ve Rammerstorfer, 1990). Bu modelde, yapısal elemanların içindeki donatı ve beton, farklı doku katmanlarıyla modellenir. Böylece malzemenin histeretik davranışı düzgün bir biçimde simüle edilebilir. Diğer taraftan, uygulamaların çoğunluğu bu tarz elemanlar için doğrusal olmayan perde modelleri içermez.

Fahjan ve ark. (2010), çalışmalarında doğrusal olmayan statik artımsal itme analizini sadece başlıksız perde duvarlara sahip betonarme bir bina sistemi için yapmışlardır. Bu çalışmada ise doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi, hem başlıklı hem de başlıksız perde duvarlara sahip betonarme çerçeveli binalara uygulanmıştır. Perde duvarlarlar orta-dikme çubuk elemanları veya kabuk elemanlar ile modellenmiştir. Orta-dikme çubuk modeli için doğrusal olmayan malzeme davranışı plastik mafsallar (P-M-M etkileşimi) kullanılarak modellenmiş; çok katmanlı modelde ise, beton ve kesit içindeki donatılar katmanlı kabuk olarak kabul edilmiştir. Farklı modellerin sonuçları, yapısal sistemlerin genel davranışı açısından karşılaştırılmıştır.

2. PERDE DUVARLAR İÇİN DOĞRUSAL MODELLER

Perde duvarlara sahip bina türü yapısal sistemlerin analizinde sonlu elemanlar yönteminin doğru bir şekilde uygulanması, ancak modelleme yaklaşımlarının doğru anlaşılması ile mümkündür. Bu sistemlerde kullanılan iki modelleme yöntemi ve ilgili varsayımlar aşağıda açıklanmıştır.

2.1. Orta-Dikme Çubuk Modeli

Perde duvarlar, bir dizi çerçeve elemanı kullanılarak modellenmiştir. En yaygın modelleme tekniği perde rijitliğini tarif etmek için bir orta-dikme çubuk elemanı kullanımı ve kesişen kirişler ile döşeme bileşenlerinin uygun bağlantılarına izin vermek için yatay çubuk elemanları (rijit kirişler) kullanmaktır (Şekil 1). Bu modelde dikkat edilmesi gereken en önemli nokta, yatay çubuk elemanlarının rijitlikliklerinin doğru olarak atanmasıdır. Rijit kirişlere çok büyük rijitlik değerleri (sonsuz rijit kabulü) atanması durumunda, özellikle perdeye bağlanan diğer yapısal elemanlarda gerçekçi olmayan kesit etkilerinin oluşmasına neden olur. Bu yaklaşım pratikte düzlemsel perde duvarlı bina türü yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan analizlerinde yaygın olarak kullanılır. Bu model birbiriyle etkileşen çekirdek perde sistemlerinde, perde duvar uzunluğunun çok büyük olduğu durumlarda, yapı yüksekliği boyunca daralan ya da eğimli perde duvarlarda güvenilir sonuçlar vermemektedir.

2.2. Sonlu Elemanlar Kabuk Modeli

Perde duvarlı bina türü yapıların analizinde kabuk elemanlar kullanılarak daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilmektedir. Analiz ve tasarım yazılımlarının çoğunda kabuk elemanlarının düzlem-içi dönme serbestlik derecesiyle (drilling degree of freedom) birlikte her düğümde altı serbestlik derecesine sahip olduğu varsayılır. Bu serbestlik derecelerinin kullanımı, kabuk eleman modelini 3-boyutlu çubuk elemanları ile uyumlu konuma getirir. Dörtgen elemanların yer değiştirme alanını tanımlamak için doğrusal şekil fonksiyonları kullanılır (Wilson 2002). Bu nedenle, kabuk elemanlar ile perde duvar modellemesinde gerçekçi bir davranış elde etmek için ağ sistemi oluşturulmasına ihtiyaç duyulur. Kabuk elemanlarını kullanmanın en büyük avantajı, birbiriyle etkileşimli olan karmaşık perde duvar sistemlerinin modellenebilmesini sağlamasıdır. Kabuk eleman denklemleri düzlem-içi dönme serbestlik derecesini içermesine rağmen, çözümsel sonuçlar göstermektedir ki bu dönme serbestlik derecesinden elde edilen sonuçlar yükleme şartları ve ağ sıklığına karşı tutarsız ve aşırı duyarlıdır. Bu durum, duvarla aynı düzlemdeki kirişlerin perde duvara bağlandığı noktadaki eğilme momentinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu problemi çözmek için mühendislik uygulamalarında perde duvara bağlı kirişler genellikle perdenin kabuk elemanları içine doğru uzanan ek çubuk elemanları (rijit kirişler) kullanılarak modellenir. (Şekil 1)



Şekil 1. Perde için orta-dikme ve kabuk eleman modelleri

3. PERDE DUVARLARDA DOĞRUSAL OLMAYAN MALZEME MODELİ

Perde duvar elemanlarının doğrusal olmayan modellerinde, 3-boyutlu doğrusal olmayan katı elemanlar, 2-boyutlu doğrusal olmayan kabuk elemanlar ve çubuk elemanlar olmak üzere, karmaşıktan basitleştirilmişe doğru farklı yaklaşımlar kullanılmaktadır.

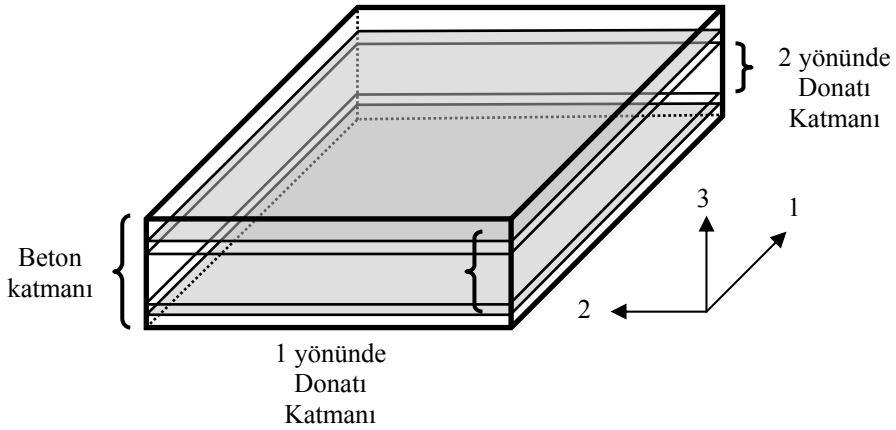
3.1. Sürekli Sonlu Eleman Modeli

Perde duvarlar, doğrusal olmayan katı elemanların kullanıldığı sürekli elemanlarla ANSYS, ABAQUS gibi bazı gelişmiş yazılımlar kullanılarak modellenir. Sürekli elemanlar beton ve donatı model detaylarında kesin üstünlük sunarlar (Nicolae and Reynouard, 2000). Donatı üç farklı yönde tanımlanabilir ve beton modeli elastisite modeli; elastisite akış teorisi, Von Misses verimlilik kriteri, izotropik sertleştirme ve akış kuralına dayanır. Sürekli elemanlar ile eksenel eğilme etkisi, elastik olmayan perde deformasyonu, beton davranışları üzerinde çeliğin kısıtlayıcı etkisi, beton basıncını yumuşatma ve beton gerilimini sertleştirme gibi önemli davranışsal tepkiler elde edilebilir (Spacone and El-Tawil, 2004). Sürekli eleman modelleri daha büyük miktarda girdi parametrelerine ihtiyaç duymalarına rağmen bir ya da daha fazla betonarme eleman parçalarının analizinde daha verimli olurlar. Öte yandan, sürekli elemanlar modeli normal büyüklükteki bina yapılarının tasarımı ve analizinde pratik olarak henüz uygulanabilir değildir.

3.2. Çok Katmanlı Kabuk Elemanı

Perdeler modellenirken çok katmanlı kabuk elemanlarının yayıldığı ağlar kullanılır. Çok katmanlı kabuk elemanı, kompozit malzeme mekaniği prensiplerine dayanır ve bu düzlem/düzlem dışı eğilme çifti ve düzlemsel eğilme-kesme çifti gibi betonarme perdelerin doğrusal olmayan

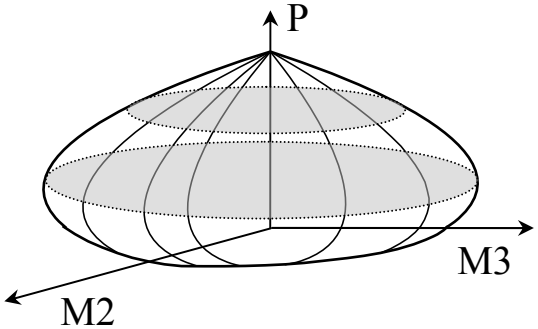
davranışlarını simule edebilir (Miao ve ark., 2006). Kabuk elemanı, farklı kalınlıklardaki bir kaç katmandan oluşur ve bu katmanlar farklı özellikteki malzemelerden meydana gelir (Şekil 2). Bu, donatı çeliğinin ya da birden fazla katman içine yayılabilmesi anlamına gelir. Sonlu elemanlar hesabı sırasında bir eleman için eksenel gerilme ve orta katman eğriliği elde edilebilir. Düzlem kesitlerin düzlem kaldığı varsayımına göre, diğer katmanların eğilmeleri ve gerilmeleri hesaplanabilir. Daha sonra buna karşılık gelen basınç gerilmeleri katmanlarda kullanılan malzemenin yapısal bağlantıları vasıtasıyla hesaplanabilir. Üstteki prensiplerden görülmektedir ki, perdenin yapısal performansı malzeme davranışının temel prensipleri ile doğrudan ilgilidir. Performansa dayalı tasarımda kullanmak üzere, sünek betonarme elemanların performans kriterleri ATC 40 ve FEMA 356 belgelerinde eleman uçlarındaki plastik dönme cinsinden tarif edilmiştir. Bu nedenle, mühendislik uygulamalar için bu modelin daha da geliştirilmesi gerekmektedir. Bu durumlarda kayma deformasyonlarının hakim olduğu perde duvarlarda göreceli ötelenme oranı ATC 40'da tanımlanmış deformasyon ölçütleri ile karşılaştırılabilir.



Şekil 2. Çok katmanlı kabuk eleman

3.3. Plastik Mafsallı (P-M-M Etkileşimli) Orta-Dikme Çubuk Modeli

Çerçeve modeli, orta-dikme ve rijit kiriş elemanlarından oluşmaktadır. Doğrusal olmayan malzeme davranışı, orta-dikme elemanındaki bir plastik mafsal ile modellenebilir. Plastik mafsallı yapısal model, plastik eğilmenin beklendiği bölgeye bir elasto-plastik yay elemanı yerleştirerek oluşturulur. İki elasto-plastik yay arasındaki eleman elastik olarak modellenir. Elastik olmayan şekil değiştirmelerin tamamının bu yaylarda meydana geldiği varsayılır (Otani, 1980). Bu tek bileşenli model, Giberson (1967) tarafından genelleştirilmiştir. Orta-dikme çubuk elemanının doğrusal olmayan modeli genellikle iki doğrusal parçalı (bilinear) moment-dönme ilişkisi ve plastik mafsal kavramına dayanır (Şekil 3). Plastik mafsalların (P-M-M Etkileşimli), yapı elemanlarının uçlarındaki plastik bölgelerde oluştuğu ya da elemanların hesap açıklığı boyunca dağıldığı kabul edilir (Otani, 1980). FEMA 356, iki doğrusal parçalı (bilinear) moment-dönme ilişkisine sahip perdeler için kabul kriterleri tanımlamakta ve plastik mafsal özellikleri önermektedir. Daha kapsamlı plastik mafsal (P-M-M Etkileşimli) modeli, mafsalın plastik davranışını tarif eden fiber model kullanarak hesaplanabilir. Plastik mafsal tanımları mühendislik uygulamalarındaperdelerin doğrusal olmayan analizinde doğrudan kullanılabilir.



Şekil 3. Plastik (P-M-M Etkileşimi) mafsal

4. SAYISAL ÖRNEK

Burada kullanılan örnek, bir okul binasıdır. Yapıdaki kolon, perde duvar ve kiriş boyutları ve döşeme kalınlıkları Tablo 1'de özetlenmiştir. Düşey taşıyıcı yapı elemanlarının kesitleri yükseklik boyunca sabittir. Bina 5 katlıdır ve kat yükseklikleri 3,5 m'dir. 3-boyutlu fiziksel ve analitik modeller Şekil 4'te gösterilmektedir. Bina içinden alınan numune örneklerinin değerlendirilmesi sonucu mevcut beton sınıfının C14 olduğu belirlenmiştir. Buna karşılık gelen elastisite modülü, Türk Betonarme Standartları'na (TS500) göre 2.615×10^7 kN/m²'dir. Yapı elemanlarında kullanılan donatı çeliği sınıfı S420 olarak belirlenmiştir. Kat kütleleri zati ağırlıkları (G) ve hareketli yükün %30'u (Q) alınarak hesaplanmıştır. Binanın kütle merkezi her düğüm noktasındaki kütle dağılımı baz alınarak hesaplanmıştır. Örnek binanın 3-boyutlu modelinin oluşturulması ve yapısal analizi amacıyla Probina Orion 2011 yazılımı kullanılmıştır. Bu yazılımda kullanılan kabuk elemanlarıWilson (2002) tarafından önerilen formülasyonlara dayanmaktadır. Bina, birinci derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Yerel zemin sınıfı Z2, bina önem katsayısı (I) 1,5 olarak kullanılmıştır. Tasarım spektrumu, Türk Deprem Yönetmeliği (2007) esaslarına göre hesaplanmıştır. Kolon ve perde duvarlardaki donatı dağılımı Şekil 5'te gösterilmiştir.

Tablo 1. Örnek binanın eleman boyutları

Kolonlar (mm)	300x600
Perdeler (mm)	3250x250 ve 5250x250
Kirişler (mm)	250x600
Döşeme Kalınlığı (mm)	120

Tablo 2. Örnek bina elemanlarında bulunan donatı

Kolonlar (mm)	Boyuna donatı: 8ø16 Etriye: ø 8/20
Perdeler (mm)	Boyuna donatı: ø 12/20 Enine donatı: ø 12/20
Kirişler (mm)	Üst donatı %0.8, alt donatı %0.4 her iki uçta

Bu örnekte, perde duvarlar farklı teknikler ile modellenerek 3 ayrı analiz modeli kullanılarak oluşturulmuştur:

1) Perde duvarlar çok katmanlı kabuk elemanlar ile modellenmiştir; 3.25 m ve 5.25 m genişliğindeki perdelerde 75x87 ve 83x87 cm ağ (mesh) boyutlarına sahip kabuk elemanlar kullanılmıştır. Doğrusal olmayan çok katmanlı malzeme modelinde, Mander gerilme-birim

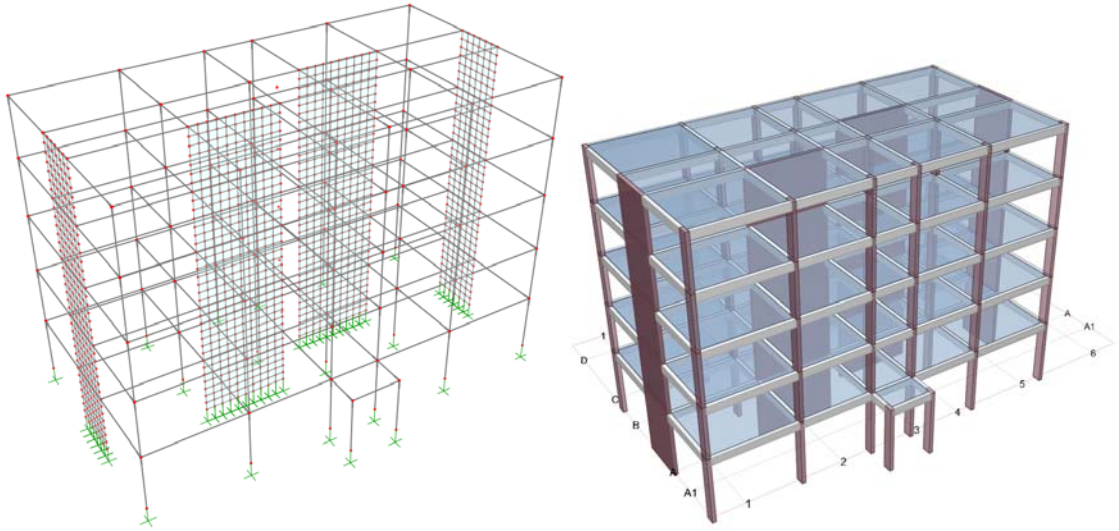
şekil değiştirme ilişkisi (Mander ve ark., 1988) gözönüne alınarak, basınç gerilmesinin maksimum gerilmeye oranının 0.002 ve maksimum gerilmenin 0.005 olduğu beton modeli benimsenmiştir. Kinematik doğrusal olmayan model ise, donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki şekil değiştirmesi 0.01; en yüksek gerilim kapasitesi 0.09 olacak şekilde seçilmiştir. Her iki yöndeki enine ve boyuna donatı, ayrı birer katman olarak kabul edilmiştir. Kesitteki üst ve alt donatının etkisini gözönüne alabilmek için her yönde iki katman kabul edilmiştir.

2) Perde duvarlar, FEMA 356'ya göre tanımlanan plastik mafsal atanmış orta-dikme çerçevesi kullanılarak modellenmiştir. Orta-dikme, perde duvarın kesitözelliklerine sahipçerçeve elemanı olarak modellenmiştir. Dikdörtgen rijit kiriş kesitinin kalınlığı duvarın kendisiyle aynı olarak görülebilir. Plastik P-M-M mafsallarının özellikleri FEMA 356'ya göre Tablo 2'de verilmiş donatı çeliği dağılımı ile tanımlanmıştır. Eksenel kuvvet seviyesi hareketli ve ölü yüklerin (G+0.3Q) bir birleşiminden edilmiştir. Enine donatı yeterli sargılamayı sağlamamaktadır.
3) Perde duvarların kesit özellikleri dikkate alınarak fiber modelleri oluşturulmuştur. Orta dikme elemanlarına bu fiber modeli kullanan plastik mafsallar tanımlanmıştır. Orta-dikme elemanı, Model-2'de olduğu gibi perde duvarın kesit özelliklerine sahip çerçeve elemanları kullanılarak modellenmiştirFiber model kullanan plastik mafsallar Model-1'de tarif edilendonatı çeliği dağılımını kullanarak oluşturulmuştur. Beton ve donatı çeliğine ait doğrusal olmayan malzeme modelleri, Model-1'de olduğu gibi Mander ve Kinematik model olarak kullanılmıştır..

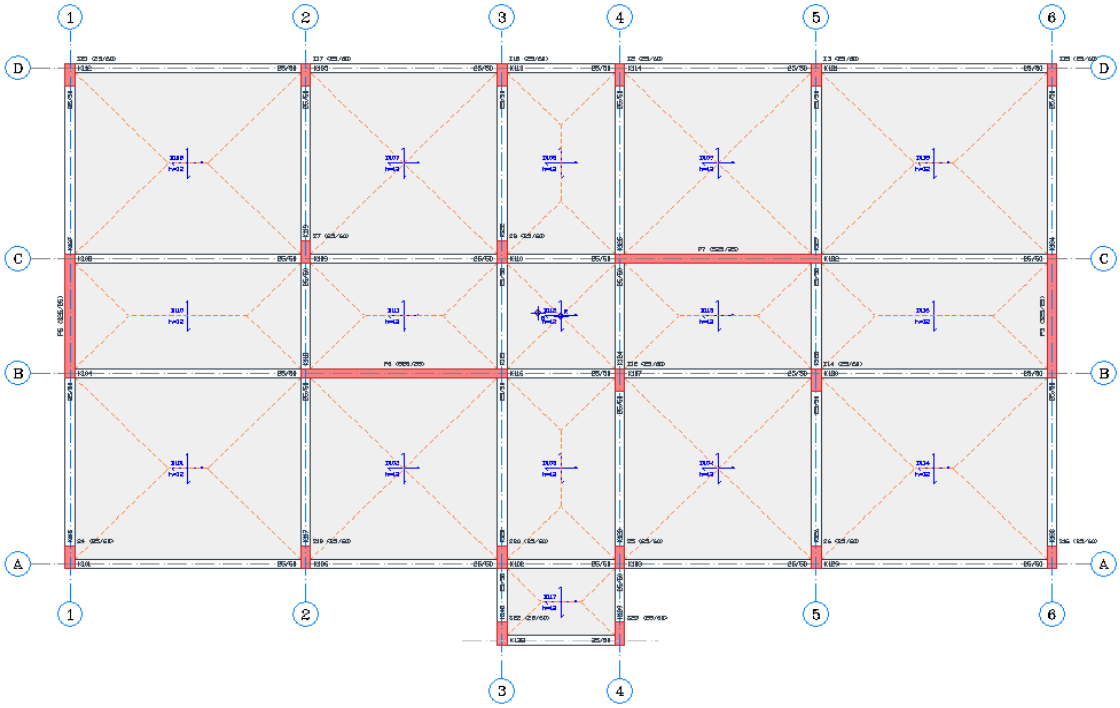
Önerilen üç perde ürettiği sonuçları ve davranışlarını incelemek için, Doğrusal olmayan statik analizler (artımsal itme) gerçekleştirilmiştir. Artımsal itme analizinde yapıya hakim titreşim modu ile uyumlu statik bir yatay yük deseni uygulanmış ve bu yük deseni adım adım artırılarak yapı kararsız duruma geçinceye kadar itilmiştir. Her itme adımında, yapının kritik bölgelerinde aktifleşen plastik mafsalları not edilmiş, mafsal oluşum mekanizmaları gözlemlenmiştir. Her adımda elde edilen tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti itme eğrisi olarak çizilebilir. Tasarım spektrumu ile tanımlanmış, belirli deprem yükü seviyesi altındaki binaların performansını incelemek için, performans noktası kavramı kullanılmaktadır. FEMA 356 ve ATC40'nın performans noktasını hesaplamak için farklı yaklaşımları vardır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007), eşit yer değiştirme kuralına cevap veren bir performans noktası hesabı önerir.

Oluşturulan bu farklı modellerin doğrusal olmayan analizleri SAP2000 (CSI, 2009) kullanılarak yapılmıştır. Kolonlar doğrusal olmayan özellikler P-M-M mafsalları yardımıyla tanımlanmıştır. Kirişler için ise eksenel yükle etkileşimsiz moment mafsalı yeterli olmaktadır. Plastik mafsallar, Tablo 2'de verilen donatı dağılımı ile FEMA 356'ya göre tanımlanmıştır. Mafsallar hazırlanırken kolonlardaki eksenel kuvvet ve kirişlerdeki kesme kuvveti, hareketli ve ölü yüklerin (G+0.3Q) kombinasyonundan hesaplanmıştır. Enine donatı gerekli sargılama koşullarını sağlamamaktadır.

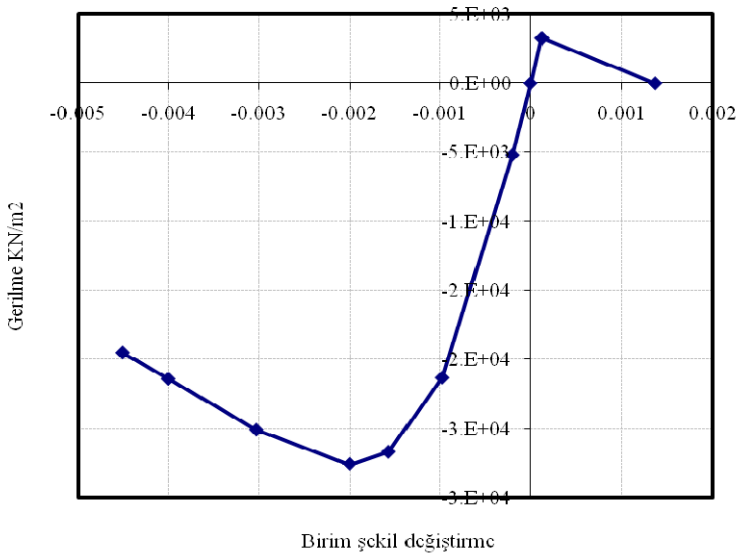
Başlıklı perde duvarlara sahip modellere ait artımsal itme eğrileri Şekil 7'de, başlıksız perde duvarlara sahip modellerin artımsal itme eğrileri ise Şekil 11'de verilmektedir. Performans noktasını hesaplamak için, sistemin tipik modal karakteristiklerinden yola çıkılarak artımsal itme eğrileri kapasite eğrilerine dönüştürülmüştür. Tüm modeller için TDY (2007) prosedürüne göre hesaplanan performans noktası değerleri Tablo 3'te özetlenmiştir. Başlıklı ve başlıksız perde duvarlara sahip betonarme bina modellerinde hesaplanan göreli kat ötelemesi oranları sırasıyla Şekil 8 ve Şekil 12'de verilmiştir. Çok katmanlı kabuk ve orta-dikme çubuk modelleri için başlıklı ve başlıksız perde duvarlara sahip modellerdeki kolon ve kirişlerde performans noktası isteminde oluşan plastik mafsal durumları ise sırasıyla Şekil 9 ve Şekil 10'da verilmiştir.



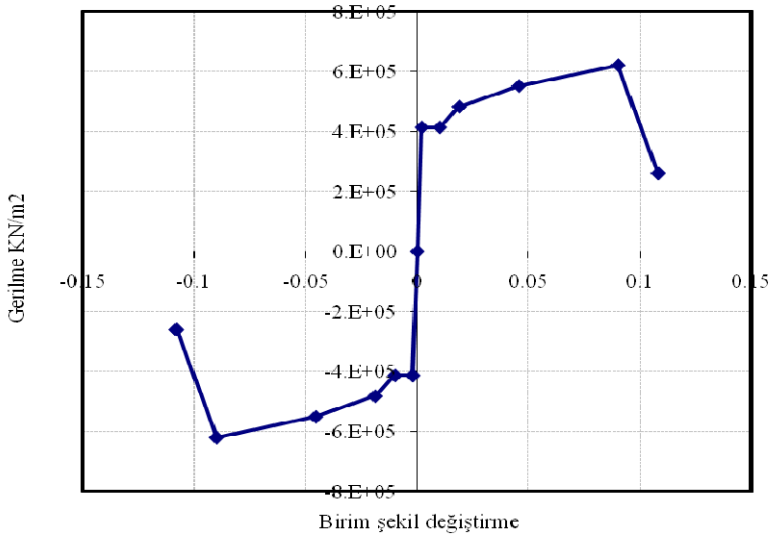
Şekil 4. Örnek binanın 3 boyutlu fiziksel ve analitik modeli



Şekil 5. Örnek binanın kat planı



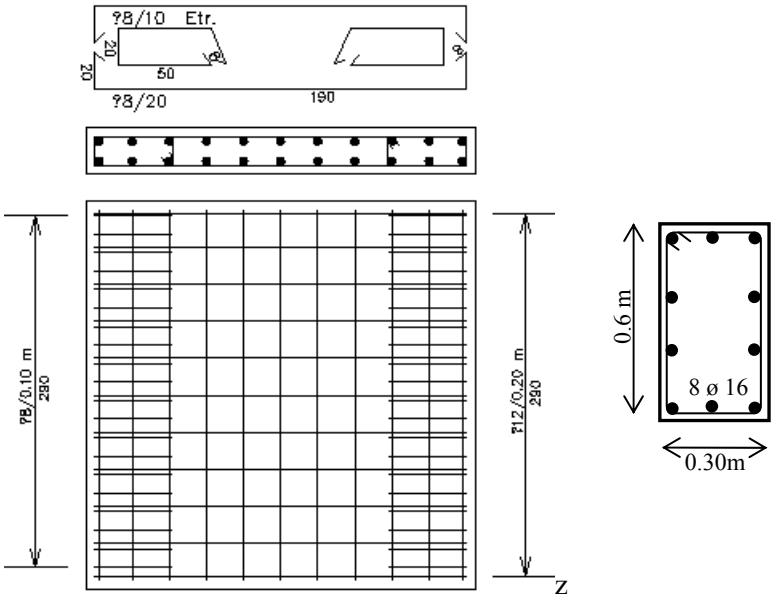
Şekil 6. Örnek bina için doğrusal olmayan malzeme -beton- modeli



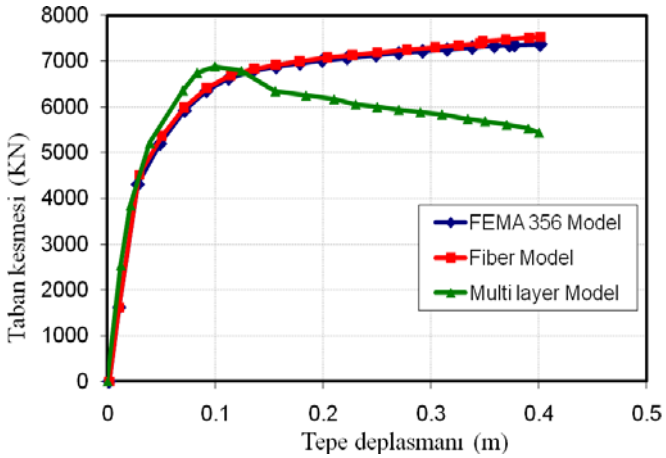
Şekil 7. Örnek bina için doğrusal olmayan malzeme – donatı çeliği modeli

Tablo 3. Tüm modeller hesaplanan performans noktası değerleri

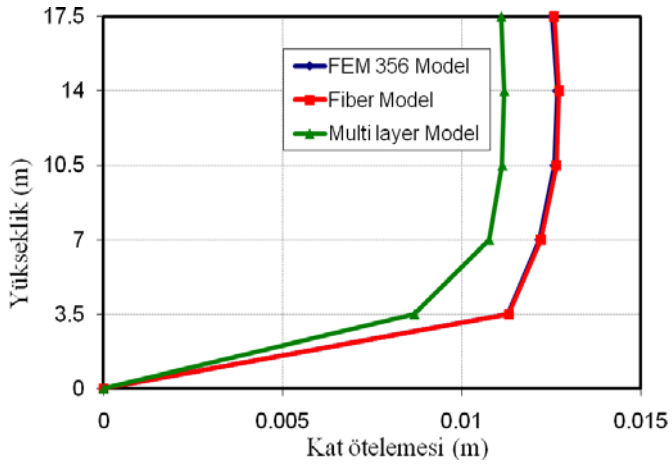
	Başlıklı Perde Duvarlara Sahip Model	Başlıklı Perde Duvarlara Sahip Model
FEMA 356 modeli	20.9 mm	20.9 mm
Fiber Modeli	20.8 mm	21.2 mm
Kirişler (mm)	18.4 mm	18.5 mm



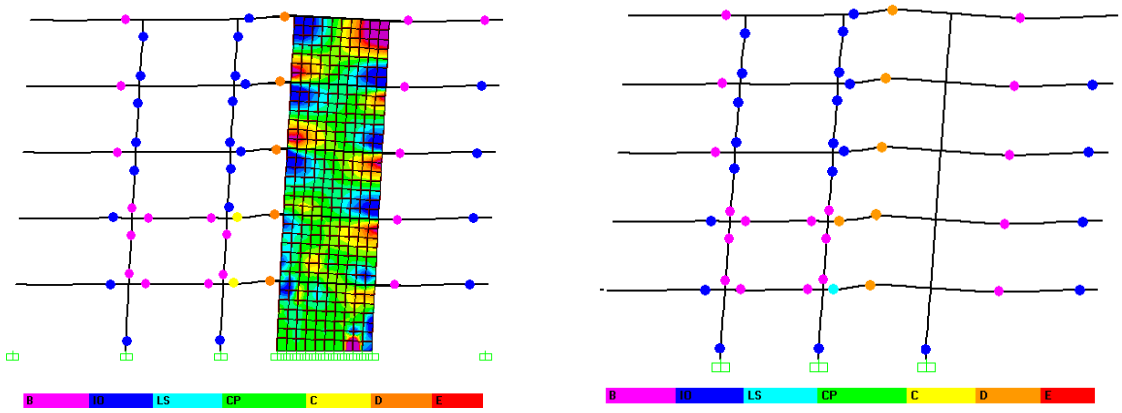
Şekil 8. Başlıklı perde ve kolon elemanlarında donatı dağılımının örneği



Şekil 9. Farklı başlıklı perde modelleri kullanan betonarme binalar için itme eğrileri

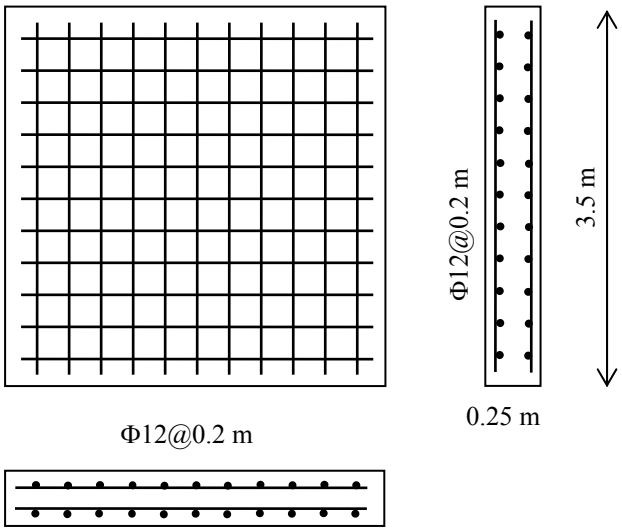


Şekil 10. Farklı başlıklı perde duvar modelleri kullanan betonarme binalar için karşılıklı kat eğilim oranları

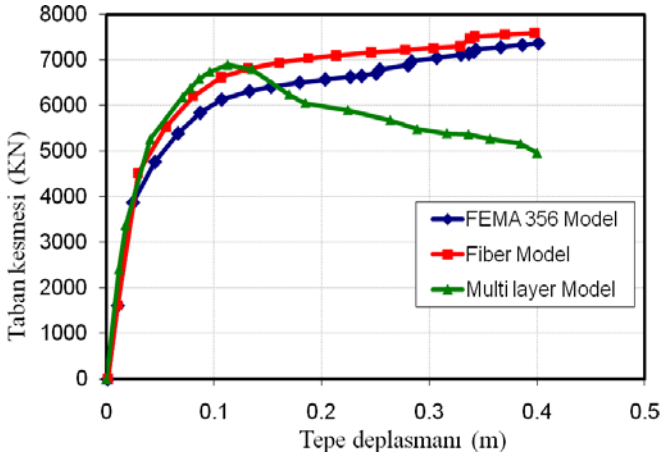


Çok Katmanlı Kabuk Modeli Orta-Dikme Çerçeve Modeli

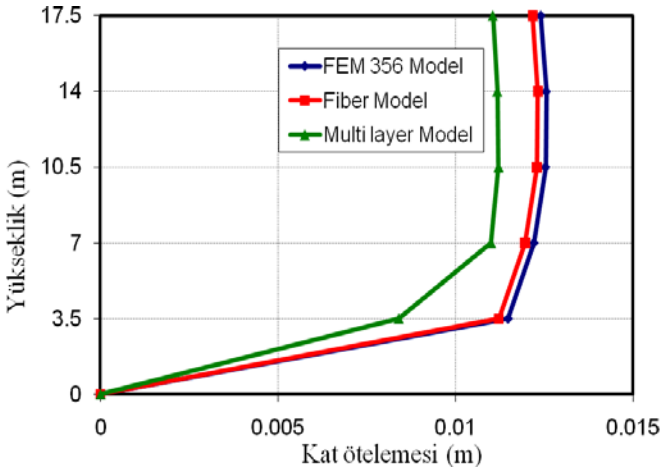
Şekil 11. Başlıklı perdeli bina için çok katmanlı kabuk ve orta-dikme çerçeve modelleri için performans noktasındaki plastik mafsal durumu



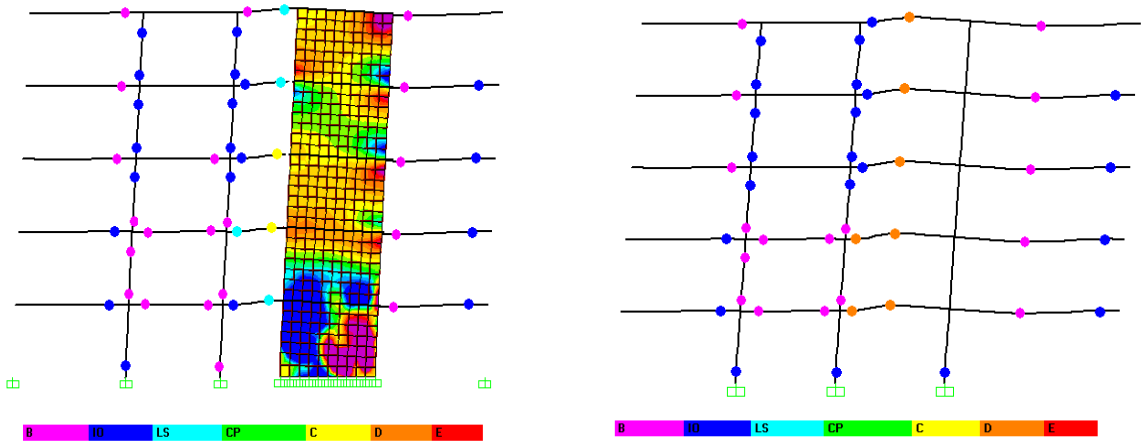
Şekil 12. Farklı başlıksız perde duvar modelleri kullanan betonarme binalar için karşılıklı kat eğilim oranları



Şekil 13. Farklı başlıksız perde modelleri kullanan betonarme binalar için itme eğrileri



Şekil 14. Farklı başlıksız perde duvar modelleri kullanan betonarme binalar için karşılıklı kat eğilim oranları



Çok Katmanlı Kabuk Modeli Orta-Dikme Çerçeve Modeli

Şekil 15. Başlıksız perdeli bina için çok katmanlı kabuk ve orta-dikme çerçeve modelleri için performans noktasındaki plastik mafsal durumu

5. TARTIŞMALAR VE SONUÇLAR

Çeşitli perde dağılımlarına sahip farklı binaların sayısal sonuçlarına ve örnek olarak ele alınan betonarme okul binasına ait başlıklı ve başlıksız perde duvar modellerinin sonuçları kümesine dayanarak aşağıdaki sonuçlar elde edilmektedir.

Enine ve boyuna donatılara sahip iki katmanlı perde duvar, betonarme malzemenin doğrusal olmayan davranışını (çok katmanlı kabuk ve plastik mafsallı orta-dikme çerçeve) gözönüne alabilmek için farklı tekniklerle modellenmiştir. Perde duvarlara ait plastik mafsalların özellikleri, FEMA 356 önerileri doğrultusunda veya fiber modeli esaslı plastik mafsal özellikleri kullanılarak tanımlanmıştır. FEMA 356 modeli ve fiber modelinin kullanıldığı bina sistemlerinde yapılan artımsal itme analizleri, örnekte özdeş tepe yer değiştirmesi-taban kesme kuvveti eğrileri meydana getirmiştir. Bu eğriler yaklaşık olarak, artımsal itme analizinin ilk 100 mm ötelenme düzeyi için çok katmanlı kabuk modelleri kullanılarak elde edilen eğrilerle benzerdir. FEMA 356 ve fiber modeller kullanılarak elde edilen taban kesme kapasiteleri, 100 mm ötelenme düzeyinden sonra çok katmanlı kabuk modeline göre daha yüksek seyretmektedir. Bu davranış farkı, FEMA 356 ve fiber modellerinde kullanılan plastik mafsal kuvvet-ötelenme eğrilerinin elasto-plastik kabulü ile oluşturulmasından kaynaklanmaktadır. Performans noktalarının, FEMA 356 ve fiber modellerde benzer olmasına karşın, çok katmanlı kabuk modellerinde %15 daha küçüktür. Başlıklı ve başlıksız

perde duvarlara sahip tüm modellerde performans noktasında oluşan plastik mafsal dağılımı ve durumları benzerdir.

Perde duvar performansını değerlendirmek amacıyla, FEMA 356 ve fiber mafsal modeline uyumlu plastik mafsallar tarafından üretilmiş plastik dönmeler, ATC 40 VE FEMA 356'nın kabul kriterleri ile kontrol edilebilir. Çok katmanlı kabuk modelinde doğrusal olmayan davranış, beton ve donatı katmanlarındaki gerilme konturlarının formuna bakılarak incelenebilmesine rağmen, ATC 40 ve FEMA 356'nın plastik dönme performans kriterleri uygulanamamaktadır. Öneri olarak, kayma deformasyonlarının hakim olduğu perde duvarlarda göreceli ötelenme oranı ATC 40'da tanımlanmış deformasyon ölçütleri ile karşılaştırılabilir.

KAYNAKLAR

Applied Technology Council (1996). ATC-40-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Redwood City, California.

CSI (2009). SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.0, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Dorninger K and Rammerstorfer FG (1990). A layered composite shell element for elastic and thermoelastic stress and stability analysis at large deformations, International Journal For Numerical Methods In Engineering, Vol. 30, 833 -858

FEMA 356 (2000). Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, american society of Civil Engineers, Reston, Virginia

J.B Mander, M.J.N Priestley and R Park, Theoretical stress–strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division ASCE 114 (1988), pp. 1804–1826.

Fahjan YM, Kubin J, and Tan MT (2010). Non-linear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls, 14 ECEE, 30 August-03 September, Ohrid, Macedonia

Kubin J, Fahjan M. and Tan MT (2008). Comparison Of Practical Approaches For Modelling Shearwalls In Structural Analyses Of Buildings, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China

Miao ZW, Lu XZ, Jiang JJ and Ye LP (2006). Nonlinear FE Model for RC Shear Walls Based on Multi-layer Shell Element and Microplane Constitutive Model, Computational Methods in Engineering And Science, EPMESC X, Aug. 21-23, 2006, Sanya, Hainan,China.

Nicolae I and Reynouard JM (2000). Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading, Journal Of Earthquake Engineering, 4: 2, 183- 213

Orion Building Design Software (2010), (Version 15) Software for Finite Element Analysis, Design and Detailing for Reinforce Concrete Buildings, CSC (UK) Ltd., Pudsey, UK / Prota Software Ltd., Ankara, Turkey.

Otani S (1980). Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete building structures. Canadian J Civil Eng. V7 I2. 333-344

Spacone E and El-Tawil S (2004). Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: state of-the-art. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol. 130, No. 2, pp. 159-168.

Turkish Earthquake Code for Buildings in Hazardous Areas, DBYBHY, (2006), Ministry of Public Works and Settlement Ankara.

Wilson, E.L. (2002). Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering, Third edition 2002, Computers and Structures Inc, U.S.A.

YAPISAL OLMAYAN DEPREM HASARLARI

NONSTRUCTURAL EARTHQUAKE DAMAGES

M. Hasan BODUROĞLU[1]

ÖZET

Bir binada yapısal olmayan unsurlar kısaca taşıyıcı olmayan bölme duvarları, asma tavanlar, ısı, temiz ve atıksu tesisatları, mekanik ve elektrik ekipmanları, dış cephe kaplamaları, pencereler,giydirme cepheler ve bina içinde bulunan diğer eşyalar olarak tanımlanabilir. Yapılan bir araştırmaya göre 1999 Kocaeli Depremindeki yaralanmaların %50'si, ölümlerin %3'ü yapısal olmayan eleman hasarlarından kaynaklanmıştı (AHEP2004). 1999 Kocaeli Depreminden sonra, hayatta kalanların yaşadığı maddi kayıpların %30'unu mobilya,beyaz eşya, elektronik cihazların ve diğer değerli eşyaların oluşturduğu tahmin edilmektedir. Yapısal olmayan hasarlar, hastane, işyerleri ve okulların aylarca kapanmasına, bu yerlerin hizmet dışı kalmasına neden olabilir. Ülkemizde yaşanan depremlerde yapısal hasarlar o kadar çoktur ki, belki de bu durum yapısal olmayan hasarlar üzerinde fazla durulmamasının bir nedeni olmuştur. Bu sunumda yapısal olmayan hasarlardan örnekler verilmiş ve bazı önerilerde bulunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Yapısal olmayan hasarlar, tesisatlar, asma tavanlar, cephe kaplamaları.

ABSTRACT

Nonstructural elements in a building can be defined as non-load bearing partition,suspended ceilings, clean water, sewage and heating pipes, mechanical and electrical equipments,exterior curtain walls, windows and cladding and other equipments. According to a research carried out after 1999 Kocaeli Earthquake 50% of the injuries and 3% of death were due to the damages of nonstructural elements (AHEP2004). 30% of material loss of people who survived the 1999 Kocaeli Earthquake were found to be household furnishings, electronic equipment and other valuable property. Nonstructural damages will cause to close the schools, hospitals, and businees centers and will result out of service of these facilities. Since the structural damages have been found to be very large a litlle attention have been paid to the nonstructural damages in Turkey. In this presentation examples of nonstructural damages are given and some proposals are made.
Keywords: Nonstructural damages, mechanical systems, suspended ceilings, cladding

GİRİŞ

Ülkemizde meydan gelen depremlerde yapısal hasarların fazlalığı çoğu zaman yapısal olmayan hasarların ihmal edilmesine neden olmaktadır. Binalarda yapısal olmayan unsurlar taşıyıcı olmayan bölme duvarları, asma tavanlar, ısı, temiz su ve atık su tesisatları, mekanik ve elektrik ekipmanları, pencereler, dış cephe kaplamaları, giydirme cepheler ile bina içinde bulunan diğer eşyalar olarak düşünülebilir. Yapısal olmayan bu tur unsurlarla ilgili olarak 1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte bu konularda çok kısıtlı bazı ifadeler yer almaktadır.

1998 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğin 6.11. maddesinde aşağıda belirtilen şekliyle yer almıştır:

6.11.1. Yapısal Çıkıntılara ve Mimari Elemanlara Etkiyen Deprem Yükleri

Binalarda balkon, parapet, baca, vb konsol olarak binanın tasıyıcı sistemine bağlı, ancak bağımsız çalısan yapısal çıkıntılara ve cephe, ara bölme panoları, vb yapısal olmayantüm mimari elemanlara

[1] Prof.Dr. İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul, bodurogl@itu.edu.tr

etkiyen esdeğer deprem yükleri, **S(T)=1.0** alınarak **Denk.**(6.1)'den bulunan spektral mekatsayısının ilgili elemanın toplam ağırlığı ile çarpılmasından elde edilecektir. Hesaplanan deprem yükü, *yatay veya düsey doğrultuda,*en elverissiz iç kuvvetleri verecek yönde ilgili elemanın ucuna etki ettirilecektir.

6.11.2. Mekanik ve Elektrik Donanıma Etkiyen Deprem Yükleri

6.11.2.1 - Binalardaki mekanik ve elektrik donanımların ve bunların bina tasıyıcı sistem elemanlarına bağlantılarının hesabında kullanılacak yatay deprem yükleri **Denk.(6.22)** ile verilmistir. Ancak, Denk.(6.22)'da we ile gösterilen mekanik veya elektrik donanım ağırlıklarının binanın herhangi bir i'inci katındaki toplamının 0.2 wi'den büyük olması durumunda, donanımların ağırlıklarının ve binaya bağlantılarının rijitlik özellikleri, bina tasıyıcı sisteminin deprem hesabında gözönüne alınacaktır.

$$\mathbf{f_e = w_e A_o I (1 + H_i / H_N) \quad (6.22)}$$

6.11.2.2 - Kalorifer brülör ve kazanları, acil yedek elektrik sistemleri ve yangın söndürme sistemleri ile dolgu duvarlarına bağlanan donanımlar ve bunların bağlantılarında **Denk.(6.22)** ile hesaplanan deprem yükünün iki katı alınacaktır.

6.11.2.3 - Endüstri binalarında, mekanik veya elektrik donanımın bulunduğu kattaki en büyük ivmeyi tanımlayan *kat ivme spektrumu* 'nun uygun yöntemlerle belirlenmesi durumunda, **Denk.(6.22)** uygulanmayabilir.

2007 Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik de ise ilgili madde aşağıdaki şekilde değiştirilmiştir:

2.11.1 – Binalarda balkon, parapet, baca, vb konsol olarak binanın taşıyıcı sistemine bağlı, ancak bağımsız çalışan yapısal çıkıntılar ile cephe, ara bölme panoları, vb yapısal olmayan tüm mimari elemanlara uygulanacak; mekanik ve elektrik donanımlar ile bunların bina taşıyıcı sistem elemanlarına bağlantılarının hesabında kullanılacak eşdeğer deprem yükleri **Denk.(2.21)** ile verilmiştir.

$$\mathbf{f_e = 0.5\ A_o\ I\ w_e\ (\ 1 + 2\ H_i / H_N)\quad (2.21)}$$

Hesaplanan deprem yükü, yatay doğrultuda en elverişsiz iç kuvvetleri verecek yönde ilgili elemanın ağırlık merkezine etki ettirilecektir. Düşey konumda olmayan elemanlara, **Denk.(2.21)** ile hesaplanan eşdeğer deprem yükünün yarısı düşey doğrultuda etki ettirilecektir.

2.11.2 – **Denk.(2.21)**'de *w*e ile gösterilen mekanik veya elektrik donanım ağırlıklarının binanın herhangi bir i'inci katındaki toplamının 0.2 $\mathbf{w_i}$ den büyük olması durumunda, donanımların ağırlıklarının ve binaya bağlantılarının rijitlik özellikleri, bina taşıyıcı sisteminin deprem hesabında gözönüne alınacaktır.

2.11.3 – Mekanik veya elektrik donanımın bulunduğu kattaki en büyük ivmeyi tanımlayan *kat ivme spektrumu'*nun uygun yöntemlerle belirlenmesi durumunda, **Denk.(2.21)** uygulanmayabilir.

2.11.4 – Yangın söndürme sistemleri ve acil yedek elektrik sistemleri ile dolgu duvarlarına bağlanan donanımlar ve bunların bağlantılarında **Denk.(2.21)** ile hesaplanan veya **2.11.3**'e göre elde edilen deprem yükünün iki katı alınacaktır.

Yukarıda belirtilen hususların yönetmeliklerde yer alması uygulamaların bunlara göre yapıldığının garantisi olmadığını ülkemizde meydan gelen depremlerden gözleyebiliyoruz. Ülkemizde çok katlı binaların çok hızla artması projelendirmelerin ve imalatların yönetmeliklere uygun olarak yapıldığını ve denetlendiğini varsayarsak binalarımızın taşıyıcı sistemlerinde hasarların azalacağını tahmin edebiliriz. Ancak unutmamamız gereken husus yapısal olmayan hasarlardan dolayı binalarımızın kullanılamaması söz konusu olmamalıdır.

Yapısal Olmayan Hasarlar

Yapısal omayan hasarlar genel olarak üç açıdan önem kazanır. Birincisi can güvenliği, ikincisi mal kaybı ve üçüncüsü ise binanın amacına uygun kullanılamamasıdır. Yapısal olmayan hasarlar, hastanelerin, işyerlerinin ve okulların aylarca kapanmasına, öğrencilerin öğrenimlerini sürdürecek yerlerinin kalmamasına neden olabilir. Tablo 1 de yatırım maliyetlerinin bir kıyaslama tablosu

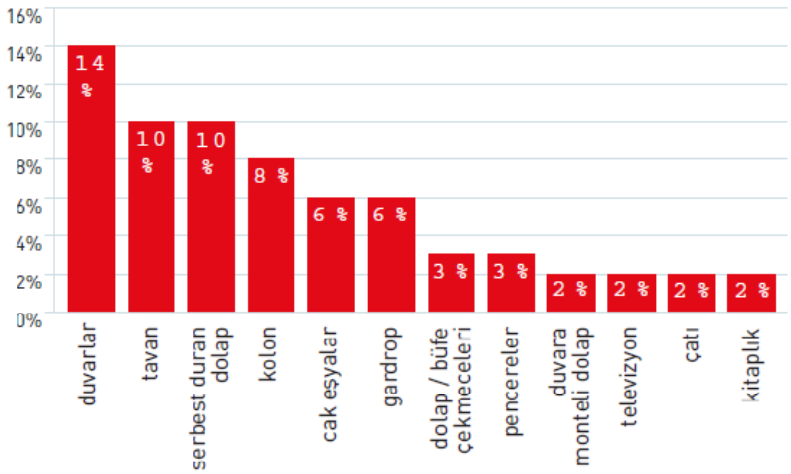
verilmiştir. Görüleceği üzere yapısal sistem maliyeti toplam yatırım maliyetinin %8 ile % 18 arasında değişmektedir ve yapısal olmayan maliyetler ise oldukça yüksek değerlere ulaşmaktadır.

Tablo 1. Çeşitli Amaçlı Kullanımlara Göre Bina YatırımMaliyetlerinin Karşılaştırılması (Whittaker)

	Büro	Otel	Hastane
Eşya ve ekipman	20%	17%	44%
Yapısal olmayan unsurlar	62%	70%	48%
Yapısal unsurlar	18%	13%	8%

Yapısal olmayan unsurlar ve eşya ile ekipman ise yapısal yatırım maliyetlerinin çok üstünde olması bunlara gelecek hasarların azaltılması ve binaların deprem sonrası kullanılabilmesi bakımından çok önem kazanmaktadır. Ülkemizde yapılan ender çalışmalardan biri olan AHEP 2004 Afete Hazırlık Eğitimi Projesi kapsamında yapılan 1999 Kocaeli Depreminde Ölüm ve Yaralanmaların Nedenleri Araştırma Raporudur. Bu raporda ölüm ve yaralanmaların nedenleri yapısal ve yapısal olmayan hasarlara göre incelenmiştir (Tablo 2.).

Tablo 2. Yaralanma ve Ölümlere Neden olan Nesneler (AHEP 2004)



Bu nedenlerin içinde yapısal olmayan unsurların duvarlar, serbest duran dolap, gardropve kırılacak olan eşyalardan olduğunu görüyoruz.

Burada sizlere deprem bölgelerinde yaptığım incelemelerde karşılaştığım bazı örnekleri vermek istiyorum. Yarımca da 1999 Depremi sonrası yaptığım incelemelerde Petkim de bulunan çok katlı yapıda oluşan çok şansız bir ölümle ilgili olanın da 2.katta yaşayan bir bayan deprem sırasında koşarak dışarı kaçıyor ancak binanın ısı izolasyonlu olarak yapılmış olan (yaklaşık iki adet 10cm lik tuğla duvar arasına yerleştirilen izolasyon malzemesinden oluşan) dış cephe kaplamasında meydana gelen hasar sonucu düşen tuğlalar sebeb olmuştur. Bu olay dış cephe kaplamalarında nelere dikkat edilmesi bakımından önemli bir örnektir. Bir başka olay da ise prefabrik olarak üretilmiş bir gıda fabrikasında yaklaşık on metre yüksekliğinde olan tesiste taşıyıcı sistemde önemli bir hasar olmamıştır. Ancak, çeşitli üretim alanlarını ayırmak için yapılmış tavana kadar yükselen bölme duvarında yönetmeliklere göre yatay hatıl yapılmış olmasına rağmen çok uzun olan duvarda düşey hatıl kullanılmaması nedeniyle duvarın devrilmesi vardiyada çalışan iki işçinin ölümüyle sonuçlanmıştır. Bir başka olay da yine prefabrik olarak yapılmış ve gazoz şişelerinin depolanması için kullanılan yaklaşık 8m yüksekliğinde buluna bir tesiste meydana gelen hasar ilginçtir. Gazoz şişelerinin forkliflerle istiflendiği depoda istiflenmiş olan şişelerin devrilmesi sonucu yapının prekast panellerden oluşan duvarına gelen yük nedeniyle panellerin bağlantı

noktalarından ayrılmasına ve binanın hasar görmesine neden olmuştur. Yapısal olmayan bir unsurun kuralına göre istiflenmemesi sonucu yapı hasar görmüştür. Bir baska olay da ilginçtir. Bir fındık kırma fabrikasında meydana gelen hasar yanında fındık kırma makinalarının bağlı olduğu silolarda oluşan hasar mal sahibini ilginç bir yönteme itmiştir. Binası sigortalı olmasına rağmen tesisini işler duruma getirebilmek için gerek binayı ve gerekse siloları bir demir ustasıyla geçici olarak güçlendirerek tesisi işler hale getirmiş ve tonlarca fındığın heba olmasını önlemiştir. Bu örnek bize bir tesisin hizmet dışı kalmamasının ne kadar önemli olduğunu vurgulamaktadır. Mal sahibi daha sonra sigortadan masraflarını alıncaya kadar epey uzun bir süre beklemek zorunda kalmıştır. Burada belirtmek istediğim husus yapısal olmayan eşya ve ekipman ile ilgili sigorta acil olan işlerde yeteri kadar hızlı ödeme yapamamaktadır.

Ülkemizde meydan gelen depremlerde yapısal hasarın çokluğu ve yapısal olmayan hasarlarla karışmış olması nedeniyle ayrıntılı bilgiye ulaşmak zor olmaktadır. Ancak, yukarıda da belitildiği gibi binalarımızda cephe kaplamaları, pencereler, taşıyıcı olmayan bölme duvarları gibi konularda saptanan bazı ilginç örnekler aşağıda verilmiştir. Şekil 1. ve Şekil 2. de Darıca da bulunan çelik taşıyıcı sistemli askeri bir yurt binasında taşıyıcı sisteme yetersiz olarak bağlanmış dış cephe ve pencere hasarı görülmektedir.





Şekil 1. ve Şekil 2. Duvar ve pencere hasarı.

Gebze' de bir sitede olan hasar da gerek yerel zemin koşullarının etkisi ve gerekse yapısal olmayan duvar ve dış cephe hasarı bakımından ilginçtir. İki katlı yapının zemin kat duvarlarında meydana gelen hasarın özellikle bu katta kullanılan ağır prekast pencere sövelerinin dış duvarlarla olan uyumsuzluğundan olduğu gözlenmiştir. Ancak iki katlı döner merdivenin etrafındaki duvarın ince olması ve düşey hatıl kullanılmaması hasarın artmasına neden olmuştur (Şekil 3. Ve Şekil 4.)

Yapısal olmayan hasarlarla ilgili olarak yurt dışından örnek vermek mümkündür. Ülkemizde çok sayıda alışveriş merkezi ve çok sayıda çok katlı binalar inşa edilmektedir. Bunlarda yapısal olmayan hasarları azaltmaya yönelik alınması gereken önlemlerin yeterli olup olmadığı tam olarak bilinmemektedir.

İleri de olmamasını istediğimiz bu türde hasarlara örnek olarak Şekil 5 de bir alışveriş merkezinde olan asma tavan hasarı görülmektedir (CUREE Calender 2010). Şekil 6 da ise yine bir asma tavan ve alçı bölme duvarı hasarı görülmektedir (CUREE Calander 2010).

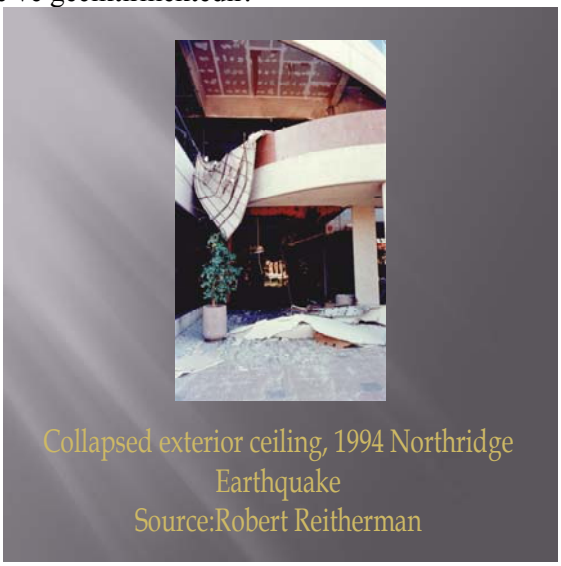




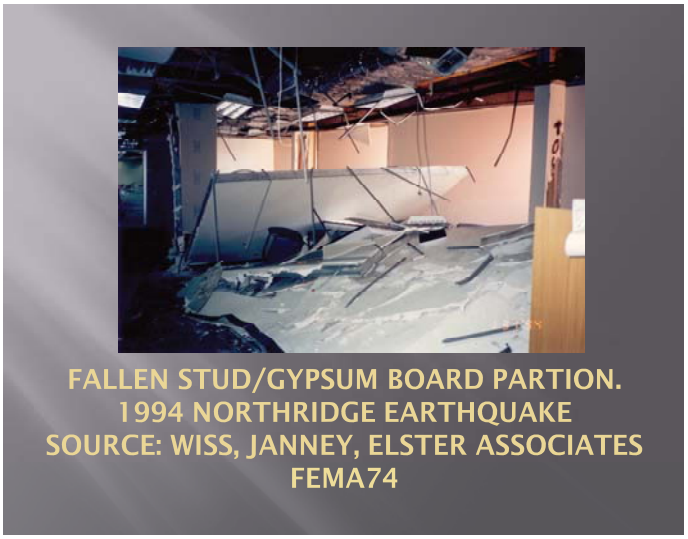
Şekil 3. ve Şekil 4. İki katlı binada yapısal ve yapısal olmayan hasar

Diğer bir yakın zamandan örnek olarak, 2010 Şili depreminde asma tavanı hasar gören Santiago Havalimanı görülmektedir (Miranda ve arkadaşları) Şekil 7. Yine Şili 2010 depreminde hasar gören yapılarda cephe ve pencere hasarları ile kubbe şeklinde tasarlanmış çatılarda meydan gelen tipik hasarlar (Miranda ve arkadaşları) Şekil 8.

Bu örneklerden görüleceği üzere yapısal olmayan eşya ve ekipmanlardan dolayı oluşan hasarlar ölüm veya yaralanmalara sebeb olabilmekte ve ayrıca binaların amaçları doğrultusunda kullanılmalarını engellemekte ve geciktirmektedir.



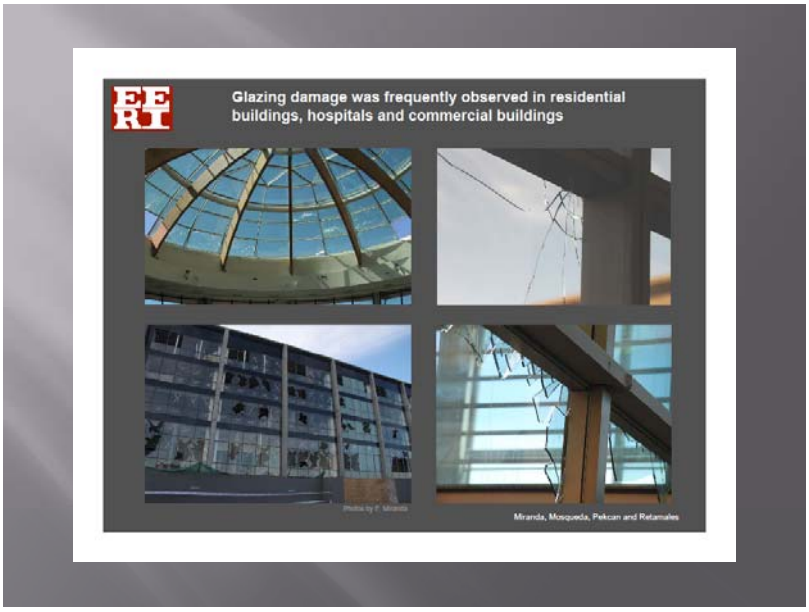
Şekil 5. Asma tavan hasarı (CUREE Calander 2010)



Şekil 6. Alçı ara bölme duvarı ve asma tavan hasarı



Şekil 7. Santiago Havalimanı asma tavan ve diğer hasarlar



Şekil 8. Alışveriş merkezleri, konutlar ve hastanelerde meydan gelen tipik hasarlar

SONUÇ

Deprem hasarlarını azaltmak ve enaza indirmek için yapılaması gerekenler kısaca aşağıda özetlenmiştir.

Öncelikle 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmeliğin yukarıda verilen maddelerine göre binalarda balkon, parapet, baca, vb konsol olarak binanın taşıyıcı sistemine bağlı, ancak bağımsız çalışan yapısal çıkıntılar ile cephe, ara bölme panoları, vb yapısal olmayan tüm mimari elemanlara uygulanacak; mekanik ve elektrik donanımlar ile bunların bina taşıyıcı sistem elemanlarına bağlantıları yönetmelikte verilen eşdeğer deprem yükleri altında hesaplanmalıdır.

Bu bağlantılarda uygun malzemeler, özellikle dış cephelerde korozyona dayanıklı tercihan paslanmaz çelik kullanılmalıdır.

Tüm giydirme cepheler benzer kurallara göre güvenlikli olarak taşıyıcı sisteme bağlamalıdır.

Tüm eşya ve ekipmanlar deprem yüklerini karşılayacak şekilde binaya bağlanmalıdır. Konutlarımızda bu tür önlemler kolaylıkla alınabilir.

Konutlarımız dışında tüm hipermarket binaları, alış veriş merkezleri, özellikle çok katlı yapılar, haataneler, müzeler ve sanayi tesislerinde ise bu bir mühendislik hizmetidir ve eksiksiz yapılması gerekir.

Teşekkür

Çalışmada sunulan CUREE Calander 2010 da bulunan fotoğrafları kullanabilmem için gerekli müsaadeyi veren Mr. Robert Reitherman' a teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

2010 CUREE Calendar - Nonstructural Earthquake Damage, Images.

AHEP 2004 – Petal, M.A., 1999 Kocaeli Depreminde Ölüm ve Yaralanmaların Nedenleri Araştırma Raporu, KRDAR Enstitüsü.

Miranda, E., Mosqueda, G., Pekcan, G.,Retamales, R., (2010) Brief Report on Earthquake Recaonnissance after the M 8.8 February 27th 2010 Maule, Chile Earthquake, EERI.

Whittaker, A. S. and Soong,T. T., (2003) An Overview of Nonstructural Components Research at Three U.S.

Earthquake Engineering Research Centers, Proceedings of Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical FacilitiesATC- 29-2 Oct. 2003.

DEPREM YÖNETMELİĞİ'NDE PLASTİSİTE TEORİSİNİN UYGULAMALARI

APPLICATIONS OF THE THEORY OF PLASTICITY ON THE TURKISH SEISMIC CODE

Zekai CELEP1

ÖZET

Betonarme yapıların tasarım yönetmeliklerinde plastisite teorisinin bazı kavramları daha çok dolaylı olmak üzere bulunur. Buna karşılık yapıların deprem güvenliğinin sağlanmasında kontrollü hasar kabul edildiği için, deprem yönetmeliklerinde plastisite teorisinin değişik kavramları yaygın biçimde kullanılır. Deprem Yönetmeliği'nin daha önceki baskılarında bu kavramların dolaylı görülmesine rağmen, Deprem Yönetmeliği (2007) de plastisite teorisinin kavramları doğrudan kullanılmıştır. Günümüzde bu kavramlar uygulamadaki mühendisler tarafından yaygın bir şekilde, bazı durumlarda anlamı tam anlaşılmadan kullanılmaktadır. Bir yapının tasarımı veya deprem güvenliğinin belirlenmesi gibi karmaşık problemlerde ayrıntıya girilerek bu kavramların açıklanması ve anlaşılması çoğu zaman zordur. Bu yazıda bazı ana kavramların ayrıntıya girmeden toplu biçimde şekillerle açıklanmasını hedeflemiştir.
Anahtar Kelimeler: Betonarme, Deprem yönetmeliği, Plastisite teorisi, Doğrusal olmayan davranış.

ABSTRACT

Almost in all design codes for reinforced concrete structures various concepts of the theory of plasticity can be found often implicitly. However, since often controlled damages are accepted in design of regular structures subjected to the design earthquake, various concepts of the theory of plasticity are employed directly in seismic codes. Although the older versions of Turkish Seismic Codes include these concepts indirectly, the Seismic Code (2007) contains them explicitly. These concepts are used more often than ever in Turkish civil engineering community sometimes without grasping their true meaning. It is often difficult into details of these concepts, when a complicated problem, such as design and seismic evaluation of a structure, is involved. The present paper attempts to give the main plasticity concepts by using the graphical representation without going into detail.
Keywords: Reinforced concrete, Seismic code, Plasticity theory, Nonlinear response.

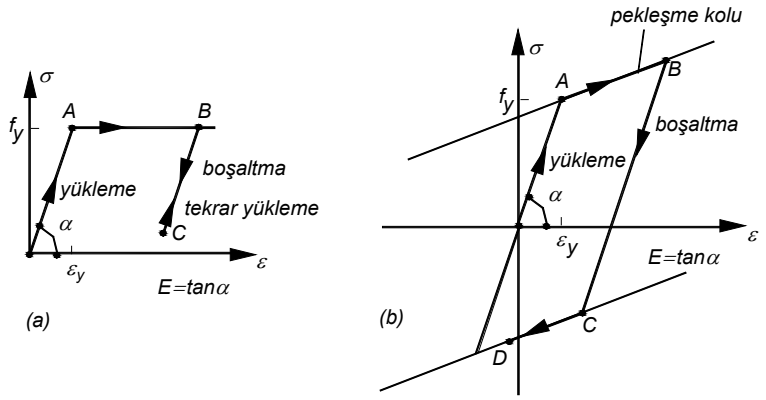
GİRİŞ

Betonarme yapıların tasarımında (veya değerlendirilmesinde) iki tür analiz sözkonusudur. Bunlardan birincisi taşıyıcı sistem analizi ve diğeri kesit analizidir. Her ikisi de mukavemette bilinen doğrusal elastik davranış kabulünün beton ve çeliğe genişletilmesi ile başlar. Birinci analiz tamamen doğrusal kabul edilmesine karşılık, ikinci analizde betonun çekme gerilmeleri karşılamaması denklemlerin doğrusallığını hafif de olsa zedeler. 1970 lerde yönetmeliklerde kesit tasarımında beton ve donatının plastik (doğrusal ötesi) davranışını gözönüne alan taşıma gücü ilkelerinin kabul edildiği görülür. Ancak arttırılmış yükler altındaki taşıyıcı sistem analizinde, muhtemelen zorluğu ve süperpozisyon kuralının kullanılamaması yanında, yüklemelerdeki belirsizlikten dolayı doğrusal elastik çözüm kullanımına devam edildiği görülür. Bunun yanında

[1] Prof.Dr., İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, celep@itu.edu.tr

doğrusal elastik ötesi davranışın dolaylı olarak taşıyıcı sistem analizinde gözönüne alındığı görülebilir. Buna örnek olarak yeniden dağılımla, taşıyıcı sistemde moment diyagramının sınırlı olarak değiştirilmesi verilebilir (TS500, 2000). Deprem Yönetmeliği (Bölüm 7) de taşıyıcı sistemin deprem güvenliğinin belirlenmesinde plastik davranış belirgin bir şekilde ortaya çıkarılmıştır. Yönetmelikte yapılacak muhtemel değişiklikle plastik davranışa dayanan bu yöntemlerin yeni yapı tasarımına (Bölüm 2) da daha ayrıntılı biçimde yansıması beklenir.

Zamanla, betonarme malzemenin ve elemanlarının davranışının daha yakından tanınması yanında bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerin daha ayrıntılı sayısal hesabı mümkün kılması, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışın daha ayrıntılı ve gerçekçi biçimde göz önüne alınmasını sağlamıştır. Özellikle depreme karşı güvenliğin sağlanmasında sınırlı (kontrollü) hasarın kabul edilmesiyle, elastik ötesi (plastik) şekil değiştirmeler gözönüne alınır. Deprem Yönetmeliği (2007) de yeni binaların tasarımında deprem güvenliğinin sağlanmasında, plastik davranış sonucu kapasite artımı *Deprem Yükü Azaltma Katsayısı* ile göz önüne alınır. Yönetmelikte mevcut binaların deprem güvenliklerinin incelenmesinde ise, plastik davranışın hesaba katılması daha belirgin bir şekilde görülür. Günümüzde bu kavramlar uygulamadaki mühendisler tarafından yaygın bir şekilde, bazı durumlarda anlamı tam anlaşılmadan kullanılmaktadır. Buna sebep olarak bir yapının tasarımı gibi karmaşık problemlerde ayrıntıya girilerek bu kavramların anlaşılmasının zorluğu söylenebilir. Bu yazıda plastisite teorisinin Deprem Yönetmeliği'nde (2007) kullanılan bazı ana kavramların olabildiğince şekillerle açıklanmasını hedeflemiştir (Celep, 2007 ve 2005).



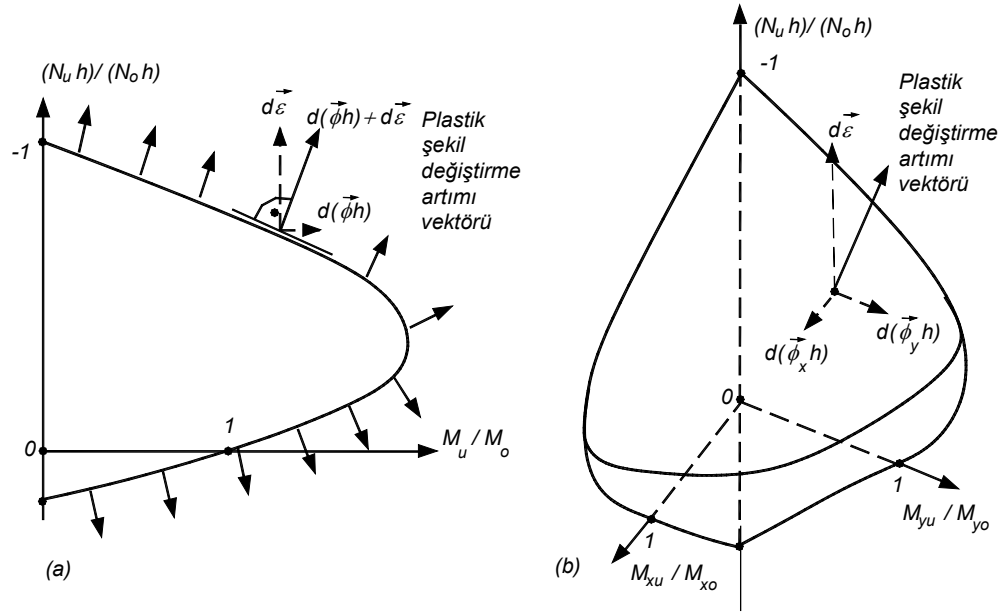
Şekil 1. a) İdeal elasto-plastik malzemede ve b) doğrusal elastik-pekleşen plastik malzemede bir eksenli gerilme durumunda yükleme ve boşalma

PLASTİK DAVRANIŞ

Gerçek malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi genel olarak doğrusal olmayıp, malzeme özelliğine bağlı olarak karmaşık bir değişim sergiler. Çözümlerde değişik yaklaşıklık derecelerinde sonuç elde etmek için basit malzeme modelleri kabul edilir. Bu suretle taşıyıcı eleman ve sistem davranışı için kapalı matematiksel çözümler elde etmek ve yorumlamak mümkün olur. İleri matematiksel modellerin kullanılması durumunda özellikle taşıyıcı sistem karmaşık ise, çözüm için yorum yapılması zorlaşır. Bu sebepten dolayı basit malzeme modelleri ile çözüm elde etmek ve davranışı kavramak, karmaşık çözüm sonuçlarını yorumlamak için önemlidir. Elastik ötesi malzeme modellerin en basiti doğrusal olan elastik ve plastik malzeme modelidir (*Şekil 1*). Genellikle küçük gerilmeler için malzeme daima doğrusal elastik kabul edilebilir. Bir eksenli gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişki E elastiklik modülü kullanılarak tanımlanabilir. Ayrıca şekilde verilen bir eksenli davranışın çok eksenliye genişletilmesi bazı kabulleri gerektirir. Doğrusal elastik durumda yükleme ve boşaltma durumu tek bir bağıntı ile ortaya çıkar. Elastik ötesi davranış gösteren malzemede önemli husus, elastik davranışın sınırının tanımlanmasıdır. *Şekil 1*.deki modelde gerilmenin f_y akma gerilmesine erişmesi durumunda elastik davranışın sona erdiği kabul edilmiştir. Malzemenin elastik ötesi davranışının gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ayrıca tanımlanır.

AKMA ŞARTI

Betonarme kesitlerde malzemenin tasarım değerleri f_{cd} ve f_{yd} ve müsaade edilen ε_{cu} ve ε_{su} değerleri alınarak tasarımda kullanılan $M_r - N_r$ karşılıklı etki zarfı oluşturulur. Buna karşılık f_c ve f_y değerleri kullanılarak kesitin $M_u - N_u$ taşıma gücü zarfı oluşturulur. Yüklemede bu zarfa erişilmesi gevrek davranış durumunda güç tükenmesine karşı geldiği halde, sünek durumunda etkilerde artma olmadan (veya karşılıklı etki zarfı üzerinde hareket ederek) plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu sebepten sünek davranış için bu zarf *Akma Yüzeyi* (*Akma Şartı*) olarak bilinir (*Şekil 2*).

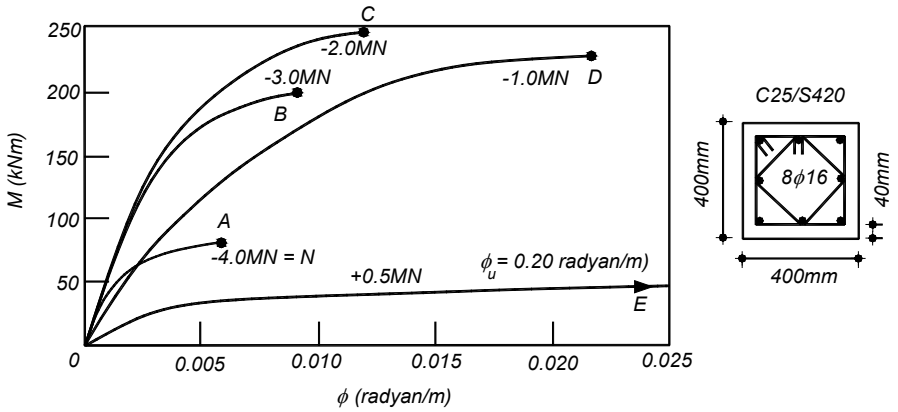


Şekil 2. Betonarme kesitin (a) karşılıklı etki zarfı ve (b) karşılıklı etki yüzeyi

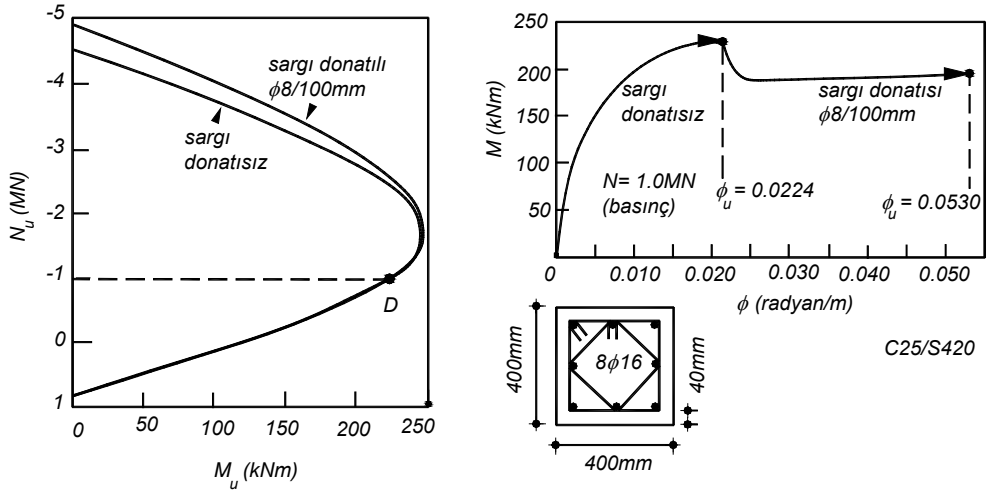
EĞİLME MOMENTİ-EĞRİLİK BAĞINTISI

*Şekil 3.*de eğilme momenti ve normal kuvvet altındaki betonarme bir kolon kesitindeki eğilme momenti-eğrilik değişimi gösterilmiştir. Normal kuvvetin olmadığı veya küçük olduğu durumda eğilme momentinin küçük değerleri için betonda basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelirken, donatı elastik davranır. Bütün beton kesiti davranışa etkili olduğu için donatının katkısı bu devrede sınırlı olur. Kesitin eğilme rijitliğine beton kesitinin elastiklik modülü ve brüt atalet momenti etkili olur. Momentin artmasıyla çekme bölgesindeki beton çatlar ve çatlak tarafsız eksene doğru ilerler. Çekme gerilmelerinin hemen hemen tamamı çekme donatısı tarafından karşılanır. Tarafsız eksenin altında çekme gerilmelerinin küçük olduğu bir bölge kalırsa da, değerlendirmelerde bu gerilmelerin katkısı küçük olduğundan ihmal edilir ve çekme bölgesinde betonun tamamen çatladığı kabul edilir. Betonun çatlaması moment-eğrilik değişiminde küçük de olsa, ilk doğrusal davranıştan ayrılmayı doğurur. Bir kesitte $M - \phi$ moment-eğrilik bağıntısında yataya yakın kolun uzun olması, yani kesit güç tükenmesinin sünek olması çekme donatısının miktarına bağlıdır. Kesitte çekme donatısının dengeli donatıdan daha büyük olması durumunda donatı akmaya erişmeden beton ε_{cu} en büyük kısalmasına ve kesit de güç tükenmesine erişir. Bu durumda $M - \phi$ moment-eğrilik bağıntısında belirgin yatay kol ortaya çıkmaz ve güç tükenmesi sünek değil, gevrek olarak meydana gelir. Kesitin eğilme rijitliği $EI = M / \phi$ bağıntısı ile tanımlanır. Başlangıçtaki eğilme rijitliğine brüt beton kesiti etkili olur. *Şekil 3.*de görüldüğü gibi, momentin artması ile çekme bölgesindeki beton çatladığı için eğilme rijitliğinde azalma görülür. Bu bölümdeki eğilme rijitliğine çekme donatısı etkili olur. Güç tükenmesine yakın durumunda $M - \phi$ değişimi yataya yakın olduğu için eğilme rijitliği çok küçülür. Bu davranış plastik davranışının belirgin olmasında karşı gelir. Donatının dengeli donatıdan daha küçük olduğu durumda, plastik şekil değiştirmelerin daha belirgin ortaya çıkar. Kesitte basınç donatısının bulunması, basınç bölgesini küçülteceği ve daha büyük kesit eğriliklerine sebep olacağı için, kesitin davranışında plastik davranışın daha

belirginleştirir. Kolonlarda eğilme momenti yanında normal kuvvet de etkili olur. Basınç normal kuvvetin bulunması, moment-eğrilik bağıntısında değişikliğe sebep olur ve plastikleşmeyi gösteren yatay kolu küçültür. Genellikle, eğilme momenti kiriş ve kolonda kesitten kesite değişim gösterirken, normal kuvvet kolonlarda sabit değişim sergiler. Bununla beraber normal kuvvetin bulunması plastikleşme bölgesinin artmasına sebep olur. Hatta, teorik olarak normal kuvvetin etkili olduğu bir kolonda artan yükler altında da tüm eleman plastikleşeceği için, plastikleşme bölgesi çok genişler ve plastik mafsal kabulü geçerliliğini kaybeder. Kesitte sargı donatısının bulunması plastikleşme kolunu belirgin bir şekilde uzatırken, normal kuvvetin etkili olduğu bölgede sınırlı kapasite artımına sebep olur (*Şekil 4*).



Şekil 3. Normal kuvvet etkisindeki bir betonarme kesitin eğilme momenti-eğrilik ilişkisi



Şekil 4. Bir betonarme kesitin eğilme momenti-normal kuvvet karşılıklı etki diyagramına ve moment eğrilik değişimine sargı donatısının etkisi

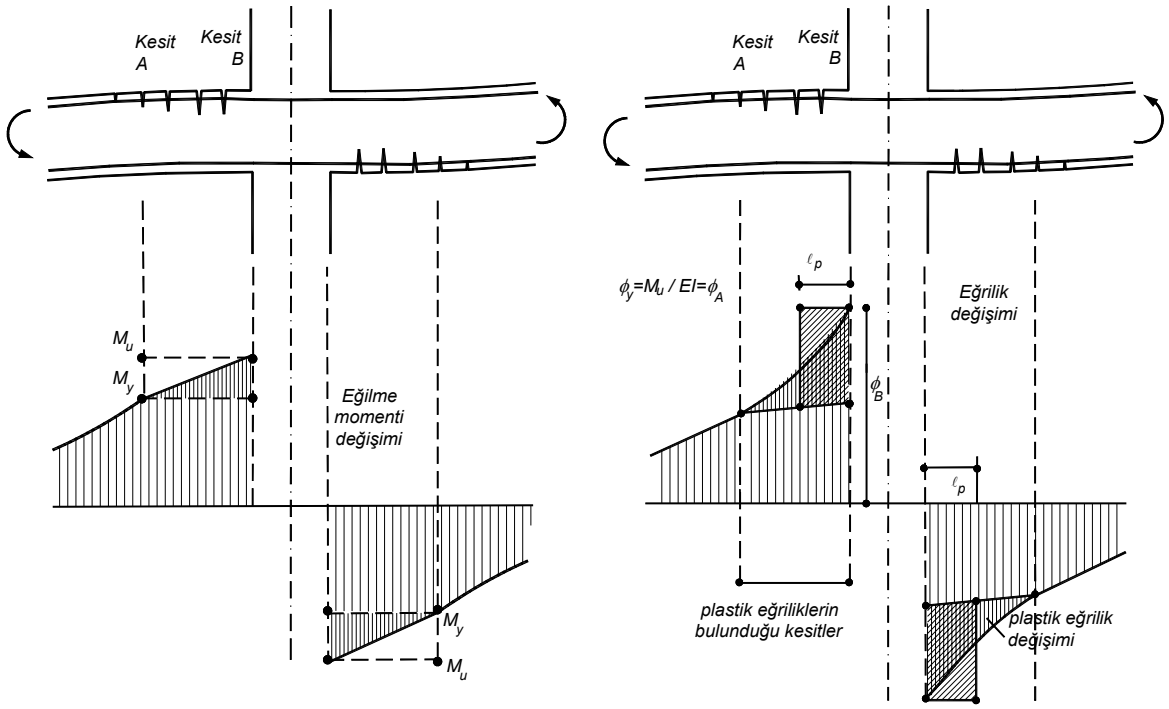
PLASTİK ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER

Karşılıklı etki diyagramındaki $M_u - N_u$ kapasite eğrisi (yüzeyi) kesit etkileri bakımından taşıma gücü sınırına erişildiğini gösterir. Bu durum sargı donatısı ile sünek duruma getirilen kesitte şekil değiştirmesi bakımından kapasitesine eriştiğini göstermez. Kesitin eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri karşılıklı etki diyagramına eriştikten sonra, taşıyıcı sisteme yapılan yükleme sonucu oluşan şekil değiştirmelere bağlı olarak, kesitin moment ve normal kuvvet değerleri sabit kalabileceği gibi, karşılıklı etki diyagramı üzerinde hareket de edebilir. Bu durumda sünek kesitte plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Bunlar kesitte plastik dönme ve plastik kısalma (veya uzama) olarak ortaya çıkar. Bu durumda karşılıklı etki diyagramı aynı zamanda akma eğrisi olarak da görülebilir ve plastik şekil değiştirme artım vektörünün bu eğriye dik kalması gerektiği kabul edilir. Bu durumda karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi) eğilme momenti-normal kuvvet eksen

takımında plastik şekil değiştirme artımı akma eğrisinin teğeti her noktada değişken olduğu için, $d(\vec{\phi}\ h)+d\vec{\varepsilon}$ plastik şekil değiştirme artımı vektörünün de doğrultusu değişken olacaktır. Akma eğrisi uygun yaklaşıklıkta doğrular ile ifade edilerek, işlem basitleştirilebilir. Betonarme kesitin özelliğinden dolayı basit eğilmede kesit dönmesi yanında kesite uzama çıkacağı da görülür (Aydınoğlu ve diğerleri 2007).

PLASTİK MAFSAL

Kirişte momentin küçük olduğu bölgede kiriş tamamen elastik davranırken, zorlanan kesitlerde, kesitin tarafsız eksene yakın bölümleri elastik kalır ve diğer bölümleri plastikleşir. Bu bölümde kesitin şekil değiştirmesi elasto-plastik olarak ortaya çıkar. Kirişin plastikleşen bölgesinin kapsamı yükleme seviyesine, kesit yüksekliğine ve momentin ilgili bölgedeki değişimine bağlıdır. *Şekil 5*.de kirişte mesnet civarında eğilme momenti ve eğrilik değişimi verilmiştir. Görüldüğü gibi, A kesitinde moment M_y değerine erişmiş ve akma eğriliği ϕ_y meydana gelmiştir. Momentin daha küçük olduğu kesitlerde elastik eğrilik momentle orantılı olarak $\phi = M / EI$ şeklinde oluşur. Kolon yüzüne yakın kesitlerde plastik eğrilikler meydana gelmektedir. A ile B kesiti arasındaki eğriliklerin toplamı iki kesitin birbirine göre göreli dönmesini oluşturur ve eğrilik değişimindeki taralı alana karşı gelir. Bu dönme, elastik ve plastik bölümlerde meydana gelir. B kesitindeki plastik eğrilik esas alınarak taralı alana eşdeğer olarak oluşturulan dikdörtgen alanın boyu ℓ_p eşdeğer *Plastik Mafsal Boyu* olarak kabul edilir. Kirişin bu boyu, en büyük plastik eğriliğin meydana geldiği kiriş parçası olarak da görülebilir. Kiriş mesnedinde momentin değişiminin sivrilik oluşturması bu boyun küçük olmasına sebep olur. Bu açıklamalar normal kuvveti de içerecek şekilde kolon için genişletilebilir.

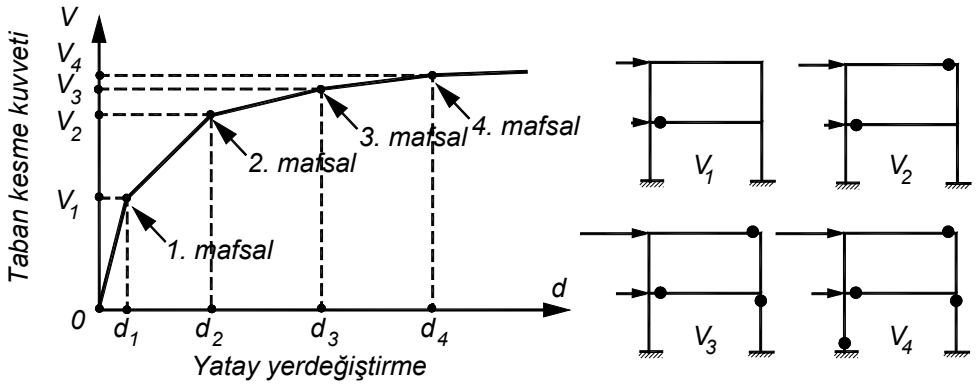


Şekil 5. Sürekli kirişte mesnet bölgesinde plastik eğrilik değişimi ve plastik mafsal kabulü

Şekil 5.de gösterildiği gibi, kirişin $0 \le M \le M_y$ olan kesitleri tamamen elastik kalmakta ve kesitte eğilme rijitliği ile orantılı elastik eğrilik ortaya çıkmaktadır. Kirişin $M_y \le M \le M_u$ olan kesitlerinde ise, kesitin bir kısmı elastik bir kısmı plastik olduğu için, eğrilik elastik ve plastik bölümlerin toplamı olarak oluşur. Yük arttıkça plastikleşme bölgesi genişler ve eğrilik artar. Teorik

olarak kesitin M_u taşıma gücü momentine erişmesi eğriliğin çok büyük değerlere erişmesi ile mümkün olur. Plastikleşme bölgesinin başlangıcında bulunan B kesitinin mesnet yüzündeki A kesitine göre dönmesi, toplam eğriliğin bu iki kesit arasında integrasyonu ile ortaya çıkar: Genellikle plastik eğrilik elastiğe göre büyük olduğu için, sadece plastik eğrilik de göz önüne alınabilir. Hesaplanan en büyük plastik eğriliğin toplam dönmeye bölünmesiyle ℓ_p eşdeğer plastik mafsal boyu elde edilir. Hesaplanan bu boyun, *Şekil 5*.de görüldüğü gibi, plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği boydan daha küçük bir "eşdeğer boy" olduğu unutulmamalıdır. Plastik mafsal, kesitte eğilme momentinin belirli bir değere erişmesi ile oluşur. Yaklaşık olarak $M_u \approx M_y$ kabul edilerek, plastik mafsal kesitinin zorlanması durumunda, eğilme momenti artmadan kapasite değerinde sabit kalarak kesit kolayca normal mafsalda olduğu gibi dönebilir. Plastik mafsal bölgesinin boyu, eğrilik-moment bağıntısına, eleman boyunca eğilme momentinin değişimine, kesit yüksekliğine ve kesitteki normal kuvvete bağlıdır. Deprem Yönetmeliği'nde daha basit olan $\ell_p = 0.5\,h$ kabulü benimsenmiştir.

Deprem yükleri etkisinde, kolon ve kirişlerde iki uç alt ve üst kesitler genellikle her iki yüklemede daha çok zorlandığı için plastik şekil değiştirmelerin bu kesitlerde oluşması doğaldır. Bu sebepten bu kesitler muhtemel plastik mafsal kesitleri olarak ortaya çıkar. Plastik şekil değiştirmelerin dolayısıyla plastik mafsal dönmesinin meydana gelebilmesi için, bu bölgedeki kesitlerin plastik şekil değiştirme kapasitesine sahip olması gerekir. Ayrıca, bu kapasitenin kullanılabilmesi, ortaya çıkan plastik şekil değiştirmelerin kabul edilebilir seviyede kalması ile mümkündür. Kesitte kesme kuvvetinin bulunması (normal kuvvette de olduğu gibi) ile kesitteki plastik şekil değiştirme kapasitesinin azalacağı da unutulmamalıdır.



Şekil 6. Plastik mafsal oluşumu ve statik itme analizi

STATİK İTME ANALİZİ VE LİMİT YÜK

İzostatik sistemlerde en çok zorlanan kesitte plastik mafsalın oluşması ile sistem yük taşıyamaz duruma gelir. Hiperstatik sistemlerde oluşan plastik mafsal, sistemin hiperstatiklik derecesini düşürür. Fakat güç tükenmesi durumunu oluşturmaz. Yüklemeye ve plastik mafsal kabulü kullanılmaya devam edilirse, plastik mafsal sayısının artmasıyla, taşıyıcı sistem, yerel olarak veya sistem olarak mekanizma durumuna gelir ve bu durumda yük de sınır değerine erişir. Yükün en son değeri *Limit Yük* olarak adlandırılır.

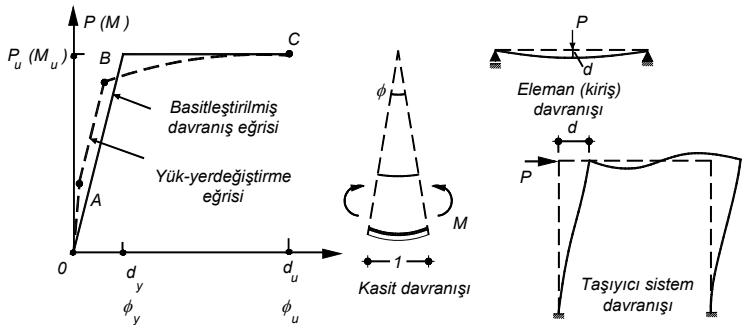
Plastik mafsal kabulünü kullanarak, bir taşıyıcı sistemin güç tükenme yükünün elde edilmesinde en basit yöntem; kabul edilen bir yükleme düzeninin adım adım arttırılarak plastikleşen kesitlerin belirlenerek limit yükün elde edilmesi olup, bu işlem *Statik İtme Analizi* olarak bilinir. Bu işlemde, sistemin davranışı kesit etkilerinin sınır değere eriştiği kesitlere plastik mafsal yerleştirilerek, taşıyıcı sistemde mekanizma durumu oluşuncaya kadar devam edilmesiyle limit yük bulunur (*Şekil 6*). Limit yüke erişinceye kadar plastik mafsallarda dönmeler ve bunun sonucu sistemde yerdeğişmeler ortaya çıkar. Limit yükün kabul edilebilmesi için bu dönme ve yerdeğiştirmelerin kabul edilebilir olması gerekir. Kabul edilebilir seviyeyi iki türlü yorumlamak gerekir. Birincisi ortaya çıkan plastik yerdeğiştirme ve şekil değiştirmelerin ilgili kesitin ve sistemin kapasitesi içinde olması gerekir. İkincisi ise, plastik yerdeğiştirme ve şekil değiştirme

kalıcı türden olduğu ve (kontrollü) hasar olarak ortaya çıktığı için sistemin kullanıcısı tarafından kabul edilebilir olması gerekir.

Limit yükün hesap edilmesinde yük artımı yönteminin uygulaması, sistemde plastik mafsal kesitlerin oluşma sırasının izlenmesi ve davranışın daha yakından değerlendirilmesi bakımından tercih edilebilir. Ancak, sadece limit yükün hesap edilmesi sözkonusu olduğu zaman, yöntem uzun hesap adımlarını gerektirir. Limit yükün hesabında geçilen adımlarda doğal olarak denge denklemleri ve sistemin sınır (bağ) şartları yanında akma şartı da sağlanır. Kesitteki eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri akma eğrisi veya yüzeyi üzerinde hareket ederek değişir. En son adımda sistem yerel veya tamamen mekanizma durumuna gelir. Bu şartların tümünün sağlanması limit yükün hesabı için gereklidir. Limit yükün doğrudan hesabında bütün bu şartların hepsinin sağlanması yerine bir kısmı sağlanarak limit yükün yaklaşık değerine alttan veya üstten yaklaşılması da mümkündür. Bu amaçla plastisite teorisinde *Alt ve Üst Sınır Teoremleri* geliştirilmiştir.

SÜNEKLİK

Süneklik, bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişme olmaksızın, plastik şekil değiştirme, dolayısıyla yerdeğiştirme yapma yeteneği olarak tanımlanabilir. Sayısal tanımı, güç tükenme durumu ile elastik sınır şekil değiştirme (veya yer değiştirme) nin oranı olarak yapılır: $\mu = \delta_u / \delta_y$. Eğilme momenti etkisi altındaki bir kesitte karşı gelen eğrilik gözönüne alınarak, kesit eğrilik sünekliği tanımlanabilir. Bunun gibi ortasından yüklü bir kirişte düşey yük ve düşey yer değiştirme ilişkisi göz önüne alınarak eleman düşey yerdeğiştirme sünekliği ve yatay yüklü bir çerçeve göz önüne alınarak taşıyıcı sistem yatay yerdeğiştirme sünekliği tanımlanabilir (*Şekil 7*). Seyrek meydana gelecek şiddetli deprem etkisinde, yapının plastik şekil değiştirme yaparak karşılaması öngörülür. Yapı elastik sınırı geçtikten sonra, bazı kesitlerinde plastik şekil değiştirmeler meydana gelirken, az zorlanan ve kapasitesi olan kesitlerin sistemin yük taşımadaki katkıları ortaya çıkar. Bu yolla depremin dinamik etkisi plastik ve kalıcı olan enerji türüne dönüştürülerek tüketilir.



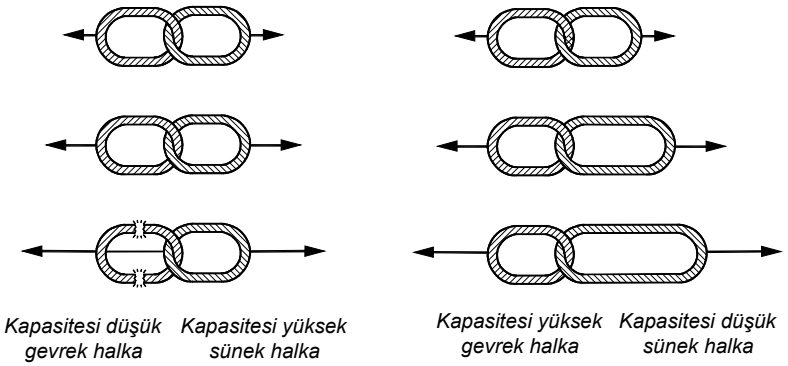
Şekil 7. Kesit, eleman ve sistem etki-şekil (yer) değiştirme ilişkisi

Süneklik sayesinde, tasarım depremine göre boyutlanan sistem sınırlı ve kontrollü plastik şekil değiştirmelerle enerji tüketilirken, iç kuvvetlerin daha az zorlanan kesitlere dağılması sağlanır. Daha büyük depremleri ise, sistemin büyük plastik şekil değiştirmelerle karşılaması beklenir. İyi düzenlenmiş sünek bir taşıyıcı sistemde tasarım depreminde deprem enerjisi, göçmeden uzak kalınarak kontrollü hasarlarla karşılanmış olur. Plastik şekil değiştirmelerin sistemin davranışına etkisi ve plastik kapasitenin büyümesi, sistemin hiperstatiklik derecesi ile artar. Bu suretle çok sayıda kesitin kapasitesine erişmesi sağlanır. Plastik şekil değiştirmelerle ortaya çıkan süneklik büyük şekil ve yer değiştirme yapabilme yanında, tekrarlı yüklemede enerji söndürebilme özelliğini de içerir. Kolon ve kirişlerin plastikleşen kısımlarında betonda sargı donatısı (kesitlerde enine şekil değiştirmeyi sınırlayarak) kullanarak, betonun basınç dayanımını ve özellikle en büyük birim kısalma değerini arttırarak, sünekliğini arttırmak mümkündür Kolonlarda ayrıca ortalama normal gerilmeyi düşürerek betonun gevrek davranışını sınırlayarak sünekliğe katkıda bulunabilir. Donatının kopma gerilmesinin akma gerilmesinden çok yüksek olmamasını sağlamak kapasite tasarımının amacının gerçekleşmesi için ve donatının kopma uzamasının büyük olmasını sağlamak

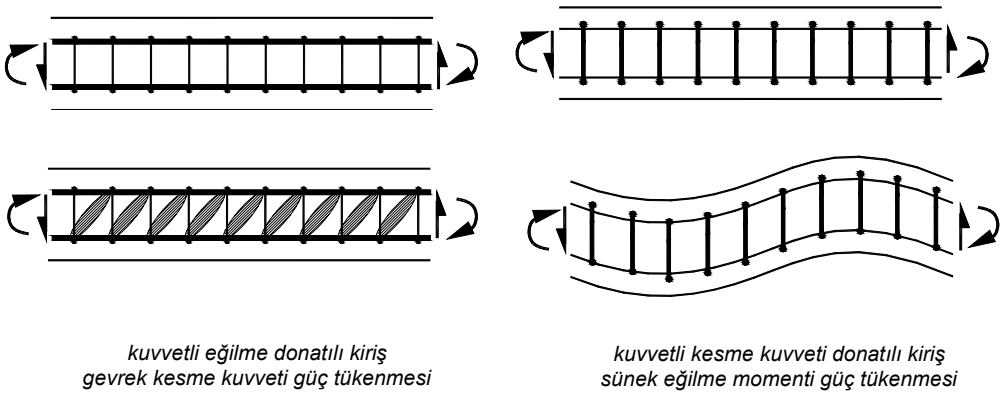
sünek davranış için önemlidir. Ayrıca, donatının öngörülen gerilmelere erişmesi için burkulmaya karşı korunması gerekir. Bu şartlar yönetmelikte sayısal olarak verilmiştir. Betonarme elemanların eğilme momenti altında donatının akma gerilmesine erişmesi sonucu meydana gelen güç tükenmesi, uygun tedbirler alındığında, sünektir. Buna karşılık kesme kuvveti altında betonda oluşan eğik basınç gerilmelerinin etkili olması sebebiyle plastik şekil değiştirmeler sınırlı olarak ortaya çıkar. Bunun gibi, donatı ile beton arasında aderansın sağlanmaması sonucu donatının betondan sıyrılması durumunda plastik şekil değiştirmeler ortaya çıkamayacağı için güç tükenmesi de gevrek olacaktır.

KAPASİTE TASARIMI

Taşıyıcı sistemin plastik davranışı sonucu kapasitenin artması için, plastikleşme beklenen kesitlerde bu davranış sebebiyle beklenen sünekliğin sağlanması ve plastikleşme oluşumuyla ortaya çıkacak gevrek güç tükenmesinin önlenmesi *Kapasite Tasarımı* olarak bilinir. Bu işlem tasarım depreminde ve özellikle daha büyük depremlerde taşıyıcı sistemde güç tükenmesi mekanizmasının kontrol edilmesini sağlar. Kesitlerin plastikleşme sonucu ortaya çıkacak kapasitelerinin olabildiğince birbirine yakın bulunması ile plastikleşmenin birbirini izleyen biçimde ortaya çıkmasını sağlar ve böylece taşıyıcı sistemin plastik şekil değiştirmelerin bir kesitte yoğunlaşması önlenerek, yayılı olarak ortaya çıkması, yerel büyük plastik şekil değiştirmeler yerine, dağılı küçük olanlar ile depremin karşılanması sağlanır. Tasarımda kapasite ilkesinin kabulü ile, kesitlerde, elemanlarda ve taşıyıcı sistemde oluşacak güç tükenmesinin sünek olarak meydana gelmesi sağlanır. Diğer bir deyişle, sünek güç tükenmesi (örneğin; eğilme momenti güç tükenmesi) ile sünek olmayan güç tükenmesi (örneğin; aderans çözülmesi, kesme kuvveti ve zımbalama güç tükenmesi) beraber bulunduğu durumda sünek olmayan etkiye ait kapasite arttırılarak, eleman beklenilenin üstünde zorlandığında, güç tükenmesinin sünek olarak ortaya çıkması sağlanır (*Şekil 8*).



Şekil 8. İki halkalı zincirin gevrek ve sünek güç tükenmesi



Şekil 9. İki halkalı zincire kesme kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki kiriş benzeşimi

Şekil 8.de iki halkadan meydana gelen bir zincir uygulanan kuvvetlerle güç tükenmesi durumuna getirilmeye çalışılmaktadır. Burada halkalardan birinin (A halkası) sınırlı elastik şekil değiştirme kapasitesinin bulunduğu ve plastik şekil değiştirme kapasitesinin bulunmadığı, halkanın elastik şekil değiştirme sonucu güç tükenmesine ani olarak geleceği kabul edilmiştir. Diğer halkanın (B halkası) ise, önemli plastik şekil değiştirme kapasitesinin bulunduğu için güç tükenmesinin büyük şekil değiştirmeler sonucu oluşacağı kabul edilmiştir. Birinci durumda A halkasının kapasitesinin B halkasına göre daha yüksek olduğu kabul edilmiş olup, zincirin güç tükenmesini plastik şekil değiştirme kapasitesi olmayan B halkası kontrol eder ve zincirin güç tükenmesi plastik şekil değiştirme olmadan ani ve gevrek biçimde meydana gelir. İkinci durumda ise, B halkasının kapasitesi A halkasına göre daha yüksek olup, zincirin güç tükenmesini plastik şekil değiştirme kapasitesi olan A halkası kontrol eder ve zincirin güç tükenmesi büyük plastik şekil değiştirmeler sonucu haberli ve sünek biçimde meydana gelir. Kapasite tasarımın esası, yönetmeliklerde öngörülen deprem etkilerinin karşılanması yanında, bu etkilerin öngörülmeyen bir şekilde artması durumunda güç tükenmesinin büyük plastik şekil değiştirmeler sonucu sünek olarak meydana gelmesini sağlamaktır (Paulay, Priesley, 1992).

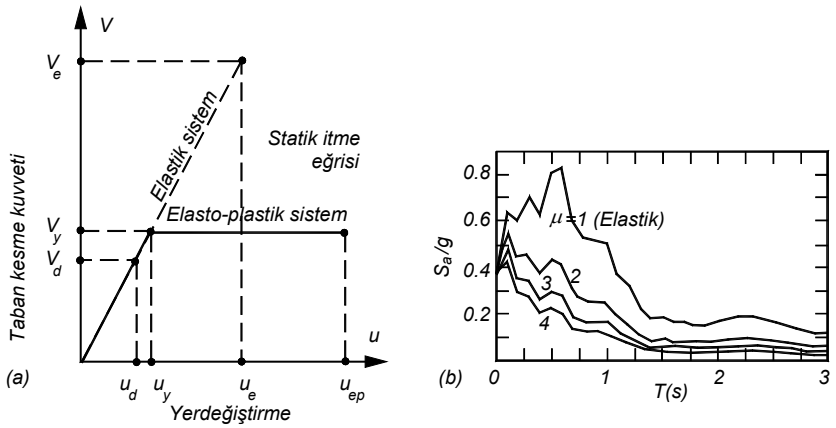
Şekil 9.da bir kirişin deprem etkisi altında güç tükenmesine erişme durumları gösterilmiştir. Kirişin gevrek (kesme kuvveti güç tükenmesi) ve sünek (eğilme momenti güç tükenmesi) halkalardan oluştuğu kabul edilebilir. Birinci güç tükenme durumunda kesme kuvveti donatısı (enine donatılar, etriyeler) iki halkalı zincirin zayıf halkasını oluşturmakta ve güç tükenmesi beton basınç çubuklarının kapasitesine erişmesiyle önemli plastik şekil değiştirmeler oluşmadan (gevrek) ortaya çıkmaktadır. İkinci güç tükenmesi durumunda ise, eğilme momenti halkasının kapasitesi daha küçüktür. Bu durumda kirişin güç tükenmesi eğilme donatısının akmaya erişmesi ile büyük plastik şekil ve yer değiştirmelerle sünek biçimde ortaya çıkacaktır. Bu sebepten Deprem Yönetmeliği'nde kiriş veya kolonda kesme kuvveti donatısının, kesme kuvveti halkasının kapasitesi güçlü oluşacak biçimde tasarlanmasını ve bunun için elemanın kesme kuvveti kapasitesinin uç kesitlerinin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yüklerden hesaplanacak kesme kuvvetinden daha büyük olması öngörülmüştür.

Deprem Yönetmeliği, kapasite tasarımını öne çıkararak tasarım depremi etkisinde ve daha büyük depremlerde plastik şekil değiştirmelerin oluşacağı sünek güç tükenmesinin sağlanmasını amaçlamaktadır. Bu husus plastik davranışın kullanıldığını göstermektedir. Deprem Yönetmeliği'nde bulunan kavramlardan; bir çerçeve birleşim bölgesinde kolonların kirişlerden güçlü olması, kiriş ve kolonların kesme kuvveti kapasitesinin eğilme kapasitesinden yüksek olması, kiriş ve kolonların deprem etkisinde en çok zorlanan kesitlerinde sargı donatısı öngörerek betonda sınırlı da olsa plastik şekil değiştirmelerin oluşmasının (sünekliğin) sağlanması, perdelerin de en çok zorlanan kesitleri olan mesnet bölgelerinde (kritik perde yüksekliği) ve perde uç bölgelerinde sargı donatısının öngörülmesiyle plastik şekil değiştirmelerle oluşan sünek güç tükenmesinin sağlanması kapasite tasarımının kullanımı olarak görülebilir. Benzer şekilde perde tasarım momentinin, perde kritik yüksekliğinde (potansiyel plastik mafsal bölgesi) sabit değişim ve yükseklik boyunca momentin değişimini doğrusal biçimde kabul edilmesi ve tabandaki perde kesme kuvvetinin tasarımında kesitin eğilme momenti kapasitesine uygun olarak arttırılması da plastik şekil değiştirmelerin etkili olduğu sünek güç tükenmesinin oluşturulması veya başka ifade ile kapasite tasarımının uygulaması olarak görülebilir.

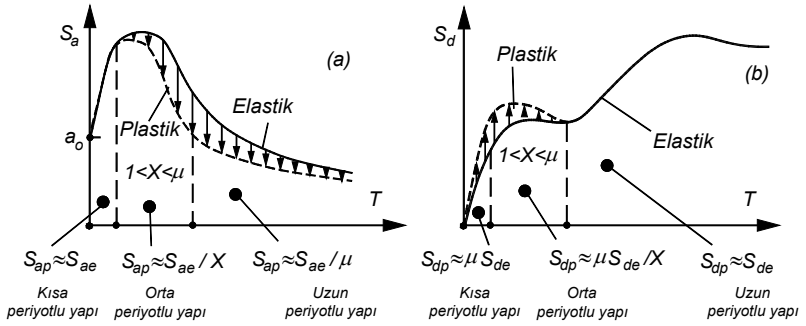
DEPREM YÜKÜ AZALTMA KATSAYISI

Deprem Yönetmeliği tasarım depreminde, binanın yapısal elemanlarında oluşacak hasarı (kapasitede önemli kayıp olmadan meydana gelen plastik şekil değiştirmeleri) kabul eder, kontrollü ve sınırlı düzeyde kalmasını öngörür. Plastik davranış, sistemi daha kolay şekil değiştirebilir duruma getirdiği için, sisteme olan deprem talebinin azalmasına sebep olduğu gibi, elastik ötesi davranış sebebiyle kapasitenin artmasına da sebep olur. Bu iki olumlu katkının kapsamı plastik şekil değiştirmelerin kabul edildiği bir çözümde görülebilir. Böyle bir çözümün yapılması değişik açılardan zorluk arz ettiği gibi, çözümde yük birleştirmesinin (süperpozisyon kuralı) geçerli olmaması, her yükleme durumunun ayrı olarak ele alınmasını gerektirir. Ayrıca, bu tür çözümler kesit kapasitelerinin (kesit boyutu ve donatısının) belirli olması durumunda yapılabilir. Böyle bir

çözüm Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ndeki gibi statik türden olabildiği gibi, Zaman Tanım Alanında Çözüm Yöntemi gibi çok daha kapsamlı ve zaman alıcı olabilir. Bütün bu sebeplerden elasto-plastik çözüm sonucu bulunacak taşıyıcı sistem yatay yük kapasitesi ile elastik çözüm yaparak bulunacak eşdeğer yatay yük kapasitesi arasında bir geçiş katsayısı tanımlanması amaçlanmıştır. Gerçekte böyle bir geçiş katsayısı taşıyıcı sistem türüne ve dış etkinin türüne bağlı olduğu gibi, elemandaki iç kuvvet dağılımına ve güç tükenme durumuna bağlı olarak ortaya çıkar. Deprem Yönetmeliği'nde *Deprem Yükü Azaltma Katsayısı* (veya *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı*) olarak isimlendirilen bu geçiş katsayısını sadece taşıyıcı sistem türüne ve kapasite tasarım esaslarının uygulanma kapsamına bağlanmıştır. Bu katsayı, kesit tasarımında ayrıca beton ve donatı için kısmen plastik davranışı ile ilgili olan $f_{ck} = 1.50\, f_{cd}$ ve $f_{su} \approx 1.30\, f_{yk} \approx 1.30 \times 1.15\, f_{yd}$ dayanımları yerine f_{cd} ve f_{yd} tasarım dayanımlarının kullanılmasından ortaya çıkan *Dayanım Fazlalığı Katsayısı*'nı da içerir (*Şekil 10.a*).



Şekil 10. a) Elastik ve elasto-plastik sistemde basitleştirilmiş statik itme eğrileri ve b) Elastik spektrum ve plastik şekil değiştirmelerin gözönüne alındığı spektrum



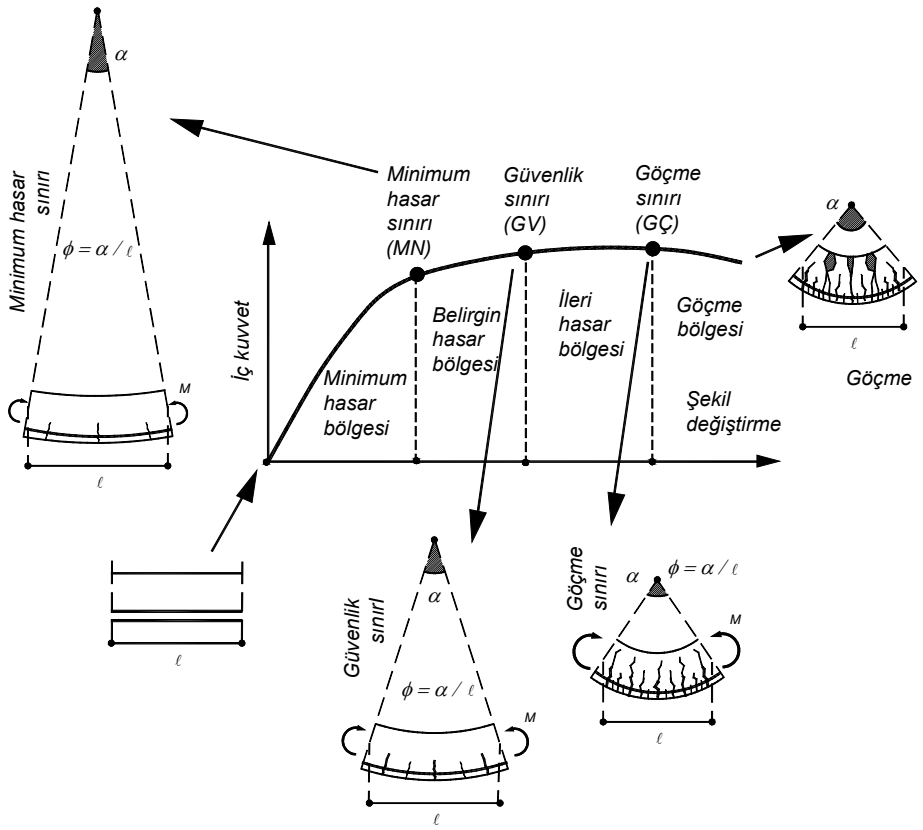
Şekil 11. Elastik a) ivme ve b) yerdeğiştirme spektrumundan plastik davranışına ait olanların basit dönüşüm ile yaklaşık olarak elde edilmesi

Şekil 10.b.de yapıya etkiyen deprem kuvveti (*Taban Kesme Kuvveti*) ile doğrudan ilgili olan ivme spektrumu verilmiştir. Belirli bir deprem kaydına bağlı olarak elde edilen bu spektrum eğrisi, elastik tek serbestlik dereceli sistemde maksimum mutlak ivmeleri sistem periyoduna bağlı olarak ifade eder. Deprem Yönetmeliği'nde bu eğrinin basitleştirilmişi ve yuvarlatılmışı spektrum katsayısının değişimi olarak verilir. Bu eğride $\mu = 1$ değeri sistemin elastik olmasına karşı gelir. Sistemin elasto-plastik davranması durumunda (f_y değerinden sonra akmanın başlaması) spektral ivmenin μ sünekliğe (süneklik talebi = yerdeğiştirme talebi /akma yerdeğiştirmesi) bağlı olarak ortaya çıkar. Bu eğrilerde spektral ivmelerin, plastik yerdeğiştirmelerden oluşan çevrimsel davranış sonucu enerji kaybı sebebiyle küçülttüğü görülmektedir. Sistemin çok rijit (periyodunun çok küçük) olması durumunda plastik şekil değiştirmelerin (sünekliğin) etkili olmadığı görülmektedir. Çok rijit yapıda meydana gelen göreceli yerdeğiştirmelerin yer hareketi yerdeğiştirmelerine göre küçük olacağı için sünekliğin etkisi de çok düşük olacaktır. Buna karşılık periyodu büyük olan

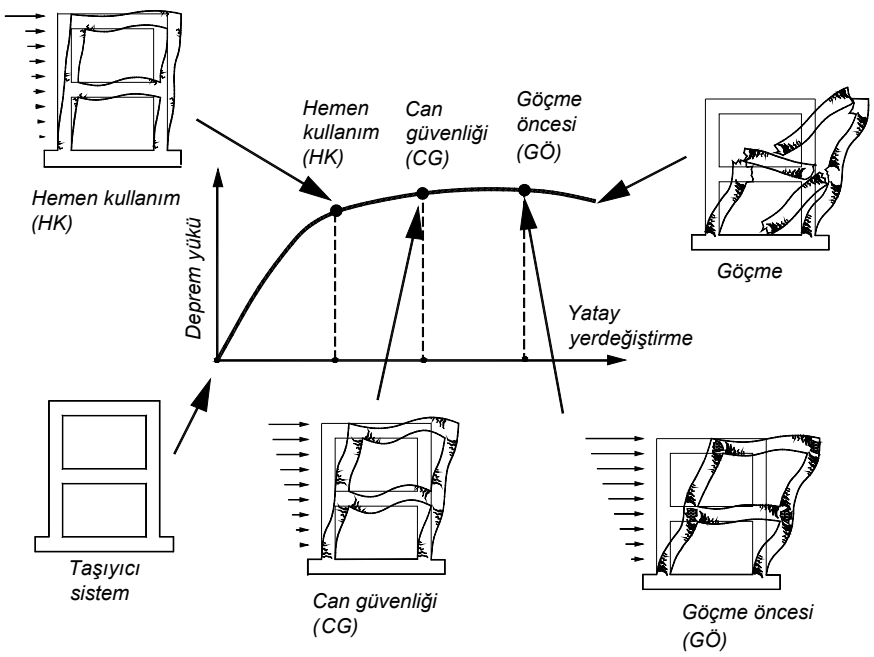
rijitliği küçük olan yapılar, yer hareketinde nerdeyse mutlak olarak hareketsiz kaldıkları için, spektral yerdeğiştirme, maksimum yer hareketi yerdeğiştirmesine yakın elastik ve elasto-plastik sistemde oluşur ve sünekliğin kayda değer bir etkisi olmaz. Bu durum *Eşit Yerdeğiştirme Kuralı* olarak da bilinir. Buna göre orta ve uzun periyotlu elasto-plastik yapı, elastik olanınla aynı yerdeğiştirmeyi yaparken, rijitliğin azalması sonucu μ oranında daha küçük deprem kuvvetine maruz kalır. Ancak meydana gelen yerdeğiştirmelerde plastik bölüm etkili olduğu için, önemli kontrollü hasar (plastik yerdeğiştirmeler) meydana gelmesi kaçınılmazdır (*Şekil 11*). Taban kesme kuvveti, spektral ivme ile doğrudan orantılı olduğu için S_a spketral ivme için öngörülen değişikliğin aynı şekilde ona da uygulanabileceği söylenebilir. Burada çok küçük ve orta periyot değerleri için yaklaşık olarak zeminin karakteristik periyotları T_A ve T_B değerleri sınır olarak kabul edilebilir (Booth, Key 2006).

KESİTLERİN PLASTİKLEŞME DERECELERİ

Deprem Yönetmeliği'nde kesitlerde plastikleşme durumuna, beton ve çelikteki birim kısalma (veya uzama) değerlerinin hesabı ve bunların verilen sınırlarla karşılaştırılması sonucu karar verilir. Sünek bir kesitteki iç kuvvet ve şekil değiştirme (örneğin eğilme momenti ve eğrilik) ilişkisi *Şekil 11*.de verilmiştir. Beklendiği gibi ilk bölümde elastik davranışa benzetilebilecek bir davranış ve daha sonra elasto-plastik davranış ortaya çıkar. Bu eğri üzerinde plastik şekil değiştirmelerin belirgin başlangıcı *Minimum Hasar Sınırı (MN)* ve plastik şekil değiştirme kapasitesine erişilmesiyle güç tükenmesinin ortaya çıkması *Göçme Sınır (GÇ)* nispeten kolayca tanımlanabilir. *Güvenlik Sınırı (GV)* ise, kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği kontrollü plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği durum olup, bu iki sınırın arasında ortaya çıkar. Bu sınırlar arasında *Şekil 12*.de verilen plastikleşme (hasar) bölgeleri ortaya çıkar. Gevrek olarak hasarı beklenen elemanlarda plastik şekil değişirme kapasitesi çok düşük olduğu veya hiç olmadığı için bu tür bir tanımlama geçerli değildir (ATC40, 1996; FEMA273,1997; FEMA356, 1997).



Şekil 12. Kesit plastikleşme (hasar) sınırları ve bölgeleri



Şekil 13. Taşıyıcı sistem (bina) performans düzeyleri

DOĞRUSAL ELASTİK DEĞERLENDİRME YÖNTEMİ

Kesitler için plastikleşme bölgelerin sınırlarının matematiksel olarak tanımlanması kolay değildir. Yönetmelikte doğrusal elastik değerlendirme yönteminde plastikleşme (hasar) bölgelerini ayıran bu sınırlar, kuvvet türünden kesit etkisi ve depreme kalan ilgili kapasite esas alınarak $r = Etki / Kapasite = E/[K-(G+Q)] \le r_{sınır}$ şeklinde tanımlanmıştır. Burada K, kesitin ilgili kapasitesini, E karşılanması beklenen azaltılmamış elastik deprem etkisinin oluşturduğu kesit etkisini, $G+Q$ düşey yüklerden oluşan kesit etkisini, $K-(G+Q)$ kesitte düşey yüklerden artan (geriye kalan) kapasiteyi göstermektedir. Kesitin sadece elastik davranışla öngörülen deprem etkisinin karşılanması söz konusu olsaydı, $r_{sınır}=1$ olması beklenirdi. Bu çözüm ekonomik olmadığı için, elasto-plastik davranış hesaba katılır ve $r_{sınır}>1$ olarak kabul edilir. Bu sınır değer, kabul edilecek hasar seviyesine ve kesitte sünekliği etkileyecek diğer kabullere bağlı olarak ortaya çıkar.

Burada doğrusal olan yöntemin taşıyıcı sistemin davranışı anlamında "doğrusal" olduğunu kabul etmek uygun değildir. Yeni tasarımı yapılacak binalarda, plastik davranış sonucu oluşan deprem etkisi talebinin azalması ile yatay yük kapasite artımı tüm bina için öngörülen *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* R ve ona bağlı kullanılan *Deprem Yükü Azaltma Katsayısı* R_a ile gözönüne alınır. Mevcut binaların değerlendirilmesinde kullanılan Doğrusal Elastik Değerlendirme Yöntemi'nde her eleman için göz önüne alınan *r = Etki / Kapasite Oranı* katsayısı ile doğrusal olmayan plastik davranışla oluşacak yatay yük kapasite artımı ile talebin azalmasını gözönüne alınmaktadır. Diğer bir ifade ile çözüm işlemi doğrusal elastik olmakla beraber bu yöntemde de taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı, kesit için hesaplanan bir katsayı ile gözönüne alınır. Bu yapı tasarımında bu durum tüm taşıyıcı sistem için kabul edilen bir katsayının kullanılması şeklindedir.

Doğrusal elastik değerlendirme yöntemi yeni binaların tasarımında kullanılan yöntemin mevcut binalara genişletilmişi olarak kabul edilebilir. Yeni bina tasarımında olduğu gibi, bu yöntemde de kesit ve elemanların dayanımları esas alınır. Bu amaçla taşıyıcı sisteme ayrı ayrı her iki doğrultuda elastik (azaltılmamış $R_a=1$) deprem yükü yüklenir. Bu işlem eşdeğer deprem yükü yönteminde azaltılmamış deprem yükü statik olarak yüklenerek yapılır. Mod birleştirme yönteminde ise, deprem etkisini tanımlayan spektrum eğrisinin azaltılmadan kullanılması ile

yapılır. Örneğin, bir kiriş kesitinde deprem etkisinde ortaya çıkan M_E eğilme momenti ve N_E normal kuvvet hesap edilir. Buna paralel olarak malzeme katsayıları ile bir azaltma yapmaksızın f_{cm} ve f_{ym} mevcut malzeme dayanımları kullanılarak kesitin M_K eğilme momenti kapasitesi bulunarak $r = M_E / (M_K - M_{G+Q})$ oranı elastik ötesi davranışın (plastik şekil değiştirmelerin) bir ölçüsü olarak değeri hesaplanır. Bu oranının $r_{sınır}$ değeri; kesitte kabul edilecek plastik şekil değiştirmelerin (kontrollü hasarın) seviyesine, plastik şekil değiştirme kapasitesini olumsuz etkileyen kesme kuvveti ve normal kuvvetin değerlerine ve plastik şekil değiştirme kapasitesini olumlu etkileyen sargı donatısına bağlı olarak belirlenir. Yeni bina tasarımında deprem etkisi durumunda $M_{G+Q} + M_E / R_a \le M_r$ olarak kullanılan tasarım denklemi hatırlanırsa, son iki ifadenin denklemin birbiri ile örtüştüğü görülebilir. Son ifadede M_r kesit kapasitesini göstermektedir. Sonuç olarak değerlendirme de kullanılan $r_{sınır}$ değerin R_a ile eşleştiği ve benzeşime dayanarak doğrusal elastik değerlendirme yöntemi, yeni binaların tasarımında kullanılan yöntemin genişletilmişi olarak görülebilir.

DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN DEĞERLENDİRME YÖNTEMİ

Bu yöntemde taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı ve oluşan elastik ve plastik şekil değiştirmeler daha ayrıntılı biçimde ele alınır. Buna karşılık yöntemin uygulamasında taşıyıcı sisteme ait daha çok parametreye ihtiyaç duyulur. Bu durumda özellikle mevcut binalar için bazen aşılması zor olan belirsizlikler ortaya çıkabilir. Bu yöntemin esasını statik itme analizi oluşturur.

Statik itme çözümünün adımlarında elemanların güç tükenmesi durumlarının kontrolü gerekir. Örneğin elde edilen kesme kuvveti mevcut donatı ile karşılanmıyorsa, sistemin bu itme adımına ulaşmadan gücünün tükeneceğine karar verilir. Geri dönülerek kesit etkilerine karşı gelen mevcut kapasite ile karşılaştırılmasıyla, ulaşılabilecek en büyük itme adımı bulunur. Bu yöntemde kesitteki betonun birim kısalması ve donatının birim uzama ve kısalması, yani şekil değiştirme esas alınarak, $\varepsilon_c \le \varepsilon_{c\,sınır}$ ve $\varepsilon_s \le \varepsilon_{s\,sınır}$ olarak plastikleşme (hasar) bölgelerini ayıran sınırlar tanımlanmıştır. Bu şekil değiştirme sınır değerlerin elastik sınırın üzerinde olup, elasto-plastik davranışın beklendiğine işaret eder. Bu değerlendirme yönteminde de, sınır değerler kabul edilecek hasar seviyesine bağlıdır. Deprem Yönetmeliği'nde verilen şekil değiştirmelerin sınır değerleri incelendiğinde hasar bölgesi sınırının ilerlemesiyle donatıda ve betonda daha büyük toplam şekil değiştirmelere müsaade edildiği görülmektedir. Betonda minimum hasar sınırında en dış betondaki birim kısalmanın sınırı ε_{cu} verilirken, güvenlik ve göçme sınırında enine donatı içinde kalan betonun birim kısalmasının sınırı ε_{cg} verilir.

ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMİ

Bu yöntemde taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan (elasto-plastik) davranış gözönüne alınır ve kabul edilen bir deprem hareketi altındaki taşıyıcı sistemin hareket denklemi sayısal olarak çözülürse, doğrusal davranışta olduğu gibi, sistemin bütün elastik ve plastik şekil değiştirmeleri, yerdeğiştirmeleri ve kesit iç etkileri zamana bağlı olarak bulunur. Daha sonra sistemde plastik mafsal dönmesi ve beton ve donatının birim uzama/kısalma talepleri belirlenir. Çözümü çok kapsamlı olan bu yöntemde, kabullerin çok sayıda olması sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir. Ayrıca, seçilen deprem kaydının yönetmelikte verilen spektrum eğrisi ile uyuşması ve birden daha (en az üç veya yedi) çok sayıda kayıtla çözüm yapılması önerilir.

SONUÇLAR

Yukarıdaki açıklamaların çerçevesinde aşağıdaki tespitler yapılabilir:

a. Betonarme taşıyıcı sistemlerin plastik davranış sebebiyle deprem etkisi talebinin azalması ve taşıyıcı sistemde kapasitenin artması uzun zamandır yönetmeliklerde değişik seviyelerde çoğu zaman dolaylı olarak mevcuttur. Ancak Deprem Yönetmeliği (2007) de daha belirgin ve kapsamlı olarak kullanılmaktadır. Daha önceleri akademik çevrelerde kullanılan plastik şekil değiştirmeye ve süneliğe ait kavramlar, günümüzde yaygın biçimde uygulamadaki mühendisler tarafından kullanılmaktadır.
b. Deprem Yönetmeliği (2007) de kullanılan süneklik ve kapasite tasarımı, plastik şekil değiştirmelerin sağlanmasının bir sonucudur. Bu sebepten mühendislik eğitiminde yapı sistemlerinin "elastik" davranışı yanından "plastik" davranışına da önem verilmesi yerinde olacaktır.
c. Doğrusal olmayan elastik ötesi (plastik) davranışın gözönüne alınmasıyla, taşıyıcı sistem davranışının daha gerçekçi anlaşılması, kapasitesinin daha gerçekçi hesabı mümkündür. Aynı zamanda bu sayede taşıyıcı sistemin kuvvetli ve zayıf taraflarını belirlemek de mümkün olmaktadır.
d. Doğrusal olmayan elastik ötesi (plastik) davranışın belirlenmesinde malzeme değerlerinin ve davranış eğrilerinin daha gerçekçi belirlenmesi önemlidir. Daha ileri bir çözüm için daha gerçekçi kabullere ihtiyaç vardır. Bu sebepten pek çok belirsizliği içeren mevcut binalar üzerinde doğrusal olmayan (plastik şekil değiştirmelerin göz önüne alındığı) bir çözüm yönteminin daha fazla özen ile uygulanması gerektiği unutulmamadır.

KAYNAKLAR

Aydınoğlu N, Celep Z, Özer E, Sucuoğlu H (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik – Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı

Booth E, Key D (2006) Eartquake design practice for buildings, Thomas Telford, London.

Celep Z, Kumbasar N (2004) Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı (Bölüm 11: Performans kavramına dayalı tasarım), Beta Yayıncılık, İstanbul

Celep Z (2007) Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal olmayan Davranış ve Çözümleme**,** Beta Yayıncılık, İstanbul

Paulay T, Priesley MJN. (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley, New York

ATC40 (1996) Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings, Applied Technology Council, California

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

FEMA273 (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington

FEMA356 (1997) Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

YIĞMA YAPILARIN YAKLAŞIK DEPREM DAYANIMLARININ BELİRLENMESİNDE YENİ BİR YÖNTEM ÖNERİSİ: TRAFİK LAMBALARI METODU (TLM)

PROPOSAL FOR A NEW METHOD TO DETERMINE THE APPROXIMATE EARTHQUAKE RESISTANCE OF MASONRY STRUCTURES: TRAFFIC LIGHTS METHOD

Kürşat Esat ALYAMAÇ[1]

ÖZET

Türkiye'de depremlerin etkisiyle, mevcut yapılar üzerindeki çalışmalar; yapıların deprem dayanımlarının tespiti ve gerekirse onarım, güçlendirme olarak devam etmektedir. Bu bildiride, geçmişte inşa edilmiş yığma yapıların deprem dayanımlarının tespiti konusu ele alınmıştır. Yığma yapı stoku, Türkiye yapı stokunun önemli bir bölümünü oluşturmaktadır dolayısıyla ülke nüfusunun önemli bir bölümü yığma yapılarda yaşamaktadır. Yığma yapıların deprem dayanımlarının hızlı ön tespiti ve ülke genelinde ortak bir yöntem oluşturmak, bu çalışmanın temel amaçlarıdır. Türkiye'de mevcut yapı stokunun büyük miktarlara sahip olması, yapılar için hızlı ve güvenilir deprem dayanımı belirleme yöntemleri ihtiyacını gündeme getirmiştir. Ön değerlendirme gerek depremlerden önce gerekse depremlerden sonra kullanılmaktadır. Bu çalışmada, ön değerlendirme de kullanılacak ölçütler, geliştirilen bir form yardımıyla toplanmaktadır. Yaklaşık 60 maddeden oluşan bu form incelenecek her yapıdan aynı bilgilerin alınmasını sağlamaktadır. Yığma yapılar, duvar malzemelerine göre sınıflandırılmışlardır. Formdan elde edilen bilgiler ışığında, yapının deprem güvenliğini olumlu ve olumsuz etkileyen parametreler önem sıralarına göre sıralanmakta ve puanlandırılmaktadır. Olumlu ve olumsuz özelliklerin puanlandırıldığı grafikler, belirli bölgelere ayrılmışlardır. Bu bölgeler kırmızı, sarı ve yeşil olarak isimlendirilmiştir. Yöntem ismini buradan almaktadır. Kırmızı bölgede kalan yapılar deprem dayanımı yetersiz, sarı bölgede kalan yapılar güçlendirilmesi gereken, yeşil bölgede kalanlar ise deprem dayanımı yeterli yapılar olarak kabul edilmektedir. Önerilen bu yaklaşık metot, oldukça pratik ve uygulanması kolaydır. Sonuç olarak, kullanımı ve sonuca ulaşması kolay bu sistemin, mevcut yığma yapı stokunun deprem güvenliğinin tespiti çalışmalarına önemli katkılar yapacağı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Yığma yapı, Deprem dayanımı, Trafik lambaları metodu.

ABSTRACT

The effect of earthquakes in Turkey, studies on existing structures, as well as repair and strengthening of structures and the determination of earthquake strength continues. In this paper, the earthquake resistance of masonry structures built in the past, detection is discussed. Masonry building stock, building stock in Turkey is an important part. Therefore, an important part of the country's population lives in masonry buildings. Rapid pre-determination of the earthquake resistance of masonry structures and methods across the country to create a common is basic objectives of this study. With large amounts of the existing building stock in Turkey, a fast and reliable earthquake resistance of buildings brought up the need for determination methods. Preliminary assessments are used before and after earthquakes. In this study, we used the pre-assessment criteria, developed with the help of a form that is collected. Consisting of about 60 items on this form be reviewed each structure provides the same information. Masonry structures are classified according to the wall materials. Positive and negative features evaluated charts, divided into specific regions. These regions are red, yellow

[1] Yrd.Doç.Dr, Fırat Üniversitesi Mühendislik Fak. İnşaat Müh. Bölümü, Elazığ, kealyamac@firat.edu.tr

and green was called. Method name bases on lights. The red region of the earthquake resistance of structures, inadequate, yellow in the region need to strengthen the remaining buildings, green buildings in the region as a survivor of the earthquake resistance is considered adequate. About this proposed method is very practical and easy to implement. As a result, the use of this system is easy to reach and results, detection of earthquake safety of the work of the existing masonry building stock, will make important contributions to the thought..
Keywords: Masonry structures, Seismic resistance, Traffic lights method.

GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımı ile ilgili çalışmalar her geçen gün ilerlemekte ve olumlu sonuçlar elde edilmektedir. Bu çalışmalar yeni inşa edilecek yapıların hesap ve tasarımına ışık tutmaktadır. Eldeki mevcut yapı stokunun da deprem dayanımının belirlenmesi ve sonucunda gereken çalışmaların yapılması gerekmektedir.

Yığma yapılar, ülkemiz yapı stoku içerisinde önemli bir yer tutmaktadır. İllerimizin yarısından fazlasında, yığma yapı sayısının toplam yapı sayısına oranı %50 den fazladır (Türer, 2005). Bu oran yığma yapıların önemini açıkça ortaya koymaktadır. Ülkemiz topraklarının yaklaşık %90'ı, nüfusun ise %95'i aktif deprem kuşağı üzerinde yer almaktadır. Yıkıcı depremler, geçmişte birçok kez meydana gelmiş, ağır can ve mal kayıplarına yol açmıştır. Burada iki konu gündeme gelmektedir. Depremden önce yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi, depremden sonra hasar tespiti çalışmalarıdır. Bu çalışmada, yığma yapıların depremden önce yapı güvenliğinin belirlenmesi konusu ele alınmıştır. (Bu çalışmada, tuğla yığma yapılar; yığma yapı olarak anılmıştır.)

Yapılar genellikle düşey yükler altında sorunsuzca ayakta kalabilmektedirler fakat yatay yükler söz konusu olduğunda yapılar aynı dayanımı gösterememektedirler. Ülkemizde en etkili yatay kuvvetler depremler sonucunda meydana gelmektedir. Meydana gelen deprem kuvvetleri karşısında yapının davranışını tespit etmek, sonrasında yapılacak işlemlerin temelini oluşturur. Depreme karşı tedbirin ilk adımı, yapının deprem güvenliğinin belirlenmesi olacaktır. Bu çalışmaya esas olan yığma yapılar içinde ilk adım budur. Aslında deprem güvenliğinin belirlenmesinde yapılacak işlemler, takip edilecek yol ve uygulanacak metotlar bellidir. Ancak bu bilgiler tek bir kaynakta bulunmamaktadır. Bu da yapıların eksik hatta bazen yanlış değerlendirilmesine sebep olmaktadır. Bu çalışmanın amacı; ilgili standart, kanun ve yönetmeliklerde yer alan, bilimsel araştırma ve çalışmalar sonucu tespit edilen, depremler sonrasında tecrübe edinilen bilgi, kural ve şartların tek bir kaynakta toplanmasıdır.

Deprem güvenliğinin belirlenmesi veya hasar tespiti çalışmalarında en önemli konu çalışmada kullanılacak kriterlerin belli olmasıdır. Bu ortak payda sağlanamadığı takdirde, birçok kez meydana gelen hatta basına bile yansıyan birbirine zıt teknik bilirkişi raporları kaçınılmaz olacaktır. Bunun gibi istenmeyen, tereddüt oluşturacak ve zaman kaybına neden olacak durumların meydana gelmemesi için ortak kriterler, bilgi-araştırma-tecrübe çerçevesinde ortaya konulmaya çalışılmıştır (Alyamaç ve Erdoğan, 2006).

Ortak değerlendirme kriterleri yine ortak bir metot yardımıyla incelendiğinde sonuçlar daha anlamlı ve sağlıklı olacaktır ve en önemlisi yapı karakteristiklerinin karşılaştırılma şansı olacaktır. Bu çalışmada, trafik lambaları metodu ile ortak, hızlı ve yaklaşık bir sonuç metoduna ulaşılmaya çalışılmaktadır.

YIĞMA YAPILAR VE DEPREM

Yığma Yapıların Tasarımı

Yığma yapıların tasarımında kullanılan, Kargir Duvarlar Hesap ve Yapım Kuralları Standardı 1978 yılında yürürlüğe girmiştir (TS 2510, 1978). Yığma yapıların tasarımı, hesaptan daha çok belirli

kurallara göre gerçekleştirilir. Deneysel ve teorik çalışmalar, depremlerden sonra edinilen tecrübeler bu kuralların ortaya çıkış sürecini oluşturmuştur.

Yığma yapı sistemi insanlık tarihinin yerleşik hayata geçmesiyle aynı döneme gelmektedir. Yığma yapı inşası, tuğlanın insan hayatına girmesiyle ayrı bir önem ve hız kazanmıştır. 2000 yılında Avrupa da yığma yapı stokunun, toplam yapı stokunun %80'i olduğu tahmin edilmektedir. Ülkemizde de betonarme yapılardan, imalat eksiklikleri nedeniyle istenen verimin alınamaması nedeniyle az katlı yapıların in-asında, yığma yapı sistemi tercih edilmeye başlanmıştır (Özışık, 2000).

Yığma yapı sisteminin başarısı kendini depremlerde ortaya koymuştur. Bu yapılar, özel olumsuzluklar olmaması durumunda büyük bir çoğunlukla depremleri az hasarlı veya can kaybına meydan vermeden atlatmışlardır. Bu olumlu sonuçta en büyük etken yığma yapı sisteminin eski olması ve bundan dolayı tasarım sisteminin benimsenmiş olmasıdır. Geçmişe baktığımızda 1940, 1944, 1949, 1953, 1962, 1968, 1975 ve 1998 Deprem Yönetmeliklerinin tamamında depreme dayanıklı yığma yapı tasarım kuralları dik-kat çekmektedir. En son 2006 yılında yayınlanan ve 2007 yılında da yürürlüğe giren Deprem Yönetmeliği'nde de yığma yapılarla ilgili tasarım kuralları açıkça ve en son araştırmalar dikkate alınarak belirtilmiştir (Afet Yönetmelikleri, 1940-2007). İlk yönetmelikten son yönetmeliğe, binalarda kat yükseklikleri ve kat adetleri, bodrum kat yükseklikleri, döşemeler, hatıl ve lentolar, kapı ve pencere boşlukları, temeller gibi önemli konular yer almış ve bu konular birden fazla deprem bölgesi dikkate alınarak belirlenmiştir. Yığma yapılarda betonarme yapılarda olduğu gibi karışık ve uzun hesaplar bulunmamaktadır. Fakat depreme dayanıklı bir tasarım yapılmak isteniyorsa ilk önce belirli mimari kurallara uymak gerekir.

Yığma yapıların tasarımında dikkat edilecek en önemli noktalar, tasarımın basit, simetrik ve düzenli olmasıdır. Yapının H, L, T gibi veya daha karmaşık planlara sahip olması, yığma yapılarda deprem etkilerini artıracaktır. Plan geometrisinin karmaşıklığı, kütle-kayma rijitlik merkezi eksantiristesinin büyüklüğü, iç duvar eksenlerinde sapmaların oluşu gibi olumsuz sebeplerden yapıda burulma etkileri oluşur. Burulma etkileri sonucu duvarlar beklenenden çok daha büyük kesme gerilmeleri ile zorlanırlar (Bayülke, 1980).

Yığma yapılarda kat düzensizliklerinden kaçınılmalıdır. Çatı katında dubleks kat oluşturma, kısmi bodrum kat yapımı yapıda burulma oluşturacağından bu tür tasarımlardan da mümkün olduğu kadar kaçınılmalıdır.

Yığma yapıların mimari tasarımında kaçınılması gereken önemli konulardan biri de konut türü yapıda işyeri oluşturmaktır. Özellikle cadde kenarı yapıların zemin katında dükkân oluşturmak için büyük açıklıklar oluşturulmaktadır. Bu büyük açıklıklar duvarlardaki gerilme durumunu değiştirmektedir. İlgili yönetmelik ve standartlarda belirli bir sınıra kadar büyük açıklıklara, betonarme taşıyıcı elemanlar kullanılması şartı ile müsaade etmektedirler. Her ne kadar şartlara uygun olsa da oluşan yapı sistemi karma (yığma+betonarme) bir sistem olduğundan yapıda rijitlik düzensizliği oluşmakta ve deprem sırasında yapı burulma etkilerine maruz kalmaktadır.

Görüldüğü gibi mimari tasarım yığma yapılarda, betonarme karkas yapılardan çok daha önemlidir. Bu nedenle gerek tasarım safhasında gerekse deprem güvenliğinin tespiti safhasında bu kuralların çok iyi bilinmesi projelendirme ve değerlendirme için kaçınılmazdır.

Mimari tasarım ile ilgili tüm bu anlatılanlar ve diğer konular maddeler halinde yığma yapı deprem güvenliği değerlendirme formunda, gerektiğinde açıklamalarıyla sunulmuştur. Yığma yapı taşıyıcı sistem hesap ve tasarımı, betonarme karkas binalarda olduğu gibi ayrıntılı ve çok değildir. Yapılması gereken hesaplar ve uyulması gereken tasarım kuralları bellidir. Bu çerçevede yığma yapılar projelendirilir.

Mimari tasarımı tamamlanan projenin statik yeterliğinin bulunup bulunmadığı hesaplar ve kurallara uygunluğu neticesinde anlaşılır. Statik tasarıma, kat yükseklikleri ve kat sayısının deprem bölgesine uygunluk kontrolü ile başlanır. Daha sonra taşıyıcı duvarların planda üst üste gelmesi sağlanır. Duvar kalınlıklarının minimum duvar kalınlıklarına uyması gerekmektedir. Bu şart yerine getirildikten sonra yığma duvarların düşey yükler altında taşıdıkları gerilmeler ve dinamik hesap sonucu kayma gerilmeleri hesaplanır. Duvarlarda oluşan kayma gerilmeleri izin verilen gerilmelerle karşılaştırılır ve uygun olması sağlanır. Bunlardan sonra taşıyıcı duvarlarda toplam uzunluk sınırı ve taşıyıcı duvarların en büyük desteklenmemiş uzunlukları kontrol edilir. Taşıyıcı duvar boşluklarının kurallara uygunluğu denetlenir. Sisteme uygun şekilde gerekli lento ve hatıllar

projelendirilir. Betonarme döşemelerin hesapları yapılır (TS 500, 2000). Döşeme hesapları, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları standardına göre yapılır (Bayülke, 2001).

Bütün bu hesap ve kontroller statik sistem tasarımı için gereklidir. Bu hesap ve kontrollerin eksiksiz yapılması için gerekli tüm değerlerin yerinde yapılan yapı incelenmesinde belirlenmesi gerekir. Gerekli olan değerler mümkün olduğunca yığma yapı deprem güvenliği değerlendirme formunda yer almaktadır.

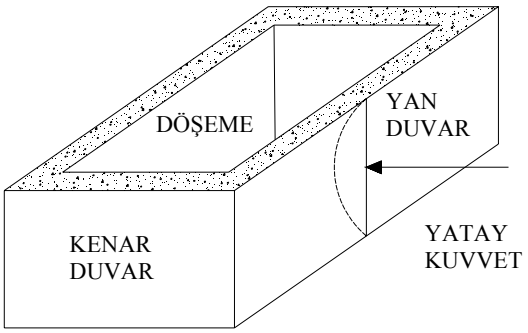
Yığma Yapıların Deprem Yükleri Altındaki Davranışı

Yapıların dinamik özellikleri, sönüm oranları ve doğal titreşim periyotlarıdır. Yığma yapıların doğal periyotları genellikle 0.05-0.2 saniye civarında olan küçük periyotlardır. Yığma yapıların periyotları yapının kat yüksekliği, plan boyutları ve dolu duvar oranları ile ilgilidir. Periyodu kısa olan yapılar rijit yapılardır. Yapının rijit olması o yapının sağlam olduğu manasına gelmez. Bu nedenle yığma yapıların deprem kuvvetleri etkisindeki davranışını daha dik-katli incelemek gerekir. Yığma yapı elemanları kırılma ve çatlama olduktan sonra kırılma öncesine göre hızla taşıma gücünü yitirirler ve yapıda istenmeyen hasarlar meydana gelir.

Depremlerde yapılara gelen kuvvetler yapının titreşim periyodu ve ağırlığına bağlıdır. Yapının bulunduğu zeminde deprem kuvvetlerinin şiddeti üzerinde etkilidir. Sağlam zeminlerde kısa periyotlu yapılara, yumuşak zeminlerde uzun periyotlu yapılara büyük deprem ivmeleri gelir. Bu nedenle yığma yapıların deprem performansı değerlendirilirken zemin sınıfı-yapı ilişkisi gözden kaçırılmamalıdır.

Yapıların sönüm oranı, yatay yüklerden kaynaklanan enerjiyi yutabilmesi olarak tanımlanabilir. Genellikle yığma yapılar gibi periyodu küçük olan yapıların sönüm oranı da küçüktür. Bu nedenle kurallara uygun yapılmayan yığma yapıların depremden hasar görme riski fazladır.

Yığma yapılarda depremden kaynaklanan yatay kuvvetler duvarlar tarafından taşınır (Şekil 1). Duvarların deprem esnasında bu yükleri güvenle taşıması gerekir. Ayrıca duvar üstü bağlantının yapının kutu davranışı göstermesine etkisi çok büyüktür (Bayülke, 1980). Yani döşemenin rijit diyafram davranışı göstermesi için gerekli hesap ve imalat hassasiyeti gösterilmelidir.



Şekil 1. Yığma duvara etkiyen deprem yükü

Yapılar statik yükler altında güvenli bir taşıma gücüne sahiptir. Fakat deprem gibi dinamik yükler, yapının kendi ağırlığından çok daha büyük yükleri güvenle taşımasını gerektirmektedir. Yapının deprem karşısındaki davranışını belirleyebilmek için hesap ve kontrollerde gerekli değer ve durumların bilinmesi gerekir. Bu çalışmada, yapının deprem güvenliğinin belirlenmesinde gerekli olan değer ve durumlarda formda belirtilmeye çalışılmıştır (Aköz, 2005).

YIĞMA YAPI DEPREM DAYANIMI BELİRLEME ÖLÇÜTLERİ

Birçok kitap, makale ve bildiri gibi çalışmalarda yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesinde kullanılması gereken metotlardan bahsedilir. Bu bilgilerin yanında konuyla ilgili uzman mühendislerin kendi tecrübeleri doğrultusunda kontrol ettikleri yapı özellikleri söz konusudur. Bu

çalışmada mümkün olduğu kadar deprem güvenliği değerlendirme faktörleri maddeler halinde verilmeye çalışılmış daha sonra bu faktörlerin belirlenmesini sağlayacak her türlü bilgiyi yerinde edinmeyi sağlayacak bir form geliştirilmiştir. Deprem değerlendirme faktörleri kısaca şöyle sıralanabilir:

a) Binanın kullanım şekli,
b) Binanın yaşı,
c) Binanın mimarisi ve planı,
d) Binanın konumu (komşu binalarla durumu),
e) Zemin sınıfı ve yer altı su seviyesi,
f) Deprem bölgesi,
g) Kullanılan malzeme çeşidi ve kalitesi,
h) İşçilik kalitesi,
i) Projenin yapım standartlarına uygunluğu (temel, duvar kalınlığı, duvar kararlılığı, du-var boşluk oranı, duvar oranı, döşeme çeşidi, döşeme kalınlığı, çatı yüksekliği, çatı kalkan duvarı, çatı taşıyıcı sistemi, kat yüksekliği, kat sayısı, lento ve hatılların boyut, yer ve donatıları)
j) Yapı inşasının projeye uygunluğu

Yığma Yapı İnceleme Formu

Ülkemizin aktif deprem kuşağı üzerinde bulunmasından dolayı yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi ve depremlerden sonra hasar tespiti konuları büyük önem taşımaktadır. Bu iki değerlendirmenin yapılabilmesi için yapıların incelenmesi sırasında, incelemeye esas olan tüm değer ve durumların değerlendirilmesi gerekir. Bu amaçla değerlendirme formları geliştirilmektedir. Şimdiye kadar bu konudaki çalışmalar genellikle betonarme binalar için de-taylı bir şekilde yürütülmüştür (Deprem Şurası, 2004). Yığma yapılar için yapılan inceleme formları ayrıntısız düzeyde kalmıştır (Celep ve Kumbasar, 2004).

Alyamaç ve Erdoğan (2006) tarafından, yığma yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılacak bütün faktörlerle ilgili bilgilerin, bina mahallinde inceleme yapılırken eksiksiz bir biçimde toplanması için bir form geliştirilmiştir (EK'de yer almaktadır).

Form 58 adet maddeden oluşmaktadır. Her madde ile ilgili kutucuk işaretlenmeli, istenen diğer işaretlemeler yapılmalı, değişik durumlar söz konusu olursa ilgili madde başlığı altında yazılmalıdır. Formun anlaşılır ve kolay kullanılması açısından bazı şekil ve tablolar verilmiştir (Bayülke, 2001). Formda mümkün olduğu kadar, yapının incelenmesi sırasındaki işler sırasıyla verilmeye çalışılmıştır. İncelemeyi bir ekibin yapacağı düşünüldüğü için bazı işlemler formda ard arda gelse de aynı anda yürütüleceği açıktır.

Formun ekleri, varsa yapının projeleri veya yerinde yapılan inceleme sonucunda hazırlanan çizimler, yapının dış ve iç mekânlarında çekilen fotoğraflar ve raporlardır. Çalışmanın temel amacı şudur: Form ekleriyle birlikte dosya haline getirildiğinde başka bir ekip bu yapının deprem performansını değerleyebilmelidir.

TRAFİK LAMBALARI METODU (TLM)

Bu yöntemde, İşletme Ana Bilim Dalı'nın stratejik fayda ve portföy analizi tekniklerinden esinlenilmiştir. Portföy analizi, işletmenin mevcut yatırımlarını kullanılan değişik ölçülere göre değerlendirme, bunların gelecekte işletmeye sağlayacağı yarar ve olanakları tahmin etme ve sonuç olarak bu değerlendirmeden hareket ederek işletmenin elindeki kaynakların tahsisine yol gösterme amacıyla yapılan analitik bir tekniktir.

Portföy analizi tekniği önce üst düzey yöneticilerin stratejik karar alma aşamasında kullanılmış daha sonra ise diğer bölüm planlamalarına yol gösteren bir araç olmuştur. Bu nedenle de bir portföy analizi pazar, rakipler ve endüstri hakkında bilgi toplamasını zorunlu kılar.

Portföy analizi yöntemlerinden biri de Trafik Lambaları Matris Analizidir.

Trafik Lambaları Matris Analizi

General Elektrik Firması tarafından geliştirilmiştir. Şekil 1 de görüldüğü gibi 2 boyutlu bir matristir. Birinci boyutunda endüstri dalının çekiciliği, ikinci boyutta ise işletmenin gücü gösterilir. İşletmenin teknolojik seviyesi, kârlılık oranı, işletmenin Pazar büyüme oranı, sahip olunan prestij ve imajı, yönetsel ve beşeri gücü, rekabet gücü ve pazar payı işletmenin gücünü ifade eder. Her iki boyutta kendi içinde düşük, orta ve yüksek olmak üzere üç bölüme ayrılır (Eren, 2008).

İşletmenin Gücü

DÜŞÜK	**ORTA**	**YÜKSEK**	
SARI	YEŞİL	YEŞİL	**YÜKSEK**
KIRMIZI	SARI	YEŞİL	**ORTA**
KIRMIZI	KIRMIZI	SARI	**DÜŞÜK**

Endüstri dalının çekiciliği

Şekil 1. Trafik lambaları matris analizi grafiği

Yeşil ışığı temsil eden bölgedeki ürünler için işletme, çabasını sürdürmesinin yanı sıra büyütme ve genişletme yoluna gitmelidir. Buralara yatırım yapmak işletme için karlıdır.

Sarı ışığı temsil eden bölgedeki ürünler için işletme çabalarını ihtiyatla sürdürmelidir. Çünkü buralar çok riskli alanlardır.

Kırımızı ışığı temsil eden alanlarda ise işletme faaliyetlerini durdurmak, yatırımlarını tasfiye etmek zorundadır.

Yığma Yapılar İçin Trafik Lambaları Metodu

Ülkemizdeki yapıların çok önemli bir bölümünü yığma yapılar oluşturmaktadır. Bu yapıların deprem dayanımlarının belirlenmesi devasa bir iş yükünü gözler önüne sermektedir. Bu iş yükü azaltılırken bilimsel kriterlerden taviz verilmemesi gerekir. Bunun için yığma yapıların deprem dayanımları ortak kriterler kullanılarak belirlenmelidir.

Stratejik yönetim alanında kullanılan trafik lambaları matris analizi yönteminden esinlenilerek, yığma yapıların yaklaşık deprem dayanımlarının belirlenmesi için trafik lambaları metodu geliştirilmiştir.

Yapı inceleme formunda yer alan her bir özellik için binalar ayrı ayrı analiz edilmektedir. Ancak bu çalışmada bu ayrıntılı analizler değil sadece genel bir inceleme-sonuç grafiği oluşturulmuştur (Şekil 2). Bu grafiğin yatay boyutunda yığma yapının ilgili yönetmeliklerdeki kurallara uygunluğu, düşey boyutta ise malzeme ve işçilik kalitesi gösterilmiştir.

Yığma yapının ilgili yönetmeliklere uygunluğu

DÜŞÜK	**ORTA**	**YÜKSEK**	
SARI	YEŞİL	YEŞİL	**YÜKSEK**
KIRMIZI	SARI	YEŞİL	**ORTA**
KIRMIZI	KIRMIZI	SARI	**DÜŞÜK**

Malzeme ve işçilik kalitesi

Şekil 2. Yığma yapılar için trafik lambaları metodu

Yeşil ışığı temsil eden bölgedeki yapıların deprem dayanımının yeterli olduğu anlaşılmaktadır. Bu yapılar için deprem etkisi açısından endişe etmeye gerek yoktur.

Sarı ışığı temsil eden bölgedeki yapıların deprem dayanımının yeterli olabileceği düşünülmektedir. Bunların ilgili yönetmeliklere göre deprem hesabı yapılmalı ve gerekiyorsa güçlendirilmelidir.

Kırmızı ışığı temsil eden bölgedeki yapıların deprem dayanımının yeterli olmadığı anlaşılmaktadır. Bu bölgedeki yapılara güçlendirmeden ziyade kentsel dönüşüm gibi kalıcı çözümler üretilmelidir.

Yığma yapıların yönetmeliklere uygunluğundan; temel tipi, kat sayısı, kat yüksekliği, boşluk açıklıkları ve bunların birbiri ile olan mesafeleri, binanın plandaki şekli, düşey boşlukların dış cephedeki düzeni, duvar kalınlıkları, hatıl ve lentoların yeri ve donatısı, döşeme kalınlıkları gibi konular anlaşılmaktadır. Malzeme ve işçilik kalitesi ise tuğla çeşidi, tuğla duvar örme teknikleri, harç tipi, derz kalınlıkları, derz konumları, beton kalitesi, tuğla dayanımı olarak anlaşılmaktadır.

Her maddenin değerlendirmesinde UYGUN ise 1 puan, UYGUN DEĞİL ise 0 puan verilmelidir.

Grafiğin yatay boyutundaki maddelerin toplam sayısına göre değerlendirilmesi şöyledir: 0-6 puan; DÜŞÜK, 7-10 puan; ORTA, 11-12 puan; YÜKSEK.

Grafiğin düşey boyutundaki maddelerin toplam sayısına göre değerlendirilmesi şöyledir: 0-3 puan; DÜŞÜK, 4-5 puan; ORTA, 6-7 puan; YÜKSEK.

Yatay boyutta 9, düşey boyutta 2 puana sahip bir yapının yaklaşık deprem dayanımı KIRMIZI bölgededir. Dolayısıyla binanın deprem dayanımının yetersiz olduğu ifade edilebilir.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın ilk aşaması daha önce yapılan yığma yapı inceleme formunun hazırlanması idi. Çünkü bir yapı incelenirken ortak sonuçların çıkması isteniyorsa sürekli aynı verilerin sistemli bir şekilde alınması gerekir. Bu bildiride ise elde edilen verilerin oldukça pratik bir yöntemle sonuca taşınmasıdır. Verilerin sonuca taşınması ile ilgili ayrıntılı çalışmalar devam etmektedir. Ancak bu bildiri yardımıyla sempozyum katılımcılarının değerli fikirlerinin alınması hedeflenmektedir. Trafik lambaları metodunun özelliklerini sıralayacak olursak,

- Farklı bir disiplindeki yöntem değiştirilerek, yapı analizine uygulanmıştır.
- Yığma yapılar incelenirken ortak veriler elde edilmesi, sağlıklı değerlendirmeler açısından büyük önem taşımaktadır.
- TLM analizi verilerin ortak bir yöntemle değerlendirilmesi açısından önem taşımaktadır.
- TLM analizi pratik ve yığma yapıların deprem dayanımını belirleme konusunda başarılı bir yöntemdir.
- Çalışmaları devam eden ayrıntılı grafikler tamamlandığında yığma yapıların deprem dayanımının belirlenmesinde önemli bir yöntem olacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

Aköz F (2005) "Yığma Kargir Yapılarda Hasar Tespiti", *Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Artırılması Çalıştayı,* Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 17 Şubat 2005.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Deprem Şurası, Yığma Binalar: 100. 01 Ekim 2004. İstanbul.

Bayülke, N. 1980. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araş-tırma Enstitüsü Başkanlığı, Yığma Yapılar: 36-92. Ankara.

Bayülke, N. 2001. İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, Depreme Dayanıklı Betonarme ve Yığma Yapı Tasarımı: 243-252. İzmir.

Bayülke, N. 2001. İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şube-si, Depremde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi: 80-100. İzmir.

Celep, Z. & Kumbasar N. Beta Dağıtım, Deprem Mühen-disliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı: 539-551. 2004. İstanbul.

Eren E, Stratejik Yönetim, Açıköğretim Fakültesi Yayın No:801, Eskişehir, Ekim 2008.

Özışık, G. 2000. Birsen Yayınevi, Kargir Yapı: 4-6. İstan-bul.

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

TS2510 (1977) Kargir Duvarlar Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Türer, A. 2005. Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Ar-tırılması Çalıştayı, Türkiye'de Yığma Binalar İçin Depremsel Risk Haritası Oluşturulması, 17 Şubat 2005, Orta Doğu Teknik Üniversitesi: Ankara.

1940 Deprem Yönetmeliği, Zelzele Mıntıkalarında Yapıla-cak İnşaata Ait İtalyan Yapı Talimatnamesi, 1940. Ankara.
1944 Deprem Yönetmeliği, Zelzele Mıntıkaları Muvakkat Yapı Talimatnamesi, 1944. Ankara.
1949 Deprem Yönetmeliği, Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği, 1949. Ankara.
1953 Deprem Yönetmeliği, Yersarsıntısı Bölgelerinde Ya-pılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1953. Ankara.
1962 Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1962. Ankara.
1968 Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1968. Ankara.
1975 Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1975. Ankara.
1998 Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1998. Ankara.
2007 Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007.

EK

YIĞMA YAPI İNCELEME FORMU (Alyamaç, Erdoğan 2006)

1) Binanın Adresi

İli:…….. İlçesi:…….. Köy/Mahalle:…….. Cadde/Sokak:…….. No:…….. Daire:……

2) Binanın Sahipleri

Adı Soyadı	Çalıştığı Kurum

3) Binanın Fotoğrafları

Fotoğraf 1	Fotoğraf 2
Fotoğraf 3	Fotoğraf 4

4) Binanın Kullanım Şekli

☐Konut ☐İşyeri ☐Diğer(açıklayınız)……

5) Binanın İnşa Yılı :……..

6) Binanın onaylı projeleri mevcut mu?

☐Evet ☐Hayır

6. soruya cevabınız evet ise 7,8 ve 9. soruları geçiniz.

7) Ölçekli kat planı çizildi mi? (Kapı ve pencereler plan üzerinde gösterilecek, farklı her kat için plan çizilecek)

☐Evet ☐Hayır

8) Ayrık nizam inşa edilmiş her cephenin görünüşü çizildi mi?

☐Evet ☐Hayır

9) Kot farkı olan veya kat planı farklı bölümler için kesitler çizildi mi?

☐Evet ☐Hayır

10) Zemin etüdü yapılıp, zemin sınıfı belirlendi mi?

☐Evet ☐Hayır

11) Kat yüksekliklerini belirleyiniz. (Döşeme tabanından, döşeme tavanına)

Çizelge 1. Kat yükseklikleri

Katlar	H_K [m]
2. bodrum	
1. bodrum	
Zemin kat	
Ara kat	
1. Kat	
2. Kat	
3. Kat	

12) Kısmi bodrum var mı, projede gösterildi mi?

☐Evet ☐Hayır

13) Çatı katı var mı?

☐Evet, tam ☐Evet, kısmi ☐Hayır

14) Çatı katı alanı belirlendi mi?

☐Evet ☐Hayır

15) Binanın konumunu belirleyiniz.

☐Ayrık ☐Bir cephe bitişik

☐İki cephe bitişik ara bina

☐İki cephe bitişik köşe bina

16) Binanın plandaki şeklini belirleyiniz.

☐Dikdörtgen ☐T şeklinde ☐L şeklinde

☐H şeklinde ☐Diğer(çiziniz)……..

17) Bina simetrik inşa edilmiş mi?

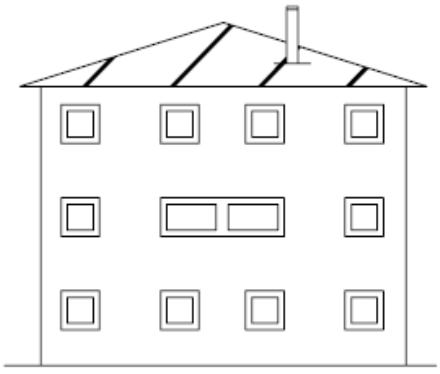
☐Evet ☐Hayır

18) Binanın cephelerinde işyeri yapımından kaynaklanan büyük kapı ve pencere boşlukları var mı?

☐Evet ☐Hayır

19) Binanın cephelerindeki dış boşluklar düzenli mi? (Şekil 1'i inceleyiniz.)

☐Evet ☐Hayır



Şekil 1. Birinci kat pencere boşluğu düzenli değil

20) Binanın ayrık cephelerindeki üst pencere kotları aynı mı?

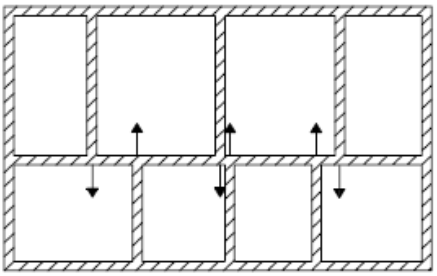
☐Evet ☐Hayır

21) Taşıyıcı ve bölme iç duvarlarda kapı ve pencere kotları aynı mı? (Cevabınız hayır ise farklı olanların yerlerini ve kot değerlerini bulunduğu katın kat planı üzerine yazınız.)

☐Evet ☐Hayır

22) İç duvar eksenleri aynı doğrultuda mı? (Duvar eksenlerinde sapma olan Şekil 2'yi inceleyiniz)

☐Evet ☐Hayır



Şekil 2. İç duvar eksenlerinde sapmalar

23) Taşıyıcı duvarlar düşey eksende üst üste çakışıyor mu? (Cevabınız hayır ise çakışmayan duvarların yer ve katlarını proje veya plan üzerinde işaretleyiniz.)
☐Evet ☐Hayır

24) Binanın temel projesi mevcut mu?
☐Evet ☐Hayır

25) Temel projesi doğru olarak uygulanmış mı? (24. soruya cevabınız evet ise cevaplayınız.)
☐Evet ☐Hayır

26) Temel tipini (kazı yaparak) belirleyiniz. (24. soruya cevabınız hayır ise cevaplayınız.)
☐Taş ☐Betonarme
☐Diğer (açıklayınız)……

27) Binada oturma var mı? (Cevabınız hayır ise 25. soruyu geçiniz.)
☐Evet ☐Hayır

28) Binadaki oturmanın sebebini belirleyiniz.
☐Sulu zemin (yeraltı su seviyesi yüksek)
☐Yumuşak zemin
☐Diğer (açıklayınız)……..

29) Bodrum katın duvar malzemesini belirleyiniz.
☐Taş ☐Tuğla ☐Betonarme
☐Diğer(açıklayınız)……..

29.a) Bodrum duvarı betonarme ise beton dayanımı belirlendi mi?
☐Evet (Sonuç:…….MPa) ☐Hayır

29.b) Beton dayanımının belirlendiği yöntemi işaretleyiniz.
☐Beton Test Çekici ☐PUNDİT(Ultrases)
☐Karot ☐Diğer(açıklayınız)

30) Yapının tamamı incelendiğinde gözle görünür çatlaklara rastlanıldı mı? (Cevabınız evet ise Çizelge 2'yi kullanarak çatlakları not ediniz.)
☐Evet ☐Hayır

Çizelge 2. Çatlak konum ve özellikleri

Kat No	Duvar No	Çatlak Genişliği [mm]	Çatlak Tipi*

*Çatlak tipini Şekil 3'ten anlamına uygun olarak seçiniz. farklı bir çatlak tipi olduğunu düşünüyorsanız boş alana çatlağın şeklini ve yerini çiziniz.

31) Yapıdaki döşeme türünü belirleyiniz.

Çizelge 3. Döşeme türü

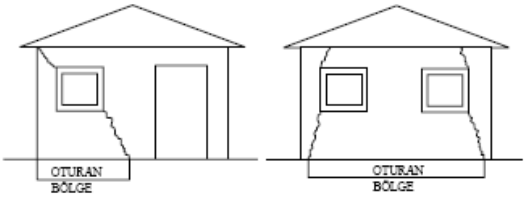
Kat No	Döşeme Türü		
	Betonarme	Prefabrik	Ahşap
	☐	☐	☐

32) Betonarme döşemelerin türünü belirleyiniz.

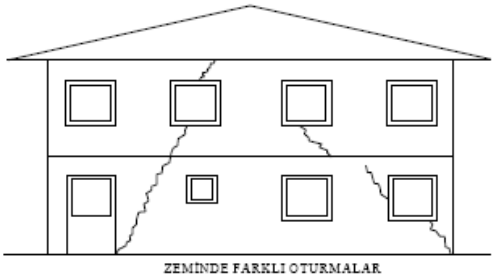
Çizelge 4. Betonarme döşeme çeşidi

Kat No	Plak Döşeme	Nervür Döşeme	Diğer (açıklayınız)
	☐	☐	☐

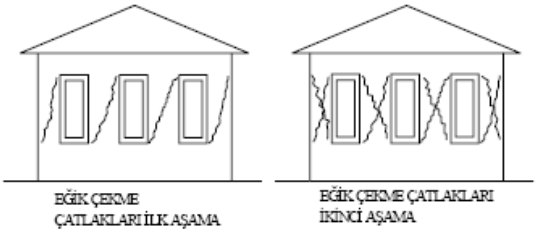
33) Döşeme kalınlığını belirleyiniz.
☐10 cm ☐12 cm ☐14 cm
☐Diğer (yazınız) ……



Şekil 3a. Tip A



Şekil 3b. Tip B



Şekil 3c. Tip C

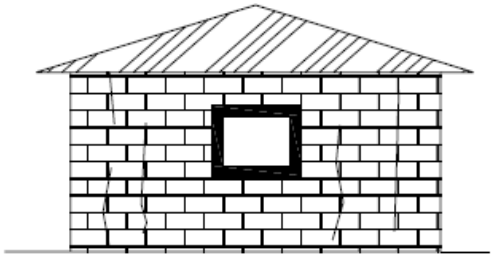
Şekil 3d. Tip D

(Belirtmek istediğiniz çatlak tipi varsa lütfen buraya çiziniz. Özellikle ezilme ve ayrılma durumları fotoğraflanıp, bu bölüme yerleştirilebilir.)

Şekil 3e. Tip E

Şekil 3. Çatlak tipleri

34) Binada kullanılan tuğla türünü belirleyiniz.



DÜŞEY YÜKLER ALTINDA DERZ DOĞRULTUSUNDA KIRILMA

☐Boşluklu fabrika tuğlası (% …. …boşluklu)
☐Dolu fabrika tuğlası
☐Harman tuğlası
☐Gazbeton veya panel
☐Diğer (açıklayınız)……

35) Yapıda kullanılan harç çeşidini belirleyiniz.
☐Çimento takviyeli kireç harcı
☐Çimento harcı
☐Tutkal
☐Diğer (açıklayınız)……

35.a) Binadaki derz kalınlığını genel olarak belirleyiniz.
☐<5 mm ☐<10 mm ☐<15 mm
☐Diğer (açıklayınız)……

36) Yapıdaki taşıyıcı ve bölme duvar kalınlıklarını belirleyiniz.

Çizelge 5. Duvar kalınlıkları

Kat No	Duvar No	Duvar Kalınlık [cm]	Duvar çeşidi	
			Taşıyıcı	Bölme

37) Duvar, örgü kurallarına uygun imal edilmiş mi? (Düşey ve yatay derzler üst üste gelmemeli)
☐Evet ☐Hayır

38) Tuğlaların dayanımı herhangi bir yöntemle belirlendi mi? (Cevabınız evet ise 39 ve 39.a nolu soruları cevaplayınız.)
☐Evet ☐Hayır

39) Tuğlaların dayanımlarının belirlendiği yöntemi yazınız [19].
☐Sertlik Ölçümü ☐Ultrases Ölçümü
☐Yerinde basınç deneyi ☐Yerinde kayma deneyi
☐Diğer (açıklayınız)……

39.a) Tuğla dayanımının belirlendiği rapor deprem değerlendirme formu dosyasına eklendi mi?
☐Evet ☐Hayır

40) Bölme duvar derz kuralına uyulmuş mudur? (Bölme duvarın üstü ile tavan döşemesi altı arası en az 10 cm boşluk bırakılmalı ve duvar stabilitesi sağlanmalıdır.)(Cevabınız evet ise 41. hayır ise 42. soruyu cevaplayınız.)
☐Evet ☐Hayır

41) Derz dolgu malzemesinin çeşidini yazınız.
☐Ahşap ☐Kauçuk
☐Köpük ☐Silikon
☐Diğer (açıklayınız)……

42) Derz bırakılmayan bölme duvarları belirleyiniz.

Çizelge 6. Derz olmayan bölme duvarlar

Kat No	Duvar No

43) Lentoların boyut ve donatılarını tespit ediniz. (Tahribatsız yöntemlerle tespit edilecektir.)

Çizelge 7. Lento özellikleri

Kat No	Lento No	Boyut b/h [cm]	Boyuna Donatı	Enine Donatı	Beton Dayanımı

44) Yatay hatılların boyut ve donatılarını tespit ediniz. (Tahribatsız yöntemlerle tespit edilecektir.)

Çizelge 8. Yatay hatıl özellikleri

Kat No	Hatıl No	Boyut b/h [cm]	Boyuna Donatı	Enine Donatı	Beton Dayanımı

45) Düşey hatılların boyut ve donatılarını tespit ediniz. (Tahribatsız yöntemlerle tespit edilecektir.)

Çizelge 9. Düşey hatıl özellikleri

Kat No	Hatıl No	Boyut b/h [cm]	Boyuna Donatı	Enine Donatı	Beton Dayanımı

46) Çatı yüksekliği belirlendi mi?(Çatı içerisinde bulunan en büyük değer alınacaktır.)
☐Evet (…… m) ☐Hayır

47) Çatı yüksekliği 2 m.den fazla ise kalkan duvarlar içine düşey ve eğik hatıllar yapılmış mı?
☐Evet ☐Hayır

48) Çatı kaplaması çeşidini belirleyiniz.
☐Kiremit ☐Oluklu Sac
☐Diğer (açıklayınız)……

49) Çatı taşıyıcı sistemi ile çatı döşemesi arasında gerekli ve yeterli bağlantı yapılmış mıdır?
☐Evet ☐Hayır

50) Çatı taşıyıcı sistem malzemesini belirleyiniz.
☐Ahşap ☐Çelik
☐Diğer (açıklayınız)……

51) Mevcut çatı taşıyıcı sisteminin, taşıyıcı sistem krokisi çizildi mi?
☐Evet ☐Hayır

52) Çatı taşıyıcı sisteminde gözle görülür deformasyonlar var mı? (Cevabınız evet ise konu ile ilgili rapor düzenleyip, binanın deprem değerlendirme dosyasına ekleyiniz.)
☐Evet ☐Hayır

53) Eğik hatılların boyut ve donatılarını tespit ediniz. (Tahribatsız yöntemlerle tespit edilecektir.)

Çizelge 10. Eğik hatıl özellikleri

Kat No	Hatıl No	Boyut b/h [cm]	Boyuna Donatı	Enine Donatı	Beton Dayanımı

54) Binada çıkma (konsol elemanlar) yapıları belirleyiniz.

Çizelge 11.

Çıkma Adı	Konsol uzunluğu	Not (açıklama)

55) Görüne yapı kalitesini değerlendiriniz.
☐Çok iyi ☐İyi
☐Orta ☐Kötü
☐Çok Kötü

56) Bina ile ilgili belirtmek istediğiniz özel durumlar var mı? (Cevabınız evet ise fikirlerinizi ayrıntılı bir rapor olarak hazırlayıp, değerlendirme dosyasına ekleyiniz.)
☐Evet ☐Hayır

57) Binanın yerinde incelenme tarihini yazınız.
……

58) İncelemeyi yapanların;

Adı Soyadı	Ünvanı	Çalıtığı Kurum	İmza

DEPREM ETKİSİ ALTINDA YÜKSEK BİNALARDA TASARIM SORUNLARI

DESIGN PROBLEMS OF TALL BUILDINGS UNDER EARTHQUAKE ACTION

Mehmet Nuray AYDINOĞLU[1]

ÖZET

Deprem etkisi altında yüksek binaların tasarımında, azaltılmış deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal (lineer) analize dayalı "dayanıma göre tasarım" yaklaşımının birçok bakımdan yetersiz, hatta sakıncalı olduğu anlaşılmıştır. Deprem mühendisliğinde gelişen eğilim, yüksek binaların tasarımının "performansa göre tasarım" çerçevesinde "şekildeğiştirmeye göre tasarım" yaklaşımı ile yapılması doğrultusundadır. Bu kapsamda, yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımı için zaman tanım alanında doğrusal olmayan (nonlineer) analizlerin yapılması zorunlu olmaktadır. Bu tür analizlerle nonlineer davranışın daha iyi anlaşılması, yüksek bina tasarımında dikkat edilmesi gereken pek çok sorunun bulunduğunu ortaya koymuştur. Bu açıdan bakıldığında, deprem etkisi altında yüksek bina tasarımı bütün dünyada uzmanlık ve deneyim gerektiren özel bir mühendislik hizmeti olarak değerlendirilmektedir. Ancak sayılarının büyük bir hızla giderek arttığı Türkiye'de yüksek bina tasarım ve yapımı, mevcut yönetmeliklerin yeterli olup olmadığına, tasarımcının bu konuda yetkinliğinin bulunup bulunmadığına bakılmaksızın ve en ufak bir denetimden bile yoksun biçimde, olanca hızı ile devam etmektedir. Yürürlükteki deprem yönetmeliğine yüksek binaların tasarımı için özel bir bölüm eklenmesi ve mevcut yönetmelik hükümlerinin bu bölümle uyumlu olacak şekilde yeniden düzenlenmesi konusu ile birlikte, yüksek binaların deprem tasarımlarının bir "bağımsız tasarım kontrol sistemi" kapsamında denetlenmesini sağlayacak etkin bir denetim mekanizmasının oluşturulması, gündemdeki iki temel konu olarak görünmektedir.
Anahtar Kelimeler: Yüksek binalar, performansa göre tasarım, bağımsız tasarım denetimi

ABSTRACT

It has been realized that "strength based design" approach based on linear analysis under reduced seismic loads is insufficient and inappropriate in many aspects for the seismic design of tall buildings. Prevailing tendency in earthquake engineering is directed towards utilizing "deformation based design" approach within the framework of "performance based design" concept. In this context, nonlinear analysis in the time domain is mandatorily required for the seismic design of tall buildings. Such analysis helped better understand the nonlinear behaviour, which in turn led to identify a number of problems to be considered in tall building design. In this respect, seismic design of tall buildings is evaluated everywhere in the world as a special engineering effort requiring expertise and experience. However, in rapidly growing numbers, tall building design and construction in Turkey continue in an uncontrolled pace, without any consideration on inadequacy of design codes and availability or lack of expertise of the design engineer in this particular field. It appears that the two fundamental issues on the agenda are, adding a new chapter to the existing seismic design code on tall building design and establishing an efficient control mechanism leading to an independent peer review system for the seismic design of tall buildings.
Keywords: Tall buildings, performance based design, independent peer review

[1] Prof.Dr., Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, aydinogn@boun.edu.tr

GİRİŞ

Yüksek binaların deprem etkisi altında *performansa göre tasarımı*, son yıllarda deprem mühendisliğinde dikkatleri üzerine en fazla çeken araştırma ve uygulama alanlarından biri olarak ortaya çıkmaktadır. Yüksek bina tanımı konusunda üzerinde anlaşılmış tek bir ölçüt olmamakla birlikte, genelde kat sayısı yaklaşık 18-20'den fazla olan binalara *yüksek bina* denilmektedir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği Taslağı'nda (İBB 2008) yüksek binalar, zemin seviyesinden itibaren yüksekliği 60 m ve daha fazla olan yapılar olarak tanımlanmıştır. İlgili Amerikan (California) dökümanları ise (örneğin SEAONC 2007, LATBSDC 2008) yükseklik sınırını zemin seviyesinden itibaren 160 feet (yaklaşık 50 m) olarak tanımlamaktadır.

Yüksek binaların deprem bölgelerinde yoğunlukla inşa edilmeleri, oldukça yeni gelişen bir olgudur. Mühendislik disiplininin, profesyonel iç denetimin ve kamu denetiminin en geniş biçimde uygulandığı Japonya ve Amerika (California) gibi ülkelerde bugüne kadar inşa edilen yüksek binalar, standard deprem yönetmeliği uygulamalarının dışında, yetkili makamlarca (örneğin yerel belediyelerce) proje bazında oluşturulan özel bilim/uygulama kurullarının gözetim ve denetimi altında gerçekleştirilmiştir. Böyle özel bir mekanizmanın uygulanmasının nedeni, mevcut deprem yönetmeliklerinin yüksek binalar düşünülerek geliştirilmediğinin ve yüksek binalarda standart yönetmeliklerin üstüne çıkılarak daha ileri düzeyde analiz ve tasarım yöntemlerinin kullanılması gereğinin sorumluluk sahibi meslek adamları ve projeye ruhsat veren yerel yönetimler tarafından takdir edilmesidir.

Öte yandan son yirmi yılda yüksek binalar konusunda yapılan araştırmalar, bu binaların deprem davranışının daha iyi anlaşılmasına yol açmıştır. Bu bağlamda yüksek bina tasarımında, azaltılmış deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal (lineer) analize dayalı "*Dayanıma Göre Tasarım*" yaklaşımının birçok bakımdan yetersiz, hatta sakıncalı olduğu anlaşılmıştır. Deprem mühendisliğinde gelişen eğilim, yüksek binaların tasarımının "*Performansa Göre Tasarım*" çerçevesinde "*Şekildeğiştirmeye Göre Tasarım*" yaklaşımı ile yapılması doğrultusundadır. Bu kapsamda, yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımı için zaman tanım alanında doğrusal olmayan (nonlineer) analizin yapılması zorunlu olmaktadır.

Yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımına ilişkin yöntem ve kuralların mühendislik camiasına aktarılması konusunda son beş yıl içinde özellikle ABD (California)'da çok önemli gelişmeler kaydedilmiştir. Bu bağlamda, yüksek binaların deprem tasarımına ilişkin 2005'de ve 2008'de Los Angeles kenti için (LATBSDC 2005, 2008), 2007'de ise San Francisco kenti için "*yol gösterici – kılavuz*" dökümanlar yayınlanmıştır (SEAONC 2007). Bu arada, bir uluslararası kuruluş olan Council on Tall Buildings and Urban Habitat 2008'de yüksek binaların deprem tasarımı için bir "*öneriler*" dökümanı hazırlamıştır (CTBUH 2008).

Nihayet, *Pasific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* bünyesinde oluşturulan "*Tall Buildings Initiative (TBI)*" üç yıllık geniş kapsamlı bir proje çalışması sonucunda 2010 yılı sonunda performansa göre yüksek bina tasarımı konusunda ayrıntılı bir *tasarım kılavuzu* yayınlamıştır (PEER 2010, Krawinkler 2011). Ayrıca, TBI bünyesindeki Task Group 7 tarafından yüksek binaların modellenmesi ve tasarım kriterleri ile ilgili olarak hazırlanan döküman ise, bu konuda yazılmış en ayrıntılı rapor olarak yine 2010 yılı sonlarında yayınlanmıştır (PEER/ATC 2010).

Türkiye'de ise yüksek bina tasarım ve yapımı, mevcut yönetmeliklerin yüksek bina için yeterli olup olmadığına, tasarımcının bu konuda yetkinliğinin bulunup bulunmadığına bakılmaksızın ve en ufak bir denetimden bile yoksun biçimde, olanca hızı ile devam etmektedir. Başıbozukluk o denli başını alıp gitmiştir ki, en tehlikeli deprem bölgelerinde inşa edilen ve yüksek bina sınıfına giren binaların yapısal tasarımları bile, "*inek –sucuk*" türü otomatik (mühendisin neredeyse hiçbir katkısı olmaksızın, kendiliğinden) tasarım yapan hazır bilgisayar programları ile yapılmakta ve bu duruma hiç kimse ses çıkarmamaktadır !

Özellikle İstanbul'da gelişen bu tehlikeli gidişin en azından bir nebze kontrol altına alınmasına bir başlangıç oluşturmak üzere, 2007 yılında *Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı* tarafından İstanbul Büyükşehir Belediyesi'ne yapılan ve kabul gören bir öneri doğrultusunda *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği Taslağı* (İBB, 2008) hazırlanmış, ancak uzman mühendisler ve yurt dışı mühendislik

çevrelerinde büyük ilgi gören bu yönetmelik taslağı, aradan üç yıl geçmesine karşın İstanbul Büyükşehir Belediyesi'nce benimsenip yürürlüğe konulmamıştır.

YÜKSEK BİNALARA ÖZGÜ DEPREM DAVRANIŞININ ORTAYA ÇIKARDIĞI ANALİZ VE TASARIM SORUNLARI

Deprem etkisi altında yüksek binaların kendilerine özgü davranışları, pek çok analiz ve tasarım sorununu ortaya çıkarmaktadır. Bu sorunlardan önemli olanlarına aşağıda kısaca değinilmiştir:

Perdelere İlişkin Sorunlar

Çerçeve türü taşıyıcı sistemlerin yanında yüksek binalarda daima yer alan, hatta pek çok durumda tek başına taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme perdelerin nonlineer davranışı, lineer davranışa göre önemli farklılıklar göstermektedir. Nonlineer davranış, perde yüksekliğince eğilme momenti ve kesme kuvvetinin gerek büyüklüklerini ve gerekse değişimlerini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu bağlamda kesme kuvvetlerinde gözlenen büyütme etkisi, gevrek davranış açısından yaşamsal öneme sahiptir. Bu etki, yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin ancak zaman tanım alanında nonlineer yöntemlerle analiz edilmesi ile ortaya çıkarılabilmektedir (Fischinger et al 2011).

Bağ kirişli perdelerde bağ kirişleri hemen her durumda nonlineer davranış göstermektedir. Bunların lineer olarak alınması, perde kesit etkilerinde önemli hatalara yol açabilmektedir. Bağ kirişlerinin rijitlik ve dayanımlarındaki değişimler, bu elemanların bağlı bulundukları perde parçalarının nonlineer davranışını da önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Bu bağlamda, bağ kirişlerindeki kesme kuvvetlerinden perde parçalarına aktarılan normal kuvvetlerin düzeyine bağlı olarak bu elemanlarda oluşan nonlineer şekildeğiştirmelerin hem büyüklükleri, hem de yükseklik boyunca dağılımları değişmektedir.

Perdeler, tabandan itibaren önemli sayılabilecek bir yükseklik (yürürlükte yönetmeliğin terimi ile "*kritik perde yüksekliği*" – BİB 2007) boyunca plastik şekildeğiştirmelere (diğer deyişle depremden kaynaklanan süneklik istemine) maruz kalabildiğinden, bu elemanların süneklik kapasitelerinin yeterli olması özel bir önem taşımaktadır. Bu durum ise perdelerdeki normal gerilme düzeylerinin sınırlandırılmasını, diğer deyişle perde kalınlıklarının normal kuvvet istemine bağlı olarak belirlenmesi gereğini ortaya koymaktadır.

Döşemelere İlişkin Sorunlar

Özellikle çekirdek perdeli yüksek bina taşıyıcı sistemlerinde, üst katlardan aktarılan çok büyük perde moment ve kesme kuvvetlerinin altta çevre perdeleri ile rijitleştirilmiş bodrum katlarına aktarılmasında ortaya çıkan karmaşık davranış, zemin etkileşimi ile birlikte bodrum döşemelerinin nonlineer davranışlarının da gözönüne alınması gerektirebilmektedir.

Üst katlarda da, döşemeler ve diğer yük aktarma elemanları bazı durumlarda zorlanmakta ve nonlineer davranış gösterebilmektedir. Bu bağlamda perde-döşeme bağlantılarında önemli ölçüde nonlineer davranış ortaya çıkabilmektedir. Her halukarda, hesap olanaklarının kısıtlılığı nedeniyle eskiden beri kullanılarak alışkanlık haline getirilen *sonsuz rijit diyafram* varsayımının artık terkedilmesi, yüksek binalarda döşemelerin hem düzlem içi (membran), hem de eğilme rijitliklerinin gözönüne alınması gerekmektedir. Böyle yapıldığında, çoğu durumda binaların dinamik karakteristiklerinde önemli değişikliklerin meydana gelebildiği görülmüştür.

Yüksek Dayanımlı Beton Sorunu

Yüksek binalarda giderek artan kat sayıları ve mimari endişelerle düşey taşıyıcı eleman (kolon, perde) boyutlarının çok arttırılmaması eğilimi, kaçınılmaz olarak yüksek dayanımlı beton kullanımını gündeme getirmektedir. Yürürlükteki deprem yönetmelikleri genellikle beton kalitesini C50 betonu ile sınırlamaktadır. Bunun en belirgin nedeni, özellikle depremde sünek davranışa ilişkin sargı donatısı gereklilikleri ile ilgili olarak yeterli teorik/deneysel birikimin ve uygulama deneyiminin mevcut olmayışıdır.

Öte yandan, laboratuar koşullarında üretilmesi genellikle pek zor olmayan yüksek dayanımlı betonun büyük miktarda kütlesel üretimi ve üretimin kalite kontrolunun sürekliliği de ayrı bir birikim ve deneyim konusudur.

Sonuç olarak, yüksek dayanımlı beton konusunda karar verilirken, süneklik ve kalite kontrolu sorunlarının dikkate alınması önem kazanmaktadır.

Nonlineer Modelleme ve Analiz Sorunları

Yüksek binaların şiddetli depremlerin (50 yılda aşılma olasılığı %10) ve çok şiddetli depremlerin (50 yılda aşılma olasılığı %2) etkisi altında ileri düzeydeki performans hedeflerine ulaşıp ulaşmadıklarına ilişkin değerlendirmeleri yapabilmek için mutlaka nonlineer taşıyıcı sistem modellemesine ve nonlineer analize ihtiyaç vardır. Bu tür modelleme ve analiz, günümüzde artık rutin hale gelmiş bulunan lineer modelleme ve analize oranla çok daha karmaşık olduğundan, özel bir bilgi birikimini ve uygulama deneyimini zorunlu kılmaktadır.

Yüksek binalarda perdeler genellikle lif elemanlar (fiber elements) ile modellenmektedir. Bu modelleme yöntemi kolon ve kirişlerde de kullanılabilir, ancak bu tür elemanlarda çoğunlukla plastik mafsal modellemesi tercih edilmektedir.

Özel olarak bağ kirişli çekirdek perdelerinin bağ kirişlerinin boyutlandırılması, donatılarının yerleştirilmesi ve nonlineer analiz için uygun biçimde modellenmesi yaşamsal önem taşımaktadır. Bağ kirişlerinde çapraz donatının en uygun donatı düzeni olduğu konusunda fikir birliği vardır (BİB 2007, PEER/TBI 2010). Ancak bunun için bağ kirişinde yükseklik / açıklık oranının 1/2'den daha az olmaması gereklidir.

Nonlineer taşıyıcı sistem modellemesinde beton, donatı çeliği ve yapısal çeliğin karakteristik dayanımları yerine, biraz daha yüksek olan ortalama dayanımları esas alınmaktadır (İBB 2008, PEER/TBI 2010).

Nonlineer analizde, taşıyıcı sistem elemanlarının davranışının doğrusal (lineer) kısmının modellenmesinde etkin eğilme (ve kayma) rijitliklerinin (çatlamış kesit rijitliği) alınması gerektiği konusunda fikir birliği vardır. Etkin eğilme rijitlikleri çoğu kez brüt (lineer) rijitliklerin belli bir yüzdesi (örneğin yarısı) olarak alınır. Bunun yerine, *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* (İBB 2008) taslağında, her kesitte moment-eğrilik ilişkine dayalı bir yaklaşım öngörülmüştür.

Yüksek binaların zaman tanım alanındaki nonlineer analizi ile ilgili önemli sorunlardan biri de sönüm etkisinin ne alınacağı ve nasıl hesaba katılacağı sorunudur. Yapı dinamiğinin en zor konularından biri olan bu konuda mühendislik kamuoyunda fikir birliği oluşmamıştır. Nonlineer hesapta sönüm oranınınn %2 olarak alınması önerilmektedir. Ancak viskoz olarak varsayılan sönüm matrisinin oluşturulması için kullanılagelen Rayleigh yaklaşımının bilinen sorunlarının üstesinden gelinmiş değildir.

Günümüzde yüksek binaların nonlineer modelleme ve analizine uygun ve mühendislik pratiği ile uyumlu bilgisayar yazılımlarının sayısı sınırlıdır. Ancak performansa göre tasarımın gereği olan nonlineer modelleme ve analiz uygulamalarının yaygınlaşması ile bu alanda oluşacak rekabetle uyumlu olarak bu alanda hem nitel, hem de nicel anlamda hızlı gelişmelerin olması beklenmektedir.

Yapı – Zemin Dinamik Etkileşimine İlişkin Sorunlar

Genel olarak *yapı-zemin etkileşimi*, deprem etkisi altında zemin ortamı ile üstyapının birlikte gözönüne alındığı ortak bir sistem çerçevesinde yapı ve zeminin birbirlerini karşılıklı olarak etkilemesi olarak tanımlanabilir. Taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinden oluşan ve zemin ortamı içinde yayılarak yapı temeline ulaşan deprem dalgaları kısmen yapı temelinden yansıyarak zemin ortamına geri dönmekte, bir kısmı da üstyapıya geçerek onun titreşimine yol açmakta ve tekrar zemin ortamına geri dönmektedir. Uygulamada genellikle deprem kaynağından taban kayasına ulaşan deprem etkisinin düşey doğrultuda yayılan kesme dalgalarından oluştuğu, dolayısıyla taban kayasında iki ana doğrultuda sadece yatay hareketler meydana getirdiği varsayılmaktadır.

Normal koşullarda yeterli rijitlik ve dayanıma sahip yüksek frekanslı zeminler ile bu zeminlerin üzerinde inşa edilen düşük frekanslı yüksek binalar arasında önemli bir etkileşimin

olması beklenmez (PEER/TBI 2010) ve bu nedenle yüksek bina tasarımında genellikle yapı-zemin dinamik etkileşimi gözönüne alınmaz. Ancak, yüksek binaların çok zayıf zeminler üzerinde inşa edildiği bazı özel durumlara da rastlanabilmektedir. Örneğin, İzmir Büyükşehir Belediyesi'nin yüksek binalar için tahsis ettiği Bayraklı bölgesindeki aşırı zayıf zemin koşulları, yüksek bina tasarımında "*üstyapı – kazık – zemin etkileşimi*"nin ayrıntılı bir biçimde gözönüne alınmasını zorunlu kılmaktadır (Aydınoğlu 2011). Bu analizde kazık – zemin altsisteminin taban kayasında tanımlanan yer hareketi etkisi altında zaman tanım alanında üç boyutlu nonlineer analizi zorunludur. Sonuçta etkileşimin yüksek binayı olumsuz yönde etkilemesi olasılığı azdır. Ancak, özellikle kazıklarda plastik deformasyonların oluşması ve bu nedenle kazık tasarımında değişikliklere gidilmesi durumu ortaya çıkabilir.

Sahaya Özel Deprem Tehlikesinin Belirlenmesi, Nonlineer Analiz için Uygun Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Yüksek binaların deprem etkisi altındaki tasarımında sahaya özel deprem tehlikesinin belirlenmesi çoğu durumda gerekli olmaktadır. Deprem tehlikesi analizi ile belirli aşılma olasılıkları (veya dönüş periyodları) için elastik tasarım spektrumunun ordinatları belirli bir periyod limitine kadar tanımlanır. Yüksek binaların kat sayıları arttıkça sözü edilen periyod limiti de giderek uzamaktadır. Son yıllarda geliştirilen deprem tahmin ilişkileri 10 sn.lik periyoda kadar olan periyod bandını kapsamaktadır.

Yüksek binaların zaman tanım alanında nonlineer analizlerinde tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde seçilerek ölçeklendirilen deprem kayıtlarının kullanılması gerekir. Zorunlu olmadıkça yapay (benzeştirilmiş) deprem kayıtlarının veya mevcut kayıtlarının değiştirilerek kullanılmaması, sadece yerel deprem koşulları ile uyumlu gerçek deprem kayıtlarının ölçeklendirilerek kullanılması önerilmektedir.

Bilindiği gibi, "*üniform tehlike spektrumu*" olarak da adlandırılan tasarım ivme spektrumunun bütün periyotları ile uyumlu deprem kayıtlarının mevcut olması olanaklı değildir. Çünkü tasarım ivme spektrumunun çeşitli periyod bölgelerinde tanımlanan ordinatların esasında farklı farklı depremlerden kaynaklandığı bilinmektedir. O nedenle ilgili yönetmeliklerde genellikle sınırlı bir periyod bölgesinde (örneğin binanın doğal titreşim periyodunun 0.2'si ile 1.2 katı kadar olan bölgede) seçilen kayıtların spektrumlarının ortalaması ile tasarım ivme spektrumunun uyumu aranır (İBB 2008). Bu durumda bile, deprem koşulları yerel koşullara yakın olan yeteri kadar sayıda kayıt bulmanın zor olduğu ve bu şekilde seçilen kayıtların ivme spektrumlarında ortalamaya göre çok büyük saçılmaların bulunduğu bilinmektedir. Benzer saçılmaların, bu kayıtlarla yapılan analizlerde elde edilen davranış büyüklüklerinde de görüldüğü belirtilmiştir.

Son birkaç yıl içinde geliştirilen "*koşullu ortalama spektrum – conditional mean spectrum*" kavramı yardımıyla yukarıda belirtilen *uygun kayıt seçme* sorununun çözümünde önemli bir aşama kaydedilmiştir (Baker ve Cornell 2005, 2006; PEER 2010). Bu yeni yaklaşımda, yüksek binanın davranışına önemli katkıda bulunacağı düşünülen tüm titreşim periyotları için, sahaya özel deprem tehlikesi analizinde "*ayrıştırma – deaggregation*" analizi yapılarak o periyotlarda olasılıksal bazlı ivme spektrumuna en fazla oranda katkıda bulunan deprem veya depremlerin büyüklüğü ile uzaklıkları belirlenir. Bunlar esas alınarak, seçilen her bir doğal periyod ve yakın çevresi için geçerli olmak üzere oluşturan *koşullu ortalama spektrumlar*'a çok daha iyi uyum sağlayan çok sayıda gerçek deprem kaydı bulmak mümkün olmaktadır. Üniform tehlike spektrumunun aksine, koşullu ortalama spektrumlar esas alınarak seçilen ve ölçeklendirilen deprem kayıtlarının ivme spektrumlarında ortalamaya göre saçılmaların çok daha küçük olduğu, bu kayıtlarla yapılan analizlerde elde edilen davranış büyüklüklerinde de aynı durumun gözlendiği ifade edilmektedir (Baker ve Cornell 2006, PEER 2010).

Bu yeni yaklaşımda çeşitli periyodlara göre koşullandırılmış çok sayıda deprem kaydı seçildiğinden, zaman tanım alanında yapılan analizlerin sayısı da artmaktadır. Buna karşılık, binanın belirli bölümlerinin her birini özellikle zorlayabilecek gerçeğe yakın deprem etkileri altında bu bölümlerin nonlineer davranışı daha gerçekçi biçimde ortaya çıkarılabilmektedir. Binanın tümü için tasarıma esas davranış büyüklükleri, bu analizlerden elde edilenlerin en elverişsizleri, diğer deyişle zarfı olarak tanımlanmaktadır.

YÜKSEK BİNALARLA İLGİLİ TÜRKİYE'YE ÖZGÜ TASARIM SORUNLARI

Yüksek binaların deprem etkisi altında analizi ve tasarımı ile ilgili olarak yukarıda özetlenmeye çalışılan genel sorunların yanısıra, bu konuda ülkemizdeki uygulamaya yönelik birtakım tasarım sorunların bulunduğu bilinen bir gerçektir. Bunların içinden önemli görülenleri aşağıda kısaca özetlenmiştir.

Yönetmelikle İlgili Sorunlar

Halen yürürlükte olan Deprem Yönetmeliği'nde (BİB 2007), yüksek binaların taşıyıcı sistemlerini ve analiz/tasarım yöntemlerini tanımlayan özel hükümler bulunmamaktadır. Gerçekten, 1990'ların ilk yarısındaki bina tipolojisi ve yapım teknolojilerini esas alan mevcut yönetmelik, yüksek binalar düşünülerek hazırlanmış bir yönetmelik değildir. Bu konuda çarpıcı bir örnek, Yönetmelik'te yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin "*süneklik düzeyi normal sistemler*" olarak düzenlenmesini önleyen herhangi bir hükmün bulunmamasıdır.

Yönetmelikte perde kalınlıklarının eksenel gerilmelere bağlı olarak tanımlanmasını öngören hükümler bulunmamaktadır.

Mevcut yönetmelikte yeni yapılacak binalar için etkin kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği) kullanılmamaktadır.

Yüksek binaların deprem tasarımında gözönüne alınacak deprem yer hareketinin tanımlanması açısından mevcut Deprem Yönetmeliği'nin hükümlerinin, bu konudaki son gelişmeler çerçevesinde yetersiz kaldığı görülmektedir.

Tünel kalıpla yapılan ve yüksek bina sınıfına giren binalara da yönetmelik izin vermektedir. Bu tür binalarda mevcut yönetmeliğin gövde donatıları için verdiği donatı oranının yetersiz olduğu düşünülmektedir. Ayrıca tünel kalıpla yapılan binalarda perdeler için dinamik kesme büyütmesi etkisi ihmal edilmektedir.

Bağ kirişli perdelerin doğrusal (lineer) analizi ile ilgili yönetmelik hükümlerinin yüksek binalar için geçerli olamayacağı açıktır.

Yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımı için mevcut deprem yönetmeliğine özel bir bölümün eklenmesi gereği açıkça ortaya çıkmıştır. Bu konuda ilk çalışmalar başlamış bulunmaktadır.

Uygulamadaki Sorunlar

Giderek yaygınlaşan yüksek dayanımlı beton kullanımı ile birlikte, özellikle tünel kalıplı yüksek binalarda, çok yüksek eksenel zorlanmalara maruz kalabilen, dolayısıyla depremde sünek davranış göstermesi kuşkulu olan çok ince perdelerin kullanıldığı gözlenmektedir. Bu perdelerde mevcut yönetmeliğe göre gövde donatısı için çok düşük bir donatı oranının kullanılagelmesinin meydana getirebileceği sorunlar irdelenmiş değildir.

Mevcut yönetmelikte yeni yapılacak binalar için etkin kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği) kullanılmadığından, deprem yükleri bir miktar daha küçük olarak alınsa bile, yerdeğiştirmelerin ve göreli kat ötelemelerinin olması gerekenden daha küçük olarak hesaplanması durumu ortaya çıkmaktadır.

Uygulamada genellikle sahaya özel deprem tehlikesi analizlerinin yapılmasından kaçınılmaktadır.

Uygulamada çekirdek perdelerinin idealleştirilmesinde ve betonarme tasarımında önemli sorunlar vardır. Çok yanlış uygulama örneklerinin varlığından sözedilmektedir. Örneğin L veya U perdelerin idealleştirmesinde ve kesme kapasitelerinin hesaplanmasında yanlışlar yapıldığı ifade edilmektedir.

Uygulamada planda genişliği çok az olan çok narin binalar yapıldığı gözlenmektedir. Bunların stabilitesi ile ilgili sorunlar olup olmadığı bilinmemektedir. Böyle durumlarda kullanılabilen çıkmalı kat kirişi (outrigger) uygulamasına ülkemizde pek rastlanmamaktadır.

Tünel kalıplı sistemlerde uygun taşıyıcı sistem oluşturulması ile ilgili ciddi sorunlar olduğu bilinmektedir. Buna rağmen 55 kata kadar tünel kalıplı binalar inşa edilmiş bulunmaktadır. Normal koşullarda güçlü bir çekirdek perdesi olmayan, inşaat sistemi gereği iki uzun cephesinde perde

başlığı yapma olanağı bulunmayan taşıyıcı sistemlerin deprem etkisi altında uygun nonlineer davranış gösterip göstermedikleri ayrıntılı olarak incelenmiş ve anlaşılmış değildir.

Yüksek binalarda hemen her durumda nonlineer çalıştığı bilinen bağ kirişlerinin bu davranışı hiçbir biçimde tasarıma yansıtılamamaktadır.

Hemen tüm durumlarda döşemeler a-priori sonsuz rijit diyafram olarak kabul edilmektedir. Döşemelerde yük aktarım mekanizmaları hemen hiç düşünülmemektedir. Bu bağlamda setback / podium etkilerinin gözönüne alınmasında ve transfer katlarının tasarımında ciddi ihmaller, yanlışlıklar ve eksiklikler bulunduğu bilinmektedir.

BAĞIMSIZ TASARIM KONTROL VE ONAY SİSTEMİNİN GEREKLİLİĞİ

Yüksek binaların deprem etkisi altında performansa göre tasarımı, alışılagelmiş tasarım uygulamalarından farklı olarak çok daha karmaşık, modern analiz yöntemlerinin kullanılmasını gerektirdiğinden, bütün dünyada uzmanlık ve deneyim gerektiren *özel bir mühendislik hizmeti* olarak değerlendirilmektedir.

Türkiye Dışında Tasarım Denetimi

Yüksek bina tasarımında denetim olgusunu rasyonel bir biçimde gerçekleştiren ülkelerde;

a) öncelikle yüksek bina tasarımının sadece mesleki yeterliliği belgelendirilmiş "*sertifikalı mühendisler*" veya "*profesyonel mühendisler*" tarafından yapılmasına izin verilmekte,

b) buna ek olarak, oluşturulan bir "*tasarım kontrol ve onay sistemi*" çerçevesinde özel olarak yetkilendirilmiş "*bağımsız tasarım kontrol uzmanları*" tarafından deprem tasarımın başlangıcından (taşıyıcı sistem seçimi aşamasından) itibaren bütün aşamalarında ayrıntılı olarak kontrol edilerek onaylanması zorunlu tutulmaktadır.

Türkiye'de Durum

Türkiye'de "*yetkin mühendislik*" olarak adlandırılan "*mesleki yeterlilik sistemi*", son 15 yıldan beri gündemde olmasına rağmen maalesef henüz hayata geçirilememiştir.

Bu nedenle Türkiye'de önemi, büyüklüğü ve özelliği ne olursa olsun, herhangi bir mühendislik yapısının tasarımının, yeterli birikim ve deneyime sahip olmayan mühendisler tarafından yapılmasının önünde yasal hiçbir engel bulunmamaktadır. Bu durum, ülkemizde sağlıksız ve güvenilirliği devamlı tartışma konusu olan bir bina tasarım sürecinin oluşmasına ve bugüne kadar sürdürülmesine neden olmuştur. Bu sürecin temelinde, birtakım girişimciler tarafından hazırlanarak ülke çapında geniş bir biçimde pazarlanan ve mühendisin hemen hemen hiçbir katkısı olmaksızın, binanın mevcut yönetmelikler çerçevesinde yapısal ve deprem tasarımının yapılmasını hedefleyen "*hazır bilgisayar programları*" yer almaktadır.

Yıllardır süregiden bu sağlıksız uygulama, son yıllarda kat sayıları ve yükseklikleri hızla artan "*yüksek binalar*"ın deprem bölgelerinde de giderek daha fazla sayılarda yapılmaları ile ülke için daha da tehlikeli olmaya başlamıştır. Bu durum, yukarıda belirtildiği üzere, son on yıl içinde yapılan araştırmalarla yüksek binaların deprem tasarımı için mevcut deprem yönetmeliklerinin tam anlamı ile yeterli olmadıklarının anlaşılması ile daha da ciddi bir hal almıştır.

Öte yandan, ülkemizde mesleki yeterlilik, diğer deyişle *yetkin mühendislik sistemi*'nin tesis edilememiş olması nedeni ile, etkili bir tasarım denetimi sistemi de oluşturulamamıştır. Mevcut Yapı Denetim Kanunu ile tasarım denetimine yönelik getirilen düzenlemelerin yeterli olduğunu söylemek güçtür. Uygulamada, yapısal tasarım ve özellikle deprem tasarımı, bilgiye, deneyime dayalı etkili bir denetime tabi olmaksızın sürdürülmektedir. Yüksek binalar söz konusu olduğunda, tasarımda olduğu gibi tasarım denetiminde de çok tehlikeli bir sürecin yaşanmakta olduğu açıkça görülmektedir.

Yukarıda açıklanan hususlar çerçevesinde, bu ülkede yüksek binaların performansa göre tasarımının sağlıklı bir biçimde gerçekleştirilebilmesinin vazgeçilmez bileşenlerinden birinin "*bağımsız bir tasarım kontrol sistemi olduğu*" açıktır. Bu doğrultuda, yüksek binaların deprem tasarımlarının, bu alanda teorik ve pratik bilgi ve deneyim sahibi bağımsız "*Yüksek Binalar*

Tasarım Kontrol Uzmanları" tarafından tasarımın başlangıcından (taşıyıcı sistem seçimi aşamasından) itibaren bütün aşamalarında ayrıntılı olarak kontrol edilmesi önerilmektedir.

Bu konuda *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği* (İBB 2008) taslağı Bölüm 7'de bir model önerilmiştir.

SON SÖZLER

Zeminden itibaren yüksekliği 60 m ve daha fazla olan binalar olarak tanımlanan yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımının, deprem yönetmeliklerinin kapsamındaki standart binalardan farklı olması gerektiği konusunda deprem mühendisliği camiasında fikir birliği oluşmuştur. Bu doğrultuda yüksek binaların deprem tasarımlarının *Performansa Göre Tasarım* yaklaşımı çerçevesinde taşıyıcı sistemlerin nonlineer davranışları gözönüne alınarak yapılması esastır. Bu anlamda yüksek binaların deprem tasarımı bütün dünyada uzmanlık ve deneyim gerektiren *özel bir mühendislik hizmeti* olarak değerlendirilmektedir.

Türkiye'de ise, özellikle İstanbul başta olmak üzere büyük kentlerde giderek yoğunluk kazanan yüksek binaların deprem etkisi altında tasarımı, son yıllarda bu konuda dünyada meydana gelen modern gelişmelerden kopuk ve kontrolsuz bir biçimde süregitmektedir.

Yürürlükteki deprem yönetmeliğine yüksek binaların tasarımı için özel bir bölüm eklenmesi ve mevcut yönetmelik hükümlerinin bu bölümle uyumlu olacak şekilde yeniden düzenlenmesi konusu ile birlikte, yüksek binaların deprem tasarımlarının bağımsız bir tasarım kontrol sistemi kapsamında denetlenmesini sağlayacak etkin bir denetim mekanizmasının oluşturulması, gündemdeki iki temel konu olarak görünmektedir.

KAYNAKLAR

Aydınoğlu MN (2011) "Zayıf zeminlerde yapılan binalarda dinamik yapı-kazık-zemin etkileşimi için uygulamaya yönelik bir hesap yöntemi", Rapor No.2011/1, *Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı* (hazırlanıyor)

Baker JW and Cornell CA (2005) "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(10): 1193-1217

Baker JW and Cornell CA (2006) "Spectral shape, epsilon and record selection", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9): 1077-1095

BİB (2007) "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara

CTBUH (2008) "Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings – A Consensus Document", *Seismic Working Group, Council on Tall Buildings and Urban Habitat*, Chicago, IL

Fischinger M, Rejec K, Isaković T (2011) "Seismic behaviour of reinforced concrete structural walls – Implications in Eurocode", *Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 30 Mayıs-3 Haziran 2011, İstanbul

İBB (2008) "İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği", Taslak IV, Mayıs 2008, *İstanbul Büyükşehir Belediyesi*, İstanbul

Krawinkler H (2011) "Recent seismic design guidelines for tall buildings and their implementation", *Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 30 Mayıs-3 Haziran 2011, İstanbul

LATBSDC (2005, 2008) "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region – A Consensus Document", *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*, Los Angeles, CA

PEER (2010) "Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application, Beta Version", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, October 1, 2010, Berkeley, CA

PEER/ATC (2010) "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings", *ATC-72-1, Applied Technology Council,* Redwood City, CA

PEER/TBI (2010) "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings", Version 1.0. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, PEER Report 2010/05, November 2010. *Prepared by the Tall Buildings Initiative (TBI) Guidelines Working Group,* Berkeley, CA

SEAONC (2007) "Recommended Administrative Bulletin on the Seismic Design & Review of Tall Buildings Using Non-Prescriptive Procedures", *Tall Buildings Task Group, Structural Engineers Association of Northern California,* April 2007, San Francisco, CA

İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ'NİN ÖRNEKLE KARŞILAŞTIRMALI İNCELENMESİ

ON THE DESIGN GUIDELINE FOR HIGH RISE BUILDINGS IN ISTANBUL BY CONSIDERING A NUMERICAL STUDY

Abdullah KARAÇÖP1, Mehmet Burak YILMAZ2 ve Zekai CELEP3

ÖZET

Deprem tehlikesi bulunan bölgelerdeki binalar ilgili tasarım şartlarına ek olarak Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik'e (DBYBHY 2007) uygun olarak tasarlanmak zorundadır. İstanbul'da yüksek yapı inşaatında belirgin bir artış mevcuttur. Bunun sonucu olarak, İstanbul Büyük Şehir Belediyesi kısa süre önce, İstanbul'da inşa edilecek yüksek katlı binalar için İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'ni (İYBDY 2008) yayınladı. Yüksek yapıların tasarımında büyük değişiklikler olmuştur. Birçok tasarım ofisi, geleneksel tasarım yöntemi ve deprem yükü azaltma katsayısına dayanan kuvvet esaslı tasarımı DBYBHY kurallarına uygun uygulamaktadırlar. Bununla birlikte, çok az sayıda yapı geleneksel kuvvet esaslı tasarıma ek olarak performans esaslı İYBDY 2008'e göre değerlendirilmektedir. Bu yönetmelik performans tasarımı fikrini ileri sürmüştür. Bu iki yönetmelik de deprem mühendisliğinin modern gerekliliklerini içermelerine rağmen, bazı eksiklikler içerir. Bu yönetmeliklerdeki standart tasarım prosedürlerinin doğrudan uygulanması yetersiz yapısal taşıyıcılara veya ekonomik olmayan çözümlere sebebiyet verebilir. Performans esaslı yöntemler tasarımcıya güvenli tasarımlar yapması için, binanın depremde nasıl davranacağı değerlendirmesi konusunda yardımcı olur. Bununla beraber, yapısal bir sistemin performans değerlendirmesi, başlangıç kabullerindeki küçük değişikliklerin sistemin kararlılığını bozabilecek, doğrusal olmayan analizler gerektirir. Bu bildiri bahsi geçen iki yönetmeliğin üzerinde durulan bazı şartlarını özetler. Daha fazla yorum ve tartışma örnek çalışma üzerinden sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yüksek yapılar, Yönetmelik kuralları

ABSTRACT

Buildings in seismic areas has to be designed conforming to the Specification for Buildings to be Built in Seismic Zones (Turkish Seismic Code DBYBHY 2007) in addition to the corresponding design requirement related to building types. There is a rapid increase of construction of high rise buildings in Istanbul. As a result, recently the Istanbul Metropolitan Municipality issued a guideline (Seismic Code for High-rise Buildings IYBDY 2008) for high-rise buildings to be built in Istanbul. Design of these tall buildings show great variations. Many design offices apply the traditional design based on force reduction factors by using the Turkish Seismic Code. However, in very limited number of buildings performance-based assessments are adopted by using the guideline issued by the Istanbul Metropolitan Municipality in addition to the traditional force base design. The guideline has introduced the performance design concept. Although the code and the guideline include very up-to-date requirements of earthquake engineering, both documents are some shortcomings. In some cases the direct application of the standard design procedures of these codes may lead to poor structural systems or relatively uneconomic structural designs. Performance-based methods require the designer to assess how a building will likely perform under earthquake excitations and help to develop safe designs. However, performance assessment of a structural system

[1] İnş. Yük.Müh., Balkar Mühendislik, İstanbul, akaracop@balkar.com.tr
[2] İnş. Yük.Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, mbyilmaz@itu.edu.tr
[3] Prof.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, celep@itu.edu.tr

requires non-linear analysis, which may lead to unstable solutions, when the initial assumption modified slightly in some cases. The present paper summaries some of the selected requirements of the two documents briefly. More comments and discussion is presented in the introduction of the selected design example.
Keywords: Reinforced concrete high-rise buildings, Code requirements

1-GİRİŞ

Yüksek yapıların düşey ve deprem etkileri altında tasarımları ve performanslarını değerlendirme konusunda genel amaçlı tasarım yönetmelikleri bazı açılardan yetersiz kalabilmektedir. Bu sebeple, son yıllarda yüksek yapılara talep olan ülkelerde, yüksek yapılar için ek tasarım belgeleri hazırlanmıştır. Bu belgeler yüksek binaların düşey ve deprem etkileri altındaki tasarımında temel ilke olarak performansa göre tasarımı esas alırlar. Bu tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında yüksek binaların taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek doğrusal ötesi davranış sonucu ortaya çıkacak sınırlı hasar sayısal olarak belirlenir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar sınırları altında olup olmadığı kontrol edilir.

ABD'de yakın zaman Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER) tarafından yayınlan Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings (2010) belgesi yukarıda belirtilen ihtiyacın bir ürünüdür. Bu belge yüksek katlı binalar için, International Building Code ve ASCE 7 gibi yönetmeliklere bir seçenek olarak ortaya çıkmıştır. Bunun yanında, yüksek yapılarla ilgili farklı kuruluşlarca yayınlanan tasarım belgeleri mevcuttur.

Yurdumuzda binaların deprem etkileri altında tasarımı için kullanılan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007) yanında İstanbul'da inşa edilecek yüksek binaların tasarımında kullanılmak üzere İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (IYBDY 2008) ek yolgösterici bir kılavuz belgesi olarak geliştirilmiştir. Deprem Yönetmeliği'nde mevcut binalar için öngörülen performansa kavramına göre incelenme ilkeleri İYBDY'nde performansa göre tasarım için genişletilmiştir. Bu yönetmelik henüz yürürlüğe girmemiş olmakla beraber, yurdumuzda bazı tasarım mühendisleri tarafından önemli binalar için kullanılmaktadır. Sunulan bu çalışmada DBYBHY ve IYBDY kuralları kullanılarak örnek yüksek katlı bir binanın tasarımı yapılmış ve sonuç tartışılmıştır.

2-GENEL BİLGİLER

İYBDY'nde yüksek binaların tasarımı dört aşamada ele alınmaktadır. Tasarım Aşaması I-A olarak nitelendirilen ilk aşama doğrusal analiz aşaması olup, DBYBHY ile ortak pek çok kural içermesinin yanında bazı hususlarda ayrılmaktadırlar. Bunlardan birisi deprem etkisinin hesabında hareketli yük katılım katsayısı olup, bu farklılık düşey taşıyıcı elemanlarda, düşey yüklerden ve depremden gelen normal kuvvetlerin kısmen azalmasına sebep olmaktadır. Bir diğer farklılık ise kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısında ortaya çıkmaktadır. Yüksek binalarda her iki doğrultuda yapının birinci etkin periyodu oldukça büyük olduğundan, yapının her iki doğrultuda taban kesme kuvveti hesabında minimum taban kesme kuvveti genellikle etkindir. Bunun gibi mod birleştirme yöntemiyle yapılan doğrusal analizde taşıyıcı sistemin her iki doğrultudaki taban kesme kuvveti minimum taban kesme kuvvetine göre ölçeklendirildiğinde, yapının Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, oldukça küçük değerler alabilmektedir. Dayanım fazlalığı göz önünde bulundurulduğunda yapının deprem altında göstereceği doğrusal olmayan davranışından doğan kapasite artımı azalmaktadır. Buna ek olarak yapı elemanlarında kesme kuvveti hesabında, yapı elemanlarının eğilme kapasitelerinden dolayı maruz kalabileceği maksimum kesme kuvvetinden daha çok, genellikle yapı elemanlarının kesme kuvveti tasarımları katsayısına bölünerek elde edilen kesme kuvvetleri etkili olabilmektedir.

Tasarım Aşaması I-A'ya göre, D2 deprem düzeyine göre ön boyutlandırılması yapılmış yüksek yapının, Tasarım Aşaması I-B'de yine D2 deprem düzeyinde hedeflenen deprem performansını sağlayıp sağlamadığı değerlendirilir. Bu aşamada yapılan doğrusal olmayan analizler sonucu elde edilen birim şekildeğiştirmeler, ilgili performans seviyesi için yönetmelikte belirtilen birim şekildeğiştirme sınırları ile karşılaştırılır.

Tasarım Aşaması II'de ayni yapı D1 deprem düzeyine göre hedeflenen deprem performansını sağlayıp sağlamadığı değerlendirilir. Bu aşamada yapılan doğrusal analizler sonucu elde edilen kesit zorları ortalama dayanıma göre bulunan kesit kapasiteleri ile karşılaştırılır. Burada normal sınıf yapı için aranan koşul, D1 depremi (50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem) altında sistemin neredeyse elastik çalışmasının beklenmesidir.

Tasarım Aşaması III'de ayni yapı D3 depremi düzeyine göre hedeflenen deprem performansını sağlayıp sağlamadığı değerlendirilir. Bu aşamada yapılan doğrusal olmayan analizler sonucu elde edilen birim şekildeğiştirmeler, ilgili performans seviyesi için yönetmelikte belirtilen birim şekildeğiştirme sınırları ile karşılaştırılır.

Yukarıda ana hatları ile tariflenen performansa göre tasarım aşamaları için İYBDY'nde Tablo 4.1'de gösterilen diğer hususlar aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 1. Yüksek Binalar için Performansa Göre Tasarım Aşamaları

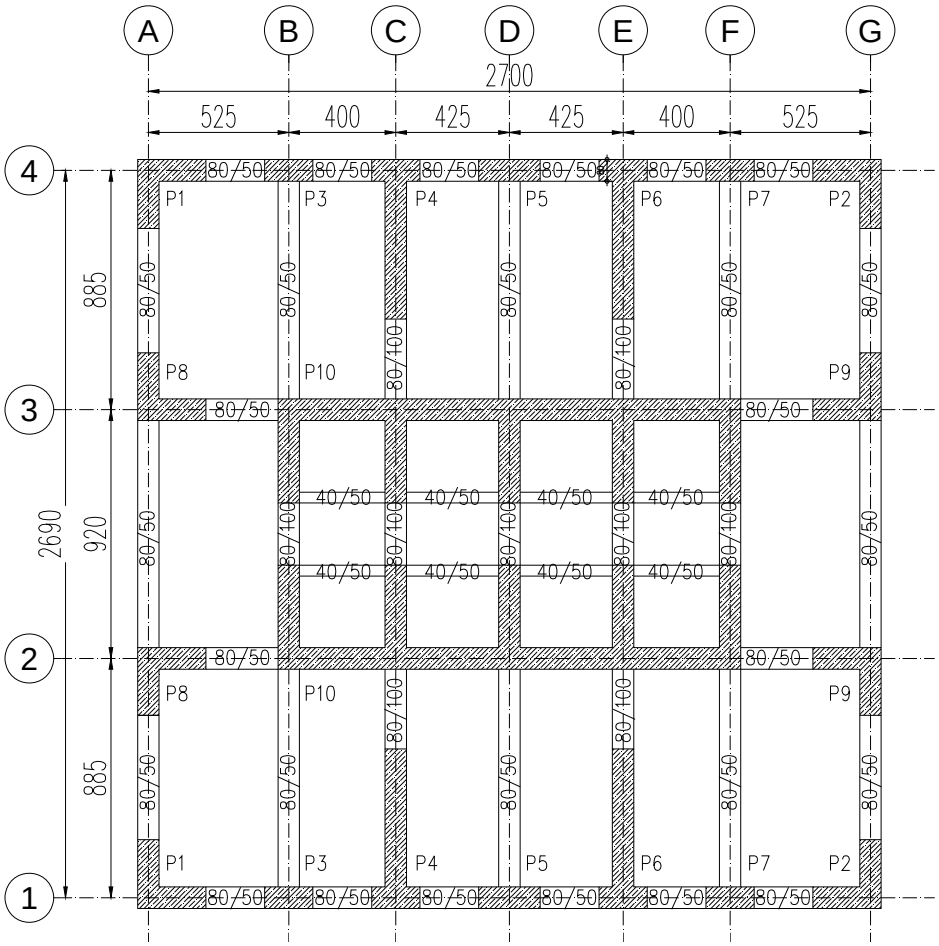
Tasarım Aşaması	Tasarım Aşaması I - A	Tasarım Aşaması I - B	Tasarım Aşaması II	Tasarım Aşaması III
Tasarım Türü	Ön Tasarım (Boyutlama)	Tasarım	Gerçelleme*	Gerçelleme
Deprem Düzeyi	Normal Sınıf Binalarda (D2) Depremi	Normal Sınıf Binalarda (D2) Depremi	Normal Sınıf Binalarda (D1) Depremi	Normal Sınıf Binalarda (D3) Depremi
	Özel Sınıf Binalarda (D3) Depremi	Özel Sınıf Binalarda (D3) Depremi	Özel Sınıf Binalarda (D2) Depremi	
Hedef Performans	CanGüvenliği	Can Güvenliği	Kesintisiz Kullanım	Göçmeme Güvenliği
Analiz Türü	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort.)	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort.)
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)	R≤7	-	R=1.5	-
Göreli Kat Ötelemesi Oranı Sınırı	%2	%2.5	%1	%3.5
Çubuk Elemanlarda Kesit Rijitliği	Etkin rijitlik (DBYBHY 2007'den)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)
Dayanım Parametresi	Karakteristik Dayanım	Ortalama (Expected) Dayanım	Ortalama (Expected) Dayanım	Ortalama (Expected) Dayanım
Kabul Kriteri	Dayanım-Göreli kat ötelemesi oranı	Birim şekildeğiştirme-Göreli kat ötelemesi oranı	Dayanım-Göreli kat ötelemesi oranı	Birim şekildeğiştirme-Göreli kat ötelemesi oranı

3-ÖRNEK BİNA

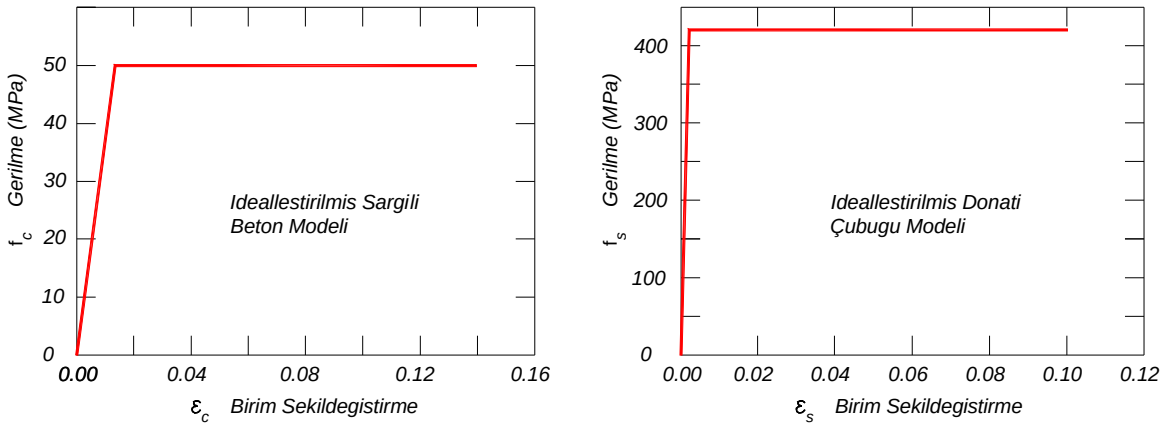
3.1- Geometri ve Malzeme

Depreme dayanıklı yüksek yapı yönetmeliğinin kurallarını tartışmalı inceleyebilmek amacıyla örnek olarak aşağıda tariflenen yüksek yapı seçilmiştir. Seçilen, konut olarak kullanılacak, binanın kalıp planı Şekil 1'de verilmiştir. Binanın yüksekliği 188.75m ve kat adedi 50 katlı olup, planda

27.80m×27.70m olan bir dikdörtgene yerleşmiştir. İlk kat 5.00m diğer katlar 3.75m yüksekliğindedir. Model geliştirilirken, asansör ve merdiven bölümleri, özellikle merdivenin rijitliği göz önüne alınarak, dolu plan olarak kabul edilmiştir. Planda orta bölümde bir çekirdek perde ve iki kenar eksende kolonlar bulunmaktadır. Kirişli plak sisteminde döşeme kalınlığı 0.20m olarak seçilmiştir. Kolon ve perdelerin kalınlığı ilk 5 katta 0.80m, sonraki beş katta 0.70m, sonraki 10 katta 0.60m ve geriye kalan 30 katta 0.50m olarak seçilmiştir. Kiriş genişlikleri bağlandıkları perdenin kalınlığına göre değişmektedir. Kiriş yükseklikleri 0.50m ve 1.00m olarak farklılık göstermektedir. Bütün bu değerler, ön tasarım aşamasındaki çözümlerin değerlendirilmesi sonucunda elde edilmiştir.



Şekil 1. Kalıp planı (1-5 katları arası)



Şekil 2. Malzeme davranış modelleri

Malzeme olarak C50 ve S420 seçilmiştir. Yönetmelikte verilen ve yukarıda bir kısmı tartışılan bilgiler doğrultusunda betondaki sargı donatısının betonun dayanımını arttırması ihmal edilmiş, sadece betonun şekildeğiştirme kapasitesini arttırması göz önüne alınmıştır. Şekil 2'de görüldüğü gibi sargılı beton için en büyük birim kısalma 0.014 değerine artmıştır. Donatıda ise en büyük birim şekildeğiştirme $\varepsilon_{su} = 0.10$ kabul edilmiştir.

3.2- Deprem düzeyi parametreleri:

IYBDY de tanımlanan D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için kısa periyot ivmesi ($T = 0.2s$) ve $1.0s$ titreşim periyoduna karşı gelen yatay deprem spektral ivme Tablo 2'de verilmiştir.

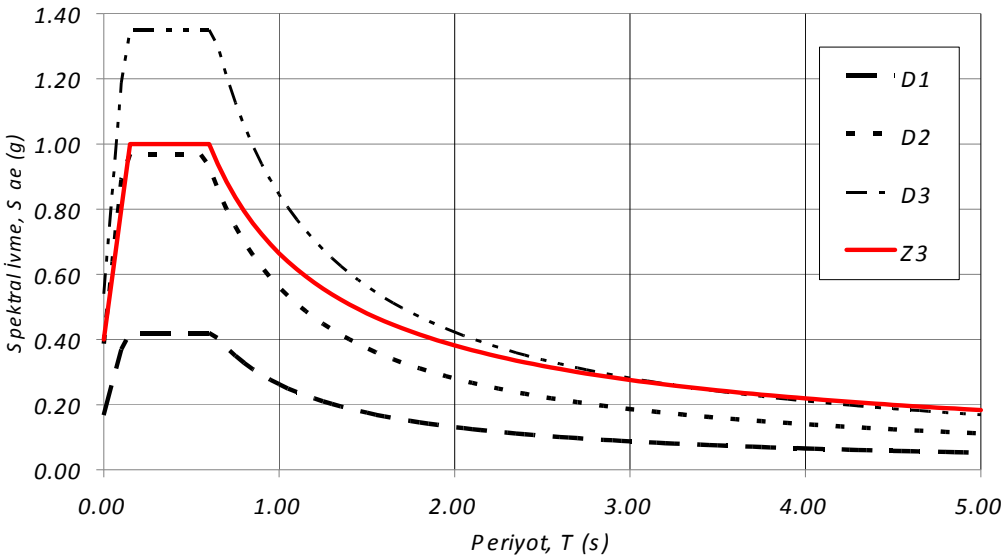
Tablo 2. D1, D2 ve D3 depremleri için S_S spektral ivme değerleri

Tasarım depremi	Ortalama dönüş periyodu – aşılma olasılığı	$T = 0.2s$	$T = 1.0s$
D1-depremi	72 yıl-50 yılda %50	0.35	0.16
D2-depremi	475 yıl-50 yılda %10	0.95	0.40
D3-depremi	2475 yıl-50 yılda %2	1.35	0.65

Tablo 3. Zemin sınıfı C için S_{MS} ve S_{M1} spektral ivme değerleri ($T_S = S_{MS} / S_{M1}$, $T_o = 0.2T_S$)

Tasarım depremi	F_a	F_v	S_S	S_1	S_{MS}	S_{M1}	T_S (s)	T_o (s)
D1-depremi	1.20	1.64	0.35	0.16	0.42	0.26	0.62	0.12
D2-depremi	1.02	1.40	0.95	0.40	0.97	0.56	0.58	0.12
D3-depremi	1.00	1.30	1.35	0.65	1.35	0.85	0.63	0.13

Tablo 2'de verilen deprem düzeyleri için C zemin sınıfına karşı gelen S_{MS} ve S_{M1} değerleri Tablo 3'te verilmiştir. İYBDY'de yukarıdaki zemin bilgisine göre tanımlanan D1, D2 ve D3 deprem tasarım spektrumları ve DBYBHY'de Z3 yerel zemin sınıfı için tanımlanan deprem tasarım spektrumu karşılaştırma amaçlı aşağıdaki şekilde ayni grafik üzerinde verilmiştir.



Şekil 3. D1, D2 ve D3 depremleri spektrumları

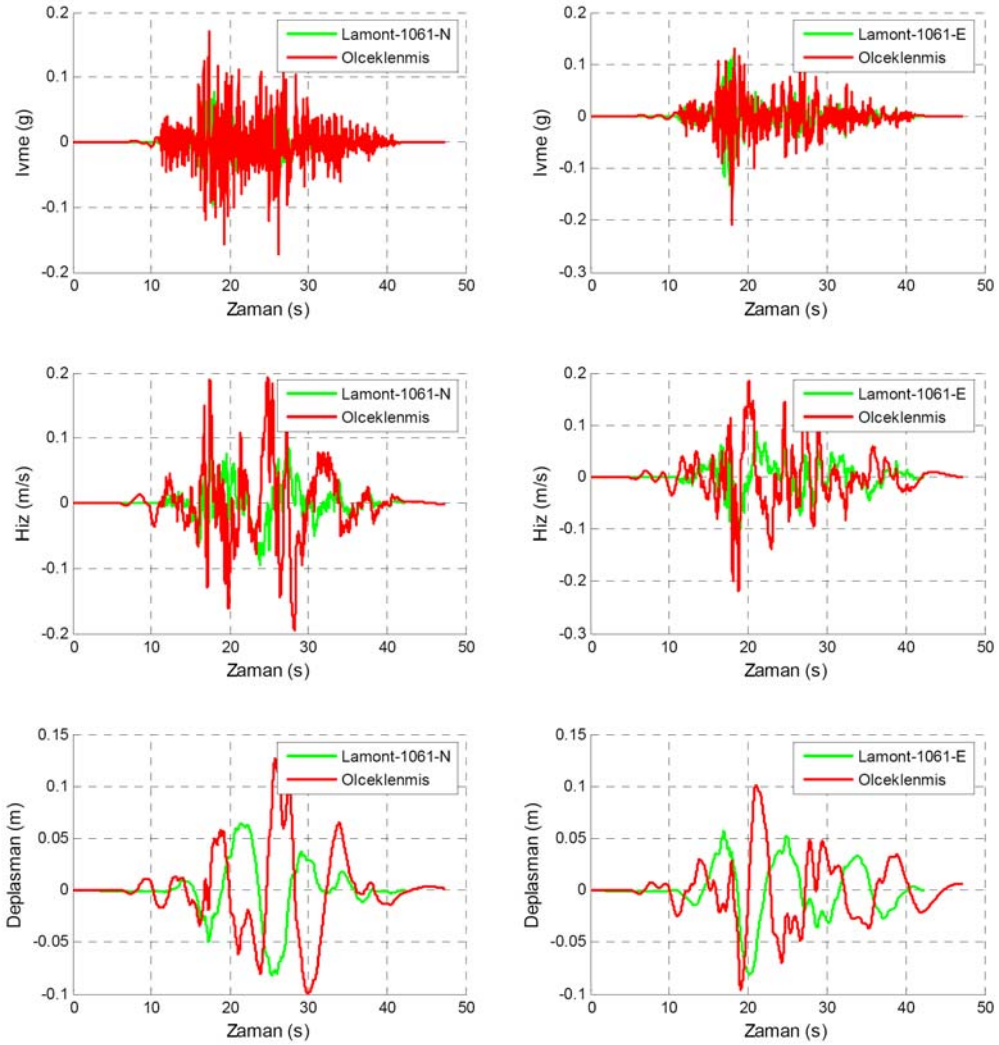
İYBDY'de deprem etkisi için zaman tanım alanında yedi tane yer hareketi kaydı alınarak çözüm yapılması ve bu kayıtların sağlaması gereken şartlar verilmiştir. Bu çalışmada, başlangıçta yedi deprem seçilmesine karşılık, yapılan çözümün değerlendirilmesinde ortaya çıkan güçlükten dolayı ortalamaya en yakın üç deprem göz önüne alınmış ve elde edilen sonuçların maksimumu kullanılmıştır. Bu üç deprem kaydı ve bunların karakteristik parametreleri Tablo 4'te verilmiştir. Bu depremler Lamont 1061 istasyonundan alınan Düzce depremi kaydı, Jashua Tree istasyonundan

alınan Hector Mine depremi kaydı ve Abbar istasyonundan alınan Manjil, İran depremi kayıtlarıdır. Bu depremlerden Düzce depremi için D1 düzeyi spektrumlarına ölçeklendirilmiş ivme-zaman kayıtları, bu kayıtlardan elde edilen ivme spektrumları ve orijinal ivme deprem kayıtları Şekil 4 ve Şekil 5'te verilmiştir. Depremlerin orijinal kayıtları Peer veri bankasından temin edilmiştir.

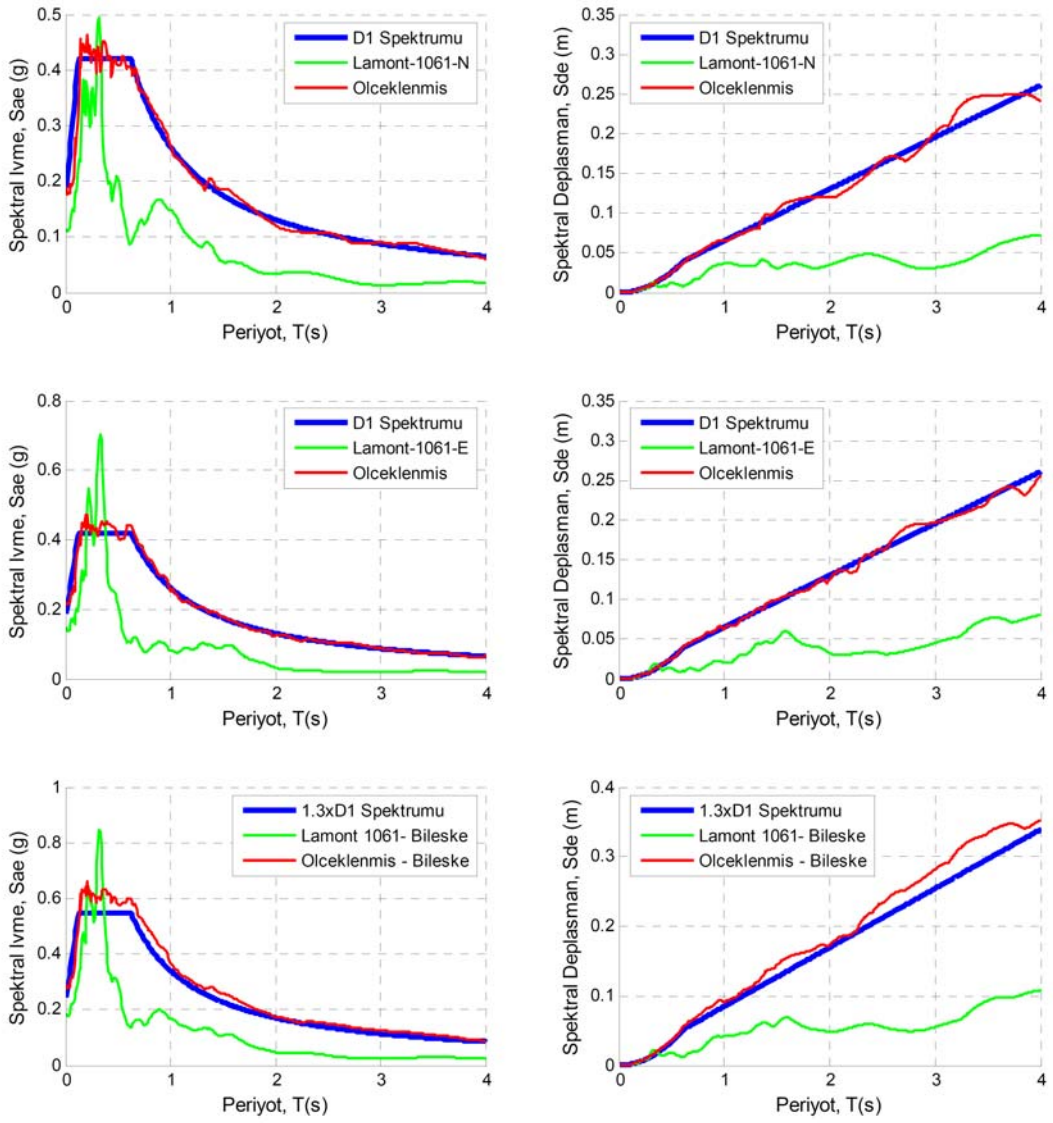
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde yapının sönüm oranı $\xi = 0.05$ kabul edilmiştir. Mod birleştirme yöntemiyle lineer üç boyutlu analizde gerekli mod sayısı; toplam taban kesme kuvvetine katılan kütle miktarı, depremde harekete geçen toplam kütle miktarının en az % 95'i olacak şekilde seçilmiştir.

Tablo 4. Göz Önüne Alınan Depremler ve Özellikleri (Peer)

Deprem	Moment Büyüklüğü	Fay Mekanizması	İstasyon	Bileşen (H1)	Bileşen (H2)	Epicentral Uzaklık (km)	En Kısa Uzaklık (km)	Zemin (NEHRP)
Manjil, İran 20.06.1990	7.4	Yanal Atımlı	Abbar	ABBAR--L.AT2	ABBAR--T.AT2	40.4	12.6	C
Duzce 12.11.1999	7.1	Yanal Atımlı	Lamont 1061	1061-N.AT2	1061-E.AT2	31.6	11.5	C
Hector Mine 16.10.1999	7.1	Yanal Atımlı	Jashua Tree	22170090.AT2	22170360.AT2	52.3	31.1	C



Şekil 4. Düzce depremi Lamont istasyonu 1061-N ve 1061-E bileşenleri ivme, hız ve yerdeğiştirme değiştirme grafikleri orijinal ve D1 deprem düzeyi için ölçeklenmiş halleri



Şekil 5. Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve –E bileşenleri deprem yer hareketleri (orijinal veD1 deprem düzeyi için ölçeklenmiş) için spektral ivme, spektral yerdeğiştirme ve D1 Deprem Düzeyi Tasarım Spektrumları ve Bileşke Spektrumlar

3.3- Diğer Yapı Parametreleri:

Taşıyıcı sistemin çözümünde sabit yükler (G), hareketli yükler (Q) ve x ve y doğrultusunda deprem (E_x ve E_y) yükleri aşağıda verilen birleşimler ile gözönüne alınmıştır:

$1.4G+1.6Q$, $1.0G+1.0Q\pm1.0E_x\pm0.3E_y$, $1.0G+1.0Q\pm1.0E_y\pm0.3E_x$,

$0.9G+\pm1.0E_x\pm0.3E_y$, $0.9G+\pm1.0E_y\pm0.3E_x$

Elemanların kendi ağırlığına ek olarak $2.0kN/m^2$ kaplama yükü ve $3.5kN/m^2$ hareketli yük kabul edilmiştir. Kütle dağılımındaki muhtemel düzgün yayılımdan ayrılmayı göz önüne almak için, deprem yükleri %5 dışmerkezlikle etkitilmiştir. Binada bodrum çevre perdeleri göz önüne alınmadığından bir zemin yatay basınç yüklemesi ve binanın plandaki boyu büyük olmadığı için

sıcaklık yüklemesi göz önüne alınmamıştır. Deprem yüklerinin hesabında gereken *n* hareketli yük katsayısı, *N* kat adedine bağlı olarak:

$$\begin{aligned} n &= 0.01(50-N) \qquad N \le 40 \\ n &= 0.10 \qquad\qquad N > 40 \end{aligned} \tag{1}$$

olarak kabul edilmiştir. Binanın taşıyıcı sistemi planda simetrik ve düşeyde sürekli olduğu için herhangi bir düzensizlik sözkonusu değildir:

Tasarım aşaması I-A

Bu aşamada doğrusal elastik analiz kullanılarak, modların süperpozisyonu esasına göre, taşıyıcı sistem tasarlanmıştır. Depremli durumda yük azaltma katsayısı kullanılarak DBYBHY kuralları altında dayanım esaslı tasarım yapılması öngörülmüştür. Taşıyıcı sistem çözümünde kiriş ($0.40EI_o$) ve kolonların ($0.40EI_o \sim 0.80EI_o$) eğilme rijitlikler DBYBHY de verilen kurala göre kullanılmıştır. Kesit etkin rijitliklerinin brüt rijitliklere oranları Tablo 5'te verilmiştir. Tablo 6'te öteleme kütlesi ve açısal dönme kütlesi ve Tablo 7'da periyotlar ve etkin kütlenin toplam kütleye oranları ve bu oranların toplamları verilmiştir.

Tablo 5. Perde kolonların etki / brüt rijitlik oranları

Kat	Etkin rijitlik / Brüt rijitlik oranı					
	P1	P3	P4	P5	P8	P10
35-50	40	40	40	40	40	40
25-34	44	44	44	44	44	44
10-24	50	50	50	50	50	50
1-9	55	55	55	55	55	55

Tablo 6. Kat öteleme ve dönme kütleleri

Kat	50	49-21	20	19-11	10	9-6	5	4-2	1	Toplam
$m(kNs^2/m)$	1179	1350	1475	1509	1634	1668	1793	182.7	2221	7318.6
$m(kNs^2)\times10^{-3}$	102.3	115.2	121.0	129.5	129.5	132.1	137.9	140.5	140.4	6034.2

Tablo 7. Periyot ve etkin kütlenin toplam kütleye oranları ve bu oranların toplamları

Mod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Periyot, $T(s)$	4.45	4.33	2.11	1.15	1.05	.73	0.57	0.46	0.43	0.36
$X(\%)$	56	0	0	0	19	0	0	7	0	0
$Y(\%)$	0	61	0	19	0	0	6	0	0	4
$\sum X(\%)$	59	59	59	59	78	78	78	85	85	85
$\sum Y(\%)$	0	61	61	80	80	80	86	86	86	90

D2 deprem spektrumu için taban kesme kuvveti

$T_x = 4.45s \qquad S_{ae}(T_x) = S_{M1}/T_x = 0.56/4.45 = 0.125$

$T_x = 4.33s \qquad S_{ae}(T_y) = S_{M1}/T_y = 0.56/4.33 = 0.129$

$V_{t\min} = 0.04\,S_{MS(D2)}\,W = 0.04\times1\times718284 = 28730kN$

Minimum taban kesme kuvvetine karşı gelen, taşıyıcı sistem davranış sistem katsayısı R_x ve R_y

$R_x = S_{oe}(T_x)/C_{\min} = 0.126/0.04 = 3.15 \qquad R_y = S_{oe}(T_y)/C_{\min} = 0.129/0.04 = 3.24$

olarak bulunur. Ancak, hazırlanan taşıyıcı sistem modelinde x ve y doğrultuları için ilgili değerler 2.54 ve 2.68 dir. Buna göre minimum taban kesme kuvvetine karşı gelen taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$R_x = 9.81/2.54 = 3.87$ $\qquad$ $R_y = 9.81/2.68 = 3.66$

olarak bulunur. Yapılan çözümde ayrıca kat ötelemesi oranlarının $\delta_i / h_i < 0.02$ şartını sağlaması da kontrol edilmiştir.

Tablo 8. Deprem etkisinde x doğrultusunda kat yerdeğiştirmesi ve oranları

Kat	1	5	10	15	20	30	40	45	50
$h\,(m)$	5.00	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$d_{i\min}(m)$	0.0009	0.0085	0.0246	0.0468	0.0728	0.1332	0.1988	0.2319	0.2645
$\Delta_{i\max}(m)$	0.0009	0.0024	0.0038	0.0048	0.0054	0.0064	0.0066	0.0066	0.0065
$\delta_{i\max} = R\Delta_i(m)$	0.0025	0.0093	0.0147	0.0186	0.0209	0.0248	0.0255	0.0255	0.0252
$\delta_{i\max} / h_i$	0.00070	0.00248	0.00392	0.00495	0.00557	0.00660	0.00681	0.00681	0.00671

Tablo 9. Deprem etkisinde y doğrultusunda kat yerdeğiştirmesi ve oranları

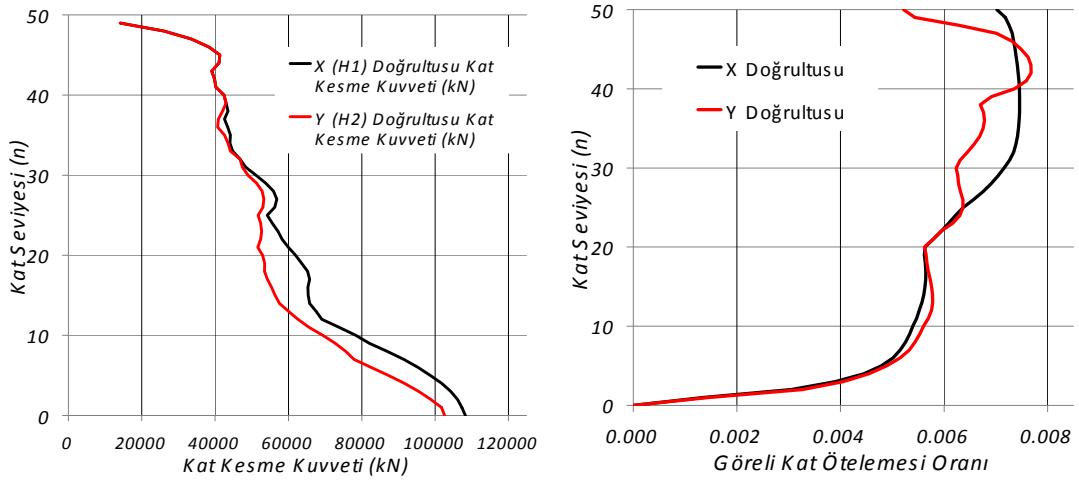
Kat	1	5	10	15	20	30	40	45	50
$h\,(m)$	5.00	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$d_{i\min}(m)$	0.0012	0.0116	0.0312	0.0553	0.0820	0.1429	0.2073	0.2388	0.2688
$\Delta_{i\max}(m)$	0.0012	0.0032	0.0043	0.0051	0.0055	0.0064	0.0064	0.0062	0.0059
$\delta_{i\max} = R\Delta_i(m)$	0.0046	0.0124	0.0166	0.0197	0.0213	0.0248	0.0248	0.0240	0.02228
$\delta_{i\max} / h_i$	0.00093	0.00330	0.00444	0.00526	0.00568	0.00660	0.00660	0.00640	0.00609

Tasarım aşaması I-B

Bu aşamada zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz kullanılarak, I-A tasarım aşamasında ön boyutlandırması yapılmış sistemin ayni tasarım depremi altında performansı değerlendirilmiştir. İYBDY'ne göre en az 2×7=14 analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem ekisi talepleri yerine, analiz süresinin uzun olmasından dolayı, 2×3=6 analiz sonucunun maksimumları dikkate alınmıştır. Bu depremlerin şekil ve yer değiştirme taleplerine karşın eleman kapasitelerinin yeterliliği araştırılmıştır.

Doğrusal olmayan analizde kirişlerde doğrusal ötesi davranış uçlarında kabul edilen plastik mafsal ile gözönüne alınmıştır. Buna karşılık kolonlarda nolmal kuvette etkisi sebeiyle plastik mafsalın daha yayılı olması sebebiyle ve perdelerde kesitin geniş olması sebebiyle lifli elemanlar kullanılmıştır. Lifli modelle plastikleşme boyu hesap sonucunda ortaya çıkmakta ve plastik şekil değiştirmeler doğrudan hesaplanabilmektedir. Buna karşılık plastik mafsal kabulünde, plastik mafsal dönmesinden plastik şekil değiştirmelere geçmek için, plastikleşme boyuna ihtiyaç vardır. Ancak lifli modelin çok daha uzun hesap süresi gerektirdiği ve yaklaşımının daha geç ve problemli olduğu unutulmamalıdır. Özellikle zaman tanım alanında yapılan çözümde özellikle bu sakıncalar daha belirgin olarak ortaya çıkmaktadır. Doğrusal olmayan analiz için matematiksel model Perform 3D programında hazırlanmıştır. Gerek kirişlerin plastik mafsal tanımlamalarında, gerekse lifli elemanlarda malzemeler ortalama dayanımları ile kullanılmıştır. Betonarme elemanlarda plastik mafsal kabulünün ve plastik şekil değiştirmelerin akma yüzeyine diklik şartının, analizin çevirimli analiz olmadığı durumlarda -statik itme analizi-, kabul edilebilir bir yaklaşım olduğu analitik olarak gösterilebilir (Celep 2008). Bunun yanında, plastisite teorisindeki

bu diklik şartının, özellikle betonarme perde elemanlar için, çevrimli yükler altında yapılan analizlerde davranışı yeterli hassasiyette modelleyemediği önceki çalışmalarda vurgulanmıştır (Perform 3D, 2006; Yılmaz vd., 2009). Bu sebeple, plastik mafsal hipotezi yerine lifli eleman davranış modeli tercih edilmesinde etkili olan diğer bir hususdur. Aşağıdaki şekilde D2 deprem seviyesi için kat kesme kuvveti ve göreli kat öteleme oranlarının katlara göre değişimi gösterilmiştir. Bu eğriler, dikkate alınan üç deprem için en büyük mutlak değerlerin zarfı şeklinde sunulmuştur.



Şekil 6. D2 deprem seviyesi için kat kesme kuvveti ve göreli kat öteleme oranlarının katlara göre değişimi

Yapısal elemanların (D2) deprem düzeyi için istenilen performans hedefleri birim şekil değiştirme talepleri ve sınırları karşılaştırılarak belirlenmiştir. Kolon, kiriş ve perde elemanlarında izin verilen birim şekil değiştirmeler sağlanırken, tüm bu yapısal elemanların kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri, ön boyutlandırma aşamasında uygulanan kapasite tasarım ilkeleri sayesinde, engellenmiştir.

Tasarım aşaması II

Bu bölümde, tasarım aşaması I-A'da (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan yüksek bina taşıyıcı sisteminin ve tasarım aşaması I-B'de yine aynı deprem düzeyi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemin, (D1) düzeyi depremin etkisi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım hedef performansı doğrusal analiz ile gösterilecektir.

Mod birleştirme yöntemi ile doğrusal üç boyutlu yapılacak analizde gerçellemeye esas iç kuvvetler taşıyıcı sistemin türüne bakılmaksızın $R_a = 1.5$ katsayısına bölünmesiyle elde edilmiştir. Beton ve donatı çeliğinin ortalama dayanımları göz önünde bulundurularak, bu kuvvetlerin kesit taşıma güçlerini aşmadığı hesaplanmıştır.

D1 spektrumu kullanılarak elde edilen taban kesme kuvveti;

$$T_x = 4.45s \qquad S_{ae}(T_x) = \frac{S_{M1}}{T_x} = \frac{0.2624}{4.45} = 0.0590$$

$$T_y = 4.33s \qquad S_{ae}(T_y) = \frac{S_{M1}}{T_y} = \frac{0.2624}{4.33} = 0.0607$$

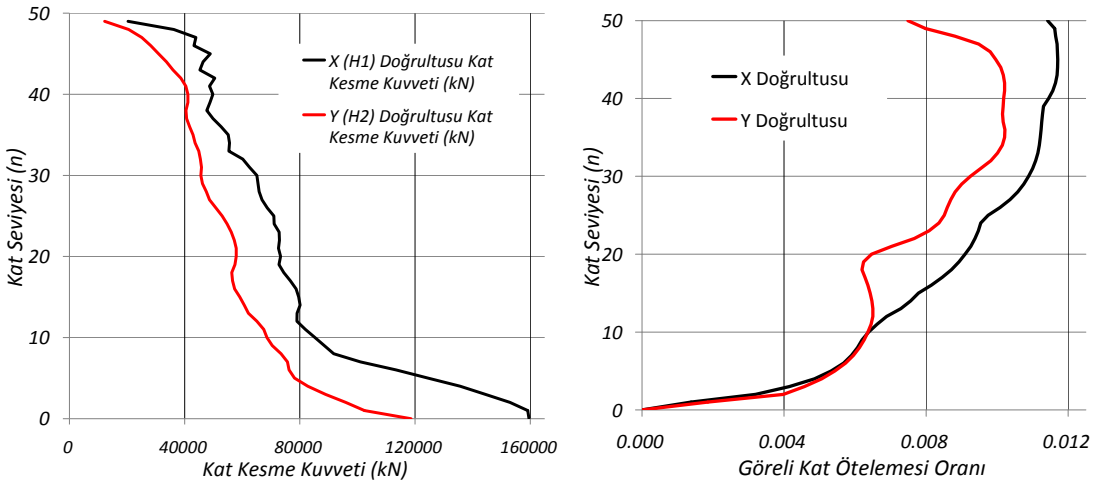
$$V_{t\,x,y} = S(T)_{x,y}\, W / R \qquad R = 1.5 \qquad V_{tx} = 28253kN \quad V_{ty} = 29067kN$$

olarak elde edilir. Tasarım aşaması I-A'da hesaplanan taban kesme kuvveti $28730kN$ 'dur. Malzemelerin ortalama dayanımlarını gözönünde bulundurulursa, bu aşamada elde edilen tasarım değerleri tasarım aşaması I-A'dan daha küçük olacağı açıktır. Bundan dolayı tasarım aşaması II'nın yapılmasına gerek görülmemiştir.

Tasarım aşaması III

Bu aşamada zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz kullanılarak, I-A tasarım aşamasında ön boyutlandırması yapılmış sistemin, D3 depremi altında performansı değerlendirilmiştir. İYBDY'ye göre en az 2×7=14 analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem talepleri yerine, analiz süresinin uzun olmasından dolayı, 2×3=6 analiz sonucunun maksimumları dikkate alınacaktır. Bu depremlerin şekil ve yer değiştirme taleplerine karşın eleman kapasitelerinin yeterliliği araştırılmıştır.

Aşağıdaki şekilde D3 deprem seviyesi için kat kesme kuvveti ve göreli kat öteleme oranlarının katlara göre değişimi gösterilmektedir. Bu değerler, dikkate alınan 3 deprem için en büyük mutlak değerlerin zarfı şeklinde sunulmuştur.



Şekil 7. D3 deprem seviyesi için kat kesme kuvveti ve göreli kat öteleme oranlarının katlara göre değişimi

Yapısal elemanların (D3) deprem düzeyi için istenilen performans hedefleri birim şekil değiştirme talepleri ve limitleri karşılaştırılarak belirlenmiştir. Kolon, kiriş ve perde elemanlarında izin verilen birim şekil değiştirmeler sağlanırken, tüm bu yapısal elemanların kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri, ön boyutlandırma aşamasında uygulanan kapasite tasarım ilkeleri sayesinde, engellenmiştir.

SONUÇ

Yukarıda verilen açıklamalar ve örneğin incelenmesi sonucunda aşağıdaki sonuçlar verilebilir:

a. Başta İstanbul olmak üzere büyük şehirlerimizde yüksek binaların sayılarının artması beklenmektedir. Bu tür binaların tasarımında DBYBHY 2007 gibi kuvvet bazlı yönetmeliklerin kullanımı tasarım mühendisini özellikle bağ kirişi türü kısa, rijit ve büyük yük çeken ama sünek davranış sağlanabilen elemanların tasarımında kısıtlayıcı ve rasyonel olmayan çözümlere yöneltmektedir. Bu sebepten yüksek binalar için yapı davranışını daha gerçekçi irdeleyen deplasman bazlı yöntemlerin kullanımı daha yerinde olacaktır. DBYBHY 2007 de verilen kurallar yüksek binalar için ön tasarım adımı olarak kabul edilebilir.

b. Bütün mühendislik çözümlerinde olduğu gibi, daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesi için gereken kabuller çoğaldıkça, çözüm süresi uzamaktadır. Bu tür zaman gereksinimleri ileride bilgisayarların gelişmesi ile azalacak olsa da günümüzde hala kuvvet bazlı yöntemlere göre oldukça uzun zaman almaktadır.
c. Deprem mühendisliği ve taşıyıcı sistem davranış bilgisinin genişlemesi yanında bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler, doğrusal olamayan çözüme dayalı tasarım yöntemlerinin uygulamasını mümkün kılmaktadır. Bu durumda da muhtemel hataları önlemek, çözüm süresini kısaltabilmek için, analitik modellerin mümkün olduğunca basitleştirilmiş kabullerle kurulması önerilmektedir.
d. Bu çalışmada seçilen sistem çok kuvvetli seçildiği için sınırlı miktarda doğrusal olmayan davranış gözlemlenmiştir. Binanın ana taşıyıcı perdeleri hemen hemen elastik kalmaktadır. Bu sebepten dolayı İYBDY 2008 ve DBYBHY 2007 yönetmeliklerinde perde kesme kuvvetlerinin hesabında belirtilen dinamik büyütmelere rastlanmamıştır. Doğrusal olmayan davranışın daha belirgin gözlemlenebileceği daha zayıf bir yatay taşıyıcı sistemde, bu tür büyütmelerin oluşması beklenmelidir.

Teşekkür

Yazarlar, değerli görüş ve katkılarından dolayı Sayın Dr. İrfan Balioğlu'na teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

DBYYHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

İYBDY (2008) İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, İstanbul Büyükşehir Belediyesi

PEER (2010) Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Report No. 2010/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

Celep Z (2008) Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul

PERFORM 3D (2006) Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computers and Structures Inc. Berkeley, California

Yılmaz M.B, Celep, Z, Tuncer Ö, (2009) "On seismic performance evaluation of a concrete building according to the Turkish Seismic Code 2007" *WCCE - ECCE – TCCE Joint Conference Earthquake & Tsunami*, İstanbul, Türkiye, 22-24 June 2007

TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Aydınoğlu N, Celep, Z, Özer, E, Sucuoğlu H (2009) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik – Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Karaçöp A (2010) Betonarme Betonarme Bir Yüksek Binanın İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine Göre İncelenmesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi

BETONARME YÜKSEK BİR BİNADA DBYBHY İLE İYBDY İLKELERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ÇÖZÜMLEME İLE KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS RESULTS FOR AN RC HIGH-RISE BUILDING CONSIDERING THE REGULATIONS OF TERDC AND İHRBEC

Tuğba BAŞOT[1] ve Beyza TAŞKIN[2]

ÖZET

Günümüzde Türkiye'nin ticaret merkezi haline gelmiş İstanbul'da yüksek bina sayısının artması, betonarme binaların tasarlanması ve mevcut yapıların performanslarının değerlendirilmesi için yürürlükte bulunan 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik dışında hâlihazırda taslak halinde olan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmelik'in hazırlanması gerekliliği doğurmuştur. Performansa dayalı tasarım ilkesini esas almakta olan bu yönetmelik, üç farklı tasarım aşaması için üç farklı deprem düzeyini kullanmakta ve ayrıca deprem düzeylerine göre uyarlanan yeni tasarım spektrumları tanımlamaktadır. Bu çalışmada 1975 tarihli deprem yönetmeliği kurallarınca tasarlanmış ve inşa edilmiş 25 katlı betonarme bir yüksek bina ele alınmış ve performans analizi hem yürürlükteki, hem de taslak halindeki yönetmelik esaslarınca belirlenerek karşılaştırmalar yapılmıştır. Performans analizi için çözümleme yöntemleri her iki yönetmelikte de yer alan mod birleştirme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde her iki yönetmelikte tanımlanan spektrumlar ile uyumlu benzeştirilmiş yer hareketleri üretilerek kullanılmıştır. Çalışmanın sonunda her iki yönetmelik kurallarınca modelleme, malzeme kabulleri, kuvvetli hareket üretim ve uygulama kriterleri ve performans ölçütleri benzeri hususlardaki farklılıklar karşılaştırmalı olarak tartışmaya açılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yüksek binalar, İYBDY, Doğrusal olmayan dinamik analiz, Performans analizi

ABSTRACT

Depending on the increasing amount of RC high-rise buildings in İstanbul, which is the commercial center of Turkey, it has been a necessity to establish the "Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code" in addition to the currently enforced Turkish Earthquake Resistant Design Code-2007. Having the performance-based design philosophy, the draft version of this code considers three design steps under the effects of three different earthquake levels and furthermore introduces new design spectra consistent with these earthquakes. In this study, a 25 story RC high-rise building, which has been designed according to the 1975 version of the earthquake code is investigated in details and performance analyses are carried out considering the enforced and the draft design codes. Analyses are handled by both modal and nonlinear dynamic analyses methods. During the dynamic analysis, simulated ground motions, which are compatible with each of the design spectrum are generated and employed. Finally, diversities of the codes on the modeling, assumptions about structural materials, strong motion applications and performance criteria are comparatively discussed.

Keywords: RC high-rise buildings, İHRBEC, Nonlinear dynamic analysis, Performance analysis

[1] İnş.Y.Müh., Sirkeciler İnşaat Tic. ve San. A.Ş. , İstanbul, tugbabasot@gmail.com
[2] Y.Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, btaskin@itu.edu.tr

GİRİŞ

Son yıllarda Türkiye'nin ticaret merkezi konumundaki İstanbul'un zemin taşıma gücü bakımından yeterli olan bölgelerinde birçok yüksek bina inşa edilmiş, halen de büyük bir hızla benzer inşaatlar devam etmektedir. Yüksek yapıların gerek tasarımında, gerekse mevcut yapıların hâlihazırda yürürlükte olan yönetmeliklerce performans değerlendirmelerin yapılmasında az ve orta katlı yapılardan farklı olarak yüksek modların etkinliği bilinmektedir. Bu nedenle şimdilik İstanbul ile sınırlı olmak kaydıyla, yüksek binaların tasarımı ve değerlendirilmesi için İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (İYBDY, 2008) hazırlanmıştır ve yürürlüğe girmesi beklenmektedir. Günümüzde yürürlükte bulunan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) esaslarına göre yapısal tasarım kuvvet esaslı, diğer bir deyişle yapıya etkiyecek kuvvetlere karşı koyacak kesit kapasitelerinin tayini ile gerçekleştirilirken, İYBDY'de performansa göre tasarım kavramı söz konusudur. Taslak yönetmeliğe göre yüksek bir binanın projelendirilme aşamasında farklı aşılma olasılıkları için tanımlanan üç farklı deprem düzeyi dikkate alınarak ve değişik modelleme ve çözüm yöntemleri kullanılarak yapısal performans hesaplanmakta; gerçekleşmesi durumunda ise bir sonraki aşamaya geçilmektedir. Tasarım spektrumları, yükleme durumları ve performans kıstasları her iki yönetmelikte farklılıklar göstermekte olup, çalışmada ayrıntılı olarak ele alınmaktadır.

Bu makalede ise DBYBHY ile yürürlüğe girmesi planlanan İYBDY'in esasları mevcut bir yüksek bina üzerinde irdelenmiştir. Bu amaçla toplam yüksekliği 82.65 m olan betonarme perde-çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ve 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY) esaslarınca boyutlandırılmış betonarme bir yüksek bina ele alınmıştır. Yapısal performansın incelenmesinde her iki yönetmelikte tanımlanan tasarım spektrumları ile uyumlu benzeştirilmiş yer hareketleri üretilerek binaya uygulanmış ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümlemeler gerçekleştirilerek, elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak tartışmaya açılmıştır.

İYBDY İLE DBYBHY'İN TASARIM İLKELERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

İYBDY'i deprem etkileri altında temel ilke olarak performansa göre tasarımı esas almaktadır. Ayrıca hasarın sınırlı olmasının öngörüldüğü performans hedefleri için, geleneksel olarak nitelendirilebilecek kapasiteye göre tasarım ilkesi çerçevesinde doğrusal (lineer) analiz yöntemlerinin kullanılmasına da izin verilmektedir. DBYBHY'de ise doğrusal analiz yöntemlerine göre tasarım ağırlıklı olup, doğrusal olmayan statik ya da dinamik yöntemler mevcut binaların sismik yükler etkisindeki performanslarının değerlendirilmesi aşamasında uygulanmaktadır. Her iki yönetmelik çok temel ilke ve kavramlar bakımından karşılaştırıldığında şu farklılıklar göze çarpmaktadır:

- Her iki yönetmelikteki tasarım spektrumları ele alındığında, DBYBHY'de tanımlanan spektrum eğrisi bina önem katsayısı I=1.0 olan yapılar için 50 yıllık ekonomik ömürde aşılması %10 olan şiddetli depreme karşı gelmektedir. İYBDY'de ise 50 yıllık ekonomik ömür boyunca aşılma olasılığı %50 ve geri dönüş periyodu 72 yıl olan D1 düzeyli deprem; aşılma olasılığı %10 ve geri dönüş periyodu 475 yıl olan D2 düzeyli deprem ve aşılma olasılığı %2 ve geri dönüş periyodu 2475 yıl olan D3 düzeyli deprem olmak kaydıyla üç farklı şiddete sahip deprem için tanımlanmış üç farklı spektrum eğrisi bulunmaktadır.
- DBYBHY'de tanımlanan tasarım spektrumu, yerel zemin sınıfının karakteristik periyotlarına (diğer bir deyişle ivmeye, hıza ve yerdeğiştirmeye duyarlı spektral periyotların ayrıldığı periyotlar) bağlı olarak üç parçadan oluşmaktadır. Halbuki İYBDY'de tanımlanan spektrumlar, yerel zemin etkisi parametreleri ile spektrum köşe periyotlarının dışında kısa (0.2s), orta (1.0s) ve uzun (İstanbul için T_L=12s) doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme değeri ile farklılaşan beş değişik parçadan oluşmaktadır.
- DBYBHY'de zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan analiz esnasında kullanılması gereken yer hareketlerinin en az sayısı 3 (bu durumda en büyük yapısal

karşılıklar ele alınacaktır) ya da 7 adet (bu durumda yapısal karşılıkların ortalamaları ele alınacaktır) olmalıdır. İYBDY'de ise dinamik çözümlemelerde en az 7 adet deprem yer hareketi takımının kullanılması zorunludur. Deprem takımları, birbirlerine dik iki doğrultuyu temsil eden (örneğin kuvvetli hareketin KG ve DB bileşenleri) ivme kayıtlarından yada benzeştirilmiş yer hareketlerinden oluşmakta olup, taşıyıcı sistemin asal eksenleri doğrultusunda aynı anda (simültane olarak) etki ettirilecektir. 7 adet analiz sonrasında ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek çözümlemeler tekrarlanacaktır. Tasarıma esas yapısal istemler, tüm hesaplamalardan (en az 2×7=14 analiz) elde edilen sonuçların ortalaması olarak hesaplanacaktır.

- Bilindiği üzere TS-500 (2000) ve DBYBHY'de boyutlandırma ve tasarım sırasında beton ve betonarme çeliği için karakteristik dayanımlarının (f_k) belirli malzeme katsayılarına (γ_m) bölünmesi sonucu elde edilen hesap dayanımlarının (f_d) kullanılması zorunlu kılınmıştır. Performans değerlendirilmesi aşamasında ise f_k değerleri ile hesap yapılmaktadır. İYBDY'nin ön boyutlandırma aşamasında ise DBYBHY'e benzer olarak hesap dayanımları kullanılmakta ancak diğer gerçelleme aşamalarında ise, tasarım dayanımı olarak "ortalama beklenen dayanım (*mean expected strength*) – (f_e)" değerleri kullanılmaktadır.
- İYBDY dört tasarım aşması tanımlamıştır: Tasarım aşaması I-A Kontrollü Hasar/Can Güvenliği hedef performansı için doğrusal analiz ile ön tasarım (boyutlama); Tasarım aşaması I-B Kontrollü Hasar/Can Güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile tasarım; Tasarım aşaması II Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım hedef performansı için doğrusal analiz ile gerçelleme ve; Tasarım aşaması III İleri Hasar/Göçmeme Güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile gerçelleme olarak tanımlanmıştır.
- Her iki yönetmeliğin performans analizi sırasında hedefleri ve buna bağlı olarak deprem düzeyleri farklılıklar göstermektedir. Aşağıdaki Tablo 1, yapısal performans hedeflerini DBYBHY ve İYBDY için karşılaştırmalı olarak sunmaktadır.
- Temel tasarım ve değerlendirme ilkelerinin dışında yüksek binaların İYBDY kapsamında yapılacak performansa göre tasarımlarının, bu alanda teorik ve pratik bilgi ve deneyim sahibi yerli ve/veya yabancı bağımsız uzmanlar (bağımsız kontrol makamı) tarafından tasarımın başlangıcından itibaren bütün aşamalarında kontrol edilerek onaylanması zorunludur. DBYBHY' inde bağımsız proje kontrolü yoktur.
- İYBDY esaslarınca yapısal olmayan mimari elemanlar ile mekanik ve elektrik donanımların tasarımlarının da yapılması ve yapı sağlığı izleme sistemlerinin yapıya kurulması koşulları da söz konusudur.

ÖRNEK BİR BETONARME YÜKSEK BİNANIN İNCELENMESİ

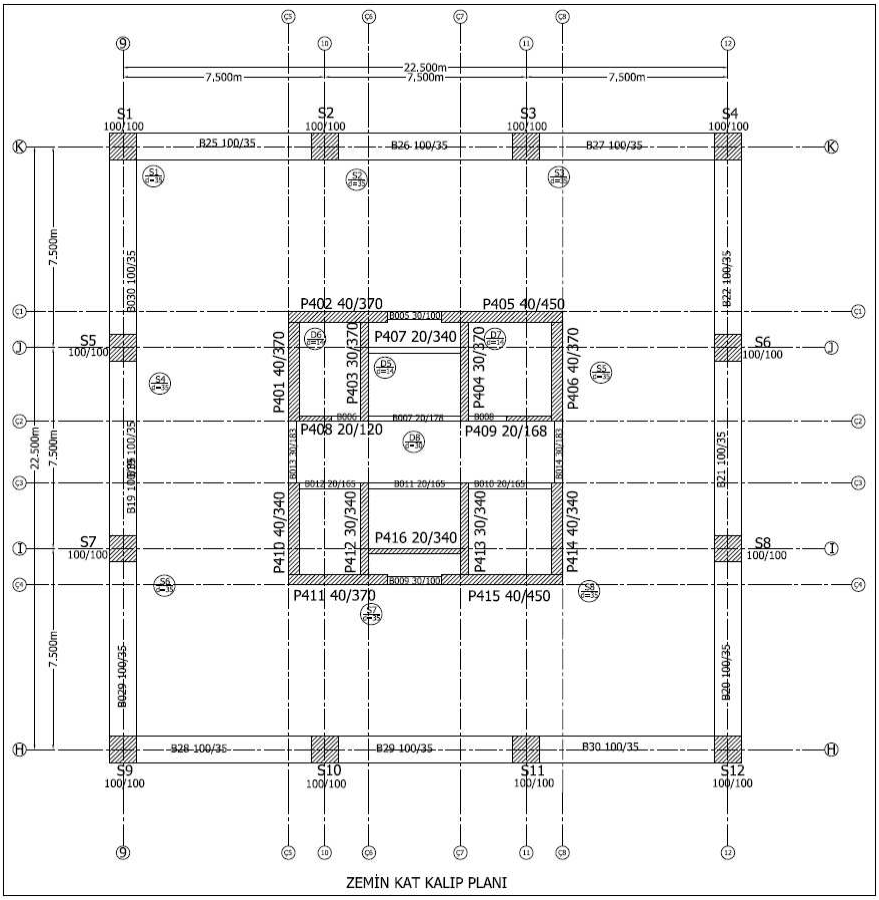
Bu çalışmada İstanbul, Beşiktaş'ta bulunan ve tasarımı 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik kurallarına göre yapılmış olan 25 katlı mevcut bir betonarme yüksek bina ele alınmıştır. İncelemeye esas olan betonarme yüksek yapı, DBYBHY'in 7.6.7 ile İYBDY'nin 4.3.3 ve 4.3.4 maddelerince performans değerlendirilmesine tabi tutulmuş, bulgular ve değerlendirme sonuçları aşağıdaki bölümlerde sunulmuştur. Tüm yapısal çözümlemeler SAP2000 programının V.14.1.0 (2009) sürümü ile gerçekleştirilmiştir.

Yapı Genel Bilgileri

İncelemeye konu olan yüksek bina, planda 25.7m×25.7m boyutlarına sahip kare şeklinde oturuma sahiptir. Kat yükseklikleri 3.bodrum katta 4.50m; 2. ve 1.bodrum katlarda 4.10m; zemin katta 5.65m; 21.normal katta 4.30m; diğer tüm normal katlarda ise 3.00m dir. Binanın her üç bodrum katı da kalınlıkları 30cm~40cm arasında değişen betonarme perdeler ile teşkil edilmiş olup, sadece tek bir cephe üzerinde kısmi bir garaj girişi boşluğu bırakılmıştır. Şekil 1'den de görülebileceği üzere, bodrum kat kolonları çevre perdelere dik doğrultuda perde elemanlar ile bağlanmıştır ve bu uygulama zemin kata dek devam etmektedir.

Tablo 1. İYBDY ve DBYBHY Performans Hedefleri

DBYBHY Performans Hedefleri				**İYBDY Performans Hedefleri**			
	Aşılma Olasılığı				(D1)	(D2)	(D3)
Binanın Kullanım Amacı ve Türü	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2	Kullanım Bakımından Bina Sınıfı	Deprem Düzeyi	Deprem Düzeyi	Deprem Düzeyi
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	HK	CG	Özel sınıf binalar: Sağlık, eğitim, kamu yönetim binaları vb.	—	MH/KK	KH/CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG				
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	–	Normal sınıf binalar: Konut, otel, ofis binaları vb.	MH/KK	KH/CG	İH/GG
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	CG	–				
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	HK	GÖ				



Şekil 1. Zemin kat kalıp planı

Üç bodrum katı da rijit bodrum kat olarak kabul edilen binanın taşıyıcı sistemi düşey doğrultuda sürekli olup, zemin kat seviyesinden itibaren bodrum perdelerinin ortadan kalkmasına bağlı olarak eksen uzunluğu 1.6m olan konsollar teşkil edilmiştir. Betonarme çekirdek perdeleri ile çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemin, bodrum katlar ile zemin katta döşeme sistemi 35cm kalınlıklı kirişsiz döşemeler; diğer tüm katlarda ise kaset döşeme olarak düzenlenmiştir.

Taşıyıcı sistemi oluşturan kolonlar kare enkesitli olup, 3. ve 2.bodrum katlarda 110cm×110cm; zemin kattan 9.normal kata dek 100cm×100cm; 10~13.katlarda 80cm×80cm; 14.normal kat ile tüm üst katlarda ise 60cm×60cm boyutlarındadır. Binada bulunan betonarme perdeler, merdiven ve asansör hacimlerini çevreleyecek şekilde çekirdek sistem oluşturmaktadır. Perde kalınlıkları 20~40cm arasında değişmekte olup, planda perde uzunluklarına ve kalınlıklarına uygun olacak şekilde perde başlıkları düzenlenmiştir. Kirişlere ait betonarme çizimler incelendiğinde Φ12~26 çapları arasında boyuna donatı kullanıldığı, etriyelerin ise mesnet bölgelerinde sıklaştırma kurallarına uyularak düzenlendiği anlaşılmaktadır. Binanın temel sistemi kirişsiz radye döşemeler ile düzenlenmiştir.

Binanın bodrum katlarında bölme duvarlar boşluklu tuğla, diğer katlarda ise alçıpan paneller ile düzenlenmiş olup, yapı malzemeleri C20 betonu ve S420 çeliğidir.

Yer Hareketlerinin Üretilmesi ve Karakteristik Özellikleri

Öncelikle binanın bulunduğu yöreden yola çıkarak DBYBHY esaslarına göre *Z*2 yerel zemin sınıfı (T_A=0.15s ve T_B=0.40s) ile bununla uyumlu olarak İYBDY'de tanımlanan C sınıfı zemin seçilmiştir. Deprem bölgesinin birinci derece olduğu kabul edilmiştir. Bölgede yıkıcı deprem niteliklerine sahip herhangi bir kayıt olmaması dolayısıyla, çalışmada doğrusal olmayan dinamik çözümlemeler için benzeştirilmiş yer hareketlerinin kullanılması yoluna gidilmiştir.

Bu doğrultuda Papageorgiou ve diğ. (2000) tarafından geliştirilen TARSCTHS bilgisayar programı kullanılmıştır. İlk aşamada DBYBHY'de *Z*2 yerel zemin sınıfı ve etkin yer ivmesi katsayısı A_0=0.40 için tanımlanan tasarım spektrum ile uyumlu, moment büyüklüğü M_w=7.0 ve merkezüssü mesafesi R_{epi}≈30km olan 7 adet benzeştirilmiş yer hareketi toplam süresi t_d=25s olacak şekilde Δt=0.005s aralıklarla üretilmiştir. Benzeştirilmiş yer hareketlerinin üretilmesinde DBYBHY Madde: 2.9.1 hususları ve gerekleri gözönünde bulundurulmuştur.

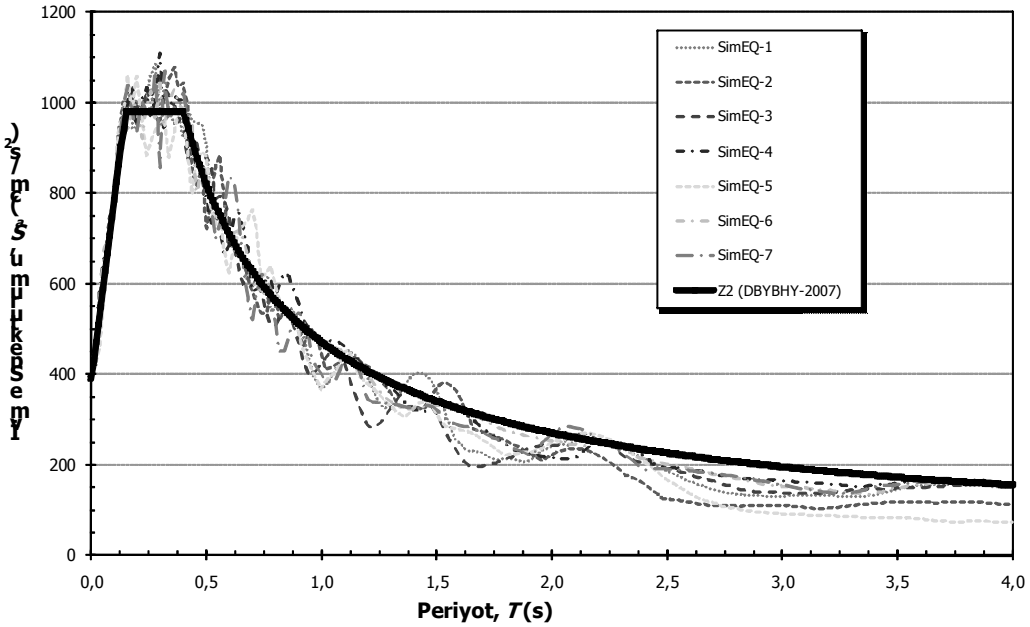
İkinci aşamada ise İYBDY'de D3 deprem düzeyi için tanımlanan spektrum ile uyumlu ve ilk deprem toplumundan farklı 7 adet yeni kayıt üretilmiştir. Bu deprem toplumu da, diğerine ait sonuçlarla anlamlı bir karşılaştırma yapılabilmesi amacıyla benzer büyüklük ve merkezüssü uzaklıkları dikkate alınarak 25s süreli ivme izlerinden oluşturulmuştur. İYBDY kurallarına göre:

- Spektrum uyumlu olarak üretilmiş yapay deprem yer hareketlerinin faz spektrumunun senaryo depremi parametreleri ile uyumlu gerçek deprem ivme kayıtlarının faz spektrumuna benzemesi gereklidir.
- Her bir deprem yer hareketi takımından hesaplanan 0 saniye periyodundaki %5 sönüm oranlı spektral genliklerin ortalaması tasarım spektrumunun 0 saniye periyodundaki spektral genliğinden ($0.4S_{MS}$) daha düsük olmamalıdır.
- Her bir deprem yer hareketi kaydı ivme genliğinin ±0.05*g*'yi ilk ve son olarak astığı iki nokta arasında kalan süre, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından veya 15s'den daha kısa olmamalıdır.
- Her bir deprem yer hareketi takımının iki bileşenine ait %5 sönüm oranlı spektrumların kareleri toplamının karekökü alınarak bileşke spektrum elde edilecektir. Bütün kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalamasının 0.2*T* ve 1.2*T* (*T* = binanın hâkim doğal titreşim periyodu) periyotları arasındaki genliklerinin, tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinin 1.3 katından daha az olmaması kuralına göre, deprem yer hareketi bileşenlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir. Her iki bileşenin ölçeklendirilmesi aynı oranlarda yapılacaktır.

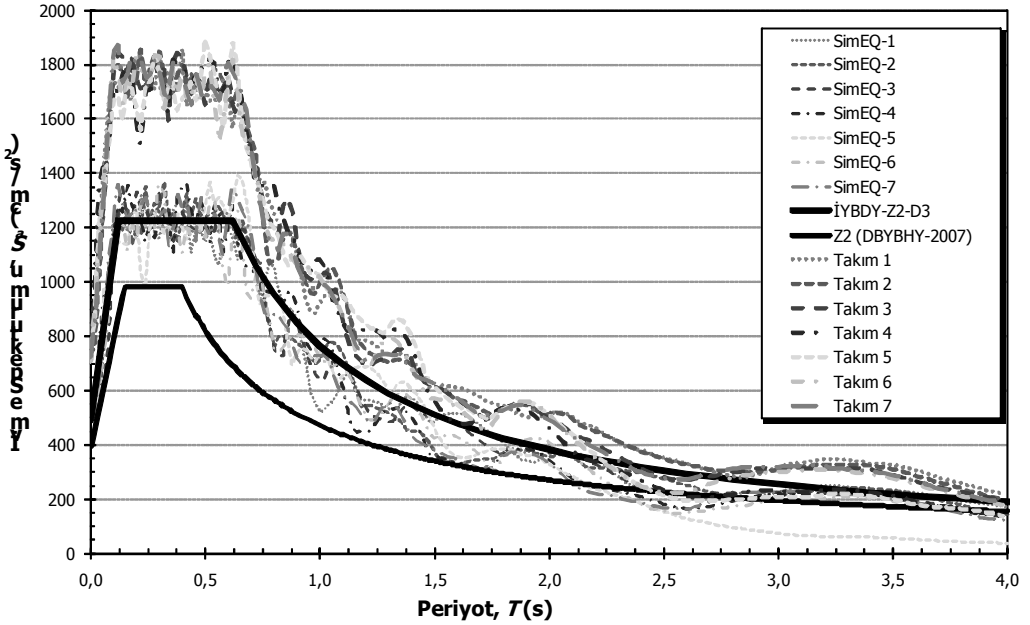
Her iki yönetmelik esaslarınca üretilen 7şer adet benzeştirilmiş yer hareketinin karakteristik özellikleri aşağıdaki Tablo 2'de; ilgili spektrumlar ile karşılaştırılması ise DBYBHY ve İYBDY için sırasıyla Şekil 2 ve Şekil 3'de gösterilmektedir. Tablodaki a_{maks} en büyük yer ivmesi; $\Delta_{t,\pm 0.05g}$ kuvvetli hareket bölgesi süresini; $(S_a / S_{a,tasarım})_{Tmin\text{-}Tmaks}$ benzeştirilmiş hareketin ivme spektrumu ise tasarım spektrumunun ilgili periyot aralığındaki oranını göstermektedir.

Tablo 2. Benzeştirilmiş Yer Hareketlerinin Karakteristik Özellikleri

	DBYBHY Deprem Toplumu			İYBDY Deprem Toplumu			
	a_{maks} (gal)	$\Delta t_{d,\pm 0.05q}$ (s)	$(S_a/S_{a,tasarım})_{0.2T\sim 2T}$ (%)	a_{maks} (gal)	$\Delta t_{d,\pm 0.05q}$ (s)	$(S_a/S_{a,tasarım})_{0.2T\sim 1.2T}$	
BenDep-1	420.73	17.33	87	520.54	20.62	Takım-1	1.31
BenDep-2	434.95	19.79	79	502.15	19.87	Takım-2	1.30
BenDep-3	412.76	18.08	86	420.28	21.08	Takım-3	1.26
BenDep-4	406.17	18.67	93	488.10	20.98	Takım-4	1.23
BenDep-5	413.23	17.69	75	503.71	21.44	Takım-5	1.26
BenDep-6	405.29	18.36	92	503.40	21.24	Takım-6	1.21
BenDep-7	426.99	19.83	91	492.10	20.67	Takım-7	1.24



Şekil 2. DBYBHY tasarım spektrumları ile benzeştirilmiş yer hareketlerine ait spektrumların karşılaştırılması.



Şekil 3. İYBDY D3 deprem düzeyi spektrumu ile benzeştirilmiş yer hareketlerine ait spektrumların karşılaştırılması.

Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Binanın toplam ağırlığı W=235166 kN değerinde hesaplanmış olup, ilk aşamada her iki deprem yönetmeliğinde tanımlanan taban kesme kuvvetleri belirlenmiştir. DBYBHY esaslarınca A_0=0.4, I=1.0, n=0.3 ve R=7 değerleri için yapıya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü *x-x* ve *y-y* doğrultuları için hesaplanmıştır. Ayrıca yönetmelikte taban kesme kuvvetinin $0.10A_0IW$'nun altında kalmaması gerektiği hususu da yer almaktadır. Binanın hâkim periyotları bina *x-x* ve *y-y* doğrultuları olmak kaydıyla sırasıyla $T_{1,x}$=2.32s ve $T_{1,y}$=2.08s değerlerinde hesaplanmıştır. Tablo 3'de DBYBHY ilkelerince, daha sonradan performans analizinde gerekli olacak elastik durum ($R_a(T_1)$=1) ve $R_a(T_1)$=7 değerleri için minimum taban kesme kuvvetleri özetlenmektedir.

Tablo 3. DBYBHY'e Göre Taban Kesme Kuvvetleri (kN)

	$WA(T_1)$	$WA(T_1)/R_a(T_1)$	$0.10A_0IW$
$V_{t,(x-x)}$	62888.59	8984.08	9406.64
$V_{t,(y-y)}$	57429.86	8204.27	9406.64

İYBDY ise, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesap esası olmaması dolayısıyla, bina ön tasarımında taban kesme kuvveti için sadece bir alt sınır tanımlamaktadır. Bu değer:

$$V_{t,min}=0.04S_{MS(D2)}W \quad (1)$$

ile belirlenmekte olup, incelemeye esas olan yapı için $V_{t,min}$=8107.15 kN hesaplanmıştır. Bundan sonraki aşamalarda her iki yönetmelikte tanımlanan çözümleme yöntemlerine geçilmiştir.

İYBDY Tasarım Aşaması II'ye Göre Mod Birleştirme Yöntemi

Tablo 4, İYBDY esaslarınca mod birleştirme yöntemi sonuçlarını özetlemektedir. Tabloda 'D1' ve 'D2' sırasıyla D1 ve D2 deprem düzeylerinin dikkate alındığını; 'u_1' ve 'u_2' deprem düzeyi ile uyumlu spektrumun kullanılarak yapının *x-x* ve *y-y* doğrultuları için çözümleme yapıldığına işaret etmektedir. Son iki satırdaki değerler ise DBYBHY'de tanımlanan spektrum kullanılarak binanın *x-x* ve *y-y* doğrultuları için modal analiz sonuçlarını göstermektedir.

Tablo 4. Taban Kesme Kuvvetleri ve En Üst Kat Yerdeğiştirmeleri

Analiz Adı	**Taban Kesme Kuvveti** (kN)		**En Üst Kat Yerdeğiştirmesi** (m)	
	$V_{t,(x-x)}$	$V_{t,(y-y)}$	d_{x-x}	d_{y-y}
D1_u_1	28336.97	719.63	0.21	0.03
D1_u_2	531.47	21027.19	0.00	0.25
D2_u_1	57948.20	1473.48	0.43	0.05
D2_u_2	1088.16	42809.13	0.01	0.51
DBYBHY_u_1	61118.01	1542.93	0.46	0.08
DBYBHY_u_2	839.31	43563.14	0.01	0.65

Binadaki mevcut yapı malzemeleri ve donatı düzeni dikkate alınarak taşıyıcı sistem elemanlarına ait eğilme momenti-eğrilik ilişkileri hesaplanmış, simetrik donatıya sahip kolon ve perdeler için KESDON programından yararlanılmıştır, (Hasgür, 2009). İYBDY esaslarına göre mod birleştirme yöntemiyle hesaplanan iç kuvvetlerin 1.5 katsayısına bölünmesiyle elde edilen değerler, hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmadığı durumda, yapının minimum hasar düzeyinde bir performans sergileyeceği kabul edilmektedir. Yapılan modal analiz sonucunda:

- Bina *y-y* doğrultusu boyunca oluşan iç kuvvetler ele alındığında gerek D1, gerekse D2 deprem düzeyleri için kapasitesi yetersiz olan eleman bulunmamaktadır.
- *x-x* doğrultusunda oluşan iç kuvvetler göz önüne alındığında D1 deprem düzeyinde tüm kiriş kapasitelerinin yeterli olduğu; düşey taşıyıcı sistem elemanlarından %4'ünün eğilme momenti kapasitesinin aşıldığı anlaşılmaktadır.

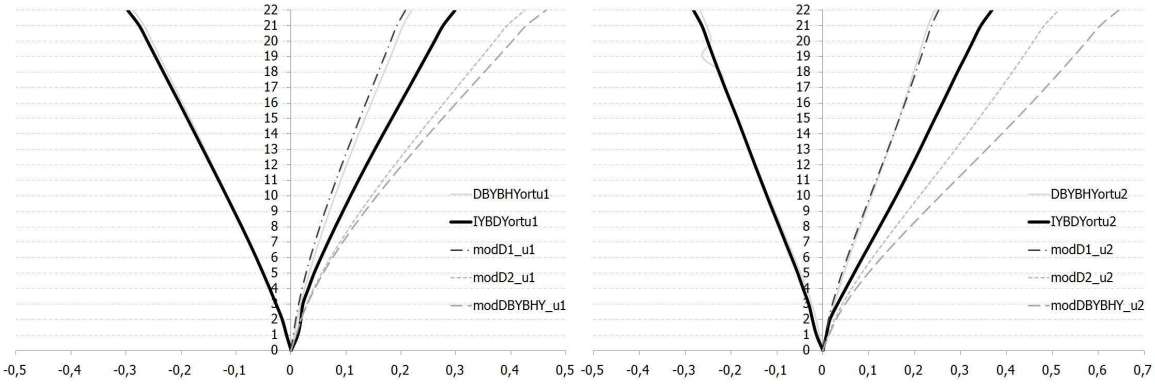
- D2 deprem düzeyi için *x-x* doğrultusunda oluşan eğilme momentleri dikkate alındığında kirişlerin %13'ü; düşey taşıyıcıların ise %50'si kapasite bakımından yetersizdir.
- Eksenel yük taşıma kapasitesi değerlendirildiğinde ise D1 deprem düzeyi etkisinde düşey taşıyıcı sistem elemanlarının %78'i; D2 deprem düzeyi etkisinde de %85'nin kapasitelerinin yetersiz olduğu anlaşılmaktadır.
- Diğer yandan DBYBHY'de tanımlanan doğrusal elastik hesap yöntemi ile yapısal sonuçlar ele alındığında, kirişlerin %18'inin "Göçme Bölgesi"nde; tüm düşey taşıyıcı sistem elemanlarının ise "Belirgin Hasar Bölgesi"nde oldukları tespit edilmiştir.
- Binada göreli kat ötelenmeleri her iki yönetmelikte tanımlanan sınırlara göre kontrol edilmiş olup, yerdeğiştirmeler sınırlar dâhilinde kalmaktadır.

DBYBHY ve İYBDY Göre Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

DBYBHY esaslarına göre üretilmiş olan 7 adet benzeştirilmiş yer hareketinden oluşan deprem toplumu binanın x-x ve y-y doğrultularına ayrı ayrı etkitilmiş, yönetmelikte belirtildiği üzere yapısal karşılıkların ortalama değerleri hesaplanmıştır. Diğer yandan İYBDY'de tanımlanan spektrum ile uyumlu olarak üretilen 7 adet ivme kaydından, iki yatay bileşeni temsil edecek şekilde birbirlerine dik doğrultuda 7 farklı kombinasyon uygulanarak binanın her iki doğrultusuna aynı anda etkittirilecek 7 adet deprem takımı tesis edilmiştir. Daha sonra bu deprem takımı 90° döndürülerek oluşturulan ikinci deprem takımı da binalara yüklenerek İYBDY gereğince toplam 14 adet doğrusal olmayan dinamik çözümleme gerçekleştirilmiştir. Tablo 5, her iki yönetmelik için binada oluşan en büyük taban kesme kuvvetleri ve en üst kat yerdeğiştirme değerlerinin ortalamalarını göstermekte olup, aşağıdaki Şekil 4 sırasıyla bina *x-x* (a) ve *y-y* (b) doğrultuları için tüm çözümlemelerin ortalamalarına ait kat yerdeğiştirmelerinin zarfını göstermektedir.

Tablo 5. Doğrusal Olmayan Dinamik Analize Ait Ortalama Yapısal Karşılıklar

Analiz Adı	**Taban Kesme Kuvveti** (kN)		**En Üst Kat Yerdeğiştirmesi** (m)	
	$V_{t,(x\text{-}x)}$	$V_{t,(y\text{-}y)}$	$d_{x\text{-}x}$	$d_{y\text{-}y}$
DBYBHY: *x-x* yönü	23123.80	363.88	0.220	0.002
	-26021.18	-333.22	-0.287	-0..18
DBYBHY: *y-y* yönü	150.36	19462.54	0.004	0.244
	-154.01	-19911.50	-0.016	-0.268
İYBDY	35416,79	26603,71	0.269	0.335
	-38939,49	-27780,75	-0.332	-0.300



(a) (b)

Şekil 4. *x-x* ve *y-y* doğrultuları için kat yerdeğiştirme zarflarının karşılaştırılması.

Çözümlemelerden kesitlere ait şekil değiştirmeler de elde edilmiş olup, her iki yönetmelikte tanımlanan hasar bölgeleri sınırları ile kontrol yapılmıştır. Kesit dönmelerinden yola çıkılarak birim şekil değiştirmeler beton (ε_c) ve donatı (ε_s) için hesaplanmış, DBYBHY Madde:7.6.9'da verilen sınırlar ile karşılaştırılmıştır. Buna göre:

- Her iki yükleme yönü için de kirişlerin %18'i "Belirgin Hasar Bölgesi"ne geçmektedir.

- *x-x* doğrultusu için yapılan çözümleme sonuçlarına göre kolonlardan sadece bir adedinde ε_c sınırı aşılarak "Belirgin Hasar Bölgesi"ne geçmiştir. Perdelerin ise %18'i "Belirgin Hasar Bölgesi"nde; %44'ü "İleri Hasar Bölgesi"nde ve %38'i "Göçme Bölgesi"nde bulunmaktadır.
- *y-y* doğrultusu için yapılan çözümleme sonuçlarına göre perdelerin %19'u "Belirgin Hasar Bölgesi"nde; %56'sı "İleri Hasar Bölgesi"nde ve %25'i "Göçme Bölgesi"ndedir.

İYBDY Tasarım Aşaması III'de tanımlanan İleri Hasar/Göçmeme Güvenliği hedef performansı için sargı donatısı kurallarını sağlaması koşuluyla beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin üst sınırları

$$\varepsilon_{c,g}=0.018 \qquad \text{ve} \qquad \varepsilon_s=0.060 \tag{2}$$

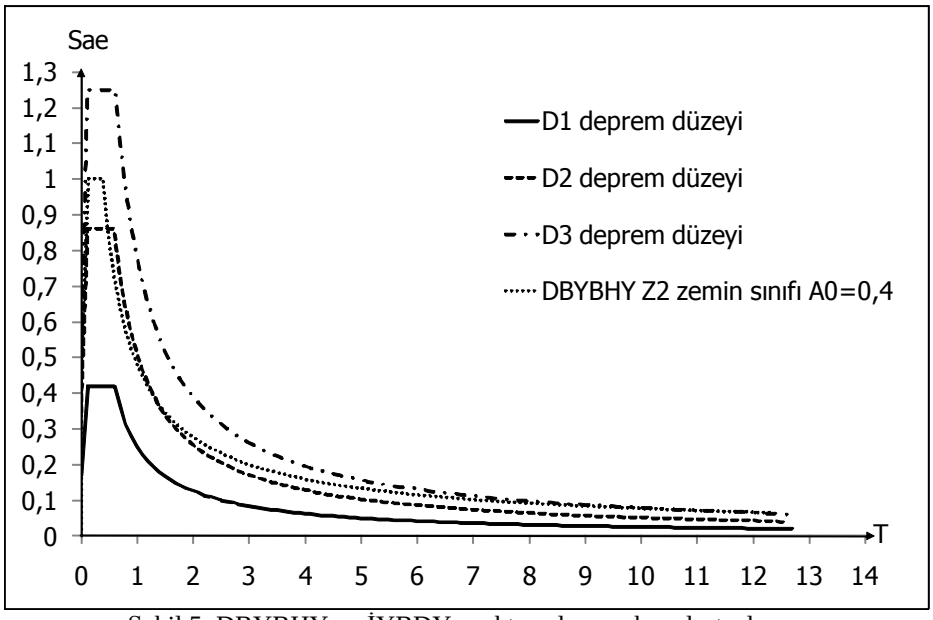
ile tanımlanmaktadır. Buna göre:

- Kirişlerin %5'inde ε_s değeri aşılmaktadır.
- Her iki bina doğrultusu için kolonların %75'inde ε_c; %19'unda ε_s değerleri aşılmaktadır.
- Bina x-x doğrultusu için perdelerin %19'unda ε_c; y-y doğrultusu içinse %6'sında ε_s sınır değerleri aşılmaktadır. Perdelerde ε_s değerleri limitler içinde kalmaktadır.

SONUÇ

Bu çalışmada yürürlükte bulunan DBYBHY ile yürürlüğe girmesi planlanan İYBDY esasları, tasarımı 1975 tarihli ABYYHY kurallarına göre yapılmış olan 3 rijit bodrum kat+zemin kat+21 normal kat olmak üzere toplam 25 katlı betonarme bir yüksek bina üzerinde karşılaştırmalı olarak irdelenmiştir. Elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmektedir:

- Bilindiği üzere I=1.0 olan yapılar için DBYBHY 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan bir deprem için tasarım spektrumu tanımlamaktadır. Halbuki İYBDY üç farklı deprem düzeyi için üç farklı tasarım spektrumu öngörmekte olup, bunlardan D2 deprem düzeyi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremdir. Şekil 5 'de verilen spektrum karşılaştırmalarında, DBYBHY'de tanımlanan spektrumunun İYBDY esaslarınca D2 ve D3 deprem düzeylerine ait spektrumlar arasında kaldığı anlaşılmaktadır.

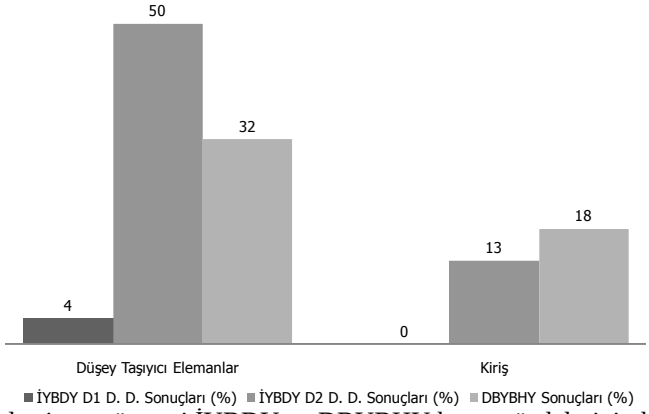


Şekil 5. DBYBHY ve İYBDY spektrumlarının karşılaştırılması

- Mod birleştirme yöntemi için İYBDY ilkelerine göre kesintisiz kullanım kontrol edilmekte olup, bu değerlendirme tam olarak DBYBHY kuralları ile örtüşmemektedir.

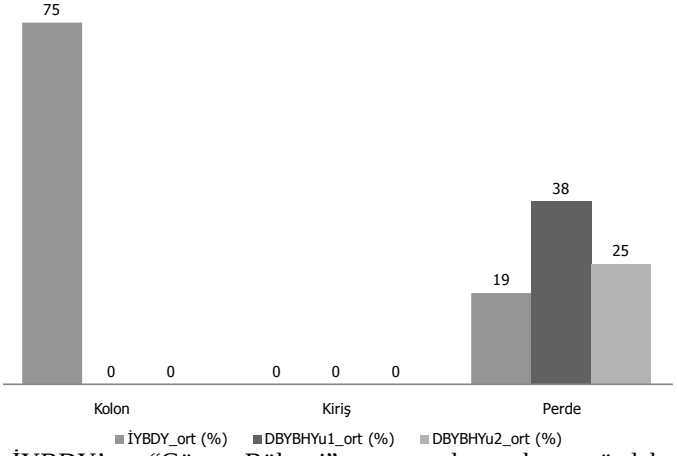
Dolayısıyla iki yönetmeliğin karşılaştırılabilmesi amacıyla DBYBHY ile belirlenen eleman hasar bölgeleri dikkate alınmış olup, "Minimum Hasar Bölgesi" hariç olmak üzere diğer bölgelerdeki hasarlı elemanlar adet olarak toplanarak deprem yüklerinin en etkin olduğu zemin katta bulunan tüm eleman sayısına oranlanmış ve yüzdesel olarak karşılaştırma yoluna gidilmiştir.

- Mod birleştirme yöntemi sonuçları ele alındığında kirişlerde DBYBHY ile İYBDY-D1 deprem düzeyi sonuçları arasında %18; D2 deprem düzeyi için %5 fark olduğu belirlenmiştir. Düşey taşıyıcı sistem elemanları göz önüne alındığında ise benzer yükler etkisindeki fark sırasıyla %32 ve %28 dir, (Şekil 6). Bu fark İYBDY'nin D1 ve D2 deprem düzeyleri etkisi altında yapılardan kesintisiz kullanım performansını hedeflemesinden kaynaklanmaktadır. Diğer yandan İYBDY, DBYBHY'den farklı olarak performans düzeyleri için verilen kriterlerin aşılması durumunda eleman türüne ve aşan eleman sayısının toplam eleman sayısına oranı türünde bir kabul edilebilir oran tanımlamamaktadır. İYBDY ile uyumlu olması bakımından DBYBHY için de hemen kullanım performans seviyesi hedef alındığında, binanın bu performans düzeyini sağlamadığı anlaşılmaktadır.



Şekil 6. Mod birleştirme yöntemi İYBDY ve DBYBHY hasar yüzdelerinin karşılaştırılması.

- Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi sonuçları bakımından farklılıklar vardır. Bunların farklı olmasının temel nedeni İYBDY ilkelerinin göçme güvenliğini kontrol ederken, DBYBHY ilkelerinin hangi hasar aralığında olduğunu kontrol etmesinden kaynaklanmaktadır. Ayrıca DBYBHY ilkelerince hesaplanan hasar yüzdelerinin toplanarak kıyaslanması da bu sonuca nedendir. Bu yüzden DBYBHY ilkelerince "Göçme Bölgesi"ne geçen elemanlar ile İYBDY-D3 deprem düzeyi sonuçları kıyaslanmış ve Şekil 7'de verilmiştir. Bilindiği üzere DBYBHY tek bir düşey taşıyıcının bile göçme bölgesine geçmesi durumunda yapı performansını göçme öncesi durum olarak tanımlamakta olduğundan, perdeler arasından göçme bölgesine geçen elemanlar olması dolayısıyla binanın performansı 'göçme düzeyi' olarak belirlenmektedir.



Şekil 7. DBYBHY ile İYBDY'nce "Göçme Bölgesi"ne geçen eleman hasar yüzdelerinin karşılaştırılması.

- İYBDY ilkelerince değerlendirildiğinde, tasarım aşaması-II esaslarınca D1 ve D2 deprem düzeyleri etkisinde normal kuvvet ve eğilme momenti bakımından kapasitelerini aşan elemanlar olması dolayısıyla tasarımın yenilenmesi gerektiği sonucuna varılmaktadır. Benzer durum tasarım aşaması-III kurallarınca şekildeğiştirme üst sınır değerlerini aşan elemanlardan olması dolasıyla söz konusudur.
- Çözümlemeler sırasında Şekil 4b'den de görülebileceği üzere bazı sayısal hatalar ile karşılaşılmış olup, nonlineer çözüm ile ilgili parametrelerin değiştirilmesiyle de uygun sonuç elde edilememiştir. Bu nedenle, özellikle doğrusal olmayan dinamik analizde kullanılacak olan bilgisayar programının seçimi bir önemli problemdir. Ayrıca bu çalışmada binaya uygulanılan t_d=25s süreli yer hareketi etkisinde çözümlemelerin bir adedi 6.5 saat sürmekte olup, İYBDY esaslarınca bir adet deprem takımı (aynı anda iki dik doğrultuda yer hareketinin etkimesi) etkisinde çözümleme ise 12 saat gibi bir zamanda tamamlanmaktadır. Bu inceleme kapsamında 28 adet doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

Başot, T., 2010. Betonarme yüksek bir binada DBYBHY ile İYBDY ilkelerinin doğrusal olmayan dinamik çözümleme ile karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Maya Basın, İstanbul.

Hasgür, Z., 2009. Betonarme kesit özelliklerinin hesabı için bilgisayar programı Kesdon ve Kesdong, İTU, İnşaat Mühendisliği Bölümü.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği Taslak Versiyon-IV, 2008. İstanbul Büyükşehir Belediyesi İmar Müdürlüğü, İstanbul.

Papageorgiou, A., Halldorsson, B. and Dong, G., 2000. TARSCTH (Target Acceleration Spectra Compatible Time Histories), Engineering Seismology Laboratory (ESL) at the State University of New York at Buffalo

SAP 2000 and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, 1976-2009. Computers and Structures Inc. Berkeley

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

X-Tract Cross-Section Analysis Program, 2007. TRC & Charles Chadwell, Ph. D., P. E., USA.

BURULMA DÜZENSİZLİĞİNE SAHİP BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞININ ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

Yasin Fahjan[1], Cüneyt Tüzün[2], Mehmet Nuray Aydınoğlu[2]
[1]Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Bölümü
[2]Kandilli Rasthanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Bölümü
Haberleşme: Cüneyt Tüzün, cuneyt.tuzun@boun.edu.tr

ÖZET

Son yıllarda yapıların deprem performansının belirlenmesi için çok sayıda doğrusal olmayan yöntem geliştirilmiştir. Ayrıca söz konusu yöntemler her geçen gün patikte uygulanma alanı bulmaktadır. Çeşitli açılardan zorluklar içeren zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize göre uygulaması daha kolay olan bu yöntemeler bazı kabuller içermektedir. Geliştirilen bu yöntemlerin özellikle burulma düzensizliği olan yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılması sırasında dikkat edilmesi gereken noktalar bulunmaktadır. Burulma düzensizliği olan yapıların davranışına birden fazla modun etkili olduğu bilinen bir gerçektir. Söz konusu yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılacak analiz yönteminin birden fazla modu dikkate alınması gereklidir. Son yıllarda uygulamaya geçen ve çok modlu itme analiz yöntemlerinden biri olan Artımsal Mod Birleştirme Yönteminin burulma düzensizliği olan yapıların deprem performansının belirlenmesinde etkin bir şekilde kullanılabileceği düşünülmektedir. Bu amaçla burulma düzensizliği olan çeşitli betonarme binalar söz konusu analiz yöntemi ile incelererek çeşitli tepki parametrelerinin değişimi incelenmiştir. Seçilen belirli sayıda yer hareketi kaydı kullanılarak aynı binalar için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz gereçekleştirilmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda Artımsal Mod Birleştirme Yönteminin burulma düzensizliğine sahip binaların deprem performansının belirlenmesindeki yeterliliği ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Burulma düzensizliği, Artimsal Mod Birleştirme Yöntemi (ARSA), doğrusal olmayan yapılsa analiz

ABSTRACT

During last decade a number of nonlinear analysis procedures have been introduced for seismic performance evaluation of structures. Additionally these procedures are being used in structural engineering practice in an increasing fashion. Although the proposed procedures have some advantages in application process compared to nonlinear response history analysis, they involve some major assumptions. Especially aforementioned procedures have some major limitations in seismic performance evaluation of torsionally irregular structures
It is well known fact that the response of a torsionally irregular structure is governed by more than one mode. As such, the nonlinear procedure to be used in seismic performance evaluation of this kind of structures should consider multi- mode effect in the analysis process. As one of the multi mode nonlinear analysis tools developed in recent years, Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) procedure is capable of capturing higher mode effects in torsionally irregular structures. In order to investigate this capability of IRSA method a number of reinforced concrete buildings with torsional irregularity have been analyzed. The results of response parameters obtained by nonlinear response history analysis have been compared. Depending on the results of the comparison, efficiency of Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) method in performance evaluation of torsionally irregular buildings is evaluated

Keywords: torsional irregularity, Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) , nonlinear response history analysis

GİRİŞ

Özellikle geçtiğimiz 10 yıl içinde deprem mühendisliğinde meydana gelen gelişmeler sonucunda yapıların deprem etkisi altındaki davranışının değerlendirilmesi konusunda bir çok nonlineer analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Ayrıca söz konusu yöntemler çeşitli ülkelerin deprem yönetmeliklerine girerek mühendislik uygulama alanında artarak yer bulmaktadır. Mühendislik uygulamalarında kullanımı sırasıdan bazı noktalara dikkat edilmeden yapılan uygulamalar son derece hatalı sonuçların elde edilmesine yol açmaktadır. Günümüzde yeni yapılacak yapıların tasarımından çok mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi amacı ile kullanılan bu yöntemler bazı durumlarda yetersizlik içerrmektedir. Söz konusu yetersizliklerin en önemlisi yapısal davranışın birden fazla mod tarafından kontrol edildiği durumlarda yüksek mod etksinin dikkate alınamamasıdır. Söz konusu yetersizliğin ortadan kaldırılması için çeşitli araştırmacılar tarafıdan değişik yöntemler öne sürülmüştür. Bunlardan önemli olan çalışmalar Gupta ve Kunnath (2000), Chopra ve Goel (2001), Antoniou vd (2002), Elnashai (2002) ve Aydınoğlu (2003) olarak sayılabilir.

Özellikle mevcut yapılarda çok fazla karşılaşılan burulma düzensizliğinin mevcut olması durumunda klasik olarak nitelendirilebilecek yüksek modların etkisinin dikkate alınmadığı yöntemlerin kullanılması çeşitli hataları beraberinde getireceği açıktır. Çok modlu davranışı dikkate alan yöntemlerden biri olan "Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi" söz konusu yetersizliği ortadan kaldıracağı düşüncesi ile burulma düzensiliğibe sahip binaların deprem performanısının belirlenmesinde kullanılması düşünülmüştür. Bu amaçla seçilen burulma düzensizliğine sahip betonarme yapılar üzerinde analizler yapılmış ve elde dilen sonuçlar "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz" sonuçları ile karşılaştırılarak önerilen yöntemin söz konusu yapılarda kullanılabilirliği araştırılmıştır.

BURULMA DÜZENSİZLİĞİ OLAN YAPILARI DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Problemin Tanımlanması

Mühendislik pratiğinde sık karşılaşın bir sorun olan burulma düzensiliği gerek binalardaki kütlenin dağılımından gerekse düşey taşıyıcıların plandaki dağılımında kaynaklanan bir sorundur. Mevcut yapı stoklarında oldukça fazla karşılaşılan bu durumda binaların deprem güvenliğinin tek moda dayalı doğrusal olmayan itme analizleri ile belirlenmesi oldukça sakıncalıdır. Bina tek katlı bile olsa burulma düzensizliğine sahip olması söz konusu binanın deprem davranışına birden fazla modun etki ettiğini gösterir ve birden fazla modun dikkate alan bir analiz yöntemi kullanılması zorunludur.

Konu İlgili Çalışmalar

Dünyada söz konusu problem ile ilgili olarak birçok araştırmacı konuyu ele almıştır. Literatürde mevcut değişik çok modlu itme analizi yöntemleri kullanılarak yapılan çalışmalarda burulma düzensizliğine sahip binaların deprem davranışının belirlenemesi için farklı önerile sunmuşlardır. Fajfar vd (2005) binaların deprem davranışının itme analizine dayalı yöntemler ile incelenmesi konulu çalışmalarında söz konusu yapıların analizi için bir prosedür önermiştir. Ayrıca Fajfar vd (2005) burulma düzensizliğine sahip yapıların iki eksenli deprem etkisi altında davranışını incelemişlerdir. Yine Fajfar vd (2006) burulma düzensizliği olan yapıların deprem performansının litratüre kendisi tarafından sunulan N2 yöntemi ile belirlenmesi için bir başka prosedür önermiştir. Chopra ve Goel (2004) ise yaptıkları çalışmada burulma düzensizliği olan binaların deprem taleplerinin belirlenmesi için çok modlu bir itme analizi prosedürü önermişlerdir. Erduran (2008) ise yaptığı çalışmada az katlı burulma düzensizliği olan yapıların deprem davranışının belirlemesinde literatürde mevcut çok modlu itme analiz yöntemleri olan N2 ve MPA sonuçlarını değerlendirmiştir.

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Yukarıda söz edilen problemin üzerinden gelmek için kullanılbilecek yöntemlerden biri de "Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi" dir. Aydınoğlu (2003) tarafından geliştirilen yöntem temel olarak "modal kapasite diyagramları" adı verilen ve "modal histersis eğrileri" nin iskelet eğrileri olarka tanımlanan diyagramların elde edilmesine dayanmaktadır.
Yöntem birini izleyen plastik mafsal oluşumu arasıdaki her bir itme adımında lineer davranış gönsteren taşıyıcı sistemde, modal analiz çerçevesinde mod birlerştirme kuralının kullanılmasını ve böylece spektrum analizinin artımsal olarak uygulanmasını öngörmektedir. Bu nedenle her bir itme adımında sistemde söz konusu adım öncesinde meydana gelen tüm plasitk mafsalların dikkate alındığı serbest titreşim analizi yapılmasını gerekmektedir.
Çok serbestlik dereceli bir taşıyıcı sistemde (i-1)'inci ve (i)'inci palstik mafsal oluşuöu arasındaki tipi bir (i)'inci itme adımında, yerdeğiştirme vektörü artımında n'inci modun katkısı aşağıdaki bağıntıda verildiği şekilde ifade edilebilir.

$$\Delta \mathrm{u}_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})} = \Psi_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})} \Gamma_{xn}^{(i)} \Delta d_n^{(i)} \tag{1}$$

Burada $\Delta u_n^{(i)}$ yerdeğiştirme vektörü artımını, $\Psi_n^{(i)}$ (i)'inci tme adımındaki palstik mafsallar gözönüne alınarak hesaplanan serbest titreşim mod şekli vektörü, $\Gamma_{xn}^{(i)}$ x doğrultusunda etki eden deprem gözönüne alınarak hesaplanan katkı çarpanı, $\Delta d_n^{(i)}$ ise aynı moddaki modal yerdeğiştirme artımını göstermketedir.

$$\Delta d_n^{(i)} = d_n^{(i)} - d_n^{(i-1)} \tag{2}$$

Denklem (2)'de tanımlanan yerdeğiştirme vektörü artımına karşı gelen eşdeğer deprem yükü vektörü artımı ise aşağıdaki ifade ile gösterilebilir.

$$\Delta f_{sn}^{(i)} = \mathrm{M}\, \Psi_n^{(i)} \Gamma_{xn}^{(i)} \Delta a_n^{(i)} \tag{3}$$

Burada $\Delta f_{sn}^{(i)}$ eşdeğer deprem yükü vektörü artımını, M kütle matrisini, $\Delta a_n^{(i)}$ ise modal sözde-ivme artımını göstermektedir. Modal yerdeğiştime artımı ile modal sözde*ivme artımı arasındaki ilişki aşağıdaki bağıntıda verilmiştir.

$$\Delta a_n^{(i)} = (\omega_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})})^2 \Delta d_n^{(i)} \tag{4}$$

Burada $\omega_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})}$, (i)'inci adımdaki palstik mafsallar gözönüne alınarak hesaplanan serbest titreşim frekansıdır. Buna göre, n'inci moda ait kapasite diyagramının tipik (i)'inci itme adımındaki eğimi $(\omega_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})})^2$ 'ye eşittir. Denklem (1) ile tanımlanan yerdeğştirme artımı aşağıdaki denkelm ile iefade edilebilir.

$$\Delta \mathrm{u}_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})} = \overline{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})} \Delta d_n^{(i)} \tag{5}$$

Burada $\overline{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})}$ modal yerdeğiştirme artımının birim değerine karşı gelen yerdeğiştirme vektörünü göstermektedir.

$$\overline{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{i})} = \Psi_n^{(i)} \Gamma_{xn}^{(i)} \tag{6}$$

Bu durumda herhangi bir davranış büyüklüğü, örneğin herhangi bir kesitteki eğilme momenti, herhangi bir katın göreli ötelemesi veya palstik mafsal dönmesi gibi biyüklüklere n'inci modun katkısı aşağıdaki denklem ile ifade edilebilir.

$$\Delta r_n^{(i)} = \overline{r}_n^{(i)} \Delta d_n^{(i)} \tag{7}$$

Burada $\overline{r}_n^{(i)}$, Denklem (6)'da tanımlanan $\overline{u}_n^{(i)}$'den meydana gelen davranış büyüklüğünü ifade etmektedir. Nonlinerr çok modlu itme analizinde en önemli nokta herbir itme adımında farklı modlardaki modal büyüklüklerin göreli değerlerinin ölçeklendirilmesidir. Artımdal Mod Birleştirme Yöntmeminde bu işlem modal yerdeğiştirmeler kullanılarak yapılmakta ve her bir itme adımına karşılık gelen nonlineer spektral yerdeğiştirmelerden yararlanılmaktadır.

$$\Delta d_n^{(i)} = F^{(i)} (S_{din}^{(i)} - d_n^{(i-1)}) \tag{8}$$

Burada $\Delta d_n^{(i)}$ (i)'inci itme adımındaki modal yerdeğiştirme artımını, $F^{(i)}$ aynı adımda bütün modlar için sabir olan ölçek katsayısını, $d_n^{(i-1)}$ bir önceki itme adımı sonundaki modal yerdeğiştirmeyi, $S_{din}^{(i)}$ bir önceki adım sonunda oluşmuş bulunan plastik mafsallar gözönüne alınarak elde edilen maksimum modal yerdeğiştirmeyi göstermektedir. Denklem (8)'de tanımlanan ölöeklendirme bağınıtısı yerine herbir itme adımında n'inci modda meydana gelen modal yerdeğiştirme artımı cinsinden ifade edilebilir. Bu durumda Denklem (8) yerine aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

$$\Delta d_n^{(i)} = \lambda_n^{(i)} \Delta d_1^{(i)} \tag{9}$$

Bu bağıntıdaki $\lambda_n^{(i)}$ modlar arası göreli ölçeklendirme katsayısı olarak adlandırılır ve aşağıdaki denklem ile tanımlanır.

$$\lambda_n^{(i)} = \frac{S_{din}^{(i)} - d_n^{(i-1)}}{S_{di1}^{(i)} - d_1^{(i-1)}} \tag{10}$$

Yukarıda verilen Denklem (9)'dan yararlanılarak (i)'inci itme adımında oluşan herhangi bir davranış büyüklüğü için yazılmış olan denklem sadece birinci moddaki modal yerdeğiştirme artımı cinsinden aşağıdaki denlem ile ifade edilebilir.

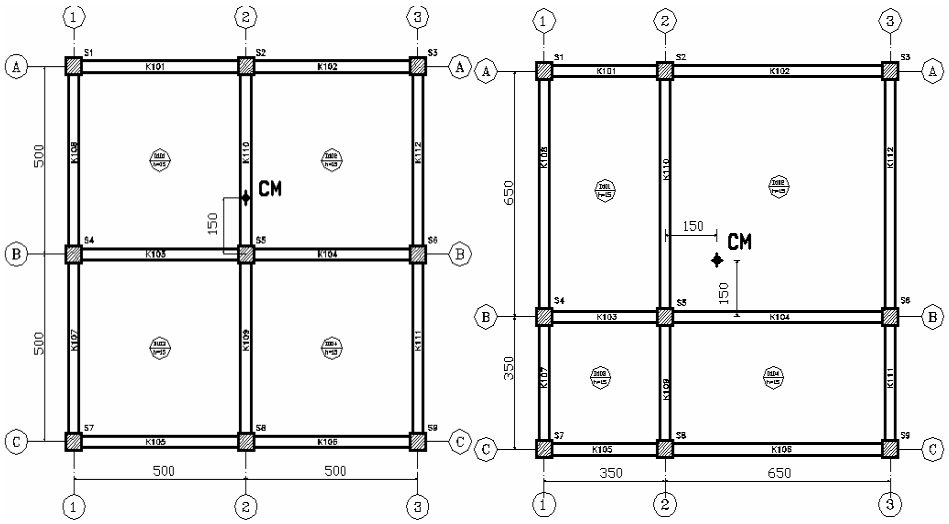
$$\Delta r_n^{(i)} = \overline{r}_n^{(i)} \lambda_n^{(i)} \Delta d_1^{(i)} \tag{11}$$

Yöntemin son aşaması belirli bir sayıda mod adedi dikkate alınarak yapılan spektrum analizi sonucu her mod için elde edilen davranış büyüklüklerinin literatürde bulunan herhangi bir mod birleştirme kuralı kullanılarak birleştirilmesidir.

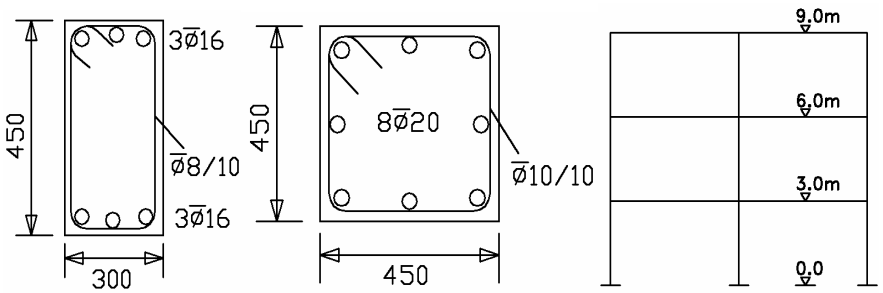
Analizde Kullanılan Yapısal Sistemler

Burulma düzensizliğine sahip binaların deprem davranışının Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile değerlendirilmesi amacı ile iki tip betonarme sistem seçilmiştir. Her ikisi de betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip binaların birincisi simetrik olup kütlenin bir doğrultuda kaydırılması sonucu burulma düzensizliği yaratılan "tek yönlü eksantrik", ikinci ise taşıyıcı sistem elemanların her iki doğrultuda yerdeğiştirilmesi ile elde edilen "iki yönlü eksantrik" binalardır. Söz konusu binalar 3 katlı olup her iki türe ait tipik kalıp planı , boy kesit ve betonarme eleman donatı detayları aşağıdaki şekilde verilmiştir. Söz konusu yapı sistemlerinde CM ile belirtlen nokta "Kütle

Merkezi", a-a aksındaki kenar "Rijit Kenar (SS)", c-c aksındaki kenar ise "Esnek Kenar (FS)" olarak adlandırılmıştır.



Şekil 1. Tek yönlü eksantrik (Model-1) ve iki yönlü eksantrik (Model-2) modellerin kalıp planı

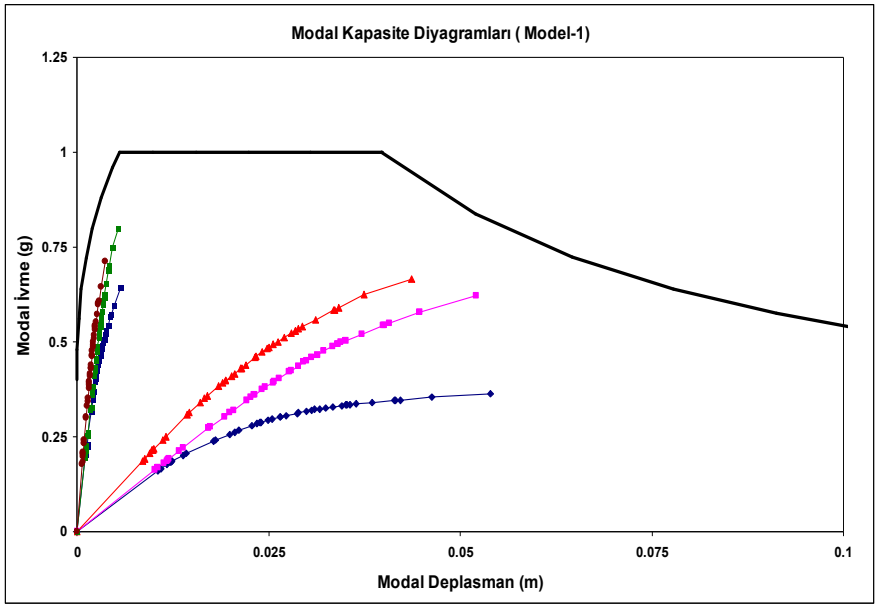


Şekil 2. Eleman betoname detayları ve bina boy kesiti

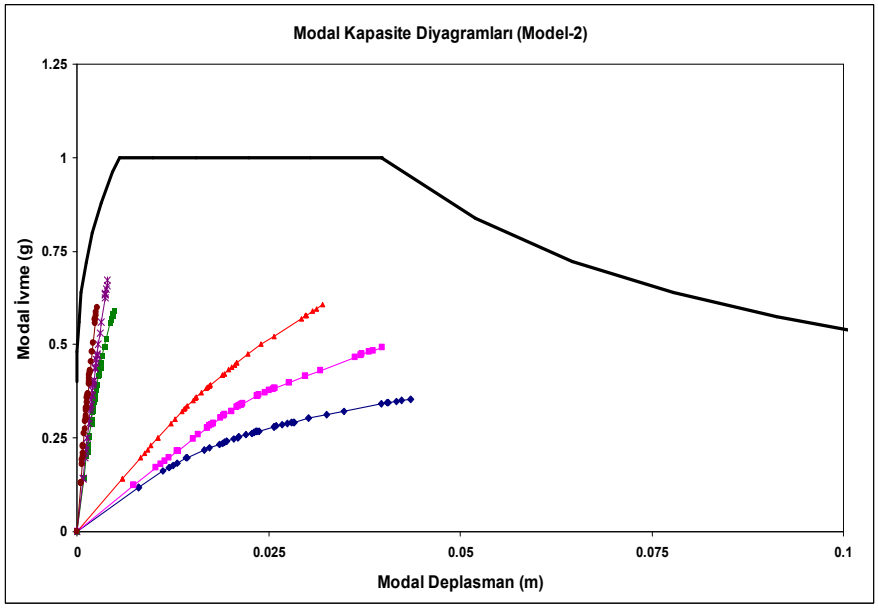
Yapısal Analiz

Burulma düzensizliğine sahip binaların deprem performansının Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile değerlendirilmesini amacı ile yukarıda detayları verilen sistemlerdeki belirli parametreler "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz" ve "Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi" ile ayrı ayrı analiz edilerek incelenmiştir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler mevcut kuvvetli yer hareketi veri bankalarından sağlanan 10 adet yer hareketlerinin frekans alanında yapılan ölçeklendirmesi ile simüle edilerek elde edilmiştir. Söz konusu kuvvetli yer hareketleri DBYBHY 2007'de tanımlanan 1. derece deprem bölgesi, Z2 zemin türü için verilen spektruma uyacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Artımsal Mod Birleştirilmesi Yöntemi ile yapılan analizlerde ise incelenen sistemlerin 6 modu dikkate alınarak yönetmelikte belirtilen spektrum kullanılmıştır. Söz konusu analizlerde her mod için hesaplanan modal kapasite diyagramları her iki model için aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



Şekil 3. Model-1 analizi sonucu elde edilen modal kapasite diyagramları



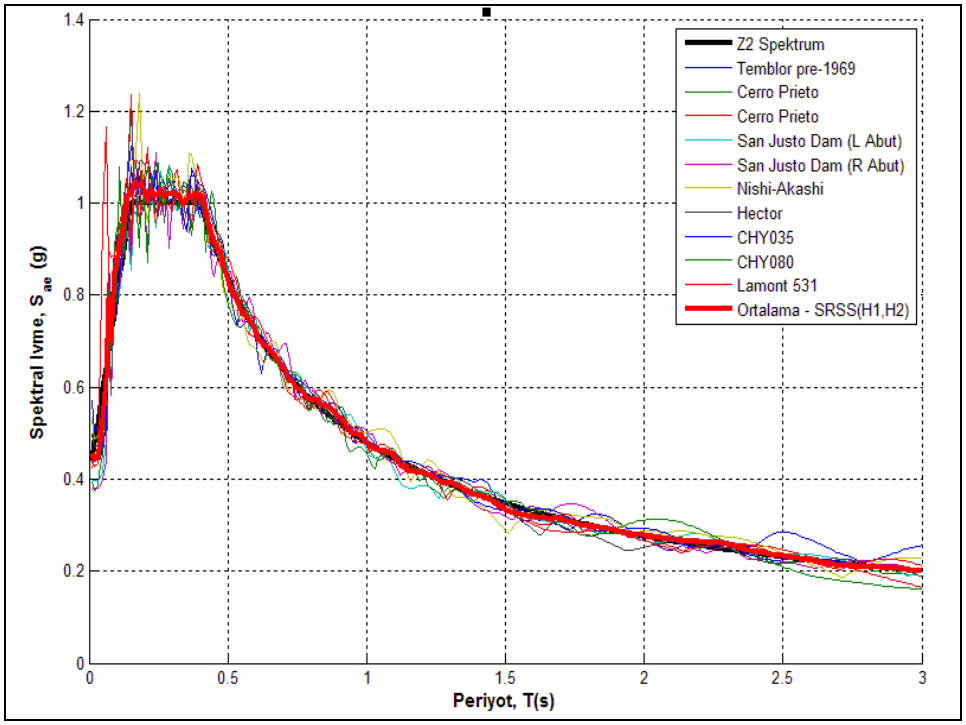
Şekil 4. Model-2 analizi sonucu elde edilen modal kapasite diyagramları

Söz konusu doğrusal olmayan analizlerde kullanılan yapısal sistemlerin nonlineer matematisel modellerinde plastik mafsal hipotezi kullanılmıştır. Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların birleşim bölgelerinde tanımlanan plastik mafsallar elasto-plastik davranışa sahip olarak modellenmiştir. Yapısal analizlerde zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesaplamalarda RUAUMOKO (Carr 2004) sonlu elemanlar programı, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi için ise söz konusu yöntem için özel olarak yazılan program kullanılmıştır.

Analizlerde kullanılan kuvvetli yer hareketlerinin orjinal kayıtlarına ait bilgiler aşağıdaki tabloda verilmiştir. Ayrıca aynı yer hareketlerinin simüle edilmiş hallerinin spektrumu ile yönetmelikte verilen spektrum ile karşılaştırması aşağıdaki diğer şekilde verilmiştir.

Tablo 1. Kuvvetli yer hareketi kayıtları özellikleri

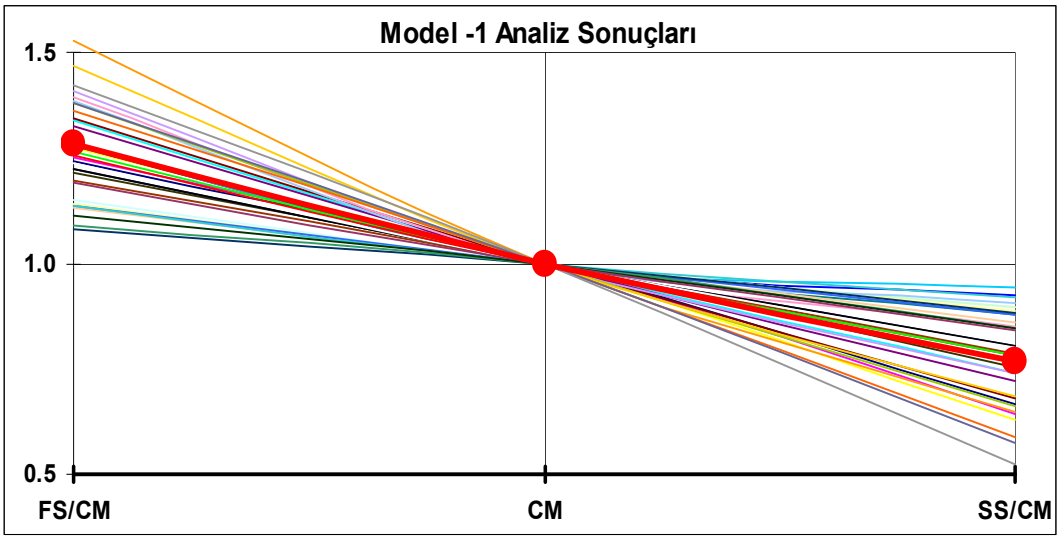
Kayıt Adı	Yıl	İstasyon Adı	Büyüklük (Mw)	Uzaklık (km)	Zemin Sınıfı
Parkfield	1966	Temblor pre-1969	6.2	40.26	C
Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.5	24.82	C
Victoria, Mexico	1980	Cerro Prieto	6.3	33.73	C
Morgan Hill	1984	San Justo Dam (L Abut)	6.2	57.74	C
Morgan Hill	1984	San Justo Dam (R Abut)	6.2	57.74	C
Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	6.9	8.70	C
Hector Mine	1999	Hector	7.1	26.53	C
Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY035	6.2	25.67	C
Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY080	6.2	14.51	C
Duzce, Turkey	1999	Lamont 531	7.1	27.74	C



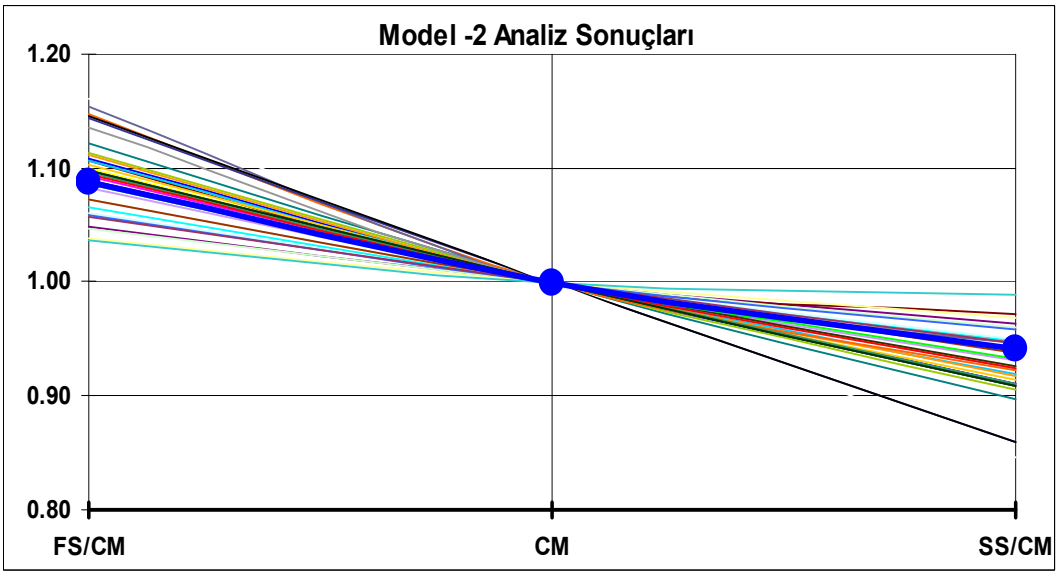
Şekil 5. Simüle edilen yer hareketlerine ait ivme spektrumu ve DBYBHY 2007 Z2 ivme spktrumu

Yapısal Analiz Sonuçları

Yapılan analizler sonucunda değerlendirilen parametrelerden ilki yukarıda tanımlanan "rjit kenar" da meydana gelen yatay yerdeğiştirme (Δ_{SS}) ve "esnek kenar" da meydana gelen yatay yerdeğiştime (Δ_{FS})" değerlerinin deprem etki yönünde "kütle merkezi" nde meydan gelen yatay yerdeğiştirmeye göre normalize edilerek elde edilen parametredir. Diğer bir değiş ile "Δ_{SS} / Δ_{CM}" oranı ile "Δ_{FS} / Δ_{CM}" oranları her iki model ve tüm yer hareketleri için hesaplanmış ve aşağıdaki grafiklerde yatay eksen SS (rijit kenar), CM (kütle merkezi) ve FS (esnek kenar) konumlarına karşılık gelen normalize değerler sunulmuştur. Söz konusu şekillerde kalın çizgi ile tüm analizlerden elde edilen sonuçların ortalamasını göstermektedir.

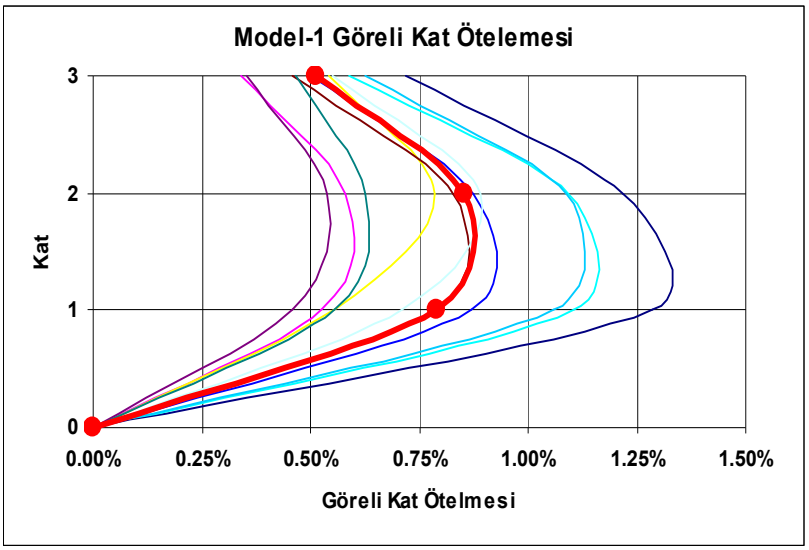


Şekil 6. Model-1 için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları

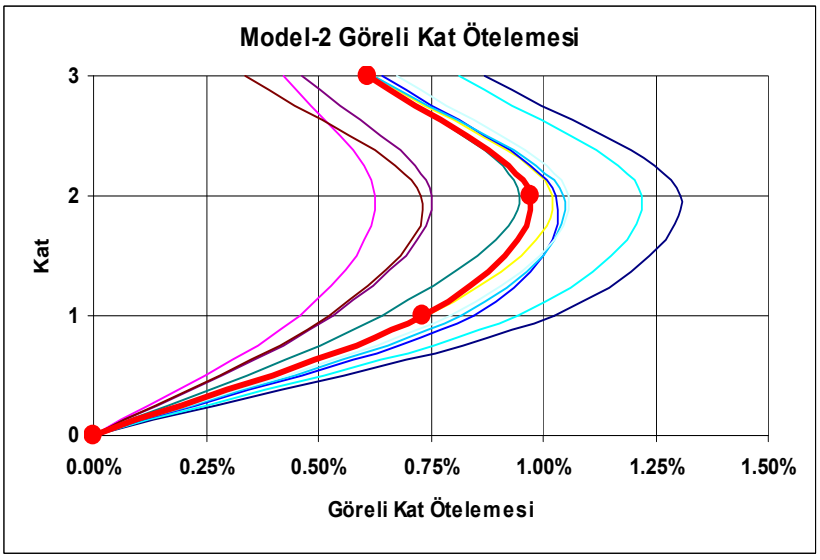


Şekil 7. Model-2 için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları

Ayrıca söz konusu analizler sonucunda meydana gelen en büyük göreli kat ötelemesi değerlerinin değişimi her iki model için aşağıdaki grafiklerde sunulmuştur. Söz konusu şekillerde kalın çizgi ile tüm analizlerden elde edilen sonuçların ortalamasını göstermektedir.

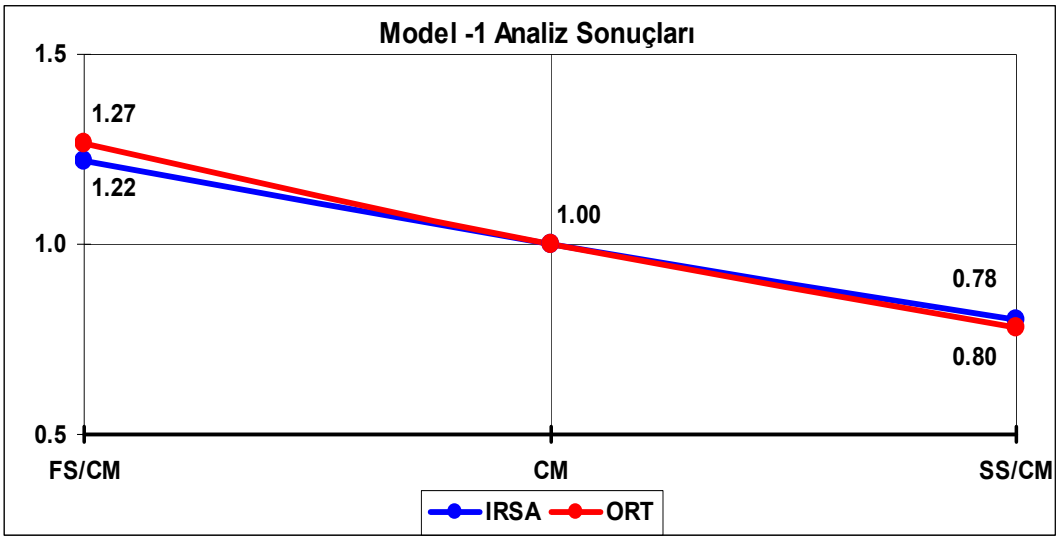


Şekil 8. Model-1 için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere ait göreli kat ötelemesi sonuçları

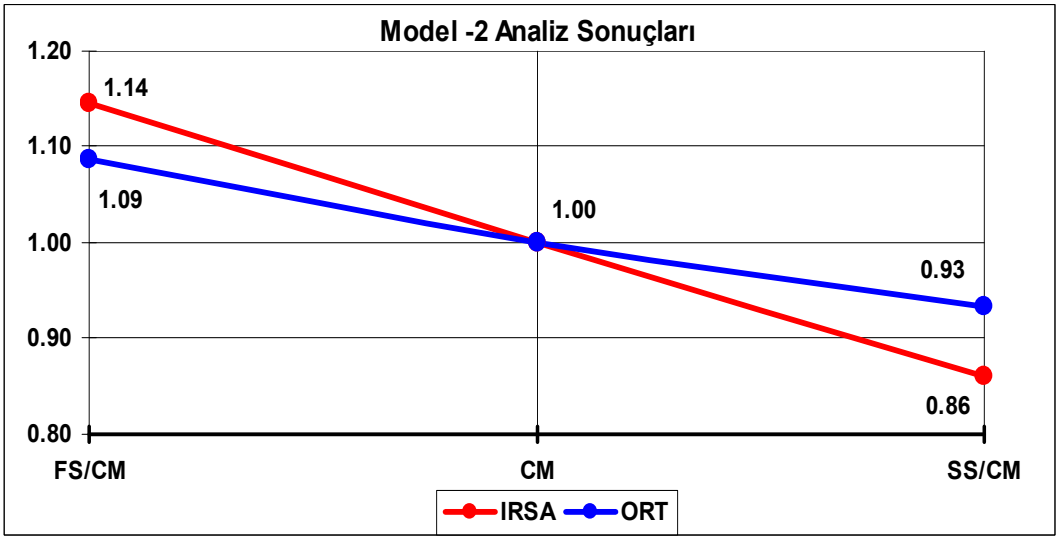


Şekil 9. Model-2 için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere ait göreli kat ötelemesi sonuçları

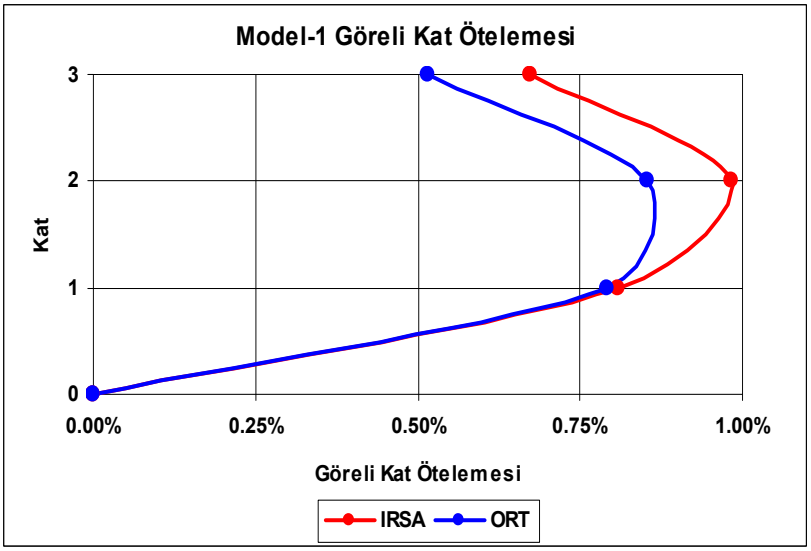
Burulma düzensizliğine sahip yapıların deprem performmansının değerlendirilmesinde "Artımsal Mod Birleştime Yöntemi" nin yeterliliğini belirlemek amacı ile "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz" sonuçlarını söz konusu yöntem ile karşılaştırma yoluna gidilmiştir. Yukarıda grafiklerde sunulan parametreler bir kez de söz konusu yöntem ile hesaplanmıştır. Her iki model için yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarının ortalaması DBYBHY 2007'de 1. derece deprem bölgesi Z2 sınıfı zemin için verilen spektrum kullanılarak hesaplanan değerler ile aşağıdaki şekillerde karşılaştırılmıştır.



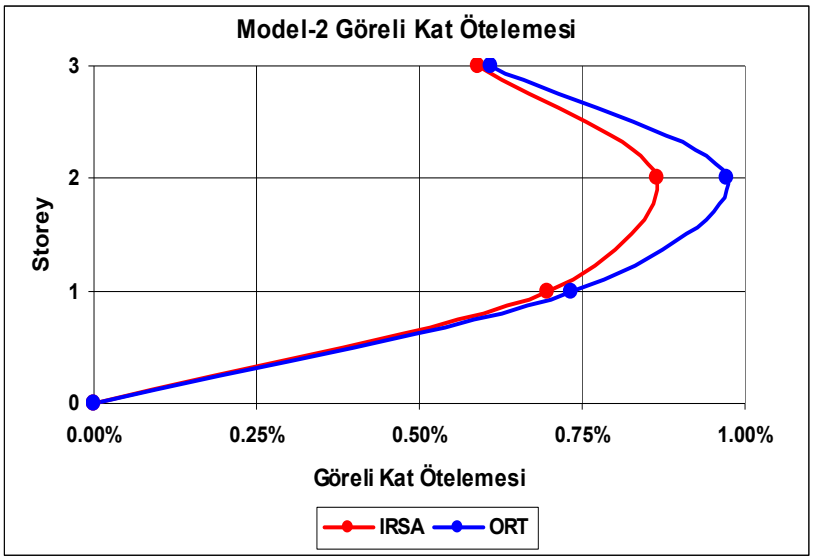
Şekil 10. Model-1 için ZTNA ve Artımsal Mod Spektrumu Yöntemi analiz sonuçları karşılaştırılması



Şekil 11. Model-2 için ZTNA ve Artımsal Mod Spektrumu Yöntemi analiz sonuçları karşılaştırılması



Şekil 12. Model-1 için ZTNA ve Artımsal Mod Spektrumu Yöntemi göreli kat ötelemsi sonuçları karşılaştırılması



Şekil 13. Model-2 için ZTNA ve Artımsal Mod Spktrumu Yöntemi göreli kat ötelemsi sonuçları karşılaştırılması

SONUÇ

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan ve artımsal mod birleştime yöntemi ile yapılan analizlerin sonucunda her iki türde burulma düzensizliğine sahip sistemlerde incelenen parametrelerin değişimi karşılaştırıldığında elde edilen sonuçların içinde kabul edilebilir yeterlilik sınırları içinde kaldığı söylenebilir. Diğer bir değişle Artımsal Mod Birleştirme yönteminin itme analizi sırasıdan yüksek modların yapının deprem davranışına etkisini dikkate alabilme özelliği oldukça iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.Ancak seçilen bu iki sistem üzerinden ele edilen sonuçlardan genel çıkarımlar yapmadan önce daha farklı taşıyıcı sistemler ve daha farklı burulma düzensizliği düeylerine sahip sistemlerin incelemesi gerekmektedir.

Sonuç olarak Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi mühendislik uygulama pratiğinde burulma düzensizliğine sahip sistemlerin itme analizinde kullanılabilecek bir yöntem olduğu söylenebilir.

KAYNAKLAR

Aydinoğlu M. N., (2003) "Yapıların deprem performansının değerlendirilmesi için artımsal spktrum analizi yöntemi", 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul

Carr, A.J., RUAUMOKO, Program for Inelastic Dynamic Analysis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2004

Specification for buildings to be constructed in seismic zones (2007) Ministry of Public Works and Settlement, Ankara

Gupta B, Kunnath S.K. (2000), "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", Earthquake Spectra, Vol. 16, 452-464

Chopra A. K., Goel R. K. (2001), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings", PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Center, University of Califronia Berkeley

Antoniou S., Rovithakis A., Pinho R. (2002)," Development and verification o a fully adaptive pushover procedure", Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No:822

Elnashai A.S., (2002) "Do we really neeed inelastic dynamic analysis?", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, 123-130

Fajfar P., Marusic D., Perius I. (2005), "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 6, 831-854

Fajfar P., Marusic D., Perius I., (2006), " The N2 method for asymmetric buildings", Proceedings of the First Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, Paper Number :539

Chopra A. K., Goel R. K., (2004) "A modal puskover analysis procedure to estimate seismic demands for un symmetric-plan buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, 903-927

Erduran E.(2008), "Assessment of current nonlinear static procedures on estimation of torsional effects in low-rise frame buildings", Engineering Structures, Vol. 30, 2548-2558

EN BÜYÜK SİSMİK YERDEĞİŞTİRMELERİN KALICI YERDEĞİŞTİRMELERDEN HESAPLANMASI

MAXIMUM SEISMIC DISPLACEMENTS EVALUATION FROM RESIDUAL DISPLACEMENTS

Chitzlal CHASAN[1] and George D. HATZIGEORGIOU[2]

ÖZET

Bu bildiride en büyük sismik yerdeğiştirmelerin kalıcı yerdeğiştirmelerden hesaplanmasına yönelik bir yöntem önerilmektedir. Bu kapsamlı çalışmada sekiz adet betonarme düzlemsel çerçevenin elastik olmayan davranışları RUAUMOKO analiz program kullanılarak incelenmiştir. Daha detaylı olarak iki tür çerçeve sistem incelenmişti. Bu türlerden ilk grubu (ÇErçeve A1, A2,A3ve A4) düşey ve yatay yükler içn EC2 ve EC8 kullanılarak, diğer grup (B1,B2,B3 ve B4) ise sadece düşey yüklere göre tasarlanmıştır. Söz konusu sistemler Artımsal Dinamik Analiz çerçevesinde değişik ölçeklendirme katsayılarına sahip biçok yapay kuvveti yer harket etkisi altında analiz edilmiştir. Yapılan çok sayıda parametrik çalışma sonucunda yapılarda kuvvetli yer hareketi sonrasında yerinde ölçülebilecek olan kalıcı deformasyonlardan en büyük yatay yerdeğiştirmelerin basit ve efektif bir şekilde değerlendirilmesinde kullanılacak amprik bağıntılar elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda kalıcı deformasyonların ölçülmesi ile deprem sonrası yapıların performans düzeylerinin değerlendirilmesinde etkin bir şekilde kullanılabileceği görülmüştür.
Anahtar Kelimeler: Sismik yapı davranışları, Kalıcı yerdeğiştirmeler,En büyük yerdeğiştirme

ABSTRACT

This paper presents an evaluation procedure of maximum seismic displacements from residual displacements. This extensive study examines the inelastic response of eight reinforced concrete (RC) planar frames where the RUAUMOKO analysis program has been used. More specifically, two families of frames are examined. The first one (Frames A1, A2, A3 and A4) has been designed for seismic and vertical loads according to Eurocodes 2 and 8 and the second family (B1, B2, B3, B4) has been designed for vertical loads only. These structures are subjected to numerous artificial ground motions examining different values of ground motions' scale, applying this way the Incremental Dynamic Analysis (IDA) technique. On the basis of extensive parametric studies, simple empirical equations are constructed for simple and effective evaluation of maximum seismic deformation from residual displacements, which can be measured in-situ after strong seismic events. It is found that the measure of residual deformation can be effectively used to evaluate the post-earthquake performance level of structures.
Keywords: *Seismic structural response, Residual displacement, Maximum displacements*

1. INTRODUCTION

The past four decades have seen a rapid development of knowledge in seismic analysis. Respectively, the evaluation of post-earthquake structural performance has recently received considerable attention in terms of safety assessment, maintenance and repair. Thus, the post-earthquake performance level of structures provides a very important source of information both for

[1] Department of Environmental Engineering, Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece, chitchas@env.duth.gr
[2] Department of Environmental Engineering, Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece, gchatzig@env.duth.gr

probable rehabilitation procedures and determination of structural response to probable oncoming aftershocks. In this respect, the dynamic characteristics of structures or their seismic response can be used to obtain one of the most important factors of structural performance, i.e., the damage index of the whole structure [1-3].

It should be recognized that residual deformations play an important role for the assessment of the seismic performance level of structures, as shown in Refs [4-10], which focus in quantifying and reducing residual displacements, mainly in a direct displacement-based design framework. After a strong ground motion, residual deformations can be measured in-situ using various methods of structural deformation measures such as the digital image correlation technique [11], the global positioning system (GPS) [12], or the usage of robotic theodolites (RTS) [13].

Toussi and Yao [14] and Stephens and Yao [15] introduced a qualitative classification of damage, which is based on the residual inter-storey drift ratio (IDR) of structures. However, the damage level is directly defined by the ultimate state and available ductility levels of the structure.

Thus, in the cases of a non-ductile and a ductile frame with the same residual IDR values, the corresponding damage levels are quite different. Therefore, it seems more appropriate to determine other than IDR important structural performance properties, such as the maximum displacements, which are directly related to damage and lead directly to the total IDR levels and the ductility demands[16]. Recently, Hatzigeorgiou et al. [17] examined the seismic response of SDOF structures and proposed a method for evaluation of maximum displacements from residual displacements.

This paper proposes a simple and effective method to evaluate the post-earthquake performance level of structures from their residual deformation. Two families of regular and vertically irregular (with setbacks) frames are examined. The first family of frames has been designed for seismic and vertical loads according to European codes while the second one for vertical loads only. These frames have been analyzed by RUAUMOKO program [18] while their design has been realized by Hatzigeorgiou and Liolios [19]. The proposed method provides simple empirical equations for evaluation of the maximum structural displacements as functions of residual deformations which can be measured in-situ after strong seismic events. These equations are constructed on the basis of an extensive parametric study concerning the determination of the seismic response of the aforementioned structures. Characteristic numerical examples illustrate the method and demonstrate its efficiency and applicability.

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURES

2.1 General description

Four structures (Family A—Frames: A1, A2, A3 and A4) are considered to represent low-rise (three-storey) and medium-rise (eight-storey) RC buildings for study. They consist of four typical beam–column RC frame buildings without shear walls, located in a high-seismicity region of Europe considering both gravity and seismic loads where a design/peak ground acceleration (PGA) of 0.2g and soil class B according to EC8 [20] are assumed. These structures have been designed for the following loading combinations [20, 21]:

a) $1.35G + 1.50Q$
b) $1.00G + \psi Q + 1.00E$
c) $1.00G + \psi Q - 1.00E$

where G, Q and E correspond to dead, live and earthquake loads, respectively and ψ is the combination coefficient for live load, assumed to be ψ=1.00 in this study.

Most of the existing reinforced concrete buildings were designed according to early seismic provisions or, sometimes, without applying any seismic provision. In order to examine such buildings designed for gravity only, another family of structures (Family B—Frames: B1, B2, B3 and B4) is also considered. Thus, this group has been designed only for the aforementioned first loading combination.

Families A and B have the same geometry and loads but they have different reinforcement. This paper, examining these families of structures, does not focus into a rigorous comparison between them

but mainly into the effect of multiple earthquakes on both of them. To address a more realistic and general problem, both regular and non-regular (with setbacks) frames have been examined.

Both the examined 3- and 8-storey buildings have 3 equal bays with total length equal to15 m. Typical floor-to-floor height is equal to 3.0 m, while for the first floor of the 8-storey buildings the height is equal to 4.0 m. The characteristic interior frames of these structures, as shown in Figs. 2–5, represent 2-D models of these buildings. The column and beam dimensions used in this study are typical frame element proportions in the existing buildings. The 3-storey buildings are 9.0 m in elevation. All their beams are 30 cm x 40 cm, all their columns are square with side 30 cm and the selected longitudinal reinforcement amount (number of bars and diameters in mm) and arrangement, is shown in Figs. 2 and 3. The 8-storey buildings are 25.0 m in elevation. All beams have width equal to 30 cm and height equal to 40–60 cm, all columns are square with side 30–40 cm and the selected longitudinal reinforcement, i.e., amount (number of bars and diameters in mm) and arrangement, is shown in Figs. 4-5. It is evident that the reinforcement amount for columns of Family A buildings is higher than that of Family B buildings. This difference has to do with the concept of capacity design, i.e., strong columns–weak beams. More specifically, the design of columns of Family A structures satisfies the following condition of §4.4.2.3 of EC8 [20], at all joints of beams with columns:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \tag{1}$$

where: $\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are the sums of the design values of the moments of resistance of the columns and beams framing the joint, respectively. This provision is waived at the top level of the examined buildings of Family A.

The behavior factors, q, for the seismic design of Family A buildings are compatible with the provisions of §5.2.2.2 of EC8 [20] and satisfy the ductility capacity medium (DCM) criteria. More specifically, regular buildings A1 and A3 have been designed for q=3.9, while buildings A2 and A4 for q=0.8x3.9=3.12, since according to the above mentioned provisions, for buildings which are not regular in elevation, the value of behavior factor should be reduced by 20%.

Reduced values of member moments of inertia, I_{ef}, were considered in the design to account for the cracking; for beams $I_{ef}=0.5I_g$ and for the columns $I_{ef}=0.9I_g$, where I_g is the moment of inertia of the corresponding gross section [22].

2.2 Nonlinear modelling

An inelastic structural multi-degree of freedom (MDOF) system with viscously damped force-deformation relationship is used to investigate the structural response for actual records. The dynamic equilibrium equation of these systems is given in incremental form: [23]

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + K^T u = -Ma_g \tag{2}$$

where M is the mass matrix, u the relative displacement vector, C the viscous damping matrix, K^T the tangent (inelastic) stiffness matrix, a_g the acceleration vector of the ground motion and the upper dots stand for time derivatives. The solution of the equation of motion has been performed using the RUAUMOKO program [18], which is an advanced program for seismic analysis of framed structures. More specifically, beam and column elements are modelled as nonlinear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of the beams and columns. On the beams, axial forces were assumed to be zero since all floors are assumed to be rigid in plan to account for the diaphragm action of concrete slabs. Characteristic input data for strength that are required by Ruaumoko [18] are the bending moment-axial force interaction diagrams for columns and bending strength values for beams. In this work and for each column and beam, a home-made program is used for the section modelling which is based on the fiber-modeling. It should be noted that for the entire group of analyses and members, the modified Takeda hysteretic model is adopted, which is shown in Fig. 1. The parameters of this model are

affected by the end resistances of beams and columns, which are obviously different for each family of structures resulting in different adopted hysteresis models. Thus, stiffness and strength degradation are taken into account in family B buildings, which exhibit descending stiffness after yielding. An explanation of these parameters and the shape of the hysteresis model are analytically presented in the Ruaumoko user manual by Carr [18].

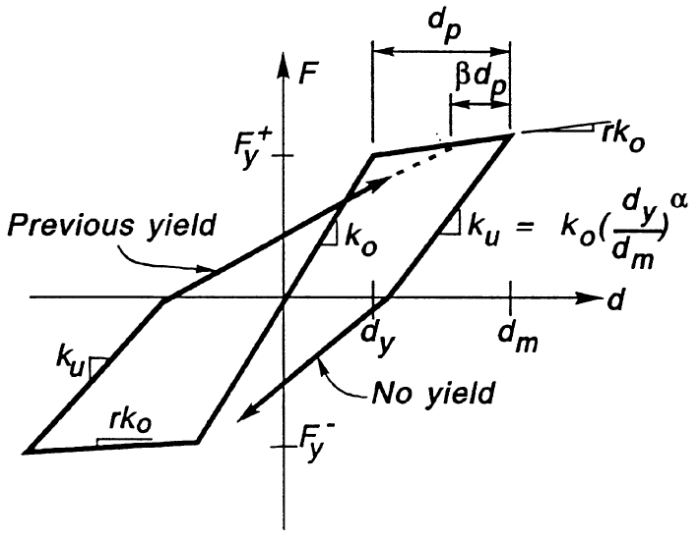


Fig. 1 The modified Takeda model (from [22])

Another critical parameter which is required has to do with the plastic hinge length to relate the rotation values with the curvatures. Several plastic hinge lengths have been proposed in the literature. In this work and without loss of generality, the simplest approach, which has been proposed by Paulay and Priestley [22], is adopted where the plastic hinge length, l_{ph} for each member is equal to half of its section's height, H, i.e.

$$l_{ph} = 0.5H \tag{3}$$

2.3 Description of longitudinal reinforcement amount and arrangement

Frames A1-B1 (Fig.2): the selected longitudinal reinforcement amount of the exterior columns of Frame A1 is 8∅18, for the interior columns is 8∅22. For all the beams of Frame A1 and Frame B1, the selected reinforcement amount of upper web is 5∅16, while the reinforcement amount of down web is 3∅16. The selected longitudinal reinforcement of all columns of Frame B1 is 8∅14.

Frames A2-B2 (Fig.3): the selected longitudinal reinforcement of the exterior columns of Frame A2 is 8∅18, for the interior columns 8∅22. For the beams of Frame A2 and Frame B2, the selected reinforcement amount of down web is 3∅16, however the reinforcement of upper web is different at the left and the right ends. The selected reinforcement amount of all columns of Frame B2 is 8∅14.

Frames A3-B3 (Fig.4): the selected longitudinal reinforcement of the exterior columns of Frame A3 is 8∅18, while for the interior columns is 8∅22. For all the beams of Frame A3 the reinforcement amount is 5∅16 / 3∅16. For the columns of first and second floor of Frame B3 the selected reinforcement is 8∅16, while for the others is 8∅14. For the beams of first, second, third and fourth floor of Frame B3 the selected reinforcement is 4∅16/3∅14, while for the others is 5∅16/3∅16.

Frames A4-B4 (Fig.5): the selected longitudinal reinforcement of the columns of Frame A4 is 8∅18. For all the beams of Frame A4 the reinforcement amount is 5∅16 / 3∅16. For the columns of

first and second floor of Frame B4 the selected reinforcement is 8∅16, while for the others is 8∅14. For the beams of first, second, third and fourth floor of Frame B4 the selected reinforcement is 4∅16/3∅14, while for the others is 5∅16/3∅16.

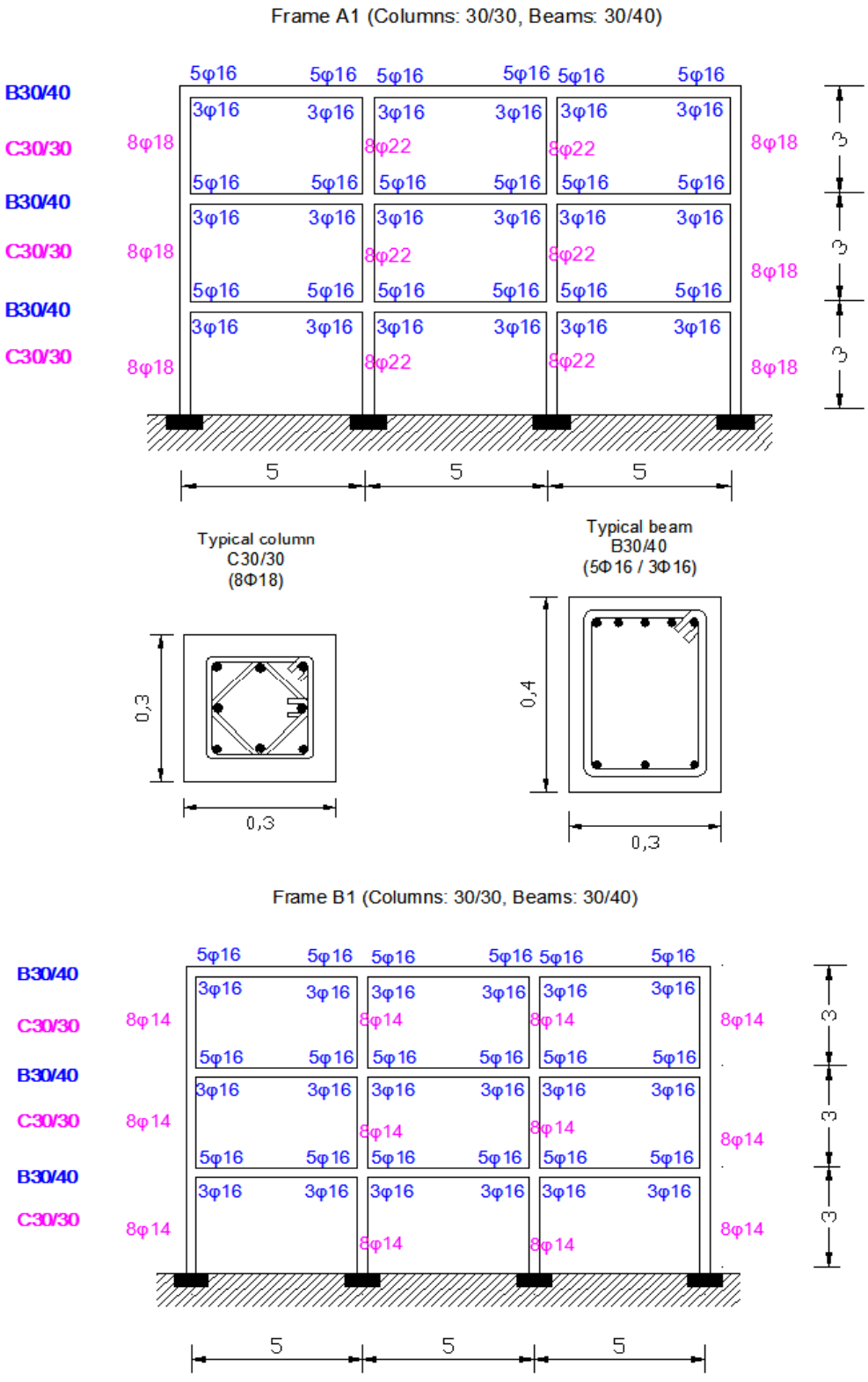


Fig. 2 Frames A1 and B1 properties

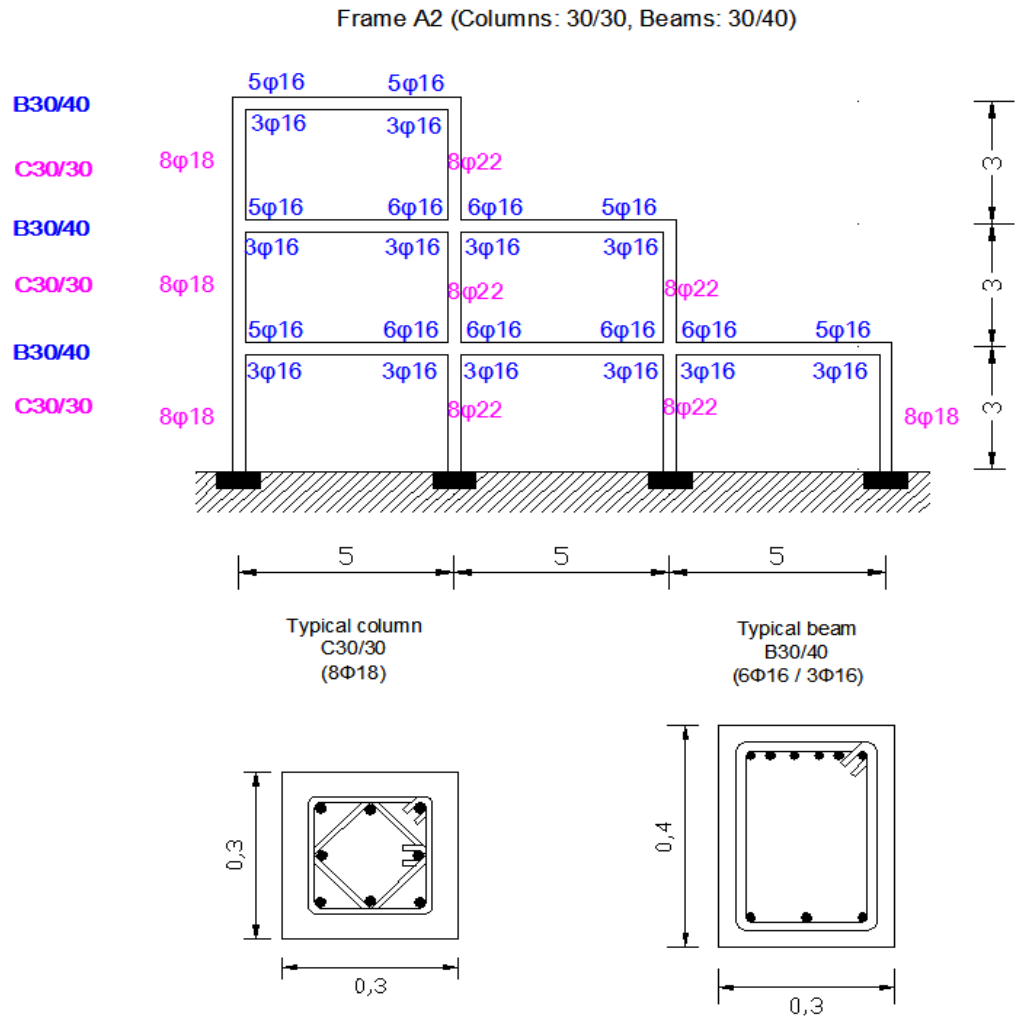


Fig 3. Frames A2 and B2 properties

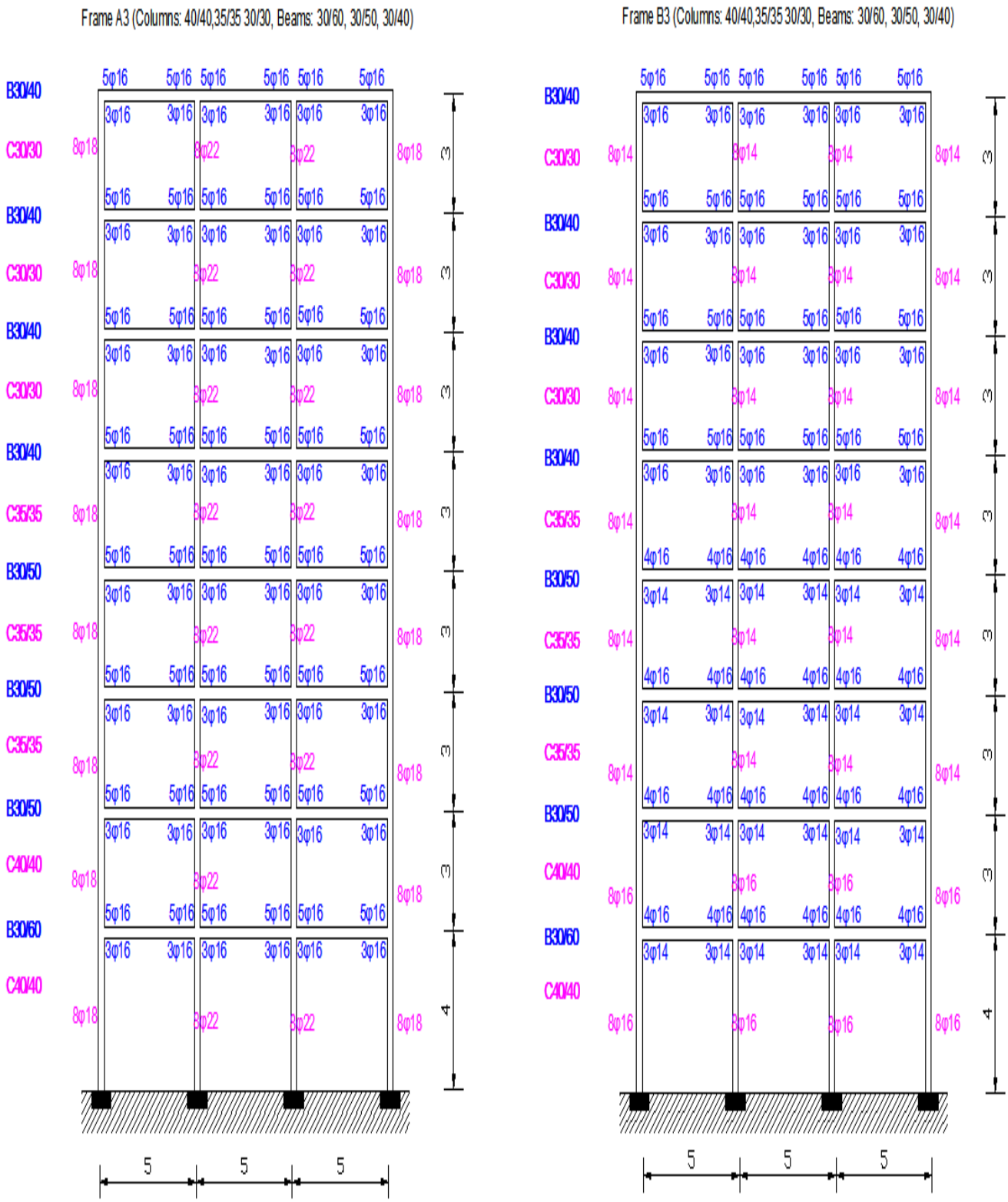


Fig 4. Frames A3 and B3 properties

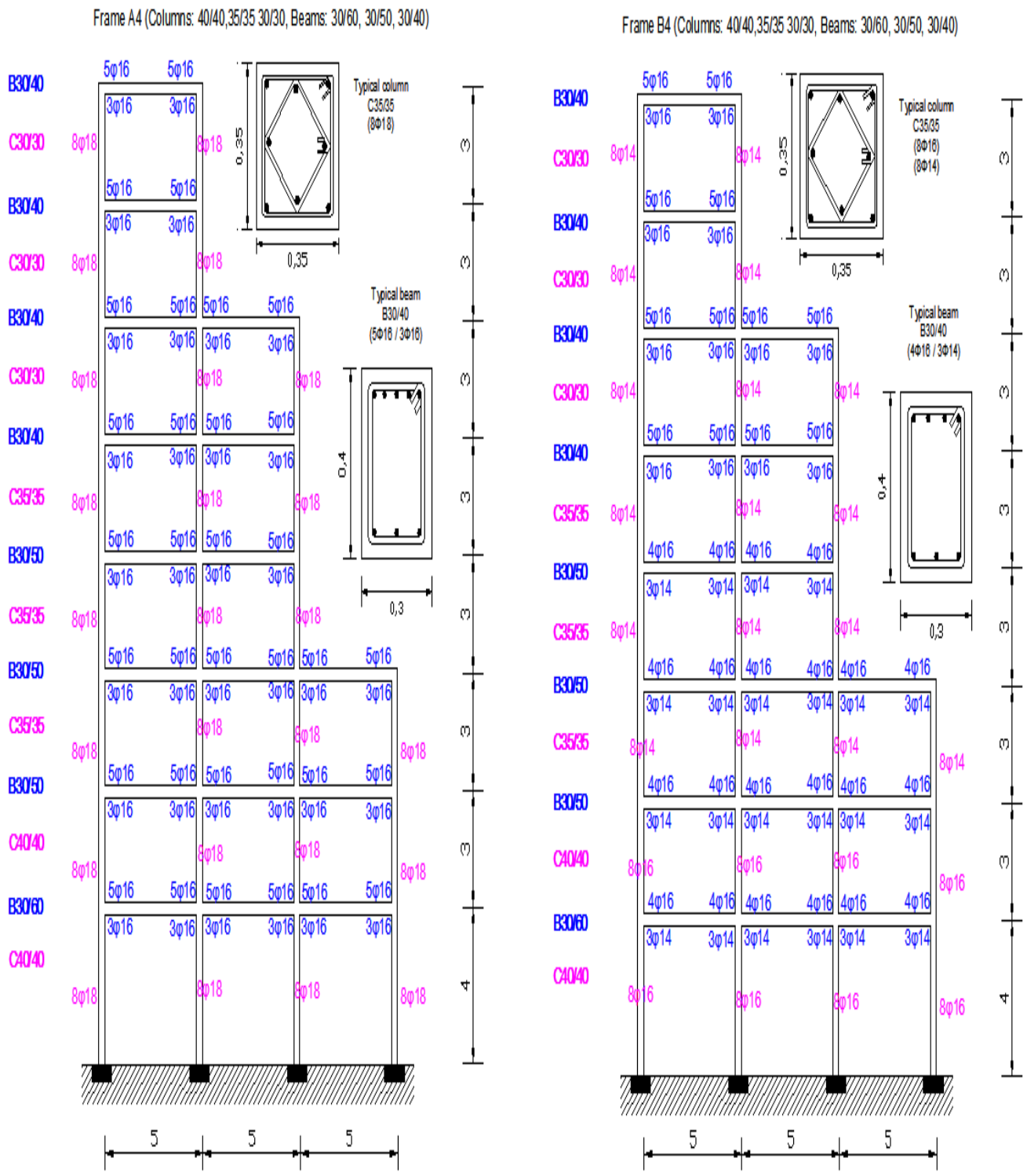


Fig 5. Frames A4 and B4 properties

3. SEISMIC INPUT

The strong ground motion database that has been used here consists of fifteen artificial seismic sequences. These records have been adopted to have fully compatibility with the design process, i.e., with Type 1 spectrum of EC8 [20], Soil B local conditions and PGA=0.2g, as shown in Fig. 6, and are generated by the specialized software SRP [24]. More specifically, this program requires the target spectrum and a real seismic record and provides with an artificial record which response spectrum is almost identical to the target one.

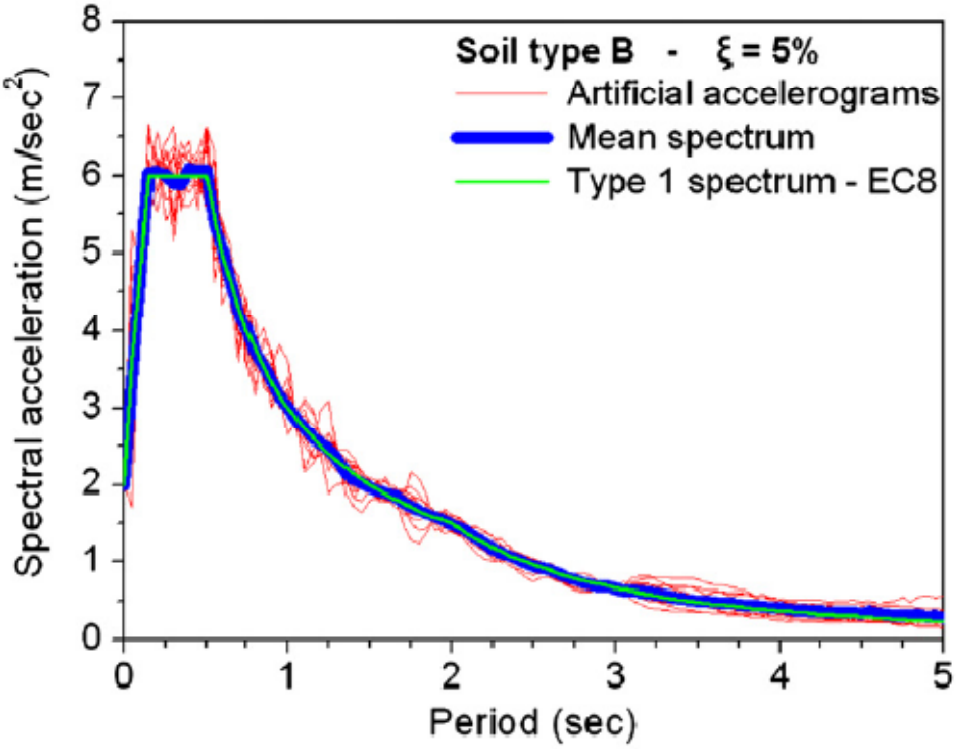


Fig 6. Response spectra of the examined seismic sequences

4. RESULTS

This study proposes a new method to evaluate the post-earthquake structural performance of RC frames. It focuses on the maximum displacements which are directly related to the IDR values and the ductility damage. The proposed method evaluates the maximum displacements from the residual displacements, which can be measured in-situ after a strong ground motion.

In terms of this study, two families of RC frames (Family A—Frames: A1, A2, A3 and A4) and (Family B—Frames: B1, B2, B3 and B4) are inquired, using the program RUAUMOKO [18]. Comprehensive analysis of the created databank is employed in order to derive significant conclusions. More specifically, this study focuses on the results which are related to residual and maximum displacements.

The eight aforementioned RC frames are subjected to fifteen different artificial ground motions and examined for eleven different values of ground motions' scale factors (0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5, 2.75, and 3.0). Thus, for each structure, 165 analyses have been provided (15accelerograms ×11 scale factors) and 1320 analyses for the whole gamut of the eight examined RC

frames. From the created databank of results, the analysis is focused on the maximum horizontal displacement of the top of each structure. The main object of this study is to provide simple empirical equations for the evaluation of the maximum structural displacements as functions of residual deformations. The last ones can also be measured in situ after an intense ground motion, as mentioned above. In this work, it is assumed that the maximum displacement can evaluated from the residual displacement in normalized form by

$$\frac{u_{\max}}{H} = a + b \cdot T + c \cdot \frac{u_{res}}{H} \tag{3}$$

where H and T are the total height and the fundamental period of each structure, respectively, while a, b and c are appropriate parameters which have been determined numerically to have the best fit for Eq.(3). These parameters appear in Table 1 where the correlation coefficient R^2 is also provided.

Table 1. Values of a, b and c parameters

	a	b	c	R^2
Regular frames A1, A3, B1, B3	0.000465	-0.00033	0.999981	0.948
Irregular frames A2, A4, B2, B4	0.000323	-0.00027	00.999981	0.899

Finally, is given the graphic representation of ratio of maximum displacement by the height as function of ratio of residual displacement by the height, for regular and vertically irregular frames, as shown in Figs. 7-8.

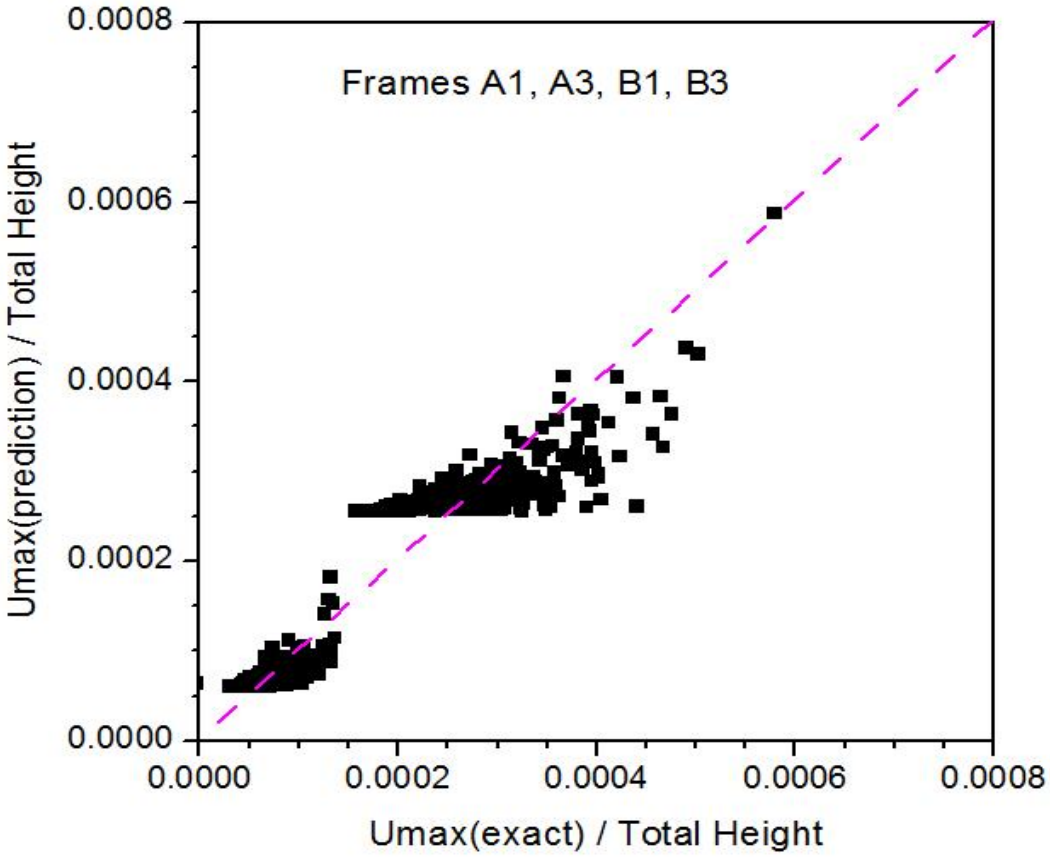


Fig 7. Evaluation of maximum displacements for regular frames: 660 dynamic inelastic analyses

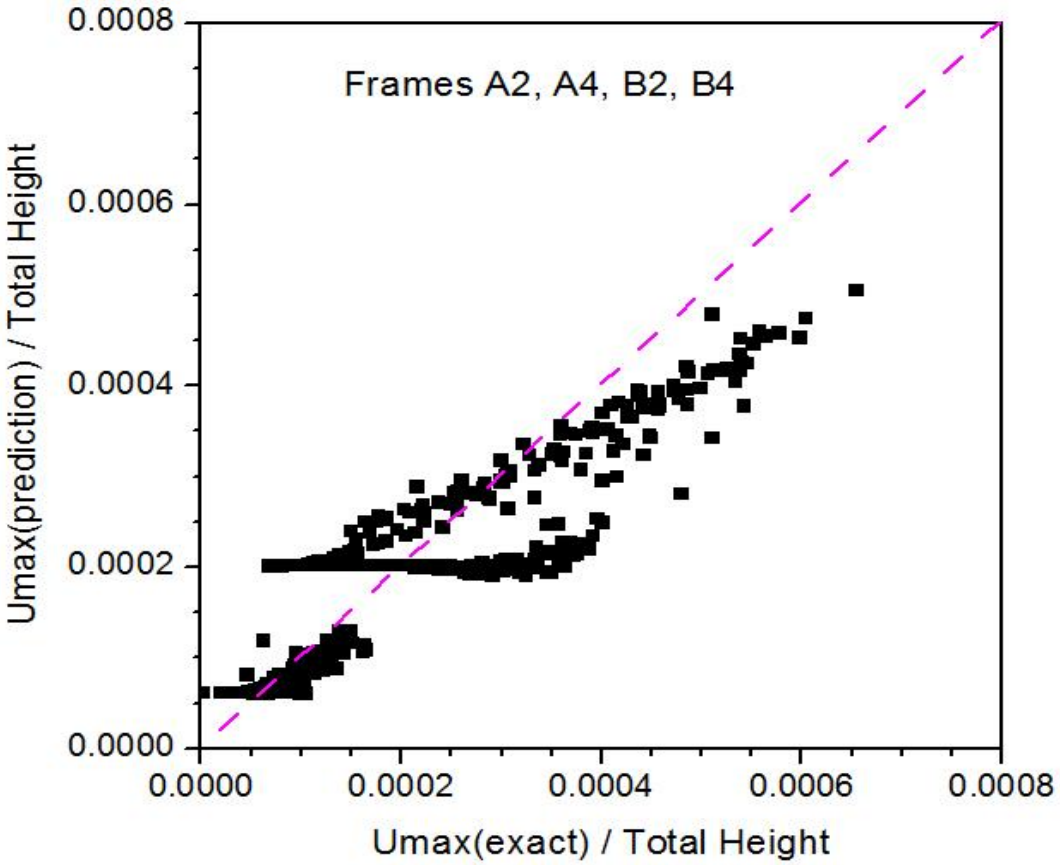


Fig 8. Evaluation of maximum displacements for irregular frames: 660 dynamic inelastic analyses

5. CONCLUSIONS

This paper examines the evaluation of maximum displacements from permanent displacements for planar RC frames under strong ground motions. Two families of regular and vertically irregular (with setbacks) frames, which have been designed either for vertical or both for vertical and seismic loads, are examined. A detailed study of the problem leads to the following conclusions:

1. The maximum displacements can be effectively evaluated from known residual displacements.
2. The proposed method can be used both for planar regular and vertically irregular (with setbacks) frames. Furthermore, it can be applied both for well- and under-designed 2-D structures. However, in order to apply this study in 3-D structures, an extension of the proposed methodology is required.

REFERENCES

[1] Di Pasquale E, Cakmak AS. Detection of seismic structural damage using parameter-based global indices. Probab. Eng. Mech. 1990; 5(2): 60-65.

[2] Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A. Response-based damage assessment of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1999; 28: 79-104.

[3] Kim HS, Chun YS., Structural damage assessment of building structures using dynamic experimental data, Structural Design of Tall and Special Buildings 2004; 13, 1-8.

[4] MacRae GA, Kawashima K. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1997; 26: 701-716.
[5] Borzi B, Calvi GM, Elnashai AS, Faccioli E, Bommer J. Inelastic spectra for displacement based seismic design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2001; 21(1): 47-61.
[6] Christopoulos C, Pampanin S, Priestley MJN. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: Single-degree-of-freedom systems. Part II: Multi-degree-of-freedom systems. *Journal of Earthquake Engineering* 2003; 7(1): 97-147.
[7] Ruiz-Garcia J, Miranda E. Residual displacement ratios for assessment of existing structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006; 35(3): 315-336.
[8] Uma SR, Pampanin S, Christopoulos C. A probabilistic framework for performance-based seismic assessment of structures considering residual deformations. Proceedings of the 1st ECEES, Geneva, Switzerland, 2006; Paper 731.
[9] Pettinga JD, Pampanin S, Christopoulos C, Priestley MJN. The role of inelastic torsion in the determination of residual deformations. *Journal of Earthquake Engineering* 2007; 11:133-157.
[10] Pettinga D, Christopoulos C, Pampanin S, Priestley N. Effectiveness of simple approaches in mitigating residual deformations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2007; 36(12): 1763-1783.
[11] Quan C, Tay CJ, Huang HY. 3-D deformation measurement using fringe projection and digital image correlation. Optik 2004; 115(4):164-168.
[12] Nickitopoulou A, Protopsalti K, Stiros S. Monitoring dynamic and quasi-static deformations of large flexible engineering structures with GPS: Accuracy, limitations and promises. Engineering Structures 2006; 28(10): 1471-1482.
[13] Psimoulis P, Stiros S. Measurement of deflections and of oscillation frequencies of engineering structures using robotic theodolites (RTS), Engineering Structures 2007; 29(12): 3312-3324.
[14] Toussi S, Yao JTP. Hysteresis identification of existing structures. Journal of Engineering Mechanics ASCE 1982; 109: 1189-1203.
[15] Stephens JE. Yao JTP. Damage assessment using response measurements, *Journal of Structural Engineering ASCE* 1987; 113, 787-801.
[16] Cosenza E, Manfredi G, Ramasco R. The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1993; 22: 855-868.
[17] Hatzigeorgiou G, Papagiannopoulos G, Beskos D. Evaluation of maximum seismic displacements of SDOF structures from residual displacements. *Engineering Structures*; under review.
[18] Carr AJ. RUAUMOKO—inelastic dynamic analysis program. Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering, University of Canterbury; 2008.
[19] Hatzigeorgiou GD, Liolios AA. Nonlinear behavior of RC frames under repeated strong ground motions. Soil Dyn Earthquake Eng, 2010; 30: 1010-1025.
[20] EN 1998-1 Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance; Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings 2005; European Committee for Standardization, Brussels.
[21] EN 1991-1-1 Eurocode 1: actions on structures, Part 1-1: general actions- densities, self-weight, imposed loads for buildings 2002; European Commit- tee for Standardization, Brussels.
[22] Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley: New York; 1992.
[23] Chopra A. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 3rd ed. New Jersey: Prentice Hall Inc.; 2006.
[24] Karabalis DL, Cokkinides GJ, Rizos DC. Seismic Record Processing (SRP) Program, Version 1.03. Report of the College of Engineering, University of South Carolina, Columbia, 1992.

İLERİ YÖNLENMELİ DEPREM KAYITLARI ETKİSİNDEKİ MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPLASMAN TALEPLERİNİN DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN ZAMAN TANIM ALANINDA ANALİZLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF SEISMIC DISPLACEMENT DEMANDS OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS USING NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS SUBJECTED TO FORWARD DIRECTIVITY GROUND MOTIONS

Mehmet INEL[1], Sinem Çelik[2], Hayri B Özmen[3] ve Önder ÖNÜR[2]

ÖZET

Mevcut binalar içinde düşük ve orta yükseklikteki betonarme binalar ülkemiz yapı stoğunun oldukça önemli bir bölümünü oluşturmaktadır. Bu nedenle bu binaların deprem davranışlarının anlaşılması sismik değerlendirme çalışmalarında önemli bir yer tutmaktadır. Çalışmanın amacı düşük ve orta yükseklikteki betonarme yapıların deplasman taleplerini 3-B doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında analiz ile değerlendirmektir. Düşük ve orta yükseklikteki binalar 2-, 4- ve 7-katlı binalar ile temsil edilmiştir. Her bir yapı grubu için iki farklı deprem yönetmeliği (1975 ve 1998) ve 2 farklı malzeme durumu dikkate alınmıştır. Bu şekilde, 12 adet 3-B modelin her iki asal doğrultusunda gerçek deprem kayıtları kullanılarak doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında analizlerle doğrusal olmayan deplasman talepleri hesaplanmıştır. Analizlerde gerçek depremlerden elde edilen kayıtlar arasından seçilen ileri yönlenme etkisine sahip 12 adet ivme kaydı kullanılmıştır. Analiz sonuçları beton dayanımının yatay dayanım ve deplasman talepleri üzerinde sınırlı etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Her bina grubu içinde analizlerde kullanılan ivme kayıtlarında elde edilen minimum ve maksimum deplasman talebi değerleri arasında ciddi saçılımın olduğu açıkça görülmektedir. Çatı katı ve göreli kat ötelenmelerinin ortalamalarına bakıldığında, 4-katlı binaların deplasman taleplerinin 7-katlılara oranla daha yüksek olduğu görülmektedir. Çalışma sonucunda en riskli bina grubunun Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)-1975'e göre yapılan 4-katlı binalar olduğu gözlenmiştir. ABYYHY-1998 binaların yatay dayanım ve deplasman kapasiteleri açısından ciddi iyileşme sağlamıştır. İleri yönlenme etkisine sahip deprem kayıtlarının deplasman taleplerinin Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'e göre hesaplanan doğrusal elastik olmayan deplasman taleplerini aşma olasılığının oldukça yüksek olduğu gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Deplasman talepleri, Doğrusal elastik olmayan analiz, İleri yönlenme etkisine sahip ivme kayıtları, Mevcut betonarme binalar, Zaman tanım alanında analiz,

ABSTRACT

Low- and mid-rise reinforced concrete buildings are major part of existing building stock in Turkey. Therefore, understanding seismic behavior of such buildings is an important step in seismic evaluation studies. The aim of this study is to evaluate seismic displacement demands of existing low- and mid-rise RC buildings. The 3-D nonlinear response history analysis is used to estimate displacement demands of representative building models. The selected 2-, 4-, and 7-story buildings reflect the existing building stock. The parameters for the investigation were number of stories, design code as pre-modern and modern and concrete strength. Total of 12 3-D buildings is subjected to with two principal directions subjected to the selected

[1] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, minel@pau.edu.tr
[2] Y.Lisans öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli.
[3] Arş. Gör., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, hozmen@pau.edu.tr

forward directivity ground motion records from past earthquakes. The concrete strength has limited effect in lateral strength and displacement demands of the buildings for the considered cases in this study. The variation in displacement demands of the existing buildings subjected to selected ground motions is considerably high when minimum and maximum values are concerned. The average roof and interstory drift ratios show that the demands of 4-story buildings are higher than that of 7-story ones. The buildings with highest seismic risk among existing buildings are 4-story buildings constructed per 1975 code. The lateral strength and displacement capacities of buildings constructed per 1998 code have considerably improved compared to the buildings constructed per 1975 code. The exceedance ratio of inelastic displacement demands of buildings subjected to forward directivity motions to that computed per 2007 Turkish Earthquake Code is significantly high.
Keywords: Displacement demands, Existing reinforced concrete buildings, Ground motions with forward directivity effects, Nonlinear analysis, Response history analysis.

GİRİŞ

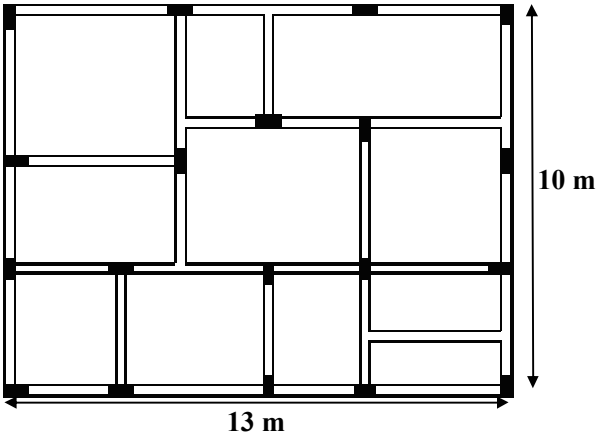
Ülkemizde yaşanan depremlerde ortaya çıkan can kayıpları ve ekonomik kayıpların boyutları ülkemiz yapılarının sismik performanslarının değerlendirilmesini gündeme getirmiştir. Düşük ve orta yükseklikteki betonarme binalar ülkemiz yapı stoğunun oldukça önemli bir bölümünü oluşturmaktadır. Bu nedenle bu binaların deprem davranışlarının anlaşılması sismik değerlendirme çalışmalarında önemli bir yer tutmaktadır. Sismik talep hesabı yönetmeliklerce kolay olması nedeniyle, tek serbestlik dereceli sistemler kullanılarak yapılmaktadır. Yapıların sismik davranışını daha gerçekçi yansıtan 3-B doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında analiz hem zor olması hem de çok zaman alması bakımından tercih nedeni olmamaktadır.

Çalışmanın amacı düşük ve orta yükseklikteki betonarme yapıların deplasman taleplerini 3-B doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında analiz ile değerlendirmektir. Düşük ve orta yükseklikteki yaklaşık 500 mevcut bina üzerinde yapılan envanter çalışması ile (Inel ve diğ., 2009) elde edilen bina özelliklerinin yansıtılması ile 1-2 katlı yapıları temsilen 2, 3-5 katlı yapılar için 4, 6 ve üzeri katlı yapılar için 7 katlı bina modelleri oluşturulmuştur. Her bir yapı grubu için iki farklı deprem yönetmeliği (1975 ve 1998) ve 2 farklı malzeme durumu dikkate alınmıştır. Bu şekilde, 12 adet 3-B modelin her iki asal doğrultusunda gerçek deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizlerle deplasman talepleri hesaplanmıştır. Analizlerde gerçek depremlerden elde edilen kayıtlar arasından seçilen ileri yönlenme (forward directivity) etkisine sahip 12 adet ivme kaydı kullanılmıştır. Analizler sonucu elde edilen çatı katı ötelenme oranı, göreli kat ötelenmeleri, deplasman taleplerinin katlara göre dağılımı gibi değerler elde edilecektir. İvme kayıtlarından elde edilen göreli çatı katı ötelenme oranları ile Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'de (DBYBHY-2007) verilen Z3 sınıfı zemin için 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem spektrumu kullanılarak belirlenen doğrusal olmayan deplasman taleplerine karşılık gelen çatı katı ötelenme oranları kıyaslanacaktır.

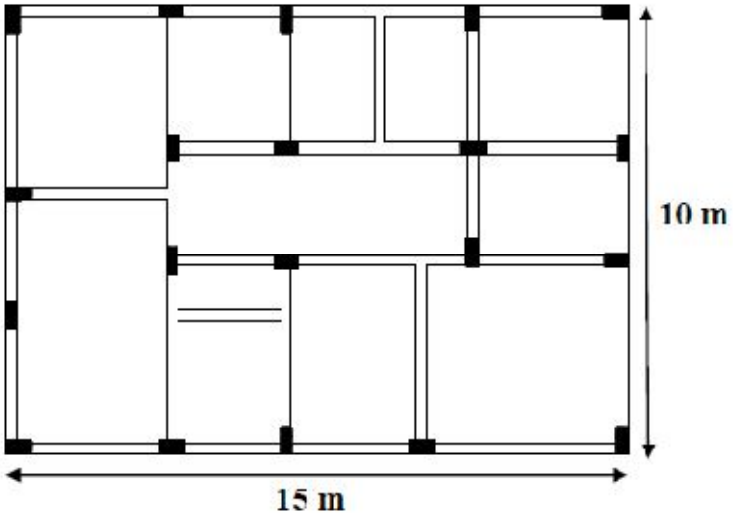
Çalışmada elde edilen bulguların, mevcut betonarme bina stoğunun deprem davranışının ve ileri yönlenme etkisine sahip deprem kayıtlarının bina davranışı üzerindeki etkilerinin anlaşılmasına katkıda bulunması amaçlanmaktadır.

YAPILARIN TANIMLANMASI VE MODELLENMESİ

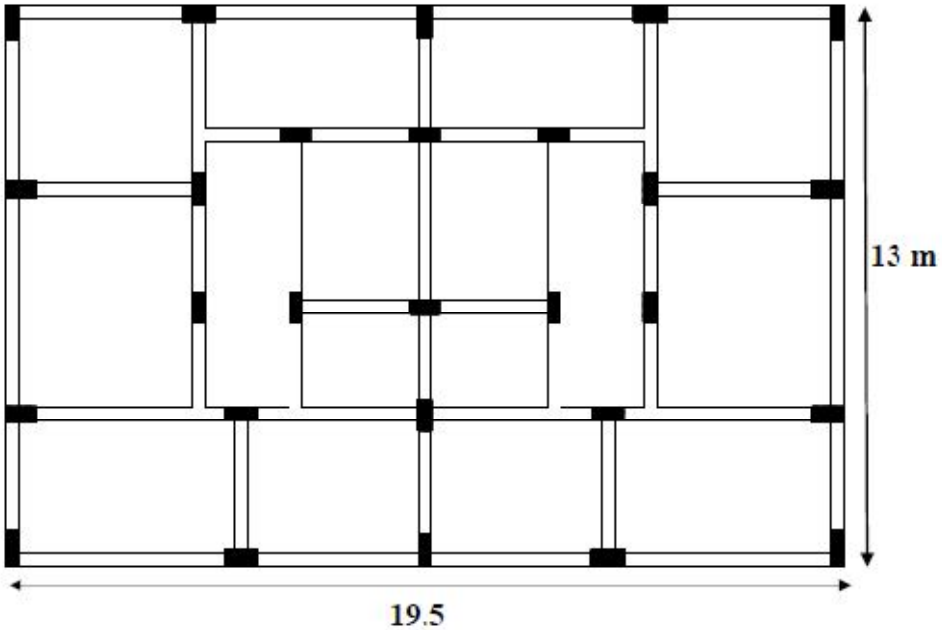
2-, 4- ve 7- katlı betonarme bina modelleri, Türkiye' deki 1. Derece deprem bölgelerindeki orta yükseklikteki binaları temsil edecek şekilde seçilmiştir. Seçilen binalar perde duvarı olmayan tipik kiriş-kolon betonarme çerçeve binalarıdır. Detaylı saha ve arşiv araştırması sonucu (yaklaşık 500 bina) bina modelleri kolon sayısı, kolon-kiriş ölçüleri, kat alanı ve diğer parametreleriyle ülkemizde 1. derece deprem bölgelerinde projelendirilmiş tipik binaları yansıtacak şekilde belirlenmiştir. Saha ve arşiv verilerinin içinde çoğunluğu Denizli'den olmak üzere, Aydın, Muğla, İzmir ve İstanbul gibi değişik şehirlerden veriler mevcuttur (İnel vd., 2009). Yansıtılan değerler ortalama değerledir. Binaların plan görünümü Şekil 1'de verilmiştir.



2-katlı



4-katlı



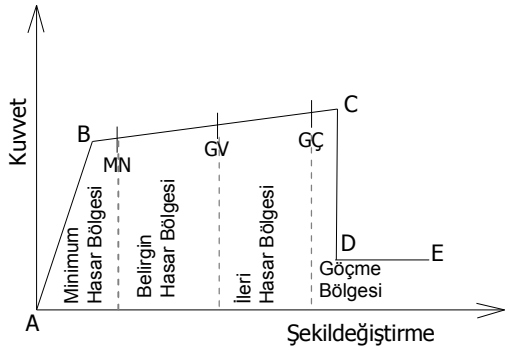
7-katlı

Şekil 1. 2-, 4- ve 7- katlı binaların plan görünümü

Saha ve arşiv araştırması verileri dikkate alınarak seçilen referans binalar, sismik ağırlık ve sismik yükler göz önünde bulundurularak 1975 ve 1998 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliklerine göre (ABYYHY-1975; ABYYHY-1998) tasarlanmıştır (1. derece deprem bölgesi ve zemin sınıfı Z3). İki farklı karakteristik beton basınç dayanımı değeri göz önünde bulundurulmak üzere; ABYYHY-1975 için 10 ve 16 MPa ve ABYYHY-1998 için 16 ve 25 MPa kullanılmıştır. Boyuna ve enine donatıların karakteristik akma dayanımı ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998için sırasıyla 220 ve 420 MPa alınmıştır. Boyuna donatıların pekleşmesi dikkate alınmıştır. Bina modelleri isimlendirilirken kat yüksekliği, kullanılan yönetmelik, karakteristik beton basınç dayanımı ve dikkate alınan doğrultu yansıtılmıştır. Örneğin 4st-75C16x, 4- katlı, ABYYHY-1975'e uyan, beton basınç dayanımı 16 MPa olan ve "x" doğrultusu dikkate alınan bina modelinin karşılığı olmaktadır.

Şekil 2 'de gösterildiği gibi, plastik mafsalın kuvvet-deformasyon davranışını tanımlayan A, B, C, D ve E noktaları işaretlenmiştir. Bu noktaların her biri elemanın tipi, malzeme özellikleri, boyuna ve enine donatı içeriği ve eksenel yük seviyesine dayanarak verilmiştir. 2-, 4- ve 7- katlı bina modellerinin her biri için sırasıyla 500, 800 ve 1800 plastik mafsal türetilmiştir. Plastik mafsal boyu DBYBHY-2007'nin önerdiği gibi kesit yüksekliğinin yarısı alınmıştır. Analizlerde SAP2000 programı (CSI, SAP2000, 2010) kullanılmıştır. Plastik mafsal özelliklerinin hesaplanması ve SAP2000 programına aktarılması işlemi SEMAp yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (SEMAp, 2008). Doğrusal olmayan zaman tanım analizlerinde genelde Newmark ortalama ivme metodu ve yakınsama probleminin olduğu durumlarda da Hilber-Hughes-Taylor metodu kullanılmıştır. Hilber-Hughes-Taylor metodunun özelliği bir katsayı kullanmasıdır. Bu katsayı 0 ile -1/3 arasında değerler alabilmekte ve 0 olması durumunda Newmark ortalama ivme metodu ile aynı sonuçları vermektedir. Katsayı -1/3'e gittikçe yüksek mod etkileri hızlı bir şekilde suni olarak sönümlenir; gerçek bir sönüm olmamasına rağmen yakınsama problemlerinde tercih edilir.

Ayrıca, her bir model için efektif rijitlik değerleri, kirişler için 0.4EI ve kolonlar için eksenel yük seviyesine göre 0.4EI ve 0.8EI değerleri arasında değişen değerler dikkate alınmıştır.



Şekil 2. Plastik mafsalın tipik yük-deformasyon ilişkisi

Tablo 1. Bina modellerinin bazı önemli özelliklerinin değişim aralığı

Parametre	**2-katlı**	**4-katlı**	**7-katlı**
Sismik Ağırlık (kN)	2440 - 2451	6096 - 6348	18262 - 19678
Periyot (s)	0.243 - 0.304	0.416-0.595	0.620 - 0.877
Yatay Dayanım/Sismik Ağırlık	0.383 - 0.621	0.184 - 0.364	0.117 – 0.273

ANALİZLERDE KULLANILAN İVME KAYITLARI

Zaman tanım alanında yapılan analizlerde kullanılan ivme kayıtları gerçek depremlerden seçilen farklı özelliklerdeki kayıtlarıdır (PEER). Çalışma kapsamında kullanılan kayıtların ortak özelliği ileri yönlenme (Forward Directivity) ektilerinin olmasıdır. İleri yönlenme etkisine sahip ivme kayıtları göreceli olarak büyük hız atım etkileri taşımaktadır. Bu tür ivme kayıtları bazı kaynaklarda "yakın kaynak" (Near Field) pulse etkileri taşıyan depremler olarak yer almaktadır (Sommerville vd., 1997). İleri atımlı olduğu literatürde açık olan 12 adet ivme kaydı ile yapılan analiz sonucu çatı katı ötelenme oranı, göreli kat ötelenmeleri, deplasman taleplerinin katlara göre

dağılımı yönetmelikte önerilen veya kabul edilen değerler ile kıyaslanmıştır. Bu çalışmada göz önünde bulundurulan ivme kayıtlarının özellikleri Tablo 2'de gösterilmiştir.

Kullanılan kayıtların büyüklükleri, %5 sönüm için elde edilen ivme spektrum değerlerinden görülmektedir. Şekil 3, verilen spektrumların genel eğilimi ve 12 ivme kaydının ortalaması ile Türk Deprem Yönetmeliği 2007'de 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Z3 sınıfı zemin üzerindeki spektrum değerlerini göstermektedir. Spektrum değerleri oldukça geniş bir saçılım gösterirken, 12 ivme kaydının ortalaması yönetmelik spektrumuna oldukça yakındır. Çalışma kapsamında dikkate alınan binaların periyotlarının 0.24-0.88 saniye aralığında olduğu dikkate alındığında, kayıtlara ait ortalama spektrumun genel eğilimi yönetmelik spektrumunun biraz üzerindedir.

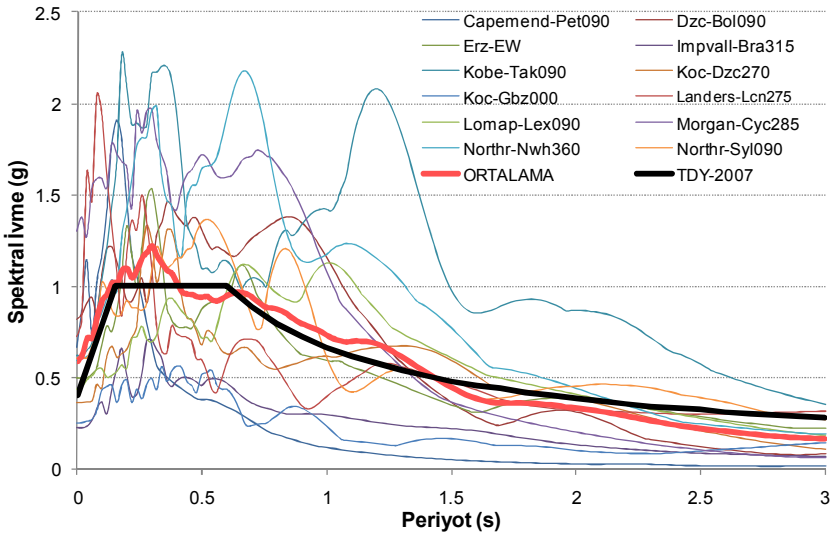
Çalışma kapsamında dikkate alınan her bir 3-B bina modeli ölçeklendirilmemiş halde seçilen ivme kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ile deplasman talepleri hesaplanmıştır.

Tablo 2. Çalışmada kullanılan ileri yönlenme etkisine sahip ivme kayıtlarının özellikleri (www.peer.berkeley.edu)

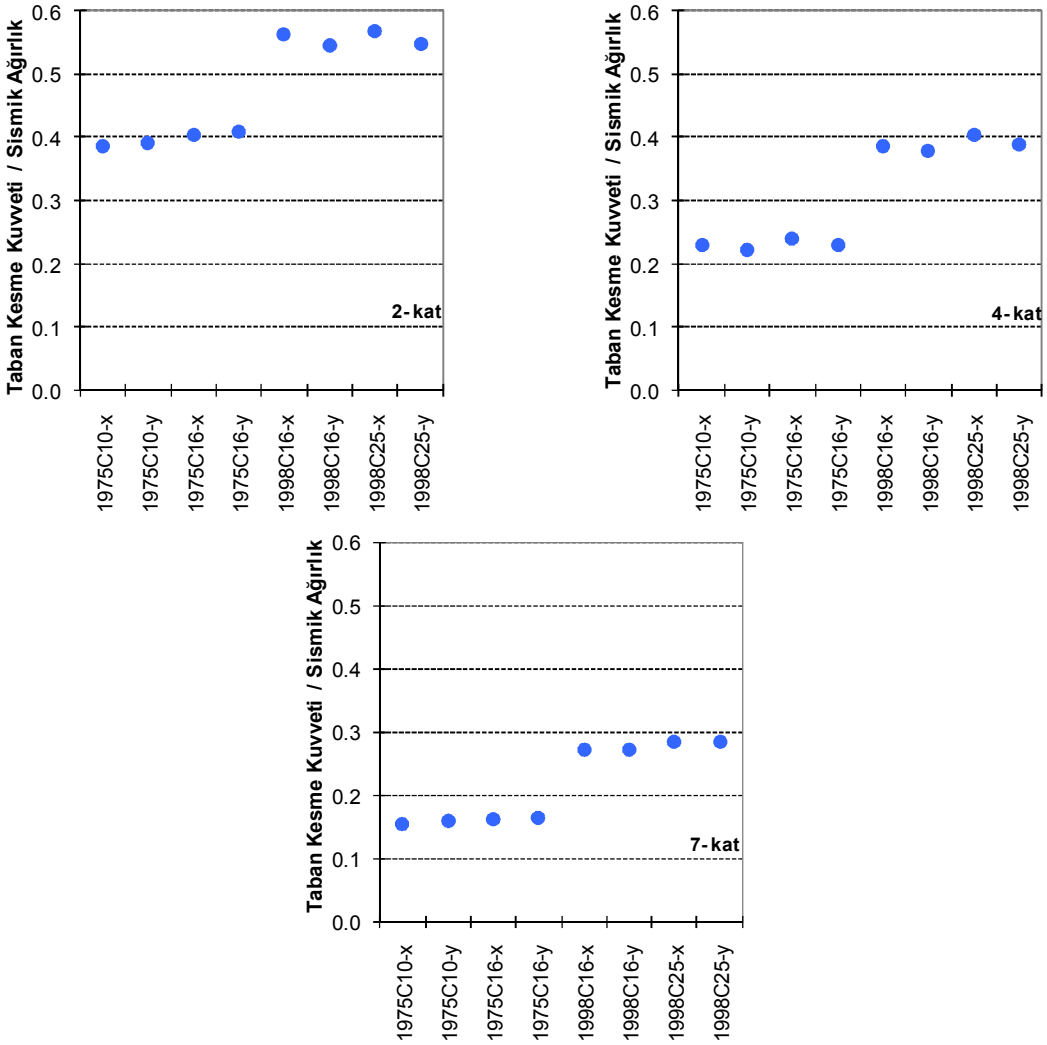
Kayıt Adı	Deprem Adı	Tarih (gg/aa/yy)	Büyüklük	İstasyon	Bileşen (°)	PGA (g)	PGV (m/s)	Uzaklık (km)
Capemend/Pet090	Cape Mendocino	25.04.1992	M= 7.1	Petrolia	090	0.662	89.70	9.5
Dzc/Bol090	Duzce	12.11.1999	M= 7.2	Bolu	090	0.822	62.1	17.6
Erz/EW	Erzincan	13.03.1992	M= 6.9	Erzincan	East	0.496	64.3	2.0
Impvall/Bra315	Imperial Valley	15.10.1979	M= 6.5	Brawley Airport	315	0.22	38.9	8.5
Kobe/Tak090	Kobe	16.01.1995	M= 6.9	Takatori	090	0.616	120.7	0.3
Koc/Dzc270	Kocaeli	17.08.1999	M= 7.4	Duzce	270	0.358	46.4	12.7
Koc/Gbz000	Kocaeli	17.08.1999	M= 7.4	Gebze	000	0.244	50.3	17.0
Landers/Lcn275	Landers	28.061992	M= 7.3	Lucerne	275	0.721	97.60	1.1
Lomap/Lex090	Loma Prieta	18.08.1989	M= 6.9	Lexington Dam	090	0.508	72.798	5.02
Morgan/Cyc285	Morgan Hill	24.04.1984	M= 6.2	Coyote Lake Dam	285	1.298	80.8	0.1
Northr/Nwh360	Northridge	17.01.1994	M=6.7	Newhall-Fire Station	360	0.59	97.2	7.1
Northr/Syl090	Northridge	17.01.1994	M=6.7	Sylmar-Olive View Med	090	0.604	78.2	6.4

SİSMİK TALEP DEĞERLENDİRMESİ

Çalışma kapsamında dikkate alınan 3-B farklı yönetmelik ve farklı beton basınç dayanımına sahip 2-, 4- ve 7- katlı binaların 12 ivme kaydı için sismik talepleri zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ile elde edilerek değerlendirilmiştir. Doğrusal olmayan analiz ile elde edilen taban kesme kuvveti binanın yatay dayanımı ile sınırlı olduğu için, analizlerden elde edilen taban kesme kuvveti binaların yatay dayanım kapasitesini göstermektedir. Kullanılan bina modellerinin 12 deprem ivme kaydı için ortalama taban kesme kuvveti Şekil 4'te gösterilmiştir.



Şekil 3. İleri yönlenme etkisine sahip ivme kayıtlarının %5 sönüm için elastik ivme spektrumları

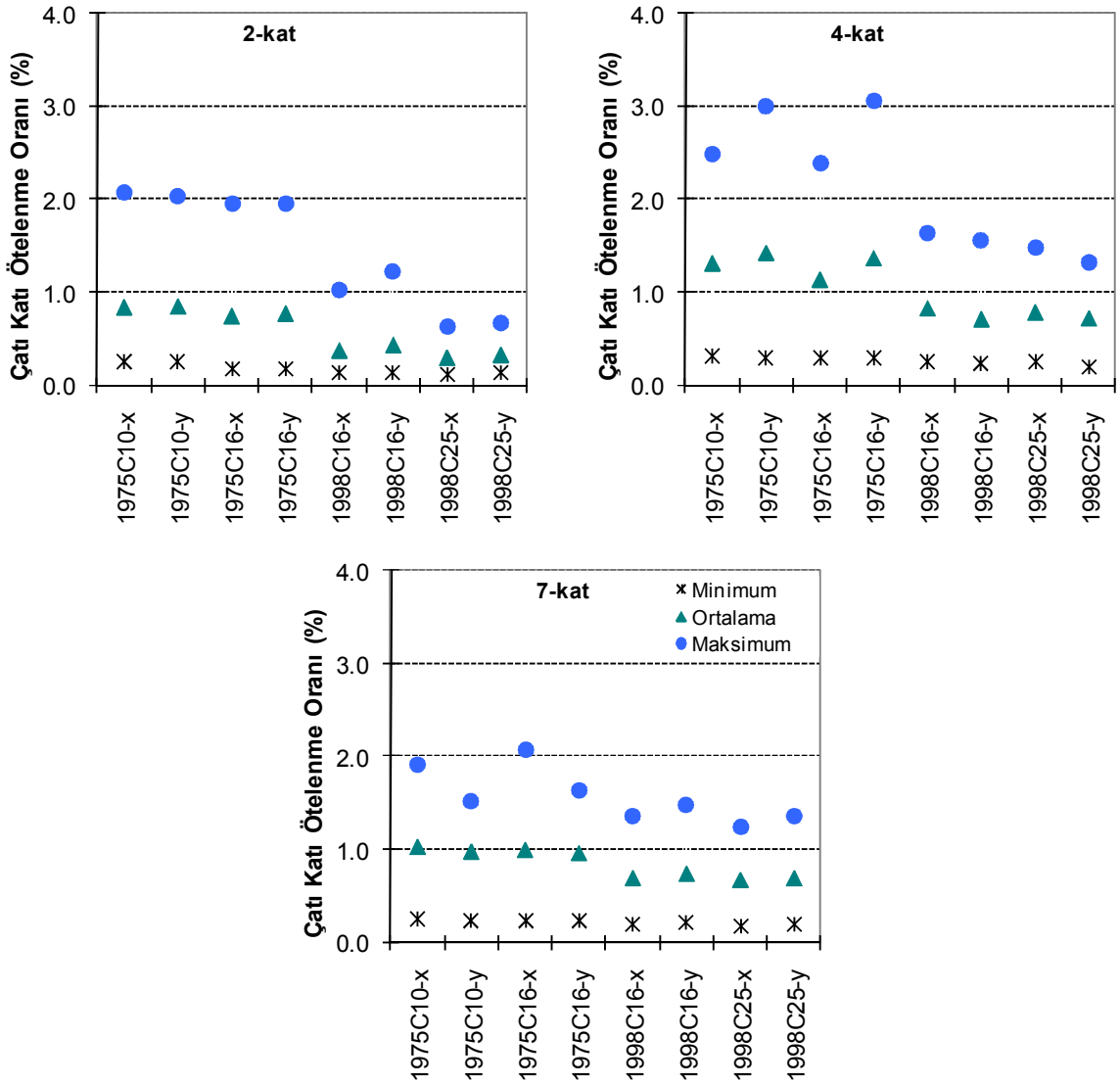


Şekil 4. 2-, 4- ve 7- Katlı Binaların Ortalama Taban Kesme Kuvvetleri

Şekil 4 incelendiğinde, ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998arasında binaların dayanım farkı olduğu açıkça görülmektedir. İki yönetmelik arasındaki fark 2-katlı binalarda yaklaşık 1.4, 4- ve 7-

katlı binalarda ise yaklaşık 1.6 kattır. Her iki yönetmelik için binaların mimarisinin aynı olduğu göz önüne alındığında ABYYHY-1998'e göre yapılan binaların yatay dayanımlarının ABYYHY-1975'egöre yapılan binalara oranla oldukça iyi olduğu açıktır. Yönetmelikler arasındaki fark bu kadar açık iken beton basınç dayanımının, binaların yatay dayanımına etkisinin oldukça sınırlı olduğu gözlenmektedir.

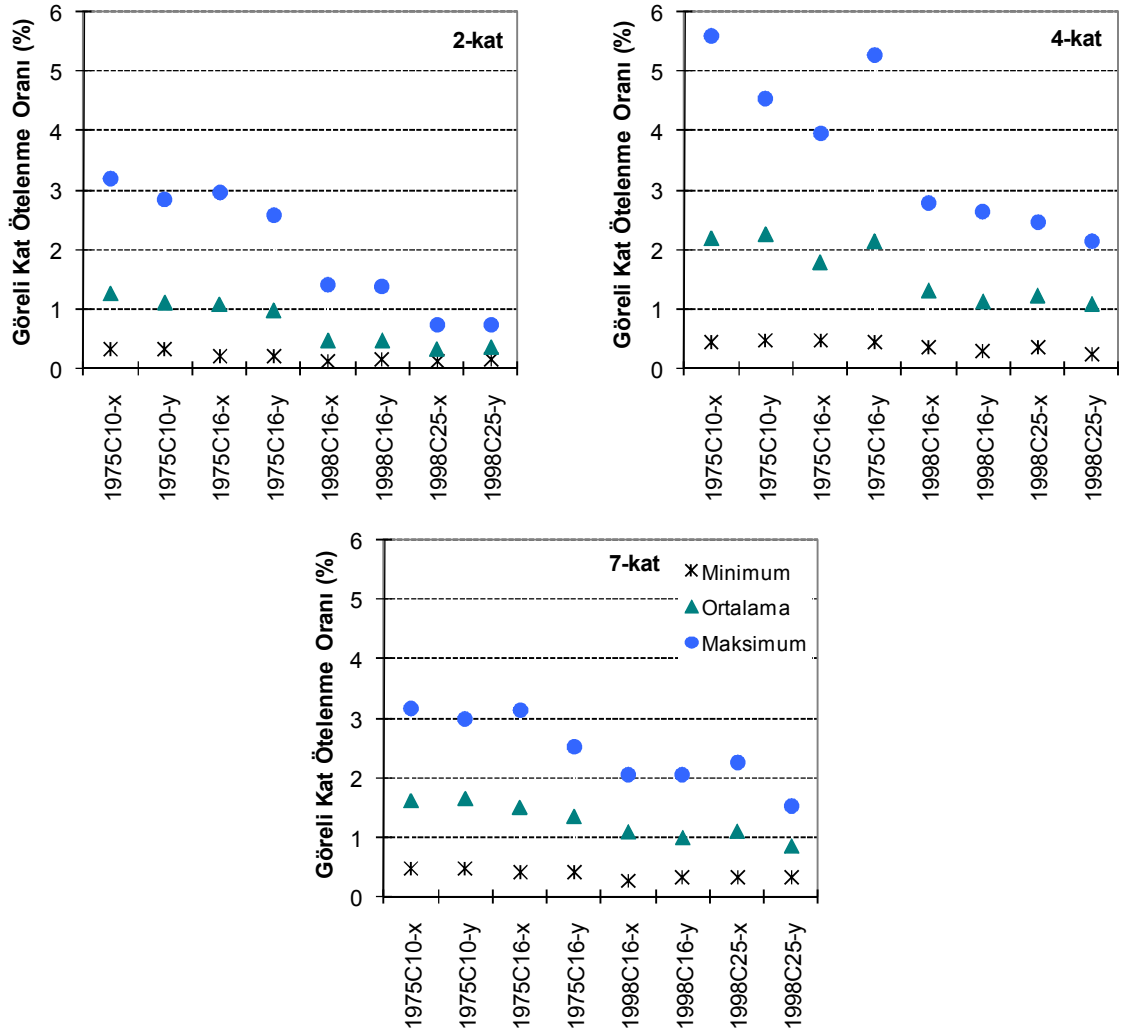
Doğrusal olmayan zaman tanım alanından elde edilen deplasman talepleri binada deprem etkisiyle oluşabilecek hasarın bir göstergesidir. Deplasman talebini değerlendirmek için bina çatı katı ötelenme oranı, maksimum katlar arası göreli ötelenme oranı ve oluştuğu kat gibi değerler incelenmiştir. Şekil 5 ve 6'da çalışma kapsamında kullanılan ivme kayıtları için elde edilen çatı katı ve göreli kat ötelenme oranlarının minimum, ortalama ve maksimum değerleri çizilmiştir.



Şekil 5. 2-, 4- ve 7- Katlı Binaların Çatı Katı Ötelenme Oranları

ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998 için iyi sayılabilecek beton basınç dayanımları (ABYYHY-1975için 16 MPa ve ABYYHY-1998 için 25 MPa) için çatı katı ve göreli kat deplasmanları Tablo 3 ve Tablo 4'te verilmiştir. Deplasman değerlerinin daha anlaşılır olması için çatı deplasmanları bina yüksekliği, göreli kat deplasmanları da kat yükseklikleri ile normalize edilmiştir. Bina yüksekliği ile normalize edilen çatı deplasmanlarına "Çatı Katı Ötelenme Oranı" denilirken, kat yüksekliği ile normalize edilen maksimum göreli kat deplasmanları da "Katlar Arası Ötelenme Oranı" denmiştir.

Şekil 5 ve 6 incelendiğinde deplasman taleplerinin minimum ve maksimum değerleri arasında ciddi bir saçılım olduğu açıkça görülmektedir. Her bir bina setinin 12 ileri yönlenme etkisine sahip ivme kaydı için çatı katı deplasmanları değerlendirildiğinde minimum ve maksimum değerler arasındaki fark yaklaşık 6 ile 10 kat arasında değişmektedir. Bu değerler, seçilen ivme kayıtlarının binalarda oldukça değişik hasar seviyelerinde deplasman talebi oluşturacağının göstergesidir. Saçılım ABYYHY-1975'e göre tasarlanmış binalarda daha fazladır. Ortalama çatı katı ötelenme oranları göz önüne alınarak yapılan kıyaslamada ABYYHY-1998'e göre tasarlanan binaların talepleri ABYYHY-1975'e göre tasarlanan binaların taleplerinin 2 katlı binalarda %40-%54, 4-katlı binalarda %49-%53, 7-katlı binalarda ise %67-%75'i arasında değiştiği görülmektedir. ABYYHY-1975'e göre yapılan binalar arasında deplasman talepleri açısından en riskli grup 4-katlı binalardır. ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998grubu binalar kıyaslandığında en büyük iyileşmenin 4-katlı bina grubunda olduğu açıktır. Deplasman talepleri üzerinde beton dayanımının etkisinin sınırlı olduğu Şekil 6 ve 7'de açıkça görülmektedir.



Şekil 6. 2-, 4- ve 7- Katlı Binaların Göreli Kat Ötelenme Oranları

Tablo 3'te görüldüğü üzere, Koc-Gbz000 ve Capemend-Pet090 ivme kayıtlarının küçük taleplerine oranla, Kobe-Tak090, Morgan-Cyc285, Northr-Nwh360 ve Northr-Syl090 ivme kayıtlarının çatı katı deplasman talepleri oldukça yüksektir. Her bir bina grubu için ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998 arasındaki karşılaştırma, ABYYHY-1998'dekigelişmelerin göstergesi olmaktadır. 4- katlı binaların performans gelişimi 7- katlı binalardan daha iyidir. 1975 yönetmeliği için 4- katlı binaların talepleri, 7- katlı binaların taleplerinden hemen hemen %50 daha yüksektir. 1998 ABYYHY-1998'deki her iki bina grubunun talepleri aynıdır ki bu, 4- katlı binaların performans gelişiminin daha iyi olduğunu gösterir.

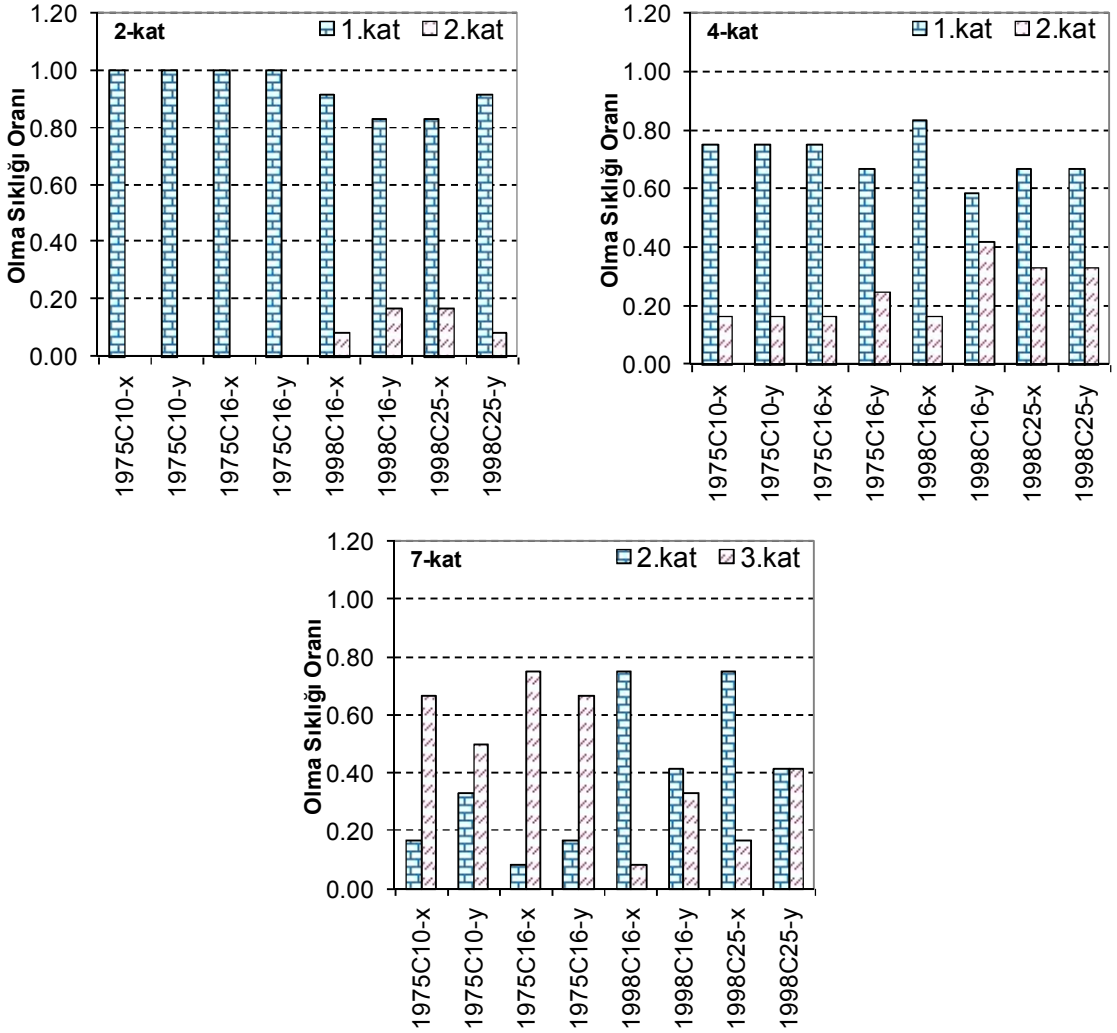
Tablo 3. 2-, 4- ve 7- Katlı Örnek Binaların Çatı Katı Deplasman Oranı (%)

İvme Kayıtları	2-Katlı Binalar				4-Katlı Binalar				7-Katlı Binalar			
	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y
Capemend-Pet090	0.28	0.29	0.30	0.30	0.30	0.29	0.24	0.22	0.23	0.22	0.18	0.20
Dzc-Bol090	0.99	1.07	0.34	0.38	1.94	2.00	1.25	1.17	0.93	0.96	0.97	0.92
Erz-Ew	0.53	0.60	0.36	0.35	1.18	1.25	0.57	0.49	0.97	0.93	0.63	0.66
Impvall-Bra315	0.25	0.23	0.12	0.13	0.39	0.39	0.28	0.23	0.35	0.32	0.23	0.24
Kobe-Tak090	1.44	1.46	0.62	0.66	0.98	3.05	1.24	1.23	2.07	1.63	1.24	1.35
Koc-Dzc270	0.42	0.40	0.22	0.29	0.60	0.61	0.43	0.46	0.88	0.91	0.34	0.36
Koc-Gbz000	0.18	0.18	0.11	0.13	0.36	0.34	0.26	0.18	0.37	0.46	0.23	0.25
Landers-Lcn275	0.42	0.44	0.34	0.36	0.96	1.12	0.48	0.43	1.17	1.22	0.62	0.78
Lomap-Lex090	0.40	0.44	0.20	0.23	1.59	1.59	0.77	0.74	1.33	1.39	0.94	0.98
Morgan-Cyc285	1.95	1.96	0.43	0.45	1.32	1.37	1.29	1.10	1.11	1.09	0.84	0.86
Northr-Nwh360	1.33	1.41	0.24	0.29	2.39	2.64	1.47	1.31	1.46	1.39	1.05	0.88
Northr-Syl090	0.64	0.68	0.24	0.29	1.45	1.57	0.94	0.89	1.03	0.98	0.66	0.71
Maksimum	**1.95**	**1.96**	**0.62**	**0.66**	**2.39**	**3.05**	**1.47**	**1.31**	**2.07**	**1.63**	**1.24**	**1.35**
Minimum	**0.18**	**0.18**	**0.11**	**0.13**	**0.30**	**0.29**	**0.24**	**0.18**	**0.23**	**0.22**	**0.18**	**0.20**
Ortalama	**0.74**	**0.76**	**0.29**	**0.32**	**1.12**	**1.35**	**0.77**	**0.70**	**0.99**	**0.96**	**0.66**	**0.68**
2007 TDY	0.77	0.80	0.57	0.60	0.98	0.95	0.74	0.67	0.93	0.89	0.66	0.65

Tablo 4. 2-, 4- ve 7- Katlı Binaların Göreli Kat Ötelenmesi Oranları (%)

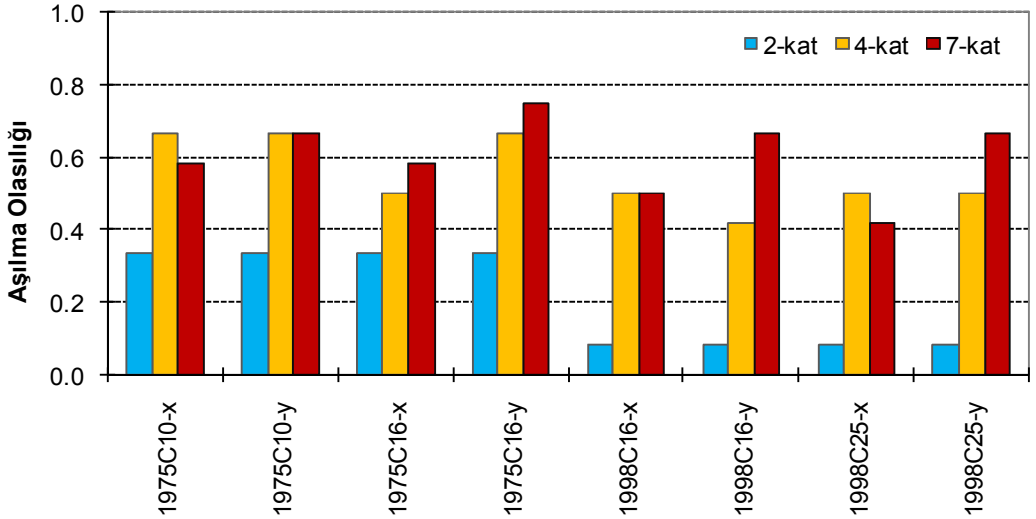
İvme Kayıtları	2-Katlı Binalar				4-Katlı Binalar				7-Katlı Binalar			
	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y	1975 C16x	1975 C16y	1998 C25x	1998 C25y
Capemend-Pet090	0.35	0.35	0.31	0.31	0.46	0.44	0.35	0.30	0.41	0.41	0.32	0.34
Dzc-Bol090	1.45	1.30	0.40	0.52	3.07	3.03	1.97	1.78	1.34	1.29	1.51	1.11
Erz-Ew	0.80	1.01	0.42	0.39	1.73	1.62	0.94	0.76	1.38	1.23	0.88	0.76
Impvall-Bra315	0.39	0.27	0.12	0.14	0.60	0.58	0.41	0.32	0.56	0.52	0.33	0.32
Kobe-Tak090	2.25	1.81	0.73	0.75	1.51	5.25	1.92	1.91	3.12	2.52	1.81	1.53
Koc-Dzc270	0.56	0.49	0.24	0.32	0.84	0.88	0.64	0.66	1.22	1.18	0.61	0.56
Koc-Gbz000	0.22	0.21	0.11	0.14	0.54	0.53	0.39	0.24	1.12	0.58	0.34	0.37
Landers-Lcn275	0.47	0.46	0.37	0.37	1.57	1.68	0.82	0.69	1.62	1.59	0.87	0.93
Lomap-Lex090	0.51	0.52	0.22	0.26	2.52	2.54	1.26	1.16	1.89	1.86	1.37	1.14
Morgan-Cyc285	2.95	2.56	0.49	0.50	2.24	2.33	2.05	1.77	1.82	1.69	2.26	1.09
Northr-Nwh360	2.08	1.87	0.27	0.33	3.94	4.23	2.46	2.13	2.19	2.02	1.74	1.14
Northr-Syl090	0.87	0.82	0.27	0.33	2.38	2.45	1.57	1.40	1.42	1.31	1.09	0.80
Maksimum	**2.95**	**2.56**	**0.73**	**0.75**	**3.94**	**5.25**	**2.46**	**2.13**	**3.12**	**2.52**	**2.26**	**1.53**
Minimum	**0.22**	**0.21**	**0.11**	**0.14**	**0.46**	**0.44**	**0.35**	**0.24**	**0.41**	**0.41**	**0.32**	**0.32**
Ortalama	**1.07**	**0.97**	**0.33**	**0.36**	**1.78**	**2.13**	**1.23**	**1.09**	**1.51**	**1.35**	**1.09**	**0.84**

Göreli kat deplasmanının maksimum değerinin oluştuğu kat incelenerek Şekil 7'de gösterilmiştir. 2- ve 4-katlı binalarda genellikle 1. katta oluşan maksimum göreli kat deplasmanı, 7-katlı binalarda 2. Ve 3. katta oluşmaktadır. ABYYHY-1975'e göre tasarlanan 7.katlı binalarda çoğunlukla 3. Katta oluşması eleman boyutlarının küçültülmesi, kolonların eksenel yüke bağlı çatlamış kesit rijitliği katsayılarının azalmasına bağlanabilir.



Şekil 7. 2-, 4- ve 7- Katlı Binalarda Maksimum Göreli Kat Ötelenmesinin Oluştuğu Kat için Olma Sıklığı Oranı (Maksimum Göreli Kat Deplasmanının Söz Konusu Katta Olma Sayısı /Kullanılan İvme Kaydı Sayısı)

DBYBHY-2007 1.derece deprem bölgesi, Z3 sınıfı zemin grubu ve 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan spektrum göz önüne alınarak doğrusal elastik olmayan yöntem ile hesaplanan çatı katı deplasman talepleri seçili bina grupları için Tablo 3'te en alt satırda verilmiştir. Çalışmada kullanılan binaların tümü kullanılarak yapılan ivme kayıtları ile yönetmelik taleplerinin kıyaslaması da aşılma olasılığı kullanılarak Şekil 8'de gösterilmiştir. Aşılma olasılığı her bir bina için yönetmelik taleplerinin aşıldığı ivme kaydı sayısının toplam ivme kaydı sayısına oranı olarak hesaplanmıştır.



Şekil 8. 2-, 4- ve 7-katlı binaların 12 ivme kaydı için hesaplanan çatı katı deplasman taleplerinin 2007 TDY Z3 sınıfı zemin kullanılarak hesaplanan çatı katı deplasman taleplerini aşma olasılığı

Şekil 8 incelendiğinde ABYYHY-1975'egöre yapılan binalarda 4- ve 7-katlı binalarda yönetmelik taleplerinin aşılma olasılığının yüksek olduğu ve %75'e kadar çıktığı açıktır. ABYYHY-1998'egöre yapılan binalarda aşılma olasılığı değerleri 2-katlı binalarda önemli oranda düşmekte iken 4- ve 7-katlı binalarda çok fazla değişmemiştir. Bu gözlem yönetmelik talepleri göz önüne alınarak tasarlanan özellikle 4- ve 7-katlı binaların ileri yönelim etkisine sahip depremlerde ciddi hasarlar alabileceğini göstermektedir.

ÖZET VE BULGULAR

Düşük ve orta yükseklikteki binaların 2-, 4- ve 7-kat olarak temsil edildiği çalışmada her bir yapı grubu için iki farklı deprem yönetmeliği (ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998) ve 2 farklı malzeme durumu dikkate alınmıştır. Bu şekilde, 12 adet 3-B modelin her iki asal doğrultusunda gerçek deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizlerle deplasman talepleri hesaplanmıştır. Analizlerde gerçek depremlerden elde edilen kayıtlar arasından seçilen ileri yönlenme etkisine sahip 12 adet ivme kaydı kullanılmıştır. Analizler sonucu elde edilen çatı katı ötelenme oranı, maksimum göreli kat ötelenme oranı ve oluştuğu kat gibi değerler incelenmiş olup ivme kayıtlarının çatı katı talepleri ile DBYBHY-2007talepleri kıyaslanmıştır. Çalışmada elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir.

- Çalışmada 12 adet 3-B referans olarak nitelendirilen ve mevcut bina stoğunu yansıtan binaların 24 asal doğrultusu 12 adet ileri yönlenme etkisine sahip geçmiş depremlerde kaydedilen ivme kayıtlarına maruz kaldığı 288 3-B doğrusal elastik olmayan analiz yapılmıştır.
- 12 ivme kaydının %5 sönüm için elde edilen spektrumları oldukça geniş bir saçılım göstermekle birlikte, spektrum ortalaması DBYBHY-2007'de 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Z3 sınıfı zemin üzerindeki spektrum değerlerine oldukça yakın bir eğilim göstermektedir. Çalışma kapsamında dikkate alınan binaların periyotlarının 0.24-0.88 saniye aralığında olduğu dikkate alındığında kayıtlara ait ortalama spektrumun genel eğiliminin yönetmelik spektrumunun biraz üzerinde olduğu görülmektedir. Ancak 0.40-0.60 saniye aralığında ortalama spektrum, yönetmelik spektrumunun %95'i gibi olup yaklaşık %5 altında kalmaktadır. Bu durum da bu periyot aralığına rastlayan özellikle 4-katlı binaların ortalama taleplerini bir miktar etki etmektedir.
- ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998esas alınarak tasarlanan binaların mimarisinin aynı olduğu göz önüne alındığında ABYYHY-1998'egöre yapılan binaların yatay

dayanımlarının ABYYHY-1975'egöre yapılan binalara oranla oldukça iyi olduğu açıktır. Yönetmelikler arasındaki fark bu kadar açık iken beton basınç dayanımının, binaların yatay dayanımına etkisinin sınırlı olduğu gözlenmektedir.

- Kat sayısına göre binalar kendi içinde değerlendirildiğinde, ABYYHY-1975'egöre tasarlanan 2- katlı binaların taban kesme kuvveti, 4-katlı binalarınkinden yaklaşık %70 kadar fazlayken, 4- katlı binalarınki de 7-katlı binalarınkinden yaklaşık %40 kadar daha fazladır. ABYYHY-1998'egöre tasarlanan binalarda bu oranlar her iki durumda da yaklaşık %40 kadardır.
- Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analiz ile elde edilen deplasman talepleri değerlendirildiğinde minimum ve maksimum değerleri arasında ciddi bir saçılım olduğu açıkça görülmektedir. Her bir bina setinin 12 ileri yönlenme etkisine sahip ivme kayıtları için çatı katı deplasmanları değerlendirildiğinde minimum ve maksimum değerler arasındaki fark yaklaşık 6 ile 10 kat arasında değişmektedir. Bu değerler, seçilen ivme kayıtlarının binalarda oldukça değişik hasar seviyelerinde deplasman talebi oluşturacağının göstergesidir. Saçılım ABYYHY-1975'egöre tasarlanmış binalarda daha fazladır.
- Ortalama çatı katı ötelenme oranları göz önüne alınarak yapılan kıyaslamada ABYYHY-1998'e göre tasarlanan binaların talepleri ABYYHY-1975'e göre tasarlanan binaların taleplerinin 2 katlı binalarda %40-%54, 4-katlı binalarda %49-%53, 7-katlı binalarda ise %67-%75'i arasında değiştiği görülmektedir.
- Kat adedine göre incelenen binalar arasında en büyük göreli ötelenme taleplerine sahip olması nedeniyle deplasman talepleri açısından en riskli grup 4-katlı binalardır. 4 ve 7 katlı bina talepleri arasındaki fark ABYYHY-1998 grubu binalar için az olmakla birlikte ABYYHY-1975 grubu binalar içinönemli oranda talep farkı bulunmaktadır. ABYYHY-1975 ve ABYYHY-1998grubu binalar kıyaslandığında en büyük iyileşmenin 4-katlı bina grubunda olduğu görülmektedir.
- Deplasman talepleri üzerinde betonbasınç dayanımının etkisi sınırlıdır.
- İleri yönelim etkisine sahip ivme kayıtlarına maruz ABYYHY-1975'egöre yapılan 4- ve 7-katlı binalarda deplasman taleplerinin yüksek olduğu gözlenmiştir. İvme kaydı deplasman taleplerinin yönetmelikte doğrusal elastik olmayan deplasmanın dikkate alınması ile hesaplanan taleplerin aşılma olasılığı %75'e kadar çıkmaktadır. Bu gözlem yönetmelik talepleri göz önüne alınarak tasarlanan özellikle 4- ve 7-katlı binaların ileri yönelim etkisine sahip depremlerde ciddi hasarlar alabileceğini göstermektedir.

Teşekkür

Bu çalışma 107M569'nolu TÜBİTAK ile 2008FBE005 ve 2010FBE098'nolu Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri tarafından desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

ABYYHY-1975, "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara, 1975.

ABYYHY-1998, "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara, 1998.

DBYBHY-2007, "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 2007.

CSI, SAP2000 V-14 (2010) Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, *Basic Analysis.*

Inel M., Ozmen H.B., Şenel Ş.M. ve Kayhan A.H. (2009). Mevcut Betonarme Binaların Yapısal Özelliklerinin Belirlenmesi, Uluslararası Sakarya Sempozyumu, 1-2 Ekim 2009, Sakarya, Türkiye.

PEER, http://peer.berkeley.edu

SEMAp (2008), Sargı etkisi modelleme analiz programı; Tubitak proje no: 105M024

Somerville PG, Smith NF, Graves RW and Abrahamson NA (1997) "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity," *Seismological Research Letters*, 68 (1).

İSTANBUL – ANKARA OTOYOLU (ÇAMLICA – GÜMÜŞOVA KESİMİ) ÜZERİNDEKİ VİYADÜKLERİN VE KÖPRÜLERİN DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

SEISMIC RETROFIT OF VIADUCTS AND BRIDGES LOCATED ON ISTANBUL-ANKARA MOTORWAY(ÇAMLICA-GÜMÜŞOVA SECTION)

Mehmet ERİNÇER[1] , Nurdan APAYDIN[2]

ÖZET

Bu bildiri kapsamında Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü denetiminde yürütülen ve milli bütçe kaynakları ile finanse edilen köprü güçlendirme projeleri ve uygulama aşamaları hakkında özet teknik bilgiler verilerek yapısal güçlendirme yöntemleri açıklanmıştır. Türkiye'nin Avrupa ülkeleri ile bağlantısını teşkil eden İstanbul – Ankara Otoyolunun 1. ve 2. derece deprem bölgeleri içinde kalan Çamlıca – Gümüşova kesimi ve bağlantı yolları üzerinde bulunan mevcut mühendislik yapılarının depreme karşı güçlendirilerek emniyete alınmaları, yoğun ve ağır trafikli karayolu sistemi ile birlikte bunun başta İstanbul olmak üzere büyük ve önemli yerleşim merkezlerine sağladığı ulaşımın güvenliği açısından, büyük önem arz etmektedir. Bu çerçevede Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü tarafından söz konusu yol ağı üzerindeki mevcut 152 adet yapının depreme karşı güvenliğinin tespiti ile bunun sonucu olarak bu yapıların depreme karşı güçlendirme uygulama projelerinin ve güçlendirme uygulama çalışmalarının yaptırılması ihaleleri yapılmıştır. Güçlendirme projeleri aşamasındaki incelemeler sonucu kapsam dahilindeki 152 adet yapıdan 65 adedinde yapısal güçlendirme yapılmasına ihtiyaç bulunduğu belirlenmiştir. Söz konusu 65 adet yapının (42 köprü + 23 viyadük) güçlendirme uygulama projeleri tamamlanmış durumdadır. Söz konusu güçlendirme uygulama çalışmaları kısmen tamamlanmış ve kısmen de sürdürülmekte olup, bir bütün olarak 2013 yılında bitirilebileceği tahmin edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Köprüler, Viyadükler, Güçlendirme

ABSTRACT

In this paper concise technical information is given and the methods adopted for the seismic retrofit is explained concerning the existing engineering structures within the scope of seismic retrofitting projects financed by national funds and resources and enforced under the administrative supervision of General Directorate of Highways, 17. Division Directorate. The seismic retrofit of existing engineering structures located on the "Çamlıca – Gümüşova" section of the İstanbul – Ankara Motorway, the gateway of Turkey into Europe, (including the connecting roads) within the Seismic Zone 1 and 2 of Turkey, is of paramount importance from the consideration of ensuring the seismic safety of the heavy traffic flow transported towards and from various large urban centres such as İstanbul itself. In this context, the General Directorate of Highways 17. Division Directorate has taken steps in order to have the 152 existing engineering structures located on the highway network concerned evaluated for structural safety against earthquakes and to make arrangements for the preparation of retrofit design and for the subsequent retrofit implementation work, in various retrofit design and retrofit construction tenders. As a result of the design stage which has been completed it was established that out of the total 152 engineering structures, only 65 structures (42 bridges + 23 viaducts) required structural seismic retrofitting. The retrofitting construction has been completed for certain bridges and viaducts, whereas it continues for others ; it is estimated that by the year 2013 the seismic retrofit of such structures on this highway network will probably be completed.

Keywords: Earthquake, bridges, viaducts, retrofitting

[1] İnş. Y. Müh., Emay Uluslararası Müh. Müş. ve Tic. Ltd. Şti.,İstanbul,mehmet_erincer@yahoo.com.tr
[2] Dr. İnşaat Y. Mühendisi, Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü,İstanbul, napaydin@kgm.gov.tr

GİRİŞ

Ülkemiz topraklarının yaklaşık %66 sı Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasında görülen 1. ve 2. derece deprem bölgeleri içinde bulunmaktadır.

Uluslararası karayolu ağının Türkiye'deki bir parçasını teşkil eden ve çok yoğun ve ağır trafik yükü taşımakta olan İstanbul – Ankara otoyolu da çoğunlukla 1. ve 2. derece deprem bölgesi içindedir. Sözkonusu otoyol Karayolları Genel Müdürlüğü 4. ve 17. Bölge Müdürlükleri (daha önce kısmen 1. Bölge Müdürlüğü) yol ağındadır. Bildiri konusunu ilgilendiren Çamlıca – Gümüşova otoyol kesimi ve bağlantı yolları İstanbul - Ankara otoyolunun 1. ve 2. derece deprem bölgesi içinde kalan bir kesimi olup özellikle de Çamlıca (İstanbul) – Gümüşova (Düzce) kesimi yaklaşık olarak Kuzey Anadolu Fay Hattına paralel gitmektedir. Başta İstanbul, İzmit, Adapazarı olmak üzere çok yoğun nüfusa sahip yerleşim merkezlerine hizmet etmekte olan bu yol sisteminin can ve mal emniyeti ile birlikte kesintisiz trafik akışının sağlanabilmesi yol ağının depreme karşı emniyete alınmasına bağlıdır.

Bu çerçevede Karayolları Genel Müdürlüğü, 17. Bölge Müdürlüğü tarafından konu ele alınarak, yol ağının çok kritik noktalarını oluşturan mevcut köprü yapılarının depreme karşı güvenliğinin tespiti ile gereken durumlarda bunların depreme karşı güçlendirme projelerinin hazırlanması ile güçlendirme (uygulama) işlerinin yapılması için aşamalı olarak ihaleler yapılmıştır.

Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü denetiminde yürütülen ve milli bütçeden kaynak ayrılarak finanse edilen köprü/viyadük tipi yapıların güçlendirilmesine yönelik faaliyetler (proje ve uygulama aşamaları) bu bildiri konusunu oluşturmaktadır.

AMAÇ

Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü denetiminde tamamlanan veya halen yürütülmekte olan Deprem Güçlendirme Projeleri kapsamında bulunan büyük sanat yapılarının (köprüler ve viyadükler) depreme karşı güçlendirilmesi suretiyle 1. ve 2. derece Deprem Bölgelerinde yer alan İstanbul – Ankara Otoyolu Çamlıca – Gümüşova Kesimi ve bağlantı yollarının depreme karşı güvenliği sağlanmış olacaktır. Dolayısıyla güçlendirilmiş yapılar sayesinde başta İstanbul olmak üzere Türkiye'nin en yoğun nüfusunu barındıran büyük bir bölgede yerleşim yerlerindeki afet merkezlerine / bölgelerine acil trafik akışının (itfaiye, güvenlik güçleri, vb) ulaşması mümkün olacaktır.

GENEL BİLGİLER

İstanbul – Ankara Otoyolu Çamlıca – Gümüşova Kesimi 1. derece Deprem Bölgesi içerisinde yer almakta olup yaklaşık olarak kuzey Anadolu fay hattına paralel doğrultuda ilerlemektedir. Karayolları 1. Bölge Müdürlüğü tarafından 2003 yılı sonuna doğru İstanbul – Ankara Otoyolunun (Anadolu Otoyolu) bir bölümünü teşkil eden İstanbul (Çamlıca) – Gümüşova Otoyol Kesimi (KM. 6+120 – 182+585) ile buna bağlı Otoyolu bağlantı yolları üzerinde bulunan toplam 152 adet köprü ve viyadük yapısının depreme karşı güçlendirilmesi amacı ile depreme karşı güçlendirme proje hizmetleri ihaleleri yapılmıştır.

Güçlendirme proje ve mühendislik hizmetleri işleri Karayolları 1. Bölge Müdürlüğü tarafından 2 ayrı bölüm halinde ihale edilmiş olup İdari denetim bilahare Karayolları 17. Bölge Müdürlüğüne devredilmiştir. Proje müellifleri, Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. (Bölüm 1: 3 adet viyadük + 125 adet köprü) ile Temelsu Uluslararası Mühendislik Hizmetleri A.Ş. (Bölüm 2: 23 adet viyadük + 1 adet köprü) firmalarından oluşmaktadır. İşin tümüne ait proje kontrollük ve danışmanlık hizmetleri Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd. Şti. firması tarafından yürütülmüştür.

Güçlendirme proje ve proje kontrollük/müşavirlik mühendislik hizmetleri işleri Aralık-2003 tarihinde başlamış ve Haziran-2005 tarihinde de tamamlanmıştır.

Proje Anadolu Otoyolu (O-4) ile İstanbul 2. Çevreyolu (O-2) kesiştiği Anadolu Otoyolu Köprülü Kavşağının yaklaşık 1 km. İzmit tarafında kalan bir noktadan (Km. 6+120) başlayarak Gümüşova mevkiinde (Km. 182+585) sona ermektedir.
Proje kapsamında belirtilen Anadolu Otoyolu haricinde ayrıca,

(1) Samandıra – Kartal bağlantı yolu;
(2) Kurtköy – Pendik bağlantı yolu;
(3) Şekerpınarı – Çayırova bağlantı yolu;
(4) Adapazarı – Hanlı bağlantı yolu; üzerindeki yapılar da bulunmaktadır

Proje kapsamında Anadolu Otoyolu Çamlıca – Gümüşova (Km. 6+120 – Km. 182+585) Arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yolları üzerinde onarım/güçlendirme uygulama çalışmaları sürdürülmesi sözkonusu olan 26 adet viyadük ile 126 adet köprü olmak üzere toplam 152 adet büyük sanat yapısı mevcuttur.

Proje aşaması tamamlandıktan sonra Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü tarafından Anadolu Otoyolu (Çamlıca – Gümüşova) 3 ayrı kısma bölünerek bahis konusu mühendislik yapılarının güçlendirme yapım (uygulama) işleri 3 kısım halinde ihale edilmiştir:
Kısım 1: Çamlıca – Hereke (Km. 6+120 – 58+854)
Kısım 2: Hereke – Kapantepe (Km. 58+887 – 82+200)
Kısım 3: Kapantepe – Gümüşova (Km. 82+200 – 182+585)

Kısım 1 deki çalışmalar 06.03.2006 tarihinde başlamış olup yapısal güçlendirme çalışmaları henüz tamamlanmamıştır.

Kısım 2 ve Kısım 3 deki çalışmalar da 20.01.2006 tarihinde başlamış olup yapıların güçlendirme çalışmaları 31.12.2008 tarihinde tamamlanmıştır.

Maliyet hakkında fikir vermek gerekirse, 2008 yılı sonu itibariyle onarım çalışmaları da dahil olmak üzere bu proje kapsamında köprülerin güçlendirilmeleri için yaklaşık olarak;
Kısım 1 de: 11.570.000 TL.
Kısım 2 ve Kısım 3 de: 20.545.000 TL.
Olmak üzere toplam: 32.115.000 TL. tutarında harcama yapılmıştır.

Karayolları 17. Bölge Müdürlüğünün İdari denetiminde ve müteahhit firma olarak Kısım 1 de Turan Hazinedaroğlu İnşaat Ticaret A.Ş. ve Kısım 2 ve Kısım 3 te de İlke Yapı İnşaat Sanayi ve Ticaret Ltd. Şti. taahhüdünde sürdürülen güçlendirme (uygulama) çalışmaları aşamasında Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd. Şti. işin tümünde (Kısım 1,2 ve 3) Müşavirlik ve Kontrollük firması olarak hareket etmektedir.

ETÜT AŞAMASI VE GÜÇLENDİRME PROJE ÇALIŞMALARI

Köprü ve tünel yapılarının (onarım ve) güçlendirme uygulama projelerine esas teşkil etmek üzere her bir yapı yerinde detaylı olarak incelenerek yapısal davranışı olumsuz yönde etkileyebilecek yapısal arıza ve hasarlar teker teker yerinde tespit edilmiştir. Ayrıca, işin özel teknik şartnamesinin gerektirdiği testler de her bir yapı için teker teker yapılmıştır. Yürütülen sözkonusu tüm çalışmaları ve sonuçlarını içeren Ön İnceleme Raporları İdare'ye sunulmuştur.

Proje çalışmalarında gerekli geoteknik bilgilerin çoğunluğu İdare'ce temin edilen zemin raporlarından alınmış olup geriye kalan eksik zemin bilgileri için İdare (Karayolları 1. Bölge Müdürlüğü) tarafından ek temel zemin sondaj çalışmaları yaptırılmıştır. Köprülerin deprem hesaplarında aşağıda açıklanan 2 adet farklı deprem seviyesi tanımlanmıştır:

- S1 Seviyesi Deprem Yer Hareketi: Marmara fayı üzerinde oluşacak M=7,5 moment büyüklündeki senaryo depreminden kaynaklanacak 50 yılda %50 aşılma olasılığı olan ve dönüş periyodu 72 yıl olan deterministik deprem yer hareketi (işletme)
- S2 Seviyesi Deprem Yer Hareketi: Marmara fayı üzerinde oluşacak M=7,5 moment büyüklündeki senaryo depreminden kaynaklanacak 50 yılda %2 aşılma olasılığı olan ve dönüş periyodu 2475 yıl olan probabilistik deprem yer hareketi (göçme)

Hesaplarda yapılan esas kabuller ise, S1 depreminde yapı elemanlarının elastik sınırlar içinde kalarak depremi en az hasarla atlatması ve yolun açık kalması, S2 depreminde ise yapının depremden sonra onarılabilecek kadar hasar görmesine, diğer bir deyimle bazı elemanların plastikleşmesine izin vermek fakat servis dışı kalmasını ve göçmesini önlemek olmuştur.

Bu deprem yer hareketleri karşısında yapılarda beklenecek performans seviyeleri aşağıda tanımlanmıştır.

Deprem Seviyesi	Normal Köprü		Önemli Köprü	
	Servis	Hasar	Servis	Hasar
S1	Devamlı	Tamir edilebilir	Devamlı	Minimum
S2	Sınırlı	Önemli	Devamlı	Tamir Edilebilir

"Devamlı" servis kriteri depremden hemen sonra köprünün trafiğe sürekli olarak açık kalmasıdır.
"Sınırlı" servis kriterinde ise depremden birkaç gün sonra sınırlı sayıda şeridin kontrollü olarak trafiğe açılması, ancak tam işletmenin ancak aylar sonra sağlanabilmesi amaçlanmaktadır.
"Minimum" hasar seviyesi esasen elastik davranışı içermektedir.
"Tamir Edilebilir" hasar seviyesinde tanımlanan hasarlar ve bu hasarların tamiri işletmeyi sadece minimum düzeyde etkileyecektir.
"Önemli" hasar seviyesinde tanımlanan hasarlar toplam göçmeye ve can kayıplarına yol açmayacak düzeydedir;
Proje kapsamındaki tüm köprü yapıları "önemli köprü" sınıfındadır.

S1 ve S2 depremlerine göre yapılan hesaplarda tablo-1 de verilen malzeme birim deformasyon sınır değerlerine uyulmuştur:

Tablo 1: Malzeme Birim Deformasyon Değerleri

Deprem Seviyesi	Sargısız beton için birim deformasyon sınırları		Sargılı beton için birim deformasyon sınırları	
	Beton	Çelik	Beton	Çelik
S1	0,002 (Basınç)	0,008 (Çekme)	0,004 (Basınç)	0,015 (Çekme)
S2	0,004 (Basınç)	0,020 (Çekme)	0,018 (Basınç)	0,060 (Çekme)

Kutu kesitli ayaklarda sargısız beton için verilen birim deformasyon değerleri kullanılmıştır.

Yapısal güçlendirme hesaplarında her 2 deprem seviyesi de dikkate alınmıştır. Ancak, ileri dinamik analiz hesap yönteminde Zaman Tanım Alanı yönteminin kullanılması durumunda ("Time History") sadece S2 deprem seviyesine göre hesap yapılmıştır, zira zaman tanım alanı hesap yönteminde malzemelerin (beton ve donatı) doğrusal ve elastik olmayan davranış karakteri (S2 deprem seviyesi tanımına uygun olarak) dikkate alınmış olmaktadır.
Deprem güçlendirme proje hesaplarında tüm köprü yapıları için ilk aşamada elastik çok modlu spektral analiz hesap yöntemi, bilahare viyadükler ve kritik görülen diğer köprüler için ayrıca ileri dinamik analiz hesap yöntemi (itme analizi ve/veya duruma göre zaman tanım alanı hesap yöntemi) uygulanmıştır. Bu aşamada çok modlu elastik analiz sonucu yeterli bulunmuş olan birçok köprü için ileri dinamik analize gidilmesine gerek görülmemiştir.

İleri dinamik analiz hesap yönteminde amaç yapının yatay yükler altında deplasman yapabilme kapasitesini belirlemek olmuştur. Elde edilen kapasite eğrisi yardımı ile köprü

ayaklarında oluşan malzeme deformasyonları deformasyon sınır değerleri ile karşılaştırılarak ayakların güçlendirmeye ihtiyacı olup olmadığını belirlemek mümkün olmuştur.
Depreme karşı güçlendirme hesaplarında ve projelerinde şu aşamalardan geçilmiştir.

(1) Mevcut yapım projelerinden yararlanılarak köprü geometrileri, teçhizat ve ölü yüklerin çıkarılması ile aynı zamanda zemin (geoteknik) raporlardan da zemin hesap parametrelerinin çıkarılması;
(2) Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı'ndan Köprü Deprem Yer Hareketi raporlarının temini;
(3) Deprem yüklerine göre köprünün halihazırdaki mevcut durumuna göre gerekli tahkiklerin yapılması ile sözkonusu olduğu taktirde gerekli güçlendirmelerin belirlenmesi;
(4) Köprünün "güçlendirilmiş" durumuna göre gerekli tahkiklerin yapılması;
(5) Amerikan AASHTO Şartnamesi ilgili bölümüne göre kenarayaklarda ve ortaayaklarda mevcut kiriş yatay oturma payı mesafelerinin yeterli olup olmadığının kontrolü;
(6) Mesnetlerin değiştirilmesi v.b. işlerin yapılabilmesi için köprü tabliyelerinin kaldırılması ile kullanılacak hidrolik kriko kapasitelerine ilişkin hesaplar;
(7) Uygulama projelerine ilişkin (çizim) detayların oluşturulması;
(8) Köprü güçlendirme (onarım dahil) proje çizimlerinin hazırlanması

Güçlendirme hesap ve projeleri sonucu olarak, proje kapsamında incelenen toplam 152 adet köprü yapısından (viyadükler, üstgeçit, altgeçit, kavşak, akarsu ve yaya köprüleri) 65 adedinde depreme karşı yapısal güçlendirme ihtiyacı ortaya çıkmış olup hazırlanan güçlendirme uygulama projeleri ve hesap raporları Müşavir firmaca incelenerek ve İdare'ce onaylanarak yürürlüğe girmiştir. Geriye kalan 87 adet yapıda ise güçlendirmeye ihtiyaç bulunmadığı tespit edilmiştir.Yapılan güçlendirme proje çalışmaları neticesinde belirlenen depreme karşı güçlendirme yöntemleri özet olarak tablo-2 de verilmiştir.

Her ne kadar deprem güçlendirme ihtiyaçları yapıdan yapıya farklılıklar arz etmekte ise de işin kapsamındaki köprülere ve viyadüklere genel olarak bakıldığında proje aşamasında tespit edilen yaygın yapısal zayıflıklar ve yetersizlikler ile benimsenen çözümler anahatları ile aşağıda belirtilmiştir:

(1) Yüzeysel temelli ortaayak temellerinde zemin taşıma gücü ile kazıklı ortaayak temellerinde de kazık basınç/çekme zemin taşıma güçleri açısından yetersizlikler; güçlendirme yöntemi olarak mevcut temellerden yüzeysel olanlar büyütülmüş ve kalınlaştırılmış olup, kazıklı temeller de ilave kazıklar teşkil edilerek ve yeni kazık başlığı yapılarak mevcut olana irtibatlandırılarak sistemin bir bütün halinde çalışması sağlanmıştır. Mevcut betonlara demir ekilerek yeni betonlarla birlikte çalışması temin edilmiştir.
(2) Bazı kenar ve ortaayaklarda mevcut kiriş oturma payı mesafesinin yetersizliği; tahkik hesaplarında Amerikan AASHTO şartnamesi Bölüm 1A, Madde 7.3.1 de yaralan ve sağlanması gereken mesafeyi veren $x = (305 + 2{,}5L + 10H)(1+0{,}000125\phi^2)$ ifadesi kullanılarak gereken boyut elde edilmiştir. İlgili ayaklara mevcut betona demir ekilerek perde üst kısımlarda yeni (ilave) betonarme konsol şeklinde elemanlar teşkil edilmesi suretiyle veya başka nedenlerle perdeye uygulanacak ilave betonarme mantolamadan yararlanılarak sözkonusu yetersizlik giderilmiştir.
(3) Ortaayaklarda perdelerin kesit ve donatı açısından yetersizlikler ile ayrıca perdelerdeki düşey donatı bindirme eklerinin temelin üstünde kalan (kesit tesirlerinin en yoğun olduğu) perde alt bölümlerinde yapılmış olmalarından dolayı oluşan zayıflıklar; perdelerdeki kesit ve donatı yetersizlikleri 25 cm kalınlıkta ilave betonarme manto yapılarak, bindirme ekleri zayıflığı ise temel üzerinden hesapla tespit edilecek perde yüksekliğine kadar betonarme manto yapılarak neticede bindirme eklerinin kritik bölgeden bir miktar uzaklaştırılması şeklinde iyileştirme/güçlendirme yapılmıştır.Bazı viyadük ayaklarında yetersiz durumda olan perdelerde mevcut elastomer mesnetlerin kayıcı mesnetlerle değiştirilmeleri suretiyle ayaklara intikal edecek yatay yükler önemli oranda azaltılmış ve dolayısı ile mevcut perde kesiti yeterli hale getirilmiştir.
(4) Ayaklarda mevcut deprem takozlarının eksikliği, yetersizliği ve güçlendirilmiş tabliye hareketlerine cevap verememesi şeklinde problemler; başlık kirişi betonuna demir

ekilerek ilave (yeni) betonarme deprem takozları teşkili ile gerektiğinde engel teşkil eden mevcut takozların kaldırılarak enine ve boyuna yönde belirlenecek yüklere ve deplasmanlara cevap verebilecek yeni (ilave) deprem takozları yapılarak söz konusu problemler ve yetersizlikler giderilmiştir.

(5) Bazı yapılarda ayaklardaki mevcut elastomer mesnetlerin yatay deformasyon kapasitelerinin tespit edilen tabliye yerdeğiştirmelere göre yetersiz kalmaları; bu gibi durumlarda ilgili yapıya bağlı olarak söz konusu ortaayaklarda genleşme derzi bulunduğu takdirde bunların iptali ve tabliyenin sürekli hale getirilerek hareketin sınırlandırılması, ilave deprem takozları teşkili suretiyle yine hareket sınırlaması veya mevcut mesnetlerin hesaplanacak uygun ebatlarda (kapasitede) yeni elastomer mesnetlerle değiştirilmeleri gibi muhtelif iyileştirme yöntemlerinden uygun olanı benimsenmiş ve projelendirilmiş olup uygulamalar sürdürülmektedir.

Güçlendirme projesi aşamasında belirlenerek benimsenen ve uygulama aşamasına giden yapısal güçlendirme yönteminin tespitinde şu ana parametreler belirleyici olmuştur:

(a) Uygulanabilirlik
(b) İlgili köprü/viyadük yapısının özellikleri ve geometrisi
(c) Diğer alternatif güçlendirme yöntemlerine kıyasla daha ekonomik olma durumu (ekonomiklik)
(d) İstanbul ile Marmara bölgesinde Karayollarındaki çok yoğun trafik koşullarının etkisi

GÜÇLENDİRME YAPIM (UYGULAMA) ÇALIŞMALARI

(a) Kısım 1 (çalışmalar devam etmektedir.):

Bu kısımda yeralan ve proje aşaması sonucu olarak depreme karşı güçlendirilmeleri gerektiği belirlenen 49 adet köprü yapısından (34 adet köprü + 15 adet viyadük) Batı Hereke Viyadüğünden başlanarak yapılan iş programı gereği ilk aşamada toplam 12 adet viyadükte güçlendirme çalışmaları kısmen yapılmış olup devam etmektedir.

Kısım 1 deki güçlendirme çalışmaları sırasında aşağıda kısaca belirtilen konu ve problemlerle karşılaşılmıştır.

(1) Batı Hereke Viyadüğünde ortaayaklarda temel güçlendirme imalatları D-100 Karayolunun emniyet şeridinin içinde kalmıştır. Dolayısıyla güçlendirme imalatları için yapılan temel kazıları sırasında karayolunun ve trafik akışının emniyete alınması amacıyla uygun yerlerde Φ45 cm ve Φ60 cm minikazıklı destek sistemi yapılması zorunlu olmuştur. Uygulama aşamasında müteahhit firmaca sözkonusu minikazık sistemlerine ait (ilave) uygulama hesap ve projeler (destekleme sistemine ait kesin ölçü ve miktarları içeren detay projeler) oluşturularak müşavir firma incelemesi ve İdare onayını müteakip uygulanmıştır.

(2) Batı Hereke Viyadüğünün güçlendirilmesi kapsamında yapılan forekazık ve minikazık çalışmalarına ışık tutmak amacıyla uygulama aşamasında müteahhit firmaca toplam 18 adet temel zemin sondajı yaptırılmış olup Viyadük Jeoteknik Raporu oluşturulmuştur.

(3) Kazıklı temeller ilave kazıklar teşkil edilerek, ve genişletilen temel papucu bunların üzerine oturtularak güçlendirilmiştir; yüzeysel temeller de doğal olarak yüzeysel olarak pabuç genişletmesi / kalınlaştırılması yapılarak güçlendirilmiştir.

(b) Kısım 2 ve Kısım 3 (güçlendirme çalışmaları tamamlanmıştır.):

Bu kısımlarda 8 adet köprü + 8 adet viyadük olmak üzere toplam 16 adet yapıyı kapsayan köprü güçlendirme çalışmaları tamamlanmış durumda olup güçlendirme iş kalemleri miktarları ekli imalat icmal tablosunda gösterilmiştir. (Tablo-3)

Güçlendirme uygulamaları sırasında karşılaşılan bazı ilginç konu ve problemler aşağıda kısaca açıklanmıştır.

(1) D-100 Karayolu Hereke Koyu Viyadüğü ayaklarının arasından yatay kurplar yaparak ilerlemektedir. Dolayısıyla ortaayaklarda temel güçlendirme imalatları sözkonusu karayolu emniyet şeritlerinin içinde kalmıştır. Ayrıca komşu temeller arasında önemli kot farkları da sözkonusu olmuştur. Temel genişletme ve perde mantolama çalışmalarının gerçekleştirilebilmesi için gerekli olan kazı çalışmalarının yapılabilmesi

için belirli akslar arasında ankrajlı Φ30 cm minikazıklı, kuşak kirişli iksa sistemleriyle bazı yerlerde de Φ100 cm forekazıklı, başlık kirişli iksa destekleme sistemlerinin teşkili zorunlu olmuştur. Sözkonusu iksa destekleme sistemlerinin projelendirilmesi amacıyla müteahhit firmaca viyadükte toplam 8 adet temel zemin sondajı yaptırılarak viyadük zemin etüdü geoteknik raporu hazırlanmıştır. Ankraj sistemi 385 KN. kapasiteli 3X0,5 inç. (127 mm nominal çaplı, 270 K düşük gevşemeli halat) öngerme halatlarından oluşmakta olup 200-275 KN mertebelerinde öngerme kuvvetleri uygulanmıştır. Halat ankraj kök boyları marn ve kireçtaşı tabakalarında minimum 7-10 m olacak şekilde tespit edilmiştir.

(2) 8 açıklıklı Mudurnu çayı köprüsünde ortaayaklar Φ250 cm çaplı tek kolon ile her biri 7,05 m. açıklıklı çift taraflı konsoldan oluşan başlık kirişinden ibaret olup kazıklı temeller üzerine oturmaktadır. Temel sisteminin ve kolonun güçlendirme ihtiyacı bulunmadığı tespit edilmiştir. Onaylı güçlendirme projelerine göre yetersiz durumdaki başlık kirişi konsolları alttan mantolanmış ve başlık kirişi kesit olarak güçlendirilmiştir.

Güçlendirme projelerine ait bazı ilginç detaylar (Şekil-1, 2, 3) ve Proje bünyesinde yeralan imalatlar ve çalışmalara ait bazı genel bilgiler Tablo-2 ve 3 te verilmektedir.

SONUÇ

İstanbul, Kocaeli ve Sakarya illerini kapsayan ve aynı zamanda 1. ve 2. derece deprem bölgeleri içinde yeralan ve İstanbul – Ankara otoyolunun önemli bir bölümünü teşkil eden (Çamlıca – Gümüşova) kesimi ve bağlantı yolları üzerindeki köprülerin ve viyadüklerin depreme karşı güçlendirilmesi kısmen tamamlanmış ve kısmen de sürdürülmektedir. Güçlendirme çalışmaları 2004 yılında başlatılmış olup yeterli kaynakların ayrılması durumunda 2012 – 2013 yıllarında sözkonusu otoyol kesimi üzerindeki sözkonusu yapıların tümüyle depreme karşı güçlendirilmiş olacağı tahmin edilmektedir. Bu hedefe tam erişildiğinde ilgili tüm karayolu kesimlerinin ve dolayısıyla yoğun nüfuslu yerleşim merkezlerine ulaşım deprem açısından emniyete alınmış olacaktır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, iş bu bildiri konusunu teşkil eden çalışmalara katkılarından dolayı Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü ilgili ve yetkililerine, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı ilgili öğretim üyelerine, yapım çalışmalarını gerçekleştiren müteahhit firmalara ve emeği geçen uygulama proje ve proje kontrol firmaları ilgili teknik personeline teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

1. AASHTO (1996) American Association of State Highway and Transportation Officials – Standard Specification for Highway Bridges (A.B.D. Karayolu Köprüleri Standart Teknik Şartnamesi)
2. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998) ile Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) eki Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası
3. CALTRANS (California Department of Transportation) – Seismic Design Criteria, 2001
4. Erdik, M., Siyahi, B., Şeşetyan, K., Demircioğlu, M., Akman, H., "Otoyollar Üzerindeki Viyadük ve Köprülerin Onarımı ve Depreme Karşı Güçlendirilmesi İşi Kapsamında Kullanılacak Deprem Yer Hareketi Raporları," Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, 2003

5. Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü – Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. – Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti. "Anadolu Otoyolu, Çamlıca – Gümüşova (Km. 6+120 – 182+585) arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yollarının Köprülerinin ve Özel Yapılarının (viyadükler) Onarım ve Güçlendirme Projelerinin Yaptırılması İşi (1 nolu iş)" Köprü / viyadük güçlendirme proje çizimleri, ön inceleme raporları, çok modlu spektral analiz ve ileri dinamik analiz hesap raporları, 2004
6. Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü – Temelsu Uluslararası Mühendislik Hizmetleri A.Ş. – Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti. "Anadolu Otoyolu, Çamlıca – Gümüşova (Km. 6+120 – 182+585) arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yollarının Tünellerinin ve Viyadüklerinin Onarım ve Güçlendirme Projelerinin Yaptırılması İşi (2 nolu iş)" viyadükler güçlendirme proje çizimleri, ön inceleme raporu, çok modlu spektral analiz ve ileri dinamik analiz hesap raporları, 2004
7. Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü – Turan Hazinedaroğlu İnşaat Ticaret A. Ş. - Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti. "Anadolu Otoyolu Çamlıca – Hereke (Km. 6+120 – 58+854) arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yolları Üzerindeki Köprü, Viyadük ve Tünellerin Depreme Karşı Güçlendirilmesi Yapım İşi (Kısım I)" Envanter Defteri, İş İlerleme Raporları, güçlendirme ek projeleri/hesap raporları, 2006 - 2008
8. Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü – İlke Yapı İnşaat Sanayi ve Ticaret Ltd. Şti. - Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti. "Anadolu Otoyolu Hereke - Kapantepe (Km. 58+887 – 82+200) arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yolları Üzerindeki Köprü, Viyadük ve Tünellerin Depreme Karşı Güçlendirilmesi Yapım İşi (Kısım II)" ve "Anadolu Otoyolu Kapantepe – Gümüşova (Km. 82+200 – 182+585) arası Otoyolu ve Otoyolu Bağlantı Yolları Üzerindeki Köprü, Viyadük ve Tünellerin Depreme Karşı Güçlendirilmesi Yapım İşi (Kısım III)" Aylık İş İlerleme Raporları, güçlendirme ek projeleri / hesap raporları, kesin hakediş raporları, 2006 – 2008
9. Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü, Köprü Başmühendisliği, İstanbul (muhtelif bilgiler)

TABLO 2: YAPILARDA UYGULANAN GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ

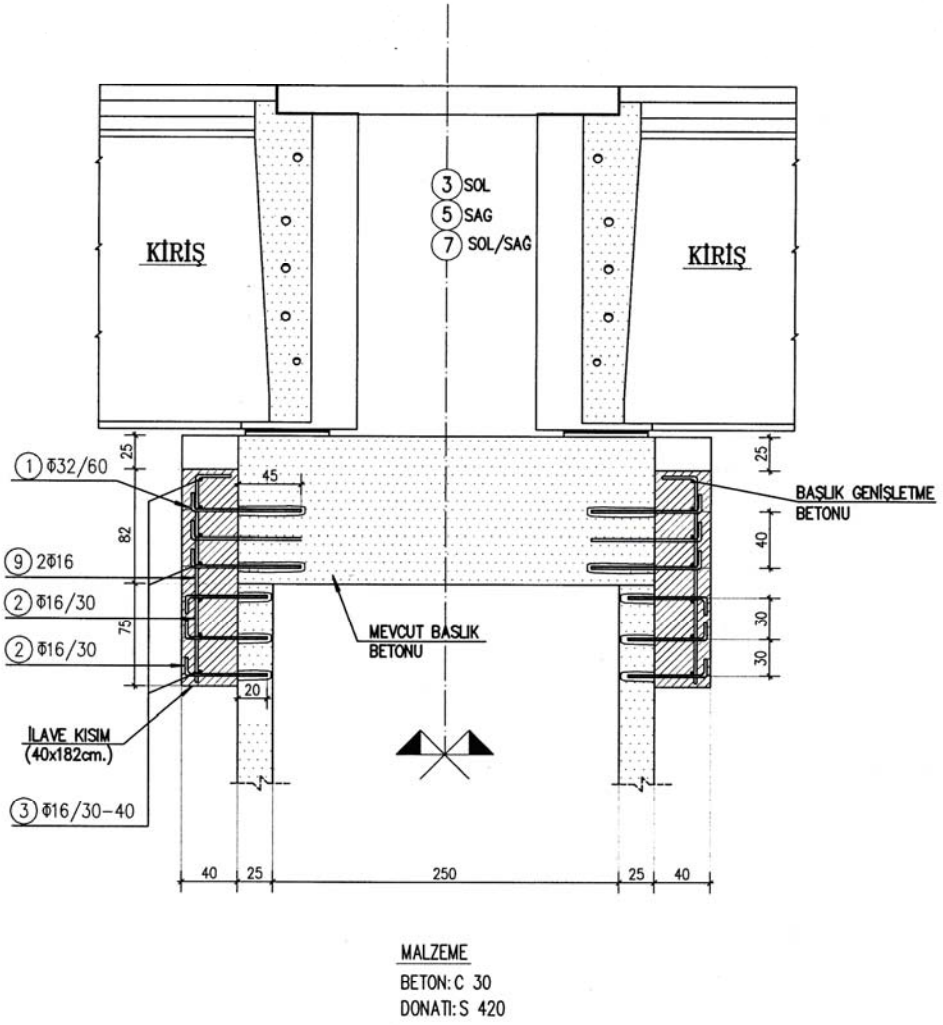
GRUP	GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ	GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİNİN BÜYÜK SANAT YAPILARINA DAĞILIMI
1	1.1 KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFELERİNİN ARTIRILMASI 1.2 YENİ (İLAVE) DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI	1 ADET VİYADÜK 1 ADET NEHİR KÖPRÜSÜ 28 ADET ÜSTGEÇİT/ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ (TOPLAM 30 ADET YAPI)
2	2.1 KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFELERİNİN ARTIRILMASI 2.2 TEMELLERİN GÜÇLENDİRİLMESİ	10 ADET ÜSTGEÇİT/ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ
3	3.1 YENİ (İLAVE) DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 3.2 KAYICI MESNET YAPILMASI	1 ADET VİYADÜK
4	4.1 TEMELLERİN GÜÇLENDİRİLMESİ (PABUÇ KALINLIĞININ ARTIRILMASI)	5 ADET VİYADÜK
5	5.1 YENİ (İLAVE) DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 5.2 TEMELLERİN GÜÇLENDİRİLMESİ (PABUÇ KALINLIĞININ ARTITILMASI)	2 ADET VİYADÜK
6	6.1 KENARAYAKLARDA İLAVE DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 6.2 TEMELLERİN GÜÇLENDİRİLMESİ (PABUÇ KALINLIĞININ ARTIRILMASI) 6.3 ORTAAYAKLARDA BİNDİRME BÖLGESİ İYİLEŞTİRMESİ	3 ADET VİYADÜK
7	7.1 KENARAYAKLARDA İLAVE DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 7.2 ORTAAYAKLARDA PERDELERİN GÜÇLENDİRİLMESİ (BETORNARME MANTOLAMA)	1 ADET VİYADÜK
8	8.1 KENARAYAKLARDA İLAVE DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 8.2 ORTAAYAKLARDA KAYICI MESNET YAPILMASI 8.3 ORTAAYAKLARDA BİNDİRME BÖLGESİ İYİLEŞTİRMESİ	6 ADET VİYADÜK
9	9.1 KENARAYAKLARDA İLAVE DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI 9.2 ORTAYAKLARDA KAYICI MESNET YAPILMASI 9.3 ORTAYAKTA BİNDİRME BÖLGESİ İYİLEŞTİRMESİ 9.4 TEMEL PABUCU GÜÇLENDİRMESİ	1 ADET VİYADÜK
10	10.1 KENARAYAKLARDA VE ORTAAYAKLARDA DEPREM TAKOZU YAPILMASI 10.2 ORTAYAKLARDA KAYICI MESNET YAPILMASI 10.3 TEMEL PABUÇLARININ GÜÇLENDİRİLMESİ 10.4 İLAVE ø100/ø120 FOREKAZIKLAR VE ø165 KESON KAZIKLAR YAPILMASI 10.5 ORTAYAK PERDE GÜÇLENDİRMESİ (BETORNARME MANTOLAMA) 10.6 KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFELERİNİN ARTIRILMASI	2 ADET VİYADÜK
11	11.1 ORTAYAK PERDELERİNİN GÜÇLENDİRİLMESİ (BETORNARME MANTOLAMA)	1 ADET NEHİR KÖPRÜSÜ
12	12.1 YENİ (İLAVE) DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI	1 ADET VİYADÜK
13	13.1 KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFELERİNİN ARTIRILMASI	1 ADET ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ 1 ADET NEHİR KÖPRÜSÜ (TOPLAM 2 ADET YAPI)

TABLO 3: GÜÇLENDİRME ÇALIŞMALARI TAMAMLANMIŞ DURUMDA BULUNAN KISIM - 2 VE KISIM - 3 (HEREKE - GÜMÜŞOVA) KAPSAMINDA GERÇEKLEŞTİRİLEN KÖPRÜ GÜÇLENDİRME İMALATLARI İCMALİ

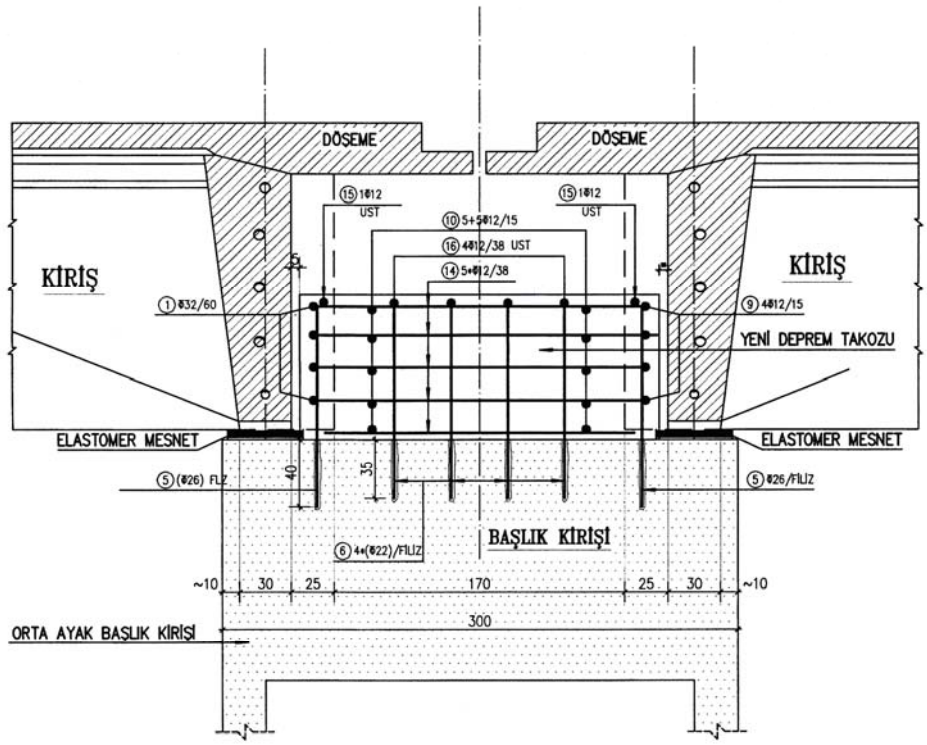
SIRA NO	GÜÇLENDİRME İŞ KALEMİ	MİKTAR
1	TEMELLERİN GÜÇLENDİRİLMESİ	9800 m^3
2	ORTAAYAKLARDA, PERDE VE BAŞLIK KİRİŞİ GÜÇLENDİRMESİ (BETONARME MANTOLAMA)	4450 m^3
3	KAYICI MESNET MONTAJI	54 ADET
4	ELASTOMER MESNETLERİN YENİLERİYLE DEĞİŞTİRİLMESİ	13775 dm^3
5	BETONARME İLAVE (YENİ) DEPREM TAKOZLARI YAPILMASI	1140 m^3
6	KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFESİ ARTIRILMASI (AYAKLARDA)	200 m^3
7	ORTAAYAKLARDA PERDELERDE PLASTİK MAFSAL BÖLGE İYİLEŞTİRMESİ	250 m^3
8	İLAVE FOREKAZIK YAPIMI (ø100 VE ø120)	1636 m ø100 136 m ø120
9	KESON KAZIK YAPIMI (ø165)	255 m
10	MİNİKAZIK YAPIMI (ø30 cm)	5300 m

SIRA NO	GÜÇLENDİRME İMALAT İŞ KALEMİ	MİKTAR
1	BETONARME BETONU (C25 VE C30)	17660 m^3
2	BETONARME DEMİRİ (S420)	3770 TON
3	BETONA (EPOKSİ REÇİNE HARCI KULLANARAK) DEMİR EKİLMESİ	29950 ADET
4	YENİ ELASTOMER MESNETLER	13775 dm^3
5	BETON YÜZEYLERDE HASSAS KIRIM YAPILMASI	1896 m^2 +121 m^3
6	TEMEL KAZISI	19650 m^3
7	MEVCUT BETONARME İMALATIN KIRILMASI	83 m^3
8	GROBETON (C14)	225 m^3
9	KATRAN BADANA	8100 m^2

ŞEKİL 1: HEREKE KOYU VİYADÜĞÜ ORTAAYAKLAR KİRİŞ OTURMA PAYI MESAFESİ ARTIRILMASI DETAYI

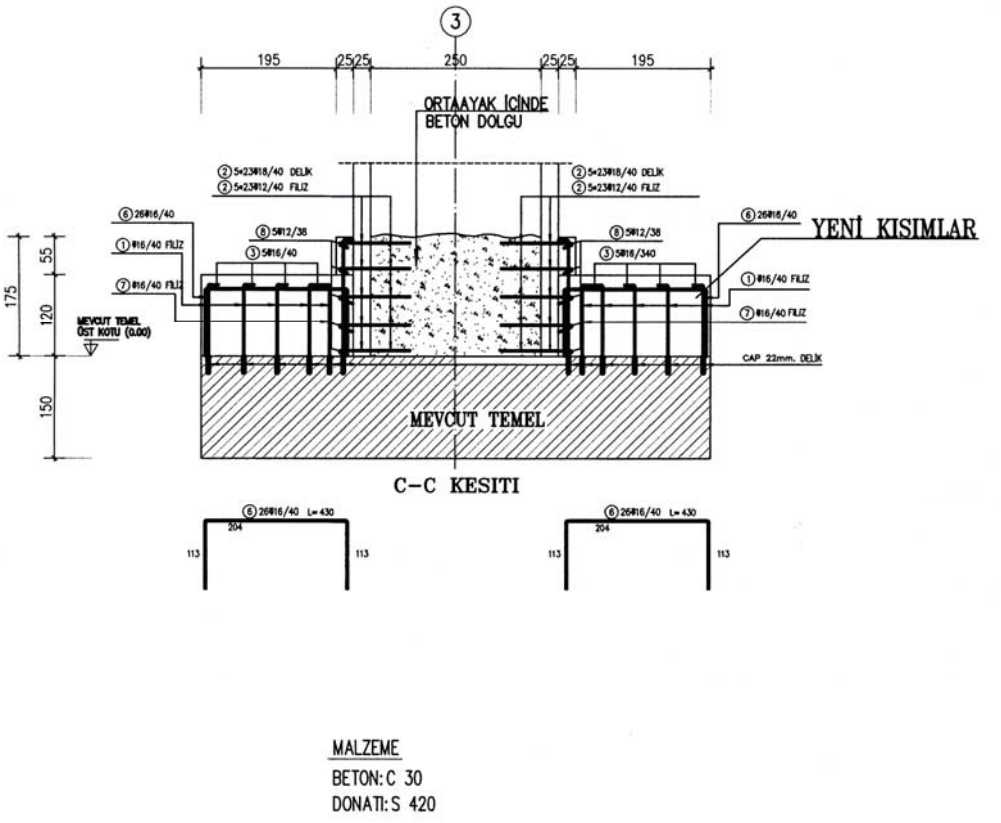


ŞEKİL 2: HEREKE KOYU VİYADÜĞÜ ORTAAYAKLAR YENİ (İLAVE) DEPREM TAKOZLARI DETAYI



MALZEME
BETON: C 30
DONATI: S 420

ŞEKİL 3: HAMZADERE VİYADÜĞÜ ORTAAYAKLARDA BİNDİRME İYİLEŞTİRMESİ YAPILMASI DETAYLARI



MALZEME
BETON: C 30
DONATI: S 420

YUMUŞAK KAT DÜZENSİZLİĞİNİN BETONARME YAPILARIN SİSMİK DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF EFFECT OF SOFT STOREY IRREGULARITY ON SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Mehmet INEL[1], Hayri B. ÖZMEN[2] ve Mustafa A. HIRA[3]

ÖZET

Yumuşak kat düzensizliği, yaşanan depremlerde bina hasarlarının en büyük nedenleri arasındadır ve hemen her deprem sonrası inceleme raporlarında yer almaktadır. Bu düzensizlik deprem taleplerinin tek bir katta yoğunlaşmasına yol açmakta ve sismik davranış açısından büyük olumsuzluklara neden olmaktadır. Bu çalışmada mevcut yapı stoğu içinde en büyük paya sahip olan betonarme binalarda yumuşak katın sismik davranışa etkisi doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz kullanılarak incelenmiştir. Bu amaçla Türkiye'de yer alan betonarme binaları temsil eden toplam 96 adet üç boyutlu binanın modeli kullanılmıştır. Tasarımda 1975 ve 1998 deprem yönetmelikleri dikkate alınmıştır. Binaların modellemesi ve doğrusal olmayan statik analizleri SAP2000 statik analiz programı ile yapılarak kapasite eğrileri elde edilmiştir. 96 adet binanın iki doğrultunun dikkate alınmasıyla oluşan 192 adet modeli tek serbestlik dereceli sistemlere dönüştürülmüştür. 264 farklı ivme kaydı kullanılarak yapıların doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizle sismik deplasman talepleri elde edilmiştir. Hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi performans seviyeleri kapasite değerleri ile ortalama 0.2g, 0.4g ve 0.6g maksimum yer ivmesi değerine sahip deprem setleri talep değerleri karşılaştırılmıştır. Değerlendirme sonucunda incelenen modeller çerçevesinde yumuşak kat davranışının yapının yerdeğiştirme kapasitesini önemli oranda (%27) azalttığı ve talep değerlerinde büyük artışa (%55) neden olduğu belirlenmiştir. Yapının talep/kapasite oranını %86'ya varan oranda artırarak sismik performans üzerinde oldukça yıkıcı etkiye sahip olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yapılar, Yumuşak kat, Performans seviyesi, Sismik davranış.

ABSTRACT

Soft story irregularity is one of the main reasons of the building damage during earthquakes and is mentioned in almost all reconnaissance reports. This irregularity leads to concentration of the seismic deformation demands on a single storey and adversely affects the seismic behavior. In this study, effect of soft storey on seismic behavior of the reinforced concrete buildings, which constitute the major portion of the existing building stock, is evaluated using non-linear static and dynamic analyses. For this purpose, seismic performance of 96 building models that reflect Turkish reinforced concrete building stock with and without soft storey are investigated. Models are designed per 1975 and 1998 Turkish Earthquake Code. The SAP2000 software was used for modeling and non-linear static analyses to obtain capacity curves of the buildings. Considering two principal directions, 96 building models are represented by 192 "Equivalent" Single –Degree-Of-Freedom models. Seismic displacement demands are determined by non-linear dynamic response history analyses using 264 different ground motion records. Capacity values for immediate occupancy, life safety and collapse prevention performance levels were compared with the demands from sets of records having mean peak ground accelerations of 0.2g, 0.4g and 0.6g. It has been found that, within the observed models

[1] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, minel@pau.edu.tr
[2] Arş. Gör., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, hozmen@pau.edu.tr
[3] Y.Lisans öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli.

presence of soft storey significantly reduces displacement capacities up to %27, and greatly amplifies the demands up to %55. It is observed to have very damaging effects on buildings' seismic performances by increasing demand/capacity ratio up to %86.
Keywords: Performance level, Reinforced concrete, Seismic behavior, Soft storey.

GİRİŞ

Ülkemiz son yirmi yılda çok büyük can kaybı ve maddi hasarlara sebep olan orta ve büyük ölçekte depremlere maruz kalmıştır. Ortaya çıkan hasarlı bina ve can kayıplarının sayısı sonucu dikkatler mevcut yapıların yetersiz sismik performansları üzerine çevrilmiştir.

Ülkemiz betonarme yapı stoğunda bulunan olası düzensizlikler, bu hasarların ortaya çıkmasında en önemli etkenlerden biridir. Yapıda ani rijitlik değişimi sebebiyle deprem enerjisinin tek bir katta yoğunlaşması sebebiyle oluşan yumuşak kat düzensizliği ülkemizde yaşanan depremlerde betonarme binaların yıkılma nedenlerinin başında gelmektedir. (Adalier ve Aydingun, 2001; Doğangün, 2004; Sezen ve diğ. 2003). Bu düzensizlik dünyada da önde gelen hasar nedenleri arasındadır. Bu nedenle birçok sismik değerlendirme raporunda yer almaktadır (A summary report of the January 17 1995 Kobe Earthquake, 1995; Goel, 2003; Yoshimura ve Kuroki, 2003).

Çalışmanın amacı mevcut betonarme yapılarda yumuşak kat düzensizliğinin yapı davranışına etkisinin değerlendirilmesidir. Bu amaçla ülkemizdeki mevcut yapı stoğunu temsil eden herhangi bir düzensizliğe sahip olmayan 2, 4 ve 7 katlı referans binalar 1998 ve 1975 yönetmeliklerine göre ayrı ayrı modellenmiştir (AY-75, 1975; AY-98, 1998). Daha sonra bu binaların yumuşak kata sahip durumları referans binalar ile karşılaştırılarak değerlendirilmiştir. Çalışma ayrıca yeni yürürlüğe girmiş olan Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007, 2007) uygulamalarının zenginleştirilmesine de katkıda bulunacaktır. Bu sebeple çalışmanın tüm safhalarında bina modellerinin hazırlanması ve kapasitelerin belirlenmesinde 2007 Deprem Yönetmeliği dikkate alınmıştır.

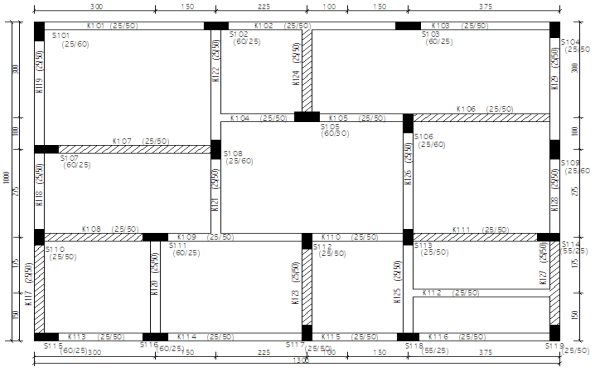
Çalışma kapsamında kullanılan bina özellikleri yaklaşık 500 mevcut bina üzerinde yapılan envanter çalışması ile (Inel vd., 2009) oluşturulmuştur. Elde edilen özelliklerin yansıtılması ile 1-2 katlı binalar 2, 3-5 katlı binalar 4, 6 ve üzeri katlı binalar da 7 katlı bina modelleri ile temsil edilmiştir. Her bir yapı grubu için iki farklı deprem yönetmeliği (1975 ve 1998), 2 farklı beton basınç dayanımı ve iki farklı yanal donatı durumu dikkate alınmıştır. Beton sınıfı olarak 1998 öncesi yapılarda BS16 (orta kalite) ve BS10 (düşük kalite), 1998 ve sonrası yapılarda BS25 (iyi kalite) ve BS16 (orta kalite) öngörülmüştür. Her bir model için sargı bölgelerinde yönetmeliğe uygun donatı düzeni ve 200 mm aralıklı ve çirozsuz olmak üzere iki farklı yanal donatı durumu göz önüne alınarak mevcut yapı stoğunda yaygın olarak görülebilen yanal donatı yetersizliği ve düşük beton dayanımı kusurlarının davranışa etkisi de incelenmiştir. Analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. (SAP2000, CSI).

Çalışmada elde edilen bulgularla farklı türde betonarme yapılar (kat sayısı, yönetmelik, detaylandırma) için yumuşak kat durumlarının her bir yapı performans seviyesi için farklı deprem büyüklüklerinde hasar riskinde meydana getirdiği artış incelenmiştir. Elde edilen değerler deprem hasar tahmin yöntemlerinde ve yapıların risk öncelik değerlendirmelerinde kullanılabilir.

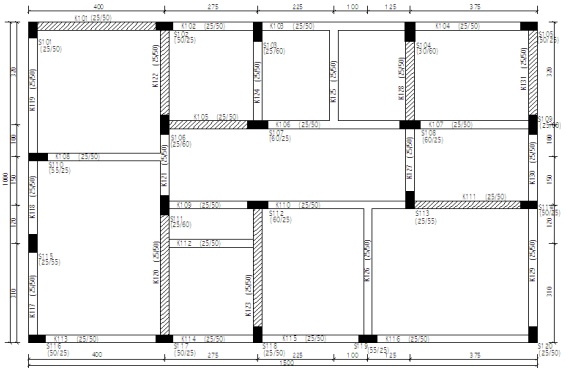
MODEL ÖZELLİKLERİ VE MODELLEME

Çalışma kapsamında kullanılan düzenli referans ve yumuşak katlı bina modellerinin hazırlanmasında mevcut binalarla ilgili envanter çalışması (İnel vd., 2009) verileri kullanılmıştır. Bu çalışmada betonarme yapıların dayanım ve şekildeğiştirme davranışları üzerinde etkisi olduğu düşünülen bazı yapısal özelliklerin yapı stoğu içindeki değerleri incelenmiştir. Binalar yapım yılları ve kat sayısına göre alt gruplara ayrılarak toplam 475 bina ve bu binalardan seçilen 40351 kolon ve 3123 kiriş eleman dikkate alınmıştır. Çalışmada referans olarak nitelendirilen düzenli binalar ve bu binaların yumuşak katlı halleri olmak üzere toplam 96 adet bina modellemesi yapılmıştır. Modellere ait kalıp planı görünümleri Şekil 1'de verilmiştir. Binaların iki asal doğrultusu dikkate alındığında çalışma kapsamında 192 adet model değerlendirilmiştir.

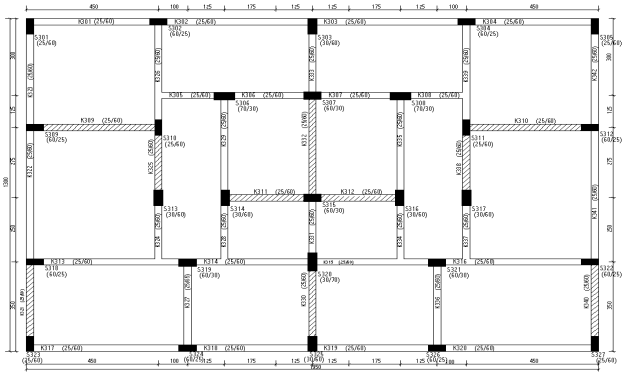
Çalışmada yumuşak kat davranışının görülmesinin yaygın nedeni kullanım amacının farklı olması sebebiyle zemin kat yüksekliğinin fazla olması durumu dikkate alınmıştır. Bu durum için zemin kat yüksekliği %30 oranında arttırılarak yumuşak kat modelleri oluşturulmuştur. Bu modellerin isimlendirilmesinde "YKH" ifadesi kullanılmıştır.



2 katlı bina



4 katlı bina



7 katlı bina

Şekil 1. Modellenen binalara ait kat kalıp planları (dolgu duvarlar taralı olarak gösterilmiştir)

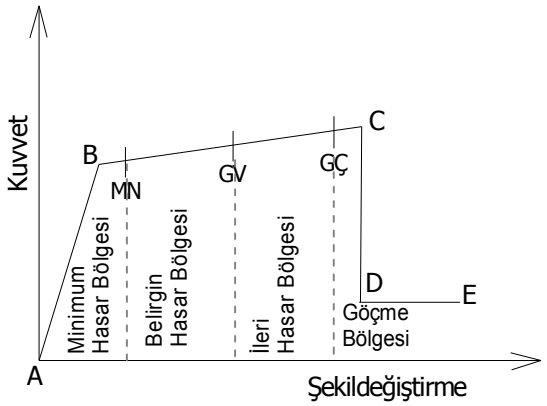
Bina modellerinin sismik davranış ve performansının belirlenmesi amacıyla doğrusal olmayan modelleri 2007 Deprem Yönetmeliği göz önüne alınarak hazırlanmıştır (DBYBHY-2007, 2007). Doğrusal elastik olmayan davranış eleman uçlarına yerleştirilen plastik mafsallar yoluyla belirlenmiştir.

Bir plastik mafsalın tanımlanabilmesi için Şekil 2'de verilen B, C, D, E (ve performans kriterleri için MN, GV, GÇ) noktalarının koordinatları belirlenmelidir. Eğilme mafsallarında bu noktaların tanımlanabilmesi için moment-eğrilik ilişkisinin bilinmesi gereklidir. Bu amaçla her bir elemanın kritik kesitlerinde yanal donatı miktarı dikkate alınarak öncelikle sargılı beton birim şekildeğiştirme-dayanım ilişkisi belirlenmiştir. Çelik birim şekildeğiştirme-dayanım ilişkisi DBYBHY-2007'de önerilen şekilde dikkate alınmıştır. Malzeme şekildeğiştirme-dayanım ilişkileri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi ve belirlenen süneklik kriterleri kullanılarak eğilme mafsallarının şekildeğiştirme kapasiteleri belirlenmiştir. Mafsalların tanımlanması için her elemanın kritik kesitlerinin moment eğrilik ilişkileri Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı (SEMAp, 2008) kullanılarak hesaplanmıştır.

Beton modelleri için Mander sargılı beton modeli (Mander vd., 1988) kullanılmıştır. Bu moment-eğirlik ilişkileri, nihai şekildeğiştirme kriterleri ve plastik mafsal boyu (L_p= h/2, DBYBHY-2007, 2007) kullanılarak her bir elemanın plastik dönme kapasitesi ve mafsal özellikleri belirlenmiştir. Eğilme mafsalları için hasar sınır değerleri Tablo 1'de verilmiştir.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış,

elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500'e (2000) göre hesaplanmıştır.



Şekil 2. Tipik dayanım şekildeğiştirme ilişkisi

İncelenen her bir model dolgu duvarların yapı davranışına etkisinin dikkate alınması amacıyla duvarların taşıyıcı eleman olarak dikkate alındığı ve alınmadığı iki farklı biçimde hazırlanmıştır. Duvarların etkisi eşdeğer çapraz basınç çubukları kullanılarak yansıtılmıştır. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 ve 2007 Deprem Yönetmeliği (FEMA-356, 2000; DBYBHY-2007, 2007) dikkate alınarak belirlenmiştir.

Tablo 1. Eğilme mafsalı hasar sınır kriterleri

Nokta	Beton Birim Şekildeğiştirme ε_c	Çelik Birim Şekildeğiştirme ε_s
B	Akma dayanımı ve eğilme rijitliği belirler	
MN	$(\varepsilon_{cu})_{MN}$=0.0035	$(\varepsilon_s)_{MN}$= 0.01
GV	$(\varepsilon_{cg})_{GV}$= 0.0035+0. 010·(ρm/ρs) ≤0.0135	$(\varepsilon_s)_{GV}$= 0.04
GC	$(\varepsilon_{cg})_{GC}$= 0.0040+0.014·(ρm/ρs) ≤0.0180	$(\varepsilon_{cu})_{GÇ}$= 0.06
C-D	$(\varepsilon_{cg})_C$= 0.03	$(\varepsilon_s)_C$= 0.5·ε_{su}
E	$(\varepsilon_{cg})_E$= 0.04	$(\varepsilon_s)_E$= ε_{su}

Burada verilen; ε_c: beton birim şekildeğiştirme değeri, ε_{cu}: en dış beton lifi basınç birim şekildeğiştirme, ε_{cg}: en dış çekirdek lifi başınç birim şekildeğiştirmesi, ρ_s: kesitte mevcut bulunana enine donatı hacimsel oranı, ρ_{sm}: kesitte DBYYHY-2007'ye göre bulunması gerekli enine donatı hacimsel oranı, ε_s: çelik birim şekildeğiştirme değeri, ε_{su}: nihai çelik birim şekildeğiştirme değerini ifade etmektedir.

DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME TALEPLERİNİN BELİRLENMESİ

3-B olarak modellenen binalar üzerinde bulunan düşey yük etkileri de göz önüne alınarak doğrusal elastik olmayan statik analize tabi tutulmuş ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. 192 adet model için 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Öncesi performans seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasitesi değerleri elde edilmiştir.

3-B modellere ait kapasite eğrileri iki doğrulu hale getirilerek "Tek Serbestlik Dereceli" (TSD) modele indirgenmiştir. TSD modellerin farklı maksimum yer ivmesi değerlerine sahip 264 gerçek deprem kaydı kullanılarak doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizi ile doğrusal olmayan yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır (Hachem, BiSpec). Elde edilen bina yerdeğiştirme kapasiteleri, yerdeğiştirme talepleri ile karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan yerdeğiştirme taleplerinin hesaplanmasında toplamda 264 adet yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Tüm deprem

kayıtları PEER (PEER, http://peer.berkeley.edu) web sitesinden alınmıştır. Analizde kullanılan depremler ve ivme kayıtlarına ait maksimum yer ivmesi değerleri Tablo 2'de verilmiştir.

Deprem yerdeğiştirme talepleri ile bina yerdeğiştirme kapasiteleri kıyaslanırken, deprem kayıtları yönetmelikte bulunan 3 deprem seviyesini (0.2g, 0.4g ve 0.6g) yansıtması için gruplanmıştır. 0.2g, 0.4g ve 0.6g değerlerinin etrafında maksimum yer ivme değerine sahip kayıtların ortalama yer ivme değerleri bu değerleri yansıtacak şekilde 3 gruba ayrılmış ve kıyaslamada kullanılmışlardır. Bu gruplar farklı dönüşüm periyotlarına sahip yer hareketleri olarak düşünülebilir.

İvme kayıtlarından yerdeğiştirme taleplerinin hesaplanmasında tek serbestlik dereceli modeller kullanıldığı ve bu modellerin özelliklerinin belirlenmesin hakim mod özelliklerinden yararlanılmış olduğundan talep değerleri ileri mod etkilerini yansıtmamaktadır. Sonuçlar bu durum dikkate alınarak değerlendirilmelidir.

Tablo 2. Analizde kullanılan depremler ve maksimum yer ivmesi (PGA) değerleri

No	Deprem	Kayıt Sayısı	PGA Aralığı (g)
1	Cape Mendocino 1992/04/25 18:06	4	0.385-0.662
2	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	56	0.119-0.655
3	Coalinga 1983/05/02 23:42	4	0.227-0.592
4	Coyote Lake 1979/08/06 17:05	3	0.228-0.434
5	Duzce, Turkey 1999/11/12	2	0.348-0.535
6	Erzincan, Turkey 1992/03/13	1	0.496
7	Friuli, Italy 1976/05/06 20:00	1	0.351
8	Gazli, USSR 1976/05/17	1	0.608
9	Imperial Valley 1940/05/19 04:37	2	0.215-0.313
10	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	33	0.160-0.704
11	Irpinia, Italy 1980/11/23 19:34	11	0.201-0.602
12	Kobe 1995/01/16 20:46	8	0.212-0.693
13	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	17	0.137-0.550
14	Landers 1992/06/28 11:58	4	0.152-0.417
15	Livermore 1980/01/24 19:00	1	0.229
16	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	38	0.159-0.701
17	Mammoth Lakes 1980/05/27 14:51	1	0.408
18	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	2	0.423-0.711
19	N. Palm Springs 1986/07/08 09:20	7	0.205-0.694
20	Northridge 1994/01/17 12:31	34	0.185-0.657
21	Parkfield 1966/06/28 04:26	5	0.357-0.652
22	San Fernando 1971/02/09 14:00	1	0.324
23	Spitak, Armenia 1988/12/07	1	0.199
24	Superstitn Hills(B) 1987/11/24	10	0.181-0.682
25	Tabas, Iran 1978/09/16	2	0.328-0.406
26	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	2	0.587-0.621
27	Westmorland 1981/04/26 12:09	7	0.155-0.651
28	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	5	0.199-0.426
29	Whittier Narrows 1987/10/04 10:59	1	0.374
Toplam		264	

ANALİZ SONUÇLARI

Yapılan analizler sonucunda binalara ait çatı katı ötelenme oranları hesaplanmıştır. Yumuşak katlı binaların referans binalara göre sismik performansını belirlemek için referans bina yerdeğiştirme talep ve kapasiteleri yumuşak katlı olan binalarla karşılaştırılmıştır.

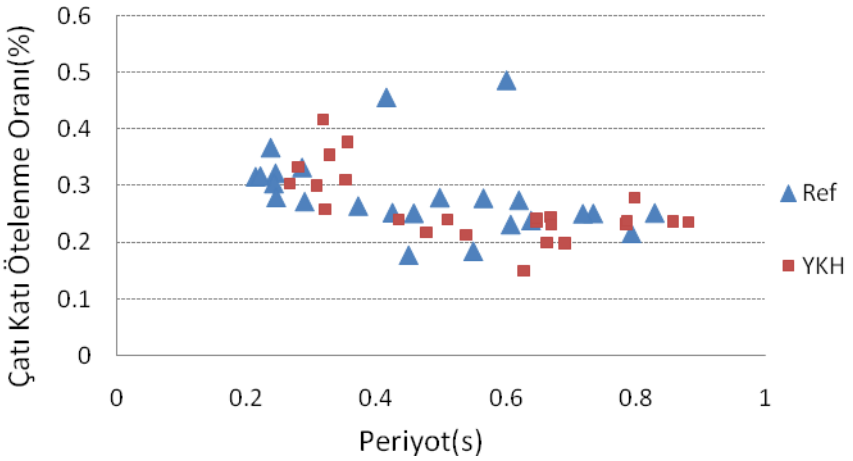
Tablo 3'te 1975 ve 1998 yönetmeliklerine göre tasarlanan 2-, 4- ve 7-katlı modellere ait ortalama yerdeğiştirme kapasite ve talepleri çatı katı ötelenme oranı cinsinden verilmiştir. Talep/kapasite oranı, yönetmelikçe tanımlanan performans sınırlarının deprem talebini ne oranda karşıladığı hakkında fikir verebilir.

Tablo 3. Binalara ait kapasite ve talep yerdeğiştirmelerin çatı ötelenme oranı cinsinden (%) gösterimi ve talep/kapasite oranları ortalama değerleri

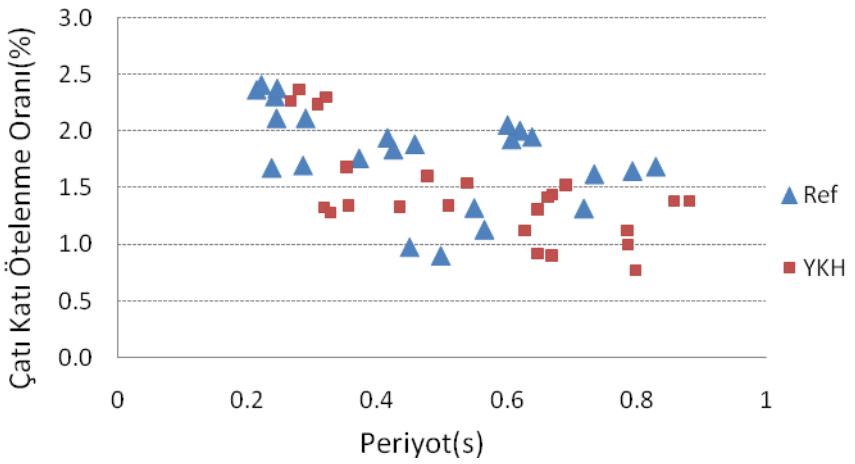
		Kapasite (%)			Talep (%)			Oran		
		HK	CG	GÖ	0.2g	0.4g	0.6g	0.2g/HK	0.4g/CG	0.6g/GÖ
1975-2kat	Ref	0.358	1.425	1.473	0.190	0.434	0.703	0.532	0.305	0.478
	YKH	0.371	1.181	1.221	0.295	0.638	1.083	0.795	0.540	0.887
1998-2kat	Ref	0.316	2.141	2.748	0.148	0.306	0.471	0.469	0.143	0.171
	YKH	0.332	2.085	2.623	0.224	0.403	0.629	0.676	0.193	0.240
1975-4kat	Ref	0.216	0.861	0.894	0.376	0.682	1.042	1.744	0.793	1.166
	YKH	0.243	0.717	0.755	0.492	0.862	1.193	2.029	1.202	1.580
1998-4kat	Ref	0.269	1.456	1.689	0.234	0.450	0.677	0.870	0.309	0.401
	YKH	0.206	1.166	1.379	0.300	0.512	0.770	1.461	0.439	0.558
1975-7kat	Ref	0.247	1.111	1.266	0.389	0.674	0.892	1.573	0.606	0.705
	YKH	0.233	0.858	0.989	0.426	0.693	0.919	1.828	0.808	0.929
1998-7kat	Ref	0.289	1.430	1.645	0.257	0.432	0.615	0.888	0.302	0.374
	YKH	0.235	1.047	1.248	0.280	0.474	0.670	1.191	0.453	0.537

Ref: Referans binalar; YKH: Yumuşak katlı binalar; HK: Hemen Kullanım; CG:Can Güvenliği; GÖ:Göçme Öncesi

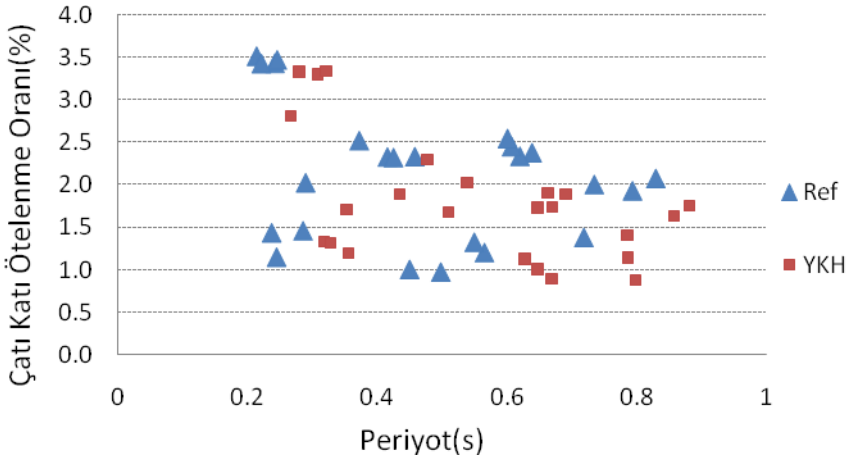
Şekil 3, 4 ve 5'te bina yerdeğiştirme kapasiteleri ayrıntılı olarak görülebilir. "Ref" referans binaları "YKH" ise yumuşak katlı binaları simgelemektedir. Farklı beton ve yanal donatı durumuna sahip modellerin kapasite değerleri büyük değişim göstermekte ve hepsinin birlikte verilmesi durumunda şekiller anlaşılmaz hale gelmektedir. Bu sebeple şekillerde sadece her iki yönetmelik durumunda en iyi beton ve yanal donatı durumuna ait veriler gösterilmiştir. Şekil 6, 7 ve 8'de ise sırasıyla 0.2g, 0.4g ve 0.6g olan maksimum yer ivme değerleri için yerdeğiştirme talepleri çatı katı ötelenme oranı olarak verilmiştir.



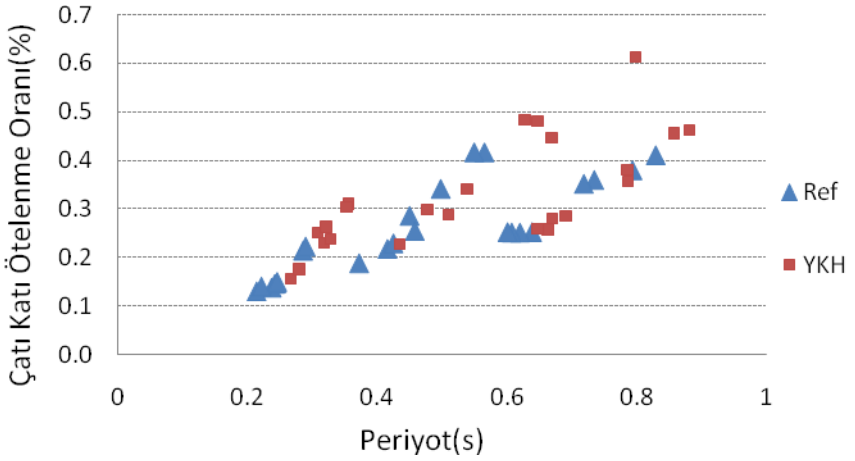
Şekil 3. Hemen kullanım performans seviyesi için çatı ötelenme oranı kapasitesi



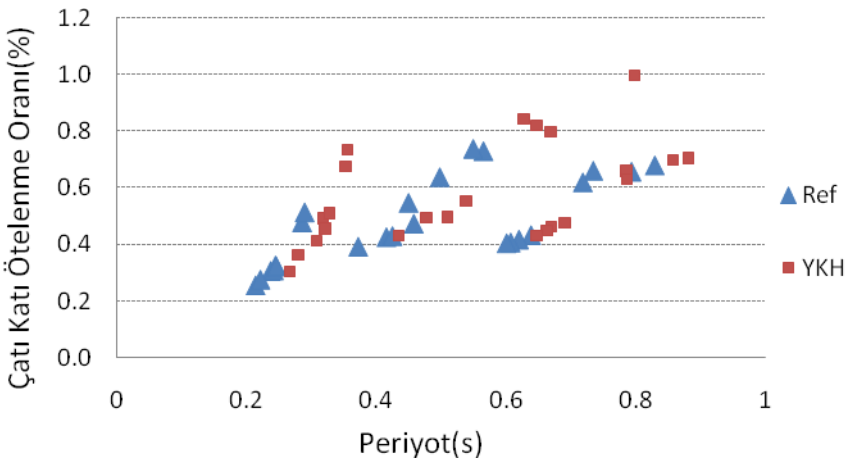
Şekil 4. Can güvenliği performans seviyesi için çatı ötelenme oranı kapasitesi



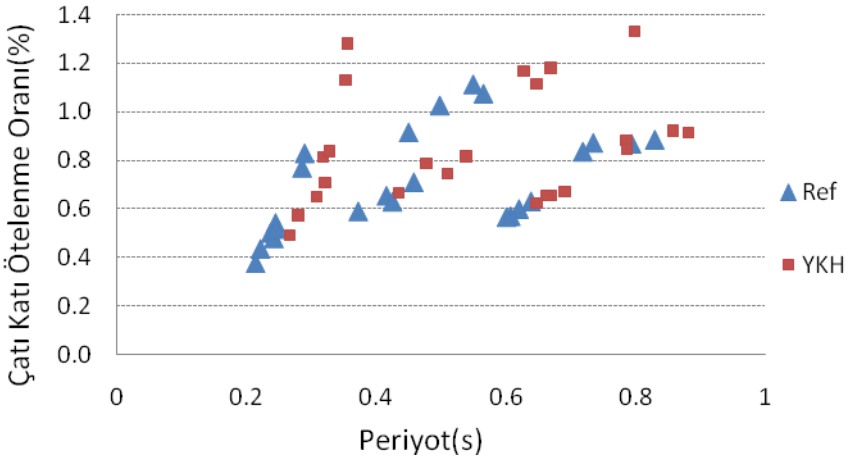
Şekil 5. Göçme öncesi performans seviyesi için çatı ötelenme oranı kapasitesi



Şekil 6. Maksimum yer ivme ortalaması 0.2g olan ivme kayıtları için ortalama çatı ötelenme oranı talepleri



Şekil 7. Maksimum yer ivme ortalaması 0.4g olan ivme kayıtları için ortalama çatı ötelenme oranı talepleri



Şekil 8. Maksimum yer ivme ortalaması 0.6g olan ivme kayıtları için ortalama çatı ötelenme oranı talepleri

ÖZET VE BULGULAR

Bu çalışmada mevcut yapı stoğunu yansıttığı düşünülen binalarda yumuşak kat etkisinin bina sismik davranışı üzerine etkileri doğrusal elastik olmayan statik ve dinamik analizler kullanılarak incelenmiştir. Binaların yerdeğiştirme kapasiteleri 3-B bina modellerinin doğrusal elastik olmayan statik analizi ile elde edilirken yerdeğiştirme talepleri için de "Eşdeğer" Tek Serbestlik Dereceli (ETSD) sistemlerinin doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz kullanılmıştır. Mevcut konut yapılarını temsil etmesi için 2-, 4- ve 7-katlı toplam 96 adet betonarme binanın doğrusal elastik olmayan modelleri hazırlanmıştır. Doğrusal elastik olmayan statik analiz ile kapasite eğrileri elde edilen binaların değişik performans seviyelerindeki çatı katı yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilmiştir. Kapasite eğrileri iki doğrulu hale getirilen binalar ETSD sisteme çevrilerek doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında dinamik analizle 264 ivme kaydı için yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır. Elde edilen talepler çatı katı yerdeğiştirme değerine dönüştürülerek kapasiteler ile kıyaslanmıştır. Çalışmada elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir:

1. Olumsuz malzeme ve yanal donatı durumunda kapasite değerlerinde önemli oranda düşüş gözlenebilmektedir. Örneğin kötü beton dayanımı ve olumsuz yanal donatı durumunda tüm modeller için ortalama olarak Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasitelerinde %44 azalma meydana gelmektedir.

2. Ortalama olarak yalnız kötü beton durumunda düşüş %16, yalnız olumsuz yanal donatı durumunda ise %26 mertebesindedir. Çalışmada ele alınan değerler çerçevesinde Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasitesi açısından yanal donatı durumu beton dayanımından daha etkilidir.
3. Farklı beton ve etriye durumlarının referans ve yumuşak katlı modeller üzerinde etkileri de incelenmiştir. Kötü beton ve olumsuz yanal donatı durumunda referans modellerde %45, YKH için %43 azalma meydana gelmiştir. Bu değerler yalnız kötü beton durumunda Ref için %16, YKH için %15, yalnız olumsuz yanal donatı durumunda Ref için %26, YKH için %25 mertebesindedir.
4. Beton dayanımı ve farklı yanal donatı durumlarının yumuşak katlı ve referans modellerde benzer etkilere sahip olduğu görülmektedir.
5. Yumuşak katlı ve referans modellerin davranış farkı incelendiğinde ise Hemen kullanım performans seviyesi için ortalama değerler göz önüne alındığında yumuşak katlı modellerin yerdeğiştirme kapasitelerinde azalma gözlenmesine karşın birkaç durumda artış görülmüştür. Bu elemanların rijitlik azalışıyla şekildeğiştirmenin başlangıç aşamalarında daha az zorlanmasına bağlanabilir. Fakat talep değerlerinde artış bu değerin çok üstünde olduğundan davranışta iyileşme değil bozulma görülmektedir.
6. Yumuşak kat davranışı şekildeğiştirmenin tek bir katta yoğunlaşması sebebiyle yerdeğiştirme kapasitelerini azaltmaktadır. Hemen kullanım performans seviyesi dışındaki tüm kapasite değerlerinde önemli oranda azalış bulunmaktadır. Hemen kullanım seviyesinde etkilerin daha az görülmesi bu seviyenin şekildeğiştirmenin başlangıç kısmında bulunması ve hasar artışı ile daha az ilgili olmasına bağlanabilir.
7. Daha ileri seviyelerde yumuşak kat davranışı daha belirgin bir hal almaktadır. Can güvenliği performans seviyesi kapasite değerlerinde %3 ile %27 arasında değişen oranlarda ve ortalamada %18 düşüş görülmektedir.
8. Göçme öncesi performans seviyesi kapasitesi için ise %5 ile %24 arasında ve ortalamada %17 azalma mevcuttur.
9. Çalışma kapsamında ele alınan yumuşak kat ilk kat yüksekliğinin arttırılması ile elde edilmiştir. Bu yükseklik artışı sebebiyle bina rijitliği ve dayanımı önemli oranda azalmaktadır. Bu sebeple talep değerlerindeki artışlar oldukça belirgindir. 0.2g için minimum %9, maksimum %55, ortalama %31; 0.4g için minimum %3, maksimum %47, ortalama %31; 0.6g için ise minimum %3, maksimum %54, ortalama %21 artış görülmüştür.
10. Talep/kapasite oranının hem talep hem de kapasitenin birlikte ele alınmasıyla davranış değişimini daha geniş ölçüde yansıttığı düşünülebilir. Talep/kapasite oranlarında daha dramatik değerler elde edilmektedir. 0.2g/Hemen kullanım durumu için minimum %16 maksimum %68, ortalama %38; 0.4g/Can Güvenliği durumu için minimum %33 maksimum %77, ortalama %48; 0.6g/Göçme Öncesi durumu için minimum %32 maksimum %86, ortalama %46 artış mevcuttur.

Çalışmada elde edilen veriler yumuşak kat davranışının bina performansını oldukça olumsuz etkilediğini ortaya koymaktadır. Bu açılardan neredeyse tüm geçmiş deprem sonrası raporlarda yumuşak katın yer alması ile uyum göstermektedir. Yumuşak katlı binalar referans binalara kıyaslandığında yerdeğiştirme kapasitelerinde %27'lere varan oranda düşüşler oluşurken, yerdeğiştirme taleplerinde de %55'lere varan oranlarda artışlar oluşmaktadır; talep/kapasite oranlarında ise %86'ya varan oranda artışlar görülmektedir. Elde edilen değerlerin yüksekliği yumuşak kat davranışının ne oranda yıkıcı olduğu konusunda fikir vermektedir.

Teşekkür

Bu çalışma 107M569'nolu TÜBİTAK ile 2008FBE005'nolu Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri tarafından desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Adalier K, Aydingun O (2001) "Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) earthquake", Engineering Structures, Vol 23:343–55, 2001.

AY-75 (1975), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

AY-98 (1998), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

DBYYHY-2007 (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

Doğangün,A., (2004) "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingöl earthquake in Turkey, Engineering Structures, 26(6), 841-856.

FEMA-356, 2000. Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Goel RK (2003) Performance Of Buildings During The January 26, 2001 Bhuj Earthquake, http://ceenve.ceng.calpoly.edu/goel/indian_eqk/index.htmi.

Hachem M.M. (2010), BiSpec, http://eqsols.com/default.aspx

Inel M., Ozmen H.B., Şenel Ş.M. ve Kayhan A.H. (2009). Mevcut Betonarme Binaların Yapısal Özelliklerinin Belirlenmesi, Uluslararası Sakarya Sempozyumu, 1-2 Ekim 2009, Sakarya, Türkiye.

Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., 1998. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.

Özcebe, G., 2004. Deprem Güvenliğinin Saptanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi,TÜBİTAK İÇTAG YMAÜ İ574 Numaralı Araştırma Projesi SonuçRaporu,Ankara.

PEER, http://peer.berkeley.edu

Santiago, P., Ramirez, J. and Sarria, A., 2003. Observations On The Behaviour Of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings January 25 Colombia Earthquake, http://nisee.berkeley.edu/lessons/colombia.pdf.

SAP2000, CSI. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual; Berkeley (CA, USA); Computers and Structures Inc.

SEMAp (2008), Sargılı etkisi beton modelleme analiz programı; Tubitak proje no: 105M024

Sezen H, Whittaker A, Elwood KJ, Mosalam KM (2003) "Performance of Reinforced Concrete Building During the August 17 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and construction Practise in Turkey", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp:103-114.

Sucuoglu, H. and Yazgan, U., 2003. Simple Survey Procedures For Seismic Risk Assessment In Urban Building Stocks, Earth And Environmental Sciences, Vol. 29:97–118, London.

TS-500, (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Yoshimura K, Kuroki M (2003) Damage to Building Structures Caused by the 1999 Chi-chi Earthquake in Taiwan, http://www.arch.oita-u.ac.jp/a-kou/taiwan1.pdf.

KAPALI ÇIKMA DÜZENSİZLİĞİNİN BETONARME YAPILARIN SİSMİK DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF EFFECT OF HEAVY OVERHANG IRREGULARITY ON SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Hayri B. ÖZMEN[1], Mehmet INEL [2] ve Bayram T. ÇAYCI[3]

ÖZET

Türkiye'de büyük can ve mal kaybına yol açan depremlerde ağır hasar alan ya da göçen bina miktarı betonarme binaların yetersiz sismik performansını gündeme getirmiştir. Yetersiz sismik performans nedenleri arasında malzeme kalitesi, detaylandırma ve inşaat hataları gibi nedenler yanında çeşitli düzensizlik etkileri de bulunmaktadır. Bunlardan biri olan kapalı çıkma, yapının deprem performansını olumsuz etkileyen durumlardan birisi olarak gösterilebilir. Binada ağırlık ve periyodun artması ile yer değiştirme taleplerinin artmasına yol açmaktadır. Çeşitli nedenlerle kapalı çıkma olan kısımlarda kolonların kiriş elemanlarla bağlanmaması kolonun taşıdığı moment ve kesme değerlerinde azalışa ve ilave rijitlik azalmasına neden olmaktadır. Kapalı çıkmalı yapıların deprem performansının incelenmesi amacıyla Türkiye'de yer alan betonarme binaları temsil eden toplam 144 adet üç boyutlu bina modeli kullanılarak bu binaların kirişli ve kirişsiz kapalı çıkmaya sahip durumları değerlendirilmiştir. Tasarımlar 1975 ve 1998 deprem yönetmeliklerine göre yapılmıştır. Binaların modellemesi ve doğrusal olmayan statik analizleri Sap2000 statik analiz programı ile yapılmıştır. Sismik yerdeğiştirme talepleri 264 farklı ivme kaydı kullanılarak yapıların tek serbestlik derecesine indirgenmiş hallerine doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz uygulanması ile elde edilmiştir. Hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi performans seviyeleri kapasite değerleri ile ortalama 0.2g, 0.4g ve 0.6g maksimum yer ivmesi değerine sahip deprem setlerinin talep değerleri karşılaştırılmıştır. Değerlendirme sonucunda kapalı çıkmanın yapı üzerinde bazı olumlu ve olumsuz etkileri bulunduğu fakat olumsuz etkilerin daha ağır bastığı görülmüştür. Kapalı çıkmaya sahip binalarda çıkma bölgesinde kirişlerin yapılıp yapılmamasının davranış üzerinde belirgin etkisi olduğu ve kiriş bulunmayan durumda olumsuzlukların oldukça arttığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yapılar, Kapalı çıkma, Performans seviyesi, Sismik davranış.

ABSTRACT

The number of heavily damaged or collapsed buildings during earthquakes has drawn attention to the inadequate seismic performance of reinforced concrete buildings. Among the material quality, detailing and construction deficiencies, irregularities are one of the important reasons of the damages. Heavy overhangs may be seen as one of these irregularities that adversely affect the seismic behavior. This leads to increase in weight and period of the building, which amplifies the displacement demands. In addition, the possible absence of the beams in the overhang zone causes additional loss in the lateral force capacity and rigidity. 144 building models that reflect Turkish reinforced concrete building stock with and without heavy overhangs are investigated in order to evaluate this effect on seismic performance. Models include versions with and without beams in overhang zone. Buildings are designed per 1975 and 1998 Turkish Earthquake Code. The Sap2000 software was used for modeling and non-linear static analyses of the buildings. Seismic displacement demands are determined by non-linear dynamic response history analyses using 264 different acceleration records.

[1] Arş. Gör., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, hozmen@pau.edu.tr
[2] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, minel@pau.edu.tr
[3] Y.Lisans öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli.

Capacity values of immediate occupancy, life safety and collapse prevention performance levels were compared with the demands from sets of records having mean peak ground accelerations of 0.2g, 0.4g and 0.6g. It has been found that, heavy overhangs have some positive and negative effects on structural behavior with the conclusion that negative effects are dominant. The presence or the absence of the beams at the overhang zone has significant effect on the seismic behavior and latter is much more detrimental.
Keywords: Heavy overhang, Performance level, Reinforced concrete, Seismic behavior.

GİRİŞ

Türkiye yoğun depremlerin yaşandığı önemli bir deprem kuşağında yer almaktadır. Özellikle son yıllarda yaşanan depremler ülkemize büyük zararlar vermiştir. Yapıların deprem karşısında gösterdiği yetersiz performans ve yaşanan can kayıpları mevcut yapı stoğunun depremler karşısında sorgulanmasını gündeme getirmiştir. Yapının deprem performansı birçok etkene bağlıdır. Kapalı çıkmalar deprem performansını olumsuz etkileyen durumlardan birisidir.

Ülkemizde birçok yapıda imar mevzuatının da adeta özendirmesiyle zemin kat üstündeki yapılarda kat alanının arttırılması yoluna gidilmektedir. Bunun için de yapının bir veya birkaç kenarında çıkmalar inşa edilmektedir. Fonksiyonelliği olumsuz etkilediği gerekçesiyle kapalı çıkma yapılan kısımlarda kolonlar kirişlerle genellikle birleştirilmez. Özellikle zemin kattan sonra yasal olarak adeta teşvik edilen kapalı çıkmalarda yaygın olarak görülen kiriş süreksizlikleri, çerçeve süreksizliğinin en tipik örneklerinden birisidir. Kapalı çıkmaların binanın ağırlık ve rijitlik merkezleri arasındaki farkı büyütebileceği, meydana gelen ağırlık artışının binanın deprem davranışını etkileyeceği bilinmektedir. Geçmiş depremlerde bunun örneklerine rastlanmıştır (Doğangün, 2004; Santiago vd., 2003).

Ağır çıkmalara sahip binaların geçmiş depremlerde düzgün cepheye sahip binalara oranla daha fazla hasara uğradıkları gözlenmiştir (Özcebe, 2004; Sucuoglu ve Yazgan, 2003). Güney Özcebe tarafından hazırlanan Deprem Güvenliğinin Saptanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi TÜBİTAK İÇTAG YMAÜ İ574 Numaralı Araştırma Projesi Sonuç Raporu'nda 3 ten fazla katlı yapılar için ağır çıkmalar kısa kolondan daha önemli bir olumsuzluk olarak öngörülmektedir.

Çalışmanın amacı mevcut betonarme yapı stoğunda kapalı çıkmaların yapı performansı üzerindeki etkilerinin incelenmesidir. Bu amaçla ülkemizdeki mevcut yapı stoğunu temsil eden düzensizliği bulunmayan referans olarak nitelenen 2-,4- ve 7-katlı binalar 1975 ve 1998 (AY-75, 1975; AY-98, 1998) yönetmeliklerine göre tasarlanmıştır. Kapalı çıkmalar eklenerek elde edilen bina modellerinin çıkma bölgesinde kolonların kirişlere bağlı olduğu ve olmadığı durumlar dikkate alınarak değerlendirmeler yapılmıştır.

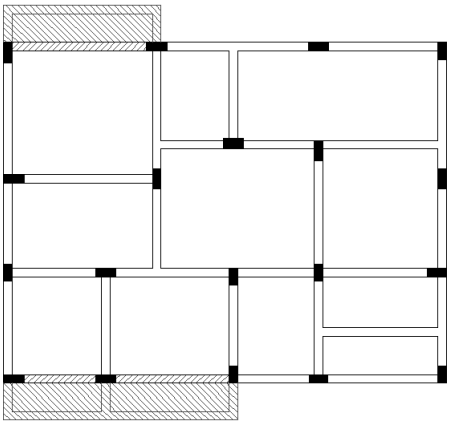
MODEL ÖZELLİKLERİ VE MODELLEME

Çalışma kapsamında kullanılan düzenli referans ve kapalı çıkmalı bina modellerinin hazırlanmasında mevcut binalarla ilgili envanter çalışması (İnel vd., 2009) verileri kullanılmıştır. Bu çalışmada betonarme yapıların dayanım ve şekildeğiştirme davranışları üzerinde etkisi olduğu düşünülen bazı yapısal özelliklerin yapı stoğu içindeki değerleri incelenmiştir. Binalar yapım yılları ve kat sayısına göre alt gruplara ayrılarak toplam 475 bina ve bu binalardan seçilen 40351 kolon ve 3123 kiriş eleman dikkate alınmıştır. Çalışmada referans olarak nitelendirilen düzenli binalar ve bu binaların kapalı çıkmaya sahip durumları olmak üzere toplam 144 adet bina modellemesi yapılmıştır. Modellere ait kalıp planı görünümleri Şekil 1'de verilmiştir. Binaların iki asal yönü dikkate alındığında çalışma kapsamında 288 adet model değerlendirilmiştir. Envanter çalışması sonucunda elde edilen ve modellerde yer alan kapalı çıkma oranları Tablo 1'de verilmiştir. Envanter kapsamında çıkma derinliğinin genel olarak 0.85 m ile 1.10 m arasında değiştiği gözlenmiştir. Modellerde yer alan çıkma bölgesi derinliği de yapılan envanter çalışması verileri baz alınarak belirlenmiştir.

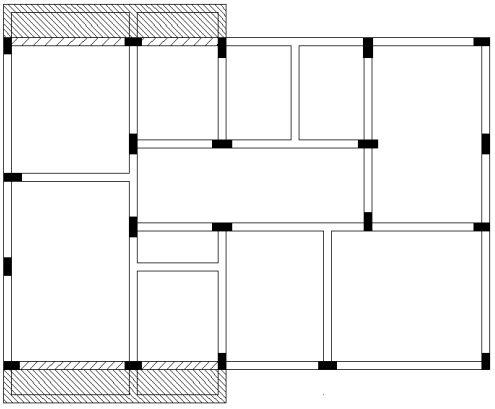
Kapalı çıkmaya sahip modellere ait görünümler Şekil 1'de verilmiştir. Şekilde kapalı çıkma bulunan kısımlar taralı olarak gösterilmiştir. Referans modellerde bu kapalı çıkma kısımları bulunmamaktadır. Kirişsiz modelde ise taralı olarak yer alan kirişler kaldırılmıştır.

Tablo 1. Envantere ait kapalı çıkma verileri: Kapalı çıkma alanı/normal kat alanı

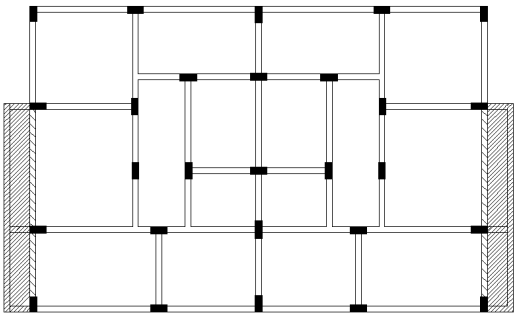
Yönetmelik	Kat Sayısı	Ortalama (%)	Std. Sap.	Varyasyon Katsayısı
1975	1-2	8.79	8.64	0.98
1975	3-5	7.18	4.40	0.61
1975	6+	7.35	6.14	0.84
1998	1-2	4.53	4.06	0.89
1998	3-5	10.78	7.52	0.70
1998	6+	8.05	7.47	0.93



2 katlı bina kapalı çıkma



4 katlı bina kapalı çıkma



7 katlı bina kapalı çıkma

Şekil 1. Çalışmada kullanılan 2-,4- ve 7-katlı kapalı çıkmaya sahip yapıların kalıp planları

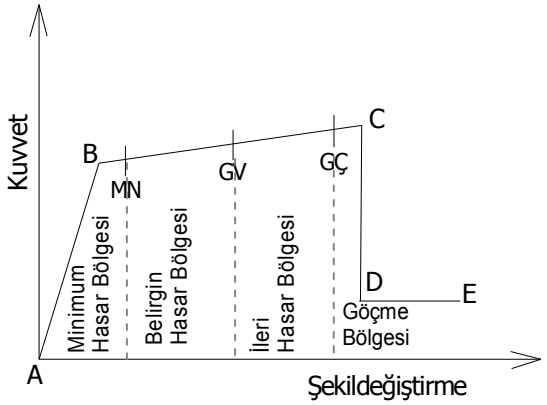
Envanter çalışması (İnel vd., 2009) sonu elde edilen özelliklerin yansıtılması ile 1-2 katlı binalar 2, 3-5 katlı binalar 4, 6 ve üzeri katlı binalar da 7 katlı bina modelleri ile temsil edilmiştir. Her bir yapı grubu için iki farklı deprem yönetmeliği (1975 ve 1998), 2 farklı beton basınç dayanımı ve iki farklı yanal donatı durumu dikkate alınmıştır. Beton sınıfı olarak 1998 öncesi yapılarda BS16 (orta kalite) ve BS10 (düşük kalite), 1998 ve sonrası yapılarda BS25 (iyi kalite) ve

BS16 (orta kalite) öngörülmüştür. Her bir model için sargı bölgelerinde yönetmeliğe uygun donatı düzeni ve 200 mm aralıklı ve çirozsuz olmak üzere iki farklı yanal donatı durumu göz önüne alınarak mevcut yapı stoğunda yaygın olarak görülebilen yanal donatı yetersizliği ve düşük beton dayanımı kusurlarının davranışa etkisi de incelenmiştir. Analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. (SAP2000, CSI).

Bina modellerinin sismik davranış ve performansının belirlenmesi amacıyla doğrusal elastik olmayan modelleri 2007 Deprem Yönetmeliği göz önüne alınarak hazırlanmıştır (DBYBHY-2007, 2007). Doğrusal elastik olmayan davranış eleman uçlarına yerleştirilen plastik mafsallar yoluyla belirlenmiştir.

Bir plastik mafsalın tanımlanabilmesi için Şekil 2'de verilen B, C, D, E (ve performans kriterleri için MN, GV, GÇ) noktalarının koordinatları belirlenmelidir. Eğilme mafsallarında bu noktaların tanımlanabilmesi için moment-eğrilik ilişkisinin bilinmesi gereklidir. Bu amaçla her bir elemanın kritik kesitlerinde yanal donatı miktarı dikkate alınarak öncelikle sargılı beton birim deformasyon-dayanım ilişkisi belirlenmiştir. Çelik birim deformasyon-dayanım ilişkisi DBYBHY-2007'de önerilen şekilde dikkate alınmıştır. Malzeme deformasyon-dayanım ilişkileri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi ve belirlenen süneklik kriterleri kullanılarak eğilme mafsallarının deformasyon kapasiteleri belirlenmiştir. Mafsalların tanımlanması için her elemanın kritik kesitlerinin moment eğrilik ilişkileri Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı (SEMAp, 2008) kullanılarak hesaplanmıştır.

Beton modelleri için Mander sargılı beton modeli (Mander vd., 1988) kullanılmıştır. Bu moment-eğirlik ilişkileri, nihai deformasyon kriterleri ve plastik mafsal boyu (L_p= h/2, DBYBHY-2007, 2007) kullanılarak her bir elemanın plastik dönme kapasitesi ve mafsal özellikleri belirlenmiştir. Eğilme mafsalları için hasar sınır değerleri Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Tipik dayanım deformasyon ilişkisi

Tablo 2. Eğilme mafsalı hasar sınır kriterleri

Nokta	Beton Birim Deformasyonu ε_c	Çelik Birim Deformasyonu ε_s
B	Akma dayanımı ve eğilme rijitliği belirler	
MN	$(\varepsilon_{cu})_{MN}$=0.0035	$(\varepsilon_s)_{MN}$= 0.01
GV	$(\varepsilon_{cg})_{GV}$= 0.0035+0. 010·(ρm/ρs) ≤0.0135	$(\varepsilon_s)_{GV}$= 0.04
GC	$(\varepsilon_{cg})_{GC}$= 0.0040+0.014·(ρm/ρs) ≤0.0180	$(\varepsilon_{cu})_{GÇ}$= 0.06
C-D	$(\varepsilon_{cg})_C$= 0.03	$(\varepsilon_s)_C$= 0.5·ε_{su}
E	$(\varepsilon_{cg})_E$= 0.04	$(\varepsilon_s)_E$= ε_{su}

Tabloda verilen; ε_c: beton birim deformasyon değeri, ε_{cu}: en dış beton lifi başınç birim deformasyonu, ε_{cg}: en dış çekirdek lifi başınç birim deformasyonu, ρ_s: kesitte mevcut bulunan enine donatı hacimsel oranı, ρ_{sm}: kesitte DBYYHY-2007'ye göre bulunması gerekli enine donatı hacimsel oranı, ε_s: çelik birim deformasyon değeri, ε_{su}: nihai çelik birim deformasyon değerini ifade etmektedir.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış, elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500'e (2000) göre hesaplanmıştır.

İncelenen her bir model dolgu duvarların yapı davranışına etkisinin dikkate alınması amacıyla duvarların taşıyıcı eleman olarak dikkate alındığı ve alınmadığı iki farklı biçimde hazırlanmıştır. Duvarların etkisi eşdeğer çapraz basınç çubukları kullanılarak yansıtılmıştır. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 ve 2007 Deprem Yönetmeliği (FEMA-356, 2000; DBYBHY-2007, 2007) dikkate alınarak belirlenmiştir.

Modellemesi yapılan binaların performansı doğrusal elastik olmayan analiz ile belirlenmiştir. Böylece kirişli ve kirişsiz kapalı çıkmalı binaların deprem performansları referans binalarla karşılaştırılmış ve etkileri değerlendirilmiştir.

KAPALI ÇIKMANIN DAVRANIŞA ETKİSİ

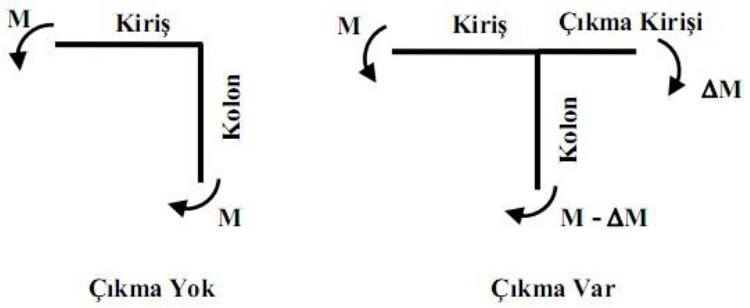
Yapıda çıkma bulunmasının yapı davranışına olumlu ve olumsuz etkileri mevcuttur. Öncelikle yapıda bulunan ağırlık artışı yapı periyodunu arttırarak yer değiştirme taleplerinin artmasına yol açmaktadır. Ayrıca burada binanın asal yönlerinden biri için ele alındığı gibi çıkma bölgesinde mimari nedenlerle kiriş imal edilmeyebilmektedir. Bu durum kolonun mesnet şartları değiştiğinden (kiriş ile bağlı olmadığından uçlarda dönme rijitliği azalmaktadır) ilave rijitlik azalışına neden olarak periyodu daha da arttırmaktadır. Ek olarak kolonun taşıdığı moment ve kesme değerinin azalması ile (düğüm dengesi gereği toplam kiriş momenti ve kolon momentinin eşit olması) bina yatay dayanımında azalmaya yol açmaktadır.

Kolon üzerindeki eksenel yük artışı sebebiyle eleman sünekliğinde azalmaya neden olur. Fakat bu etkilere rağmen kapalı çıkma durumunun olumlu yanları da bulunmaktadır. Kapalı çıkma bina dış kenarında imal edilmektedir. Bu bölgede kolonlar zaten kenar kolon olduğundan üzerlerindeki eksenel yük düşük düzeydedir. Bu kolonlarda eksenel yük artışı ile oluşan deformasyon kapasitesi düşüşü bina için kritik olmayabilir. Dahası bu kolonlar denge altı olduğundan eksenel yük artışı dayanım değerlerinin artmasına yol açarak bina yatay dayanımını arttırmaktadır. İlave olarak eleman çatlamış kesit rijitliği de eksenel yük ile arttığından bu kolonların rijitliği ve dolayısıyla bina rijitliği artar. Daha da önemlisi bu kolonlardaki göreli rijitlik artışı sebebiyle yatay yükler eksenel yük düzeyi daha büyük olan orta kolonlardan bu kolonlara doğru kayarak daha olumlu bir yük dağılımı elde edilmiş olur. Kapalı çıkma bölgesinde kiriş kaldırılması durumunda düğüm dengesi gereği ilgili yönde kolon momenti azalacaktır. Dolayısıyla kolon daha az zorlanacak ve daha geç hasar almaya başlayacaktır. Buda DBYBHY-2007'de olduğu gibi yerdeğiştirme kapasitesinin bina kolonlarında oluşan hasara bağlı değerlendirildiği durumlarda kapasite artışına sebep olabilir. Fakat yerdeğiştirme kapasitesinin göreli ötelenmeye bağlı değerlendirildiği zaman bu durum görülmeyebilir.

Ayrıca Şekil 3'de görüldüğü gibi binanın bir kenar kolonunda moment değeri düğüm dengesi gereği kolona bağlanan kiriş momentine eşittir. Bu kolona çıkma yapılarak konsol bir kiriş ilave edilmesi durumunda her iki kirişte de düşey yükler altında negatif moment oluşacağından kolona gelen moment azalacaktır. Yani ilave edilen kiriş sayesinde kolon moment dayanımının daha az bir kısmı düşey yükler için kullanılmaktadır. Bu sismik davranış açısından olumlu bir durumdur. Örneğin DBYBHY-2007 elastik yöntemine göre analiz yapılması durumunda bu kolon talep "r" değerinde azalma anlamına gelmektedir.

Görüldüğü gibi kapalı çıkma davranışında birbiri ile çelişen birçok etken mevcuttur. Bu sebeple davranışta belirli bir eğilim gözlenmesi zor olabilmektedir.

Ayrıca çalışma kapsamında kapalı çıkmanın kapasite üzerinde etkisinin değerlendirilmesi statik yöntemler ile yapılmıştır. Talep etkilerinin değerlendirilmesinde her ne kadar dinamik yöntemler kullanılmış olsa da önemli bir etki sayılabilecek depremin düşey hareketi dikkate alınmamıştır. Depremin düşey ivmesi sebebiyle direkt olarak kolon eleman ile desteklenmeyen kapalı çıkma bölgesinde daha büyük gerilmelerin oluşması ve/veya burada hesaba katılmamış olan düşey salınım hareketleri meydana gelmesi mümkündür. Bu sebeplerle çalışma sonuçlarında verilen kapalı çıkma etkilerinin değerlendirilmesi sözü geçen hususlar dikkate alınmalıdır.



Şekil 3. Çıkma durumunda kolonda moment azaltması

DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME TALEPLERİNİN BELİRLENMESİ

3-B olarak modellenen binalar üzerinde bulunan düşey yük etkileri de göz önüne alınarak doğrusal elastik olmayan statik analize tabi tutulmuş ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. 288 adet model için 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Öncesi performans seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasitesi değerleri elde edilmiş ve kapalı çıkmaya sahip çıkma bölgesinde kiriş bulunan ve bulunmayan binalar referans binalarla kıyaslanmıştır..

3-B modellere ait kapasite eğrileri iki doğrulu hale getirilerek "Tek Serbestlik Dereceli" (TSD) modele indirgenmiştir. TSD modellerin farklı maksimum yer ivmesi değerlerine sahip 264 gerçek deprem kaydı kullanılarak doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizle doğrusal olmayan yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır (Hachem, BiSpec). Elde edilen bina yerdeğiştirme kapasiteleri, yerdeğiştirme talepleri ile karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan yerdeğiştirme taleplerinin hesaplanmasında toplamda 264 adet yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Tüm deprem kayıtları PEER (PEER, http://peer.berkeley.edu) web sitesinden alınmıştır. Analizde kullanılan depremler ve ivme kayıtlarına ait maksimum yer ivmesi değerleri Tablo 3'te verilmiştir.

Deprem yerdeğiştirme talepleri ile bina yerdeğiştirme kapasiteleri kıyaslanırken, deprem kayıtları yönetmelikte bulunan 3 deprem seviyesini (0.2g, 0.4g ve 0.6g) yansıtması için gruplara ayrılmıştır. 0.2g, 0.4g ve 0.6g değerlerinin etrafında maksimum yer ivme değerine sahip kayıtların ortalama yer ivme değerleri bu değerleri yansıtacak şekilde 3 gruba ayrılmış ve kıyaslamada kullanılmışlardır. Bu gruplar farklı dönüşüm periyotlarına sahip yer hareketleri olarak düşünülebilir.

ANALİZ SONUÇLARI

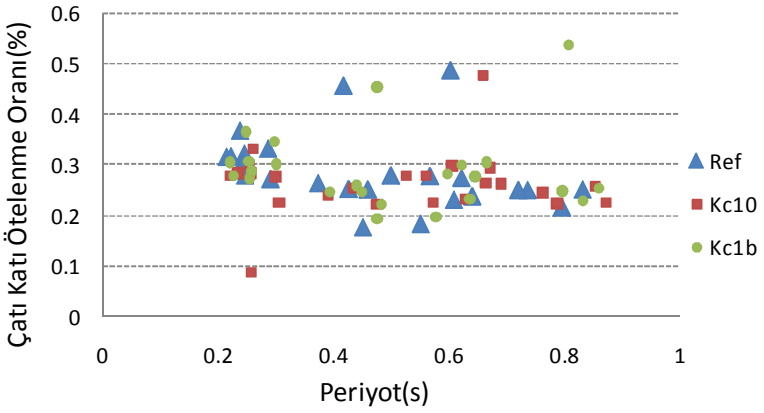
Yapılan analizler sonucunda binalara ait çatı katı ötelenme oranları hesaplanmıştır. Kapalı çıkmaların referans binalara göre sismik performansını belirlemek için referans bina yerdeğiştirme talep ve kapasiteleri hem kirişli hem de kirişsiz olarak modellenen kapalı çıkmaya sahip binalarla karşılaştırılmıştır.

Tablo 4'te 1975 ve 1998 yönetmeliklerine göre tasarlanan 2-, 4- ve 7-katlı modellere ait ortalama yerdeğiştirme kapasite ve talepleri çatı katı ötelenme oranı cinsinden verilmiştir. Talep/kapasite oranı, yönetmelikçe tanımlanan performans sınırlarının deprem talebini ne oranda karşıladığı hakkında fikir verebilir. "Ref" referans binaları, Kc10 kirişsiz kapalı çıkmalı, Kc1B ise kirişli kapalı çıkmalı binaları temsil etmektedir.

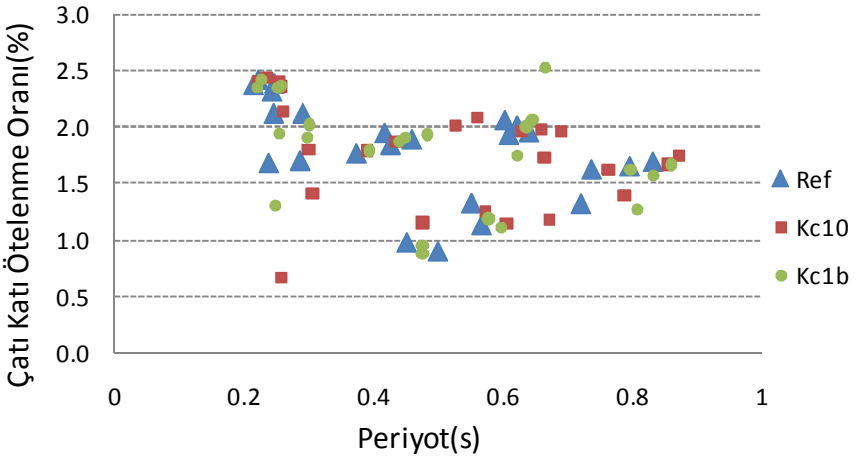
Şekil 4, 5 ve 6'da bina yerdeğiştirme kapasiteleri incelenmiştir. Şekil 7, 8 ve 9'da ise sırasıyla 0.2g, 0.4g ve 0.6g'lik ortalama maksimum yer ivme değerleri için yerdeğiştirme talepleri çatı katı ötelenme oranı olarak verilmiştir. Farklı beton ve yanal donatı durumunda sahip modellerin kapasite değerleri büyük değişim göstermekte ve hepsinin birlikte verilmesi durumunda şekiller anlaşılmaz hale gelmektedir. Bu sebeple şekillerde sadece her iki yönetmelik durumunda en iyi beton ve yanal donatı durumuna ait veriler gösterilmiştir.

Tablo 3. Analizlerde kullanılan depremler ve kayıtlara ait ivme değerleri

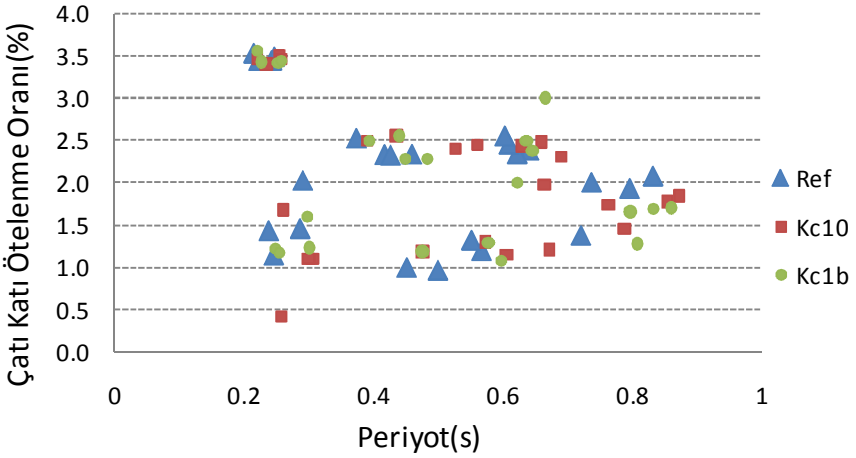
No	Deprem	Kayıt Sayısı	PGA Aralığı (g)
1	Cape Mendocino 1992/04/25 18:06	4	0.385-0.662
2	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	56	0.119-0.655
3	Coalinga 1983/05/02 23:42	4	0.227-0.592
4	Coyote Lake 1979/08/06 17:05	3	0.228-0.434
5	Duzce, Turkey 1999/11/12	2	0.348-0.535
6	Erzincan, Turkey 1992/03/13	1	0.496
7	Friuli, Italy 1976/05/06 20:00	1	0.351
8	Gazli, USSR 1976/05/17	1	0.608
9	Imperial Valley 1940/05/19 04:37	2	0.215-0.313
10	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	33	0.16-0.704
11	Irpinia, Italy 1980/11/23 19:34	11	0.201-0.602
12	Kobe 1995/01/16 20:46	8	0.212-0.693
13	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	17	0.137-0.550
14	Landers 1992/06/28 11:58	4	0.152-0.417
15	Livermore 1980/01/24 19:00	1	0.229
16	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	38	0.159-0.701
17	Mammoth Lakes 1980/05/27 14:51	1	0.408
18	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	2	0.423-0.711
19	N. Palm Springs 1986/07/08 09:20	7	0.205-0.694
20	Northridge 1994/01/17 12:31	34	0.185-0.657
21	Parkfield 1966/06/28 04:26	5	0.357-0.652
22	San Fernando 1971/02/09 14:00	1	0.324
23	Spitak, Armenia 1988/12/07	1	0.199
24	Superstitn Hills(B) 1987/11/24	10	0.181-0.682
25	Tabas, Iran 1978/09/16	2	0.328-0.406
26	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	2	0.587-0.621
27	Westmorland 1981/04/26 12:09	7	0.155-0.651
28	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	5	0.199-0.426
29	Whittier Narrows 1987/10/04 10:59	1	0.374
Toplam		264	



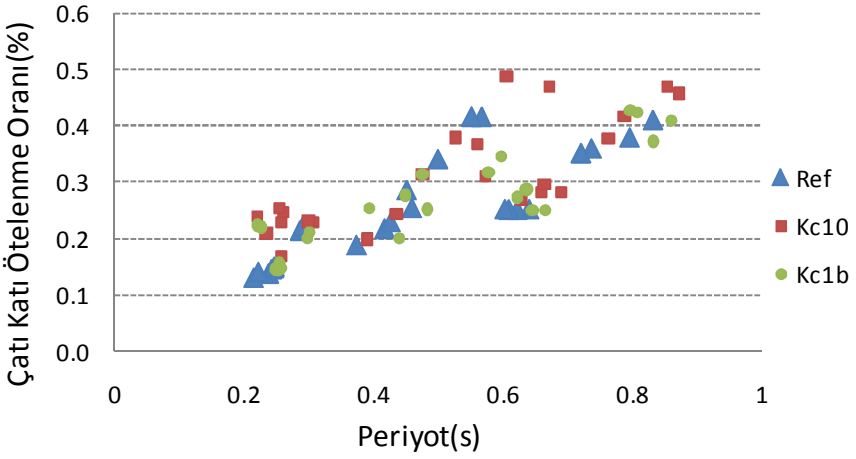
Şekil 4. Hemen kullanım çatı ötelenme oranı kapasitesi



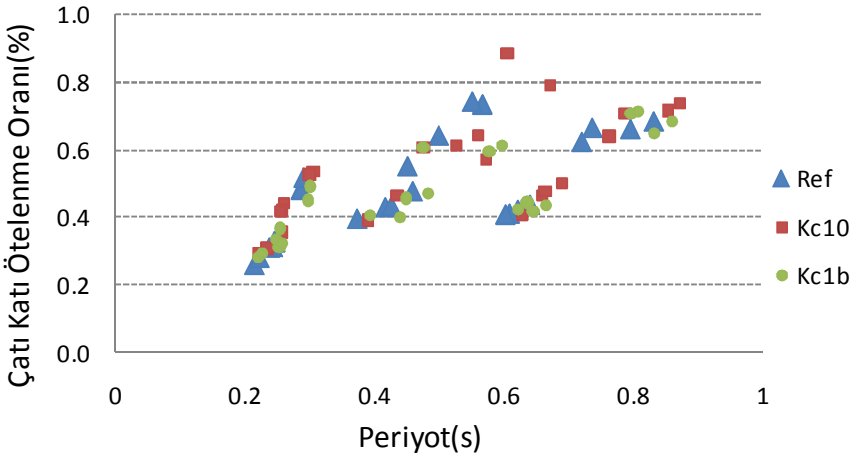
Şekil 5. Can güvenliği çatı ötelenme oranı kapasitesi



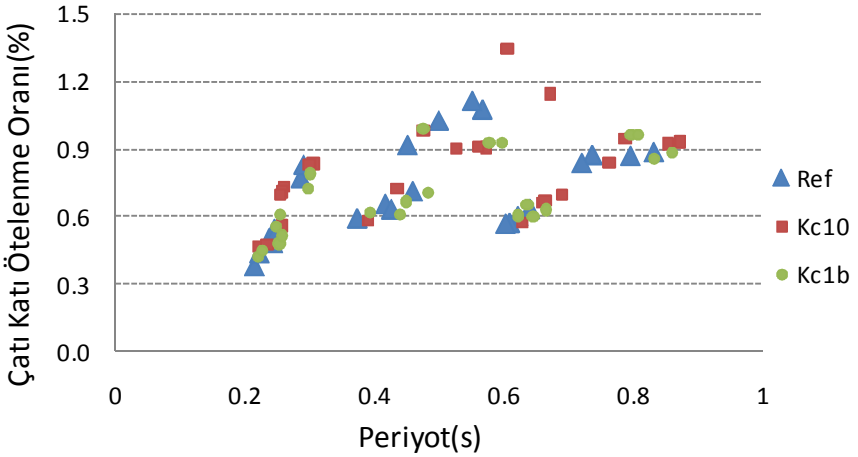
Şekil 6. Göçme öncesi çatı ötelenme oranı kapasitesi



Şekil 7. 0.2g ivme değerine sahip kayıtlar için çatı ötelenme oranı talepleri



Şekil 8. 0.4g ivme değerine sahip kayıtlar için çatı ötelenme oranı talepleri



Şekil 9. 0.6g ivme değerine sahip kayıtlar için çatı ötelenme oranı talepleri

Tablo 4. Binalara ait kapasite ve talep yerdeğiştirme çatı göreli ötelenme oranı ve talep/kapasite oranları

		Kapasite (%)			Talep (%)			Oran		
		HK	CG	GÖ	0.2g	0.4g	0.6g	0.2g/HK	0.4g/G	0.6g/Ö
1975-2Kat	Ref	0.358	1.473	1.473	0.190	0.434	0.703	0.532	0.295	0.478
	Kc1B	0.317	1.396	1.396	0.191	0.444	0.725	0.603	0.318	0.520
	Kc10	0.286	1.472	1.472	0.247	0.495	0.792	0.862	0.336	0.538
1998-2Kat	Ref	0.316	2.141	2.748	0.148	0.306	0.471	0.469	0.143	0.171
	Kc1B	0.306	2.119	2.716	0.188	0.313	0.485	0.613	0.148	0.179
	Kc10	0.392	2.686	3.165	0.434	0.725	1.085	1.106	0.270	0.343
1975-4Kat	Ref	0.216	0.861	0.894	0.376	0.682	1.042	1.744	0.793	1.166
	Kc1B	0.233	0.830	0.912	0.354	0.647	1.004	1.520	0.780	1.101
	Kc10	0.238	0.921	0.961	0.415	0.739	1.106	1.745	0.802	1.151
1998-4Kat	Ref	0.269	1.456	1.689	0.234	0.450	0.677	0.870	0.309	0.401
	Kc1B	0.219	1.466	1.678	0.255	0.448	0.675	1.167	0.306	0.403
	Kc10	0.243	1.529	1.755	0.311	0.543	0.803	1.279	0.355	0.458
1975-7Kat	Ref	0.247	1.111	1.266	0.389	0.674	0.892	1.573	0.606	0.705
	Kc1B	0.265	1.100	1.100	0.422	0.699	0.934	1.595	0.636	0.850
	Kc10	0.243	1.155	1.198	0.444	0.715	0.937	1.826	0.619	0.783
1998-7Kat	Ref	0.289	1.430	1.645	0.257	0.432	0.615	0.888	0.302	0.374
	Kc1B	0.250	1.410	1.605	0.272	0.447	0.646	1.087	0.317	0.402
	Kc10	0.266	1.383	1.546	0.291	0.480	0.675	1.096	0.347	0.436

HK: Hemen Kullanım, CG: Can Güvenliği, GÖ: Göçme Öncesi

SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada mevcut yapı stoğunu yansıttığı düşünülen binalarda kapalı çıkma etkisinin bina sismik davranışı üzerine etkileri doğrusal elastik olmayan statik ve dinamik analizler kullanılarak incelenmiştir. Binaların yerdeğiştirme kapasiteleri 3-B bina modellerinin doğrusal elastik olmayan statik analizi ile elde edilirken yerdeğiştirme talepleri için de "Eşdeğer" Tek Serbestlik Dereceli (ETSD) sistemlerinin doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz kullanılmıştır. Mevcut konut yapılarını temsil etmesi için 2-, 4- ve 7-katlı toplam 144 adet betonarme binanın doğrusal elastik olmayan modelleri hazırlanmıştır. Doğrusal elastik olmayan statik analiz ile kapasite eğrileri elde edilen binaların değişik performans seviyelerindeki çatı katı yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilmiştir. Kapasite eğrileri iki doğrulu hale getirilen binalar ETSD sisteme çevrilerek doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanında analizle 264 ivme kaydı için yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır. Elde edilen talepler çatı katı yerdeğiştirme değerine dönüştürülerek kapasiteler ile kıyaslanmıştır. Referans, kirişli kapalı çıkmalı ve kirişsiz kapalı çıkmalı modellerin davranışları karşılaştırılmıştır. Çalışmada elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir:

1. Olumsuz malzeme ve yanal donatı durumunda kapasite değerlerinde önemli oranda düşüş gözlenebilmektedir. Örneğin kötü beton dayanımı ve olumsuz yanal donatı durumunda tüm modeller için Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasitelerinde %44 azalma meydana gelmektedir.
2. Ortalama olarak yalnız kötü beton durumunda düşüş %14, yalnız olumsuz yanal donatı durumunda ise %27 mertebesindedir. Çalışmada ele alınan değerler çerçevesinde Can Güvenliği yerdeğiştirme kapasitesi açısından yanal donatı durumu beton dayanımından daha etkilidir.
3. Farklı beton ve etriye durumlarının referans ve kapalı çıkmalı modeller üzerinde etkileri de incelenmiştir. Kötü beton ve yanal donatı durumunda referans modellerde %45, Kc1B için %46, Kc10 için ise %41 azalma meydana gelmiştir. Bu değerler yalnız kötü beton durumunda Ref için %16, Kc1B için %15, Kc10 için %11, yalnız olumsuz yanal donatı durumunda Ref için %26, Kc1B için %27, Kc10 için %23 mertebesindedir.
4. Kc1B modeli Ref modele benzer değerlere sahip iken Kc10 modelinin Ref modele göre beton dayanımı ve yanal donatı durumu değişimlerine %3 ile %5 arasında daha az hassas olduğu görülmektedir.
5. Kapalı çıkma davranışı açısından ise tüm kapasite, talep ve talep/kapasite oranların incelendiğinde kapasite artışı ve/veya talep, talep/kapasite oranı düşüşü ile kapalı çıkma durumunun referans durumdan daha olumlu olduğu değerlere rastlanabilmektedir. Bunun sebeplerinden "kapalı çıkmanın davranışa etkisi" bölümünde bahsedilmiştir. Fakat genel olarak tüm binalar ve durumlar değerlendirildiğinde kapalı çıkma etkisinin olumsuz olduğu görülmektedir.
6. Hemen Kullanım durumu kapasitesi için uç değerler olarak Kc1B modellerinde referans modele göre %19 düşüş ve yüzde 7 artış görülmektedir. Ortalamada ise %5 düşüş olmuştur. Kc10 modellerinde ise yine uç değerler olarak %20 düşüş ve %24 artış görülmektedir. %24 artış görülen modelin kiriş kaldırılmasıyla oluşan rijitlik ve dayanım kaybından en az etkilenebilecek 2 katlı 1998 yönetmeliği modeli olmasına dikkat edilmelidir. Kc10 modellerinde ortalama kapasite azalışı ise %1 seviyesindedir.
7. Aynı eğilim Can Güvenliği ve Göçme Öncesi deplasman kapasiteleri içinde geçerli olmaktadır. Kc1B değerleri incelendiğinde referans modele göre Can Güvenliği için ortalama %2, Göçme Öncesi için ise %3 azalma mevcuttur. Kc10 için Can Güvenliğinde %6, Göçme Öncesinde %3 kapasite artışı görülmektedir.
8. Üstteki iki madde göz önüne alındığında kapalı çıkma durumunda kirişlerin kaldırılmasının kolonların zorlanmalarını azaltarak yerdeğiştirme kapasitesinde az da olsa artış sağladığı söylenebilir. Fakat kirişlerin kaldırılmasıyla oluşan rijitlik kaybı nedeniyle artan

yerdeğiştirme talepleri, kapasite artışıyla elde edilen faydanın çok üzerinde olumsuzluklara yol açmaktadır.

9. Ayrıca çalışma kapsamında yerdeğiştirme kapasitelerinin hesabı DBYYHY-2007 yönetmeliği hükümlerine göre yapılmıştır. Bu yönetmelikte kapasite sınırları elaman hasar seviyelerine göre belirlenmektedir. Kirişlerin kaldırıldığı kolonlarda zorlanmalar azalarak eleman hasarı daha büyük yerdeğiştirmelerde gerçekleşmektedir. Bunun yerine, örneğin göreli ötelenme değerlerinin dikkate alındığı bir kapasite kriteri kullanılması durumunda kiriş kaldırılması ile azalan rijitlik ile artan ötelenmeler sebebiyle yerdeğiştirme kapasite değerlerinde de azalma olması mümkündür.
10. Kc10 modellerinin talep değerleri incelendiğinde 0.4g deprem seti için minimum %6, maksimum %137, ortalama olarak ise %33 talep artışının olduğu görülmektedir. 0.2g için minimum %10, maksimum %192, ortalama %49; 0.6g için ise minimum %5 maksimum %130, ortalama %30 artış mevcuttur.
11. Kirişlerin kaldırılmadığı Kc1B modelinde ise talep artışları çok daha düşük düzeydedir. 0.4g deprem seti için minimum %5 azalma, maksimum %4 artış, ortalama olarak ise %1 artışının olduğu görülmektedir. 0.2g için minimum %6 azalma, maksimum %27 artış, ortalama %7 artma; 0.6g için ise minimum %4 azalma, maksimum %5 artış, ortalama %2 artış mevcuttur. Görüldüğü gibi genel olarak kirişlerin mevcut olduğu durumda talep artışı çok daha sınırlı olmaktadır.
12. Talep/kapasite oranının hem talep hem de kapasitenin birlikte ele alınmasıyla davranış değişimini daha geniş ölçüde yansıttığı düşünülebilir. Bu değerlerin referans modele göre karşılaştırılması yapılarak Kc1B ve Kc10 modellerinin sismik davranış değişimi incelenebilir. Tablo 4 incelendiğinde talep/kapasite oranı sütunlarında yer alan 36 değerden 31 adedinin referansa göre artış göstermesiyle kapalı çıkma durumunun genel olarak olumsuzluğa neden olduğu ve bir düzensizlik olarak ele alınabileceği söylenebilir.
13. Kc1B modelinde 0.2g/HK durumunda ortalama %15, 0.4g/CG durumunda ortalama %3, 0.6g/GÖ durumunda ortalama %6 talep/kapasite oranında artış olduğu görülmektedir.
14. Kc10 modelinde ise 0.2g/HK durumunda ortalama %47, 0.4g/CG durumunda ortalama %23, 0.6g/GÖ durumunda ortalama %26 talep/kapasite artışı mevcuttur.
15. Kc1B ve Kc10 modellerinin değerleri kıyaslandığında çıkma bölgesinde kirişlerin kaldırılmasının olumsuzlukları çok büyük oranda artırdığı görülmektedir.

Özet olarak kapalı çıkmalı binaların deprem performansı üzerinde olumlu ve olumsuz olarak farklı etkilere sahip olduğu söylenebilir. Fakat davranış açısından kapalı çıkma durumunun genel olarak olumsuzluğa neden olduğu ve bir düzensizlik olarak ele alınabileceği anlaşılmaktadır. Ayrıca kapalı çıkmalı binalarda çıkma bölgesindeki kirişlerin yapılıp yapılmamasının davranış üzerinde önemli etkisi olduğu değerlendirilmiştir. Kiriş bulunmaması durumunda özellikle talep değerlerinde büyük artışların yaşanması sebebiyle deprem performansı kirişli durumdan çok daha olumsuz olduğu görülmektedir.

Teşekkür

Bu çalışma 107M569'nolu TÜBİTAK ve 2008FBE005'nolu Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projesi olarak desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

AY-75 (1975), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

AY-98 (1998), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

DBYYHY-2007, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

Doğangün,A., (2004) "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingöl earthquake in Turkey, Engineering Structures, 26(6), 841-856.

FEMA-356, 2000. Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Hachem M.M., BiSpec, http://eqsols.com/default.aspx

Inel M., Ozmen H.B., Şenel Ş.M. ve Kayhan A.H. (2009). Mevcut Betonarme Binaların Yapısal Özelliklerinin Belirlenmesi, Uluslararası Sakarya Sempozyumu, 1-2 Ekim 2009, Sakarya, Türkiye.

Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., 1998. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.

Özcebe, G., 2004. Deprem Güvenliğinin Saptanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi,TÜBİTAK İÇTAG YMAÜ İ574 Numaralı Araştırma Projesi SonuçRaporu,Ankara.

PEER, http://peer.berkeley.edu

Santiago, P., Ramirez, J. and Sarria, A., 2003. Observations On The Behaviour Of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings January 25 Colombia Earthquake, http://nisee.berkeley.edu/lessons/colombia.pdf

SAP2000, CSI. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual; Berkeley (CA, USA); Computers and Structures Inc.

SEMAp (2008), Sargılı etkisi beton modelleme analiz programı; Tubitak proje no: 105M024

Sucuoglu, H. and Yazgan, U., 2003. Simple Survey Procedures For Seismic Risk Assessment In Urban Building Stocks, Earth And Environmental Sciences, Vol. 29:97–118, London.

TS-500, (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

YÖNETMELİK TABANLI ELEMAN HASAR SINIRLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

THE ASSESMENT OF CODE BASED MEMBER DAMAGE LIMITS

Şevket Murat ŞENEL[1] ve Mehmet PALANCİ[2]

ÖZET

Yeni ve mevcut binalarda bulunan kolonların yönetmelik tabanlı ötelenme kapasitelerini hesaplayabilmek amacıyla 27648 adet kolon modeli hazırlanmıştır. Hazırlanan modellerin 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğindeki ve Eurocode 8-3 yönetmeliğindeki hasar sınırlarına karşılık gelen deformasyon kapasiteleri hesaplanmış ve birbiri ile karşılaştırılmıştır. Bulunan sonuçlar özellikle iyi sargılanmış kolonlarda 2007 yönetmeliğine göre hesaplanan ötelenme kapasitelerinin daha büyük olduğunu göstermiştir. Bununla birlikte sargı donatısının yetersiz, eksenel kuvvet seviyesinin büyük olduğu kolonlarda Eurocode 8-3'e göre bulunan ötelenme kapasiteleri daha büyük hale gelmektedir. Ortaya çıkan durum, her iki yönetmeliğe göre yapılacak muhtemel bir performans belirleme işleminin eski ve yeni binalar açısından oldukça farklı sonuçlar verebileceğini göstermiştir. 2007 yönetmeliği üzerine yapılan çalışmalar, minimum hasar bölgesini tarif eden MN sınırının özellikle yetersiz sargı donatısına sahip kolonlarda plastik deformasyon kapasitesinin yarısına kadar çıkabildiğini göstermiştir. Belirgin hasar bölgesini tarif eden GV sınırı ise kesitin plastik deformasyon kapasitesinin yaklaşık %80'ine karşılık gelmektedir.
Anahtar Kelimeler: Betonarme kolonlar, ötelenme kapasitesi, deprem yönetmeliği, Eurocode

ABSTRACT

27648 theoretical column section models were prepared in order to calculate code based drift capacities. Deformation capacities of these columns according to Turkish Earthquake Code of 2007 and to Eurocode 8-3 were calculated and compared with each other. Comparisons of results have shown that calculations based on Turkish Earthquake Code for well confined sections yield higher drift estimations. On the other hand, it was calculated that drift estimations of Eurocode 8-3 procedure gives higher estimations for sections which have higher axial load and lower confinement levels. This situation implies that proposed methods of these two codes can give significantly different performance estimations. Detailed investigation of Turkish Earthquake Code have shown that minimum damage level in purely confined sections can reach up to 50% of total plastic deformation capacity of section. It was also investigated that damage control limit corresponds to 80% of total plastic deformation capacity of column sections.
Keywords: Reinforced concrete columns, drift capacity, earthquake code, Eurocode

GİRİŞ

Özellikle son yıllarda yapı ve deprem mühendisliği alanında meydana gelen önemli gelişmeler ve ilerlemeler, yapıların deprem davranışlarının daha iyi anlaşılmasına imkan vermiştir. Söz konusu bu gelişmelerin yönetmeliklere aktarılması ve bina şartnamelerinin güncel hale getirilmesi sayesinde yeni yapılacak binaların deprem performanslarının önemli derecede yükseldiğini

[1] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, smsenel@pau.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, mehmet_palanci@hotmail.com

söylemek mümkündür. Bununla birlikte özellikle son 20 yıl içinde ülkemizde ve dünyada meydana gelen şiddetli depremlerin yol açtığı yıkım, mevcut binaların karşı karşıya olduğu deprem riskinin büyüklüğünü göstermektedir. Yenilenen ve güncellenen yönetmelikler yeni yapılacak binaların deprem güvenliğinin arttırılması konusunda önemli avantajlar sağlasa da mevcut binaların deprem riskine çözüm getirmemektedir. Bu yüzden mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi konusu, özellikle son yıllarda yapı ve deprem mühendisliği çalışmalarının öncelikli konularından biri haline gelmiştir. Konu ile ilgili yapılmış pek çok çalışma bulunmaktadır. 1995 yılında A.B.D'de yayınlanan ve binaların sismik tasarım felsefesi üzerinde önemli etkileri olan Vision 2000 (1995) dökümanı bu çalışmalara örnek olarak gösterilebilir. 2004 yılında yayınlanan Eurocode 8-3 yönetmeliği ve 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik konu ile ilgili yürürlükte olan şartnamelere örnektir.

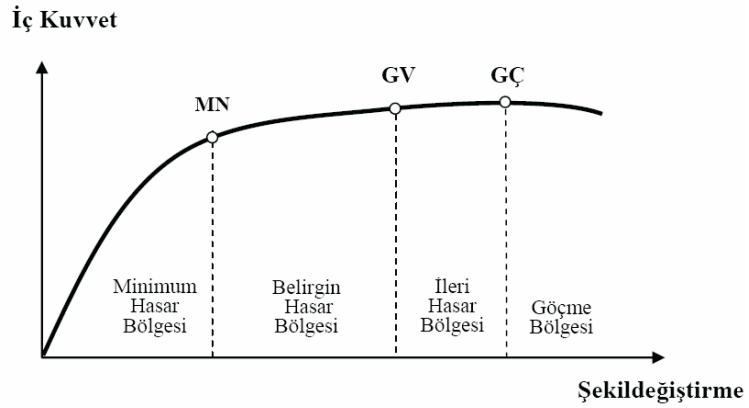
YÖNETMELİK TABANLI DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİ

Ülkemizde özellikle son 15 yıllık dönem içerisinde deprem yönetmeliklerinin yenilenmesi ve güncellenmesi konusunda önemli çalışmalar yapılmıştır. 1998 ve 2007 yıllarında yayınlanan yönetmelikler buna örnek olarak gösterilebilir. 2007 yılında yayınlanan Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-2007) mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi ile ilgili kuralları da içermesi bakımından önceki yönetmeliklerden ayrılmaktadır. 2007 tarihi yönetmeliğe eklenen 7. bölümde mevcut binaların deprem performanslarının tahmini için elastik ve elastik ötesi olmak üzere iki farklı yöntem önerilmiştir. Elastik hesap yöntemine göre yapılan performans belirleme işlemi, binayı oluşturan elemanların yük taşıma kapasiteleri ile depremden kaynaklanan kuvvet talebinin karşılaştırılması esasına dayanmaktadır ve tariften de anlaşılacağı gibi kuvvet tabanlı bir değerlendirme yöntemidir. Yönetmelikte önerilen elastik ötesi hesap yönteminde ise binayı oluşturan elemanların deformasyon kapasiteleri ile depremin sebep olduğu deformasyon talebi karşılaştırılmaktadır ve yapılan tariften de anlaşılacağı gibi deplasmana dayalı bir hesaplama yöntemidir.

2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliği'nde verilen kesit hasar sınırlarının tarifi Tablo 1'de verilmiştir. Bu tabloda verilen hasar sınırlarının karşılık geldiği hasar bölgeleri ise Şekil 1 üzerinde gösterilmiştir. Şekil 1 ve Tablo 1'den de anlaşılacağı gibi 2007 yönetmeliği kesitin kalıcı deformasyon kapasitesini beton ve donatıda meydana gelen şekildeğiştirme değerleri üzerinden tarif etmektedir. Donatı için verilen şekildeğiştirme sınırlarının daha ziyade kirişler için geçerli olduğunu söylemek mümkündür. Beton için verilen şekildeğiştirme sınırları ise kesittte bulunan (ρ_s) ve bulunması gereken (ρ_{sm}) sargı donatısı oranına bağlı olarak tarif edilmektedir.

Tablo 1. TDY-2007'de verilen kesit hasar sınırların tarifi

Kesit hasar Sınırları	Beton için şekildeğiştirme değeri	Donatı için şekildeğiştirme değeri
Minimum Hasar Sınır (MN)	$(\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$	$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01$
Güvenlik Sınırı (GV)	$(\varepsilon_c)_{GV} = 0.0035 + 0.01(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}}) \le 0.0135$	$(\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$
Göçme Sınır (GÇ)	$(\varepsilon_c)_{GÇ} = 0.004 + 0.014(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}}) \le 0.018$	$(\varepsilon_s)_{GÇ} = 0.06$



Şekil 1. TDY-2007 yönetmeliğinde tarif edilen hasar sınırlarının ve hasar bölgelerinin görünüşü

Mevcut binaların deprem performansının nasıl belirleneceği ile ilgili Avrupa bina yönetmeliklerinde de önemli gelişmeler meydana gelmiştir. Binaların depreme dayanıklı tasarımı ile ilgili genel hükümlerin yer aldığı Eurocode 8-1 dökümanı 2004 yılında, mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili kuralların yer aldığı Eurocode 8-3 dökümanı ise 2005 yılında yayınlanmıştır. Eurocode 8-3 dökümanında betonarme elemanlar için verilen hesaplama yöntemi esas itibari ile Fardis (2001, 2003) tarafından yapılan çalışmalara dayanmaktadır. Bu yönetmelikte, farklı hasar bölgelerini ayıran sınırlar elemanların yapısal özelliklerine bağlı olarak tarif edilmektedir ve bu tariften anlaşılacağı gibi doğrusal olmayan hesaplama yöntemini esas almaktadır. Eurocode 8-3 yönetmeliğinde "Minimum Hasar", "Belirgin Hasar" ve "Göçme Öncesi" sınırlarına karşılık gelen ötelenme ifadeleri Tablo 2'de gösterilmiştir. Bu ifadelerde h kesit yüksekliğini, L_v moment/kesme oranını, ω ve ω' değerleri çekme ve basınç bölgesi için boyuna donatı oranlarını, f_c beton basınç dayanımını, f_y ve f_{yw} boyuna ve enine donatı akma dayanımını, ρ_{sx} yükleme yönündeki enine donatı oranını, α sargı etkinlik katsayısını temsil etmektedir. Kullanılan terimlerin açıklamaları ile ilgili ayrıntıları Eurocode 8-3 dökümanında bulmak mümkündür. Eurocode 8-3 yönetmeliğinde depreme karşı yeterli detaylandırmaya sahip olmayan kolonlarda "Göçme Öncesi" sınırını temsil eden θ_{NC} değerinin 0.825 katsayısı ile azaltılacağı belirtilmektedir. Kuramsal kesit modelleri oluşturulurken yeterli sargı donatısına sahip olmayan kesitlerin deformasyon kapasiteleri verilen bu tarife uygun olarak azaltılmıştır.

Tablo 2. Eurocode 8-3'te verilen kesit hasar sınırların tarifi

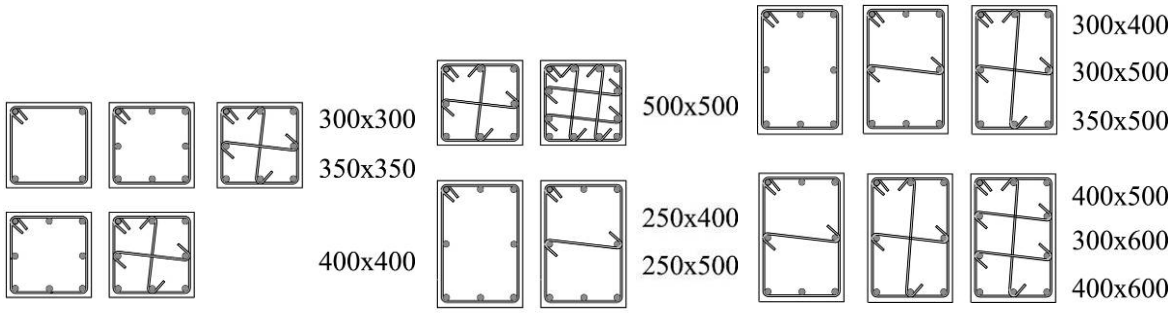
Kesit hasar Sınırları	Hasar sınırın akarşılık gelen ötelenme değeri
Minimum Hasar Sınırı (DL)	$\theta_{DL} = \phi_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0.0013\left(1 + 1.5\frac{h}{L_V}\right) + 0.13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$
Belirgin Hasar Sınırı (SD)	$\theta_{SD} = 0.75 \cdot \theta_{NC}$
Göçme Öncesi Sınırı (NC)	$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^{\nu}) \left[\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100\rho_d})$

Yukarıdaki tariflerden de anlaşılacağı gibi Eurocode 8-3 yönetmeliğinde verilen ifadeler betonarme elemanlara ait hasar bölgelerini Şekil 1'de gösterilen yaklaşıma benzer bir biçimde tarif etmektedir. 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğinden farklı olarak Eurocode 8-3 şartnamesi şekildeğiştirmeler üzerinden bir tanımlama yapmak yerine betonarme kesitlerin yapısal özelliklerine bağlı olarak elemanlarda oluşan ötelenme oranları (Δ/L) üzerinden hasar sınırlarını tanımlamaktadır. Okumakta olduğunuz bu çalışmada Tablo 1 ve Tablo 2'de verilen hasar

sınırlarına karşılık gelen ötelenme oranları kuramsal kolon modelleri kullanılarak hesaplanmış ve her iki yönetmeliğin önerdiği değerlendirme yöntemi birbiri ile karşılaştırmıştır.

KURAMSAL KOLON MODELLERİNİN HAZIRLANMASI

Kuramsal kesit modelleri hazırlanırken tasarlanan elemanların hem mevcut, hem de yeni bina kolonlarını temsil etmesine özen gösterilmiştir. Bunun için farklı boyutlara, boyuna ve enine donatı oranlarına, eksenel kuvvet seviyelerine, malzeme dayanımlarına, donatı düzenlerine ve sargı donatısı miktarlarına sahip 25,000'den fazla kolon modeli hazırlanmıştır. Hazırlanan bu modellerin moment-eğrilik analizleri yapılarak kesit deformasyon kapasiteleri belirlenmiştir. Moment eğrilik analizleri sırasında sargılı beton davranışı geliştirilmiş Kent-Park Yöntemi (Park ve diğ., 1982) ile temsil edilmiştir. Çalışma kapsamında göz önüne alınan kesitler ve bu kesitlere ait yapısal özellikler Şekil 2 ve Tablo 3'te gösterilmiştir. Tablo 3'te verilen sütunlar sırası ile eksenel kuvvet oranını, boyuna donatı oranını, etriye aralığını, beton ve donatı sınıfını ve etriye çapını temsil etmektedir. Geçmiş depremlerden sonra hasarlı binalardan alınan donatı numuneleri üzerine yapılan deneysel çalışmalar (Akyüz ve Uyan,1992), S220 sınıfı donatının akma dayanımının ortalama 320 MPa seviyelerinde gerçekleştiğini göstermektedir. Bu yüzden analizler sırasında akma dayanımı 320 MPa olan donatı sınıfı da göz önüne alınmıştır. Kesit boyutlarının küçük, etriye sıklaştırmasının yapılmadığı S220 sınıf donatıya sahip olan kolon modellerinin eskiden yapılmış betonarme bina kolonlarını temsil ettiği düşünülmüştür.

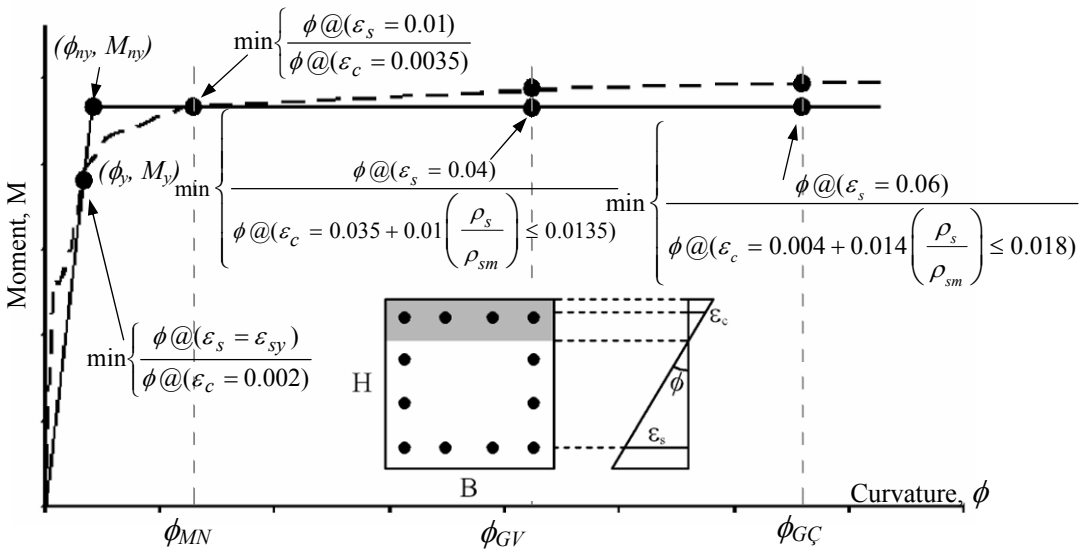


Şekil 2. Farklı kesit boyutlarına ve donatı yerleşimlerine sahip kolonların görünüşü

Tablo 3. Analizde kullanılan kolon kesitlerine ait yapısal özellikler

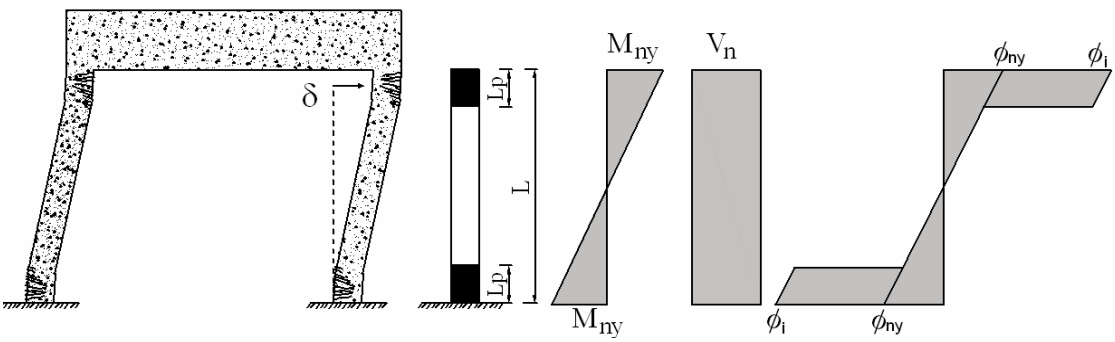
N / BHf_c	ρ_l	S (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	d_s (mm)
10%	1%	100	10	220	8
20%	2%	200	15	320	10
30%	3%	300	20	420	
40%			25		

Tablo 1'den de anlaşılacağı gibi 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğinde tarif edilen MN, GV ve GÇ sınırlarına karşılık gelen eğrilik değerlerinin tümü analizlerden elde edilmiştir. Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre yapılan hesapta ise sadece moment eğrilik analizinden elde edilen akma eğriliği (ϕ_y) "Minimum Hasar Sınırı"na karşılık gelen θ_{DL} değerinin hesabı için kullanılmakta, "Göçme Öncesi" ve "Belirgin Hasar" sınırları ise doğrudan Tablo 2'de verilen ifadelerden bulunmaktadır. 2007 yönetmeliğinde tarif edilen hasar sınırlarının moment eğrilik grafiği üzerindeki gösterimi Şekil 3'te verilmiştir. Kesitin moment taşıma kapasitesi (M_{ny}) donatının %1 veya betonun 0.004 şekildeğiştirmesine ulaştığı (hangisi önce ise) andaki moment değeri esas alınarak belirlenmiştir. Kesitin nominal akma eğriliği (ϕ_{ny}) ise, donatının aktığı veya kabuk betonun döküldüğü (ε_c=0.002) andaki eğrilik değerinden geçirilen doğrunun, kesit moment kapasitesine ulaştığı andaki eğrilik değeri esas alınarak belirlenmiştir.



Şekil 3. 2007 Türk deprem yönetmeliğinde tanımlanan kesit hasar sınırlarının moment eğrilik grafiği üzerindeki gösterimi

Moment-eğrilik davranışı Şekil 3'te verilen kolonlardan oluşan sistem Şekil 4'te gösterilmiştir. Rijit kiriş elemanı ile birbirine bağlanan kolonların altındaki ve üstündeki moment kapasitelerinin özdeş olduğu kabul edilmiştir. Kolon boyunca oluştuğu kabul edilen eğrilik profilinin görünüşü de yine bu şekil üzerinde gösterilmiştir. Kolon ucunda meydana gelen deplasmanların hesabı için moment alan teoremlerinden faydalanılmıştır. Elastik (δ_y) ve elastik ötesi (δ_i) deplasmanların hesabında kullanılan ifadeler Denklem 1 ve Denklem 2'de verilmiştir. Şekil 3'te gösterilen ϕ_{MN} , ϕ_{GV} ve $\phi_{GÇ}$ eğriliklerinin Denklem 2'de yerine yazılması ile birlikte bu sınırlara karşılık gelen δ_{MN} , δ_{GV} ve $\delta_{GÇ}$ yerdeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Hasar sınırlarını temsil eden söz konusu yerdeğiştirme değerleri kolon boylarına bölünmüş (Denklem 3) ve Şekil 2'de gösterilen kolon kesitlerinden oluşan sistemlerin MN, GV ve GÇ seviyelerine karşılık gelen ötelenme oranları hesaplanmıştır. Hesaplamalar sırasında plastik mafsal uzunluğu (L_p=*0.5.H*) kesit yüksekliğinin yarısı, kolon boyu ise 3 m alınmıştır (*L=3m*)



Şekil 4. 2007 Türk deprem yönetmeliğinde tanımlanan kesit hasar sınırlarının moment eğrilik grafiği üzerindeki gösterimi

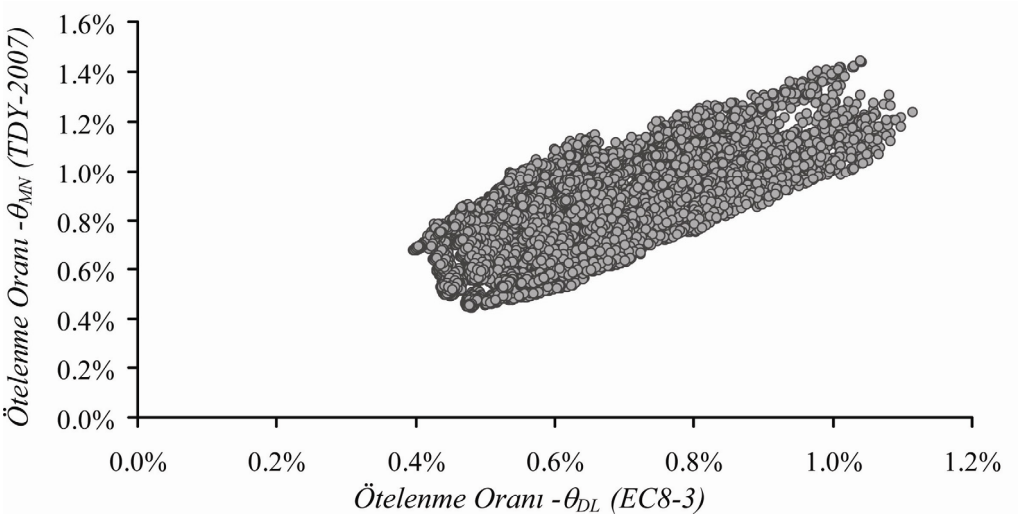
$$\delta_y = \frac{\phi_{ny} \cdot L^2}{6} \qquad (1)$$

$$\delta_i = \delta_y + \left(\phi_i - \phi_{ny}\right) \cdot L_p \cdot \left(L - L_p\right) \qquad (2)$$

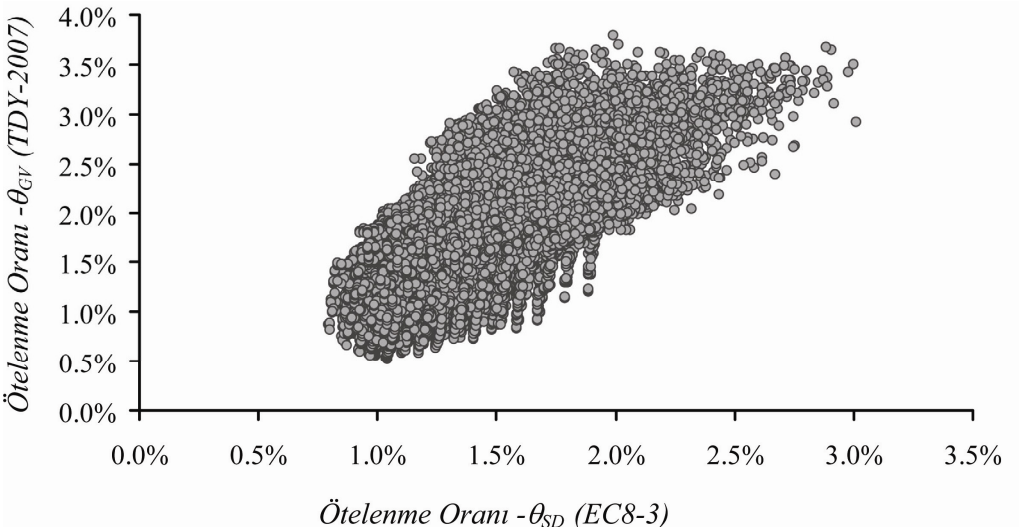
$$\theta_i = \frac{\delta_i}{L} \qquad (3)$$

ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

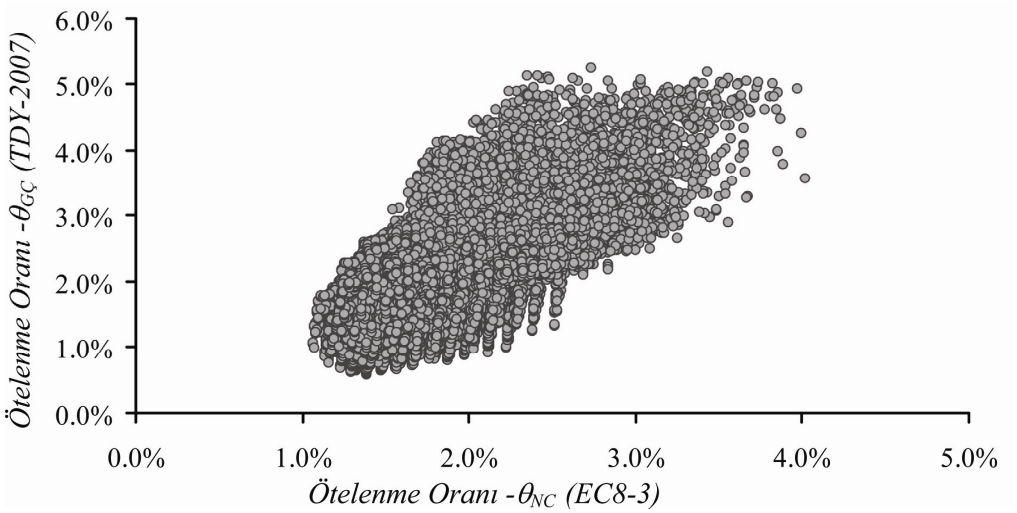
27648 adet kuramsal kolon modeline ait ötelenme oranları Denklem 1,2 ve 3'ü kullanılarak TDY-2007'ye göre (θ_{MN} , θ_{GV} ve $\theta_{GÇ}$) , Tablo 2'yi kullanarak Eurocode 8-3'e göre (θ_{DL} , θ_{SD} ve θ_{NC}) hesaplanmıştır. İki farklı yönetmeliğe göre hesaplanan bu değerler birbiri ile karşılaştırılmış ve söz konusu yönetmeliklerin işaret ettiği hasar sınırları değerlendirilmiştir. Her iki yönetmeliğe göre "Minimum Hasar", "Belirgin Hasar" ve "Göçme Sınırı" değerlerine karşılık gelen ötelenme oranlarının gösterimleri Şekil 5,6 ve 7'de verilmiştir. Bu şekillerden de anlaşılacağı gibi her iki yönetmelikğe göre bulunan sonuçlar arasında yaklaşık olarak doğru orantılı bir ilişki bulunmaktadır. Şekil 5'te verilen değerler TDY-2007'ye göre hesaplanan ve "Minimum Hasar" sınırına karşılık gelen ötelenme oranlarının Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre hesaplanan değerlerden daha yüksek olduğunu göstermektedir. Şekil 6 ve Şekil 7 ise ileri hasar seviyeleri söz konusu olduğunda iki yönetmeliğin verdiği sonuçlar arasındaki varyasyonun arttığını göstermektedir.



Şekil 5. "Minimum Hasar" sınırına karşılık gelen TDY-2007 ve Eurocode 8-3 ötelenmeleri



Şekil 6. "Güvenlik Sınırı" na karşılık gelen TDY-2007 ve Eurocode 8-3 ötelenmeleri



Şekil 7. "Göçme Sınırı" na karşılık gelen TDY-2007 ve Eurocode 8-3 ötelenmeleri

Tablo 1 ve Tablo 2'de verilen ifadelerden anlaşılacağı gibi her iki yönetmelikte verilen ötelenme kapasiteleri artan enine donatı oranına bağlı olarak artmaktadır. Bu yüzden TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre hesaplanan ötelenme oranlarını karşılaştırırken benzer sargı donatısı oranlarına sahip kesitler için bulunan ötelenme oranlarını karşılaştırmanın daha gerçekçi sonuçlar vereceği düşünülmüştür. Kesittte bulunması gereken sargı donatısı miktarı hesaplanırken TDY-2007'de verilen ifadelerden yararlanılmıştır. Söz konusu bağıntılar Denklem 4 ve Denklem 5'te verilmiştir.

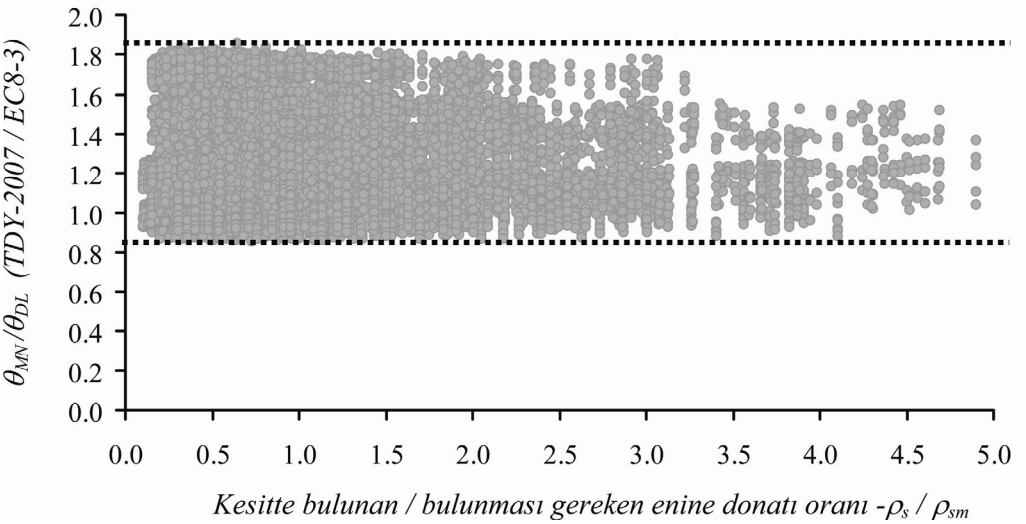
$$\rho_{sm} \geq 0.60\left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right)-1\right]\left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \qquad (4)$$

$$\rho_{sm} \geq 0.15\left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \qquad (5)$$

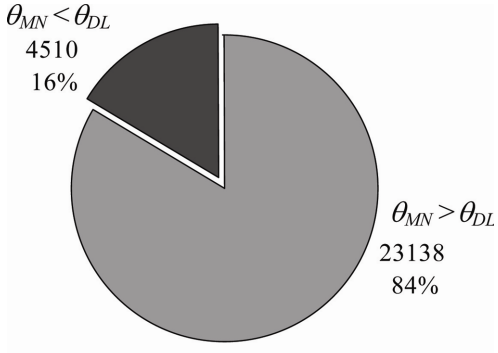
TDY-2007'ye göre hesaplanan ötelenme oranları Eurocode 8-3 yönetmeliğinden hesaplanan değerlere bölünmüş ve elde edilen sonuçların kesittte bulunan / bulunması gereken enine donatı oranlarına (ρ_s/ρ_{sm}) göre değişimi hesaplanmıştır. Şekil 8'de verilen değerlerin dağılımı, minimum hasar sınırına karşılık gelen ötelenme oranlarının yatay bir seyir izlediğini ve ρ_s/ρ_{sm} oranından etkilenmediğini göstermektedir. Tablo 1'de verilen ifadelerden de hatırlanacağı gibi MN seviyesinde beton ve donatı için tanımlanan şekildeğiştirme değerleri ρ_s/ρ_{sm} ifadesinden bağımsızdır. Elde edilen sonuçların yatay bir seyir izlemesinin sebebi de budur. Bununla birlikte Şekil 8 ve Şekil 9 da verilen dağılımlar TDY-2007'ye göre hesaplanan "Minimum Hasar Sınırının" Eurocode 8-3'e göre hesaplanan değerlerden çok daha büyük olduğunu göstermektedir. Bu durum özellikle TDY-2007 yönetmeliğinde tarif edilen "Hemen Kullanım Performan Düzeyi"nin belirlenmesinde iki yönetmeliğin farklı değerlendirmelerde bulunabileceğini göstermektedir.

Şekil 10 ve 11'da gösterilen ötelenme oranları ise yeterli sargı donatısına sahip olmayan kesitler için her iki yönetmeliğin verdiği sonuçların birbirinden oldukça farklı olabileceğini göstermektedir. Söz konusu şekillerde verilen dağılımlar ρ_s/ρ_{sm} oranının 1'den küçük olduğu durumlarda TDY-2007'ye hesaplanan ötelenme oranlarının Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre hesaplanan ötelenme değerlerinden daha küçük olduğunu göstermektedir. Şekil 10 ve Şekil 11'da verilen değerleri daha ayrıntılı bir biçimde irdeleyebilmek için grafikler dört ayrı bölgeye bölünmüştür. Düşey eksende bölme işlemi yapılırken TDY-2007 yönetmeliğinden elde edilen ötelenmelerin Eurocode 8-3'e göre bulunan ötelenmelerden büyük veya küçük olması durumu göz önüne alınmıştır. Yatay eksende bölme işlemi yapılırken ise enine donatı oranınlarına bakılmıştır. Ayırma işlemi yapılırken ülkemizde bulunan mevcut bina stoğunun durumu göz önüne alınarak

yönetmeliğimize göre bulunması gereken enine donatı oranının en az %75'ini sağlayan ve sağlamayan kesitler (%75<ρ_s/ρ_{sm} >%75) birbirinden ayrılmıştır. 27648 adet analizden elde edilen sonuçların bu dört bölgedeki dağılımları Şekil 10 ve Şekil 11 üzerinde gösterilmiştir. Yapılan sınıflandırma işlemine bakarak III. ve IV. bölgede bulunan ve yeterli sargı donatısına sahip kesitlerin daha çok yeni yapılan veya yapılacak olan binaları temsil ettiğini söylemek mümkündür. Gerek "Güvenik Sınırı", gerekse de "Göçme Sınırı" için bu bölgelerde hesaplanan değerlerin dağılımı TDY-2007'e göre hesaplanan ötelenme kapasitelerinin Eurocode 8-3'e göre hesaplanan kapasitelerden çok daha yüksek olduğunu göstermektedir. Bu durum özellikle yeni binalarda "Can Güvenliği" ve "Göçmenin Önlenmesi" performans düzeyleri için yapılacak tahminlerin Eurocode 8-3'e göre yapılacak tahminlerden çok daha iyimser sonuçlar vereceğini göstermektedir.



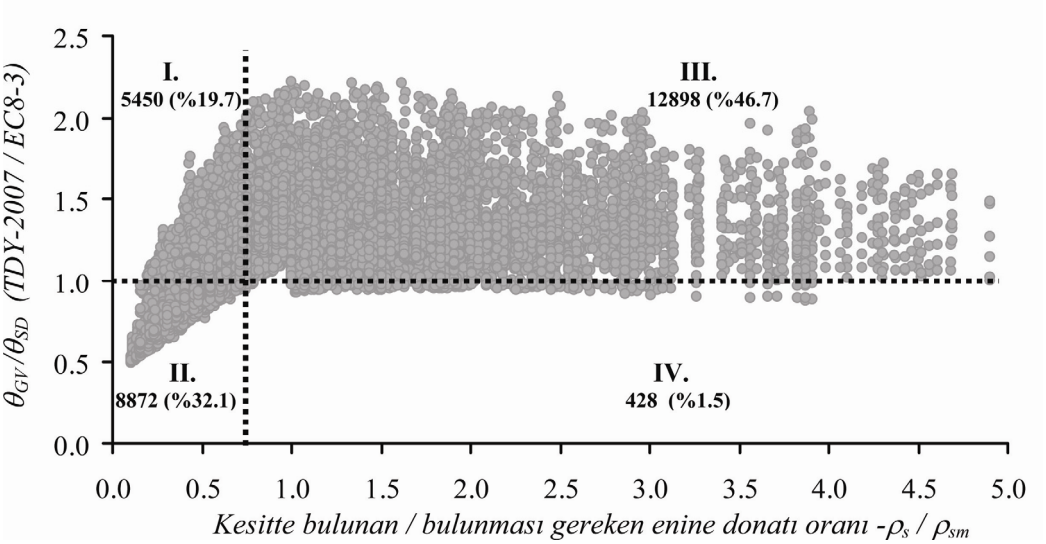
Şekil 8. "Minimum Hasar Sınırı"na karşılık gelen ötelenme oranlarının enine donatı oranına bağlı olarak değişimi



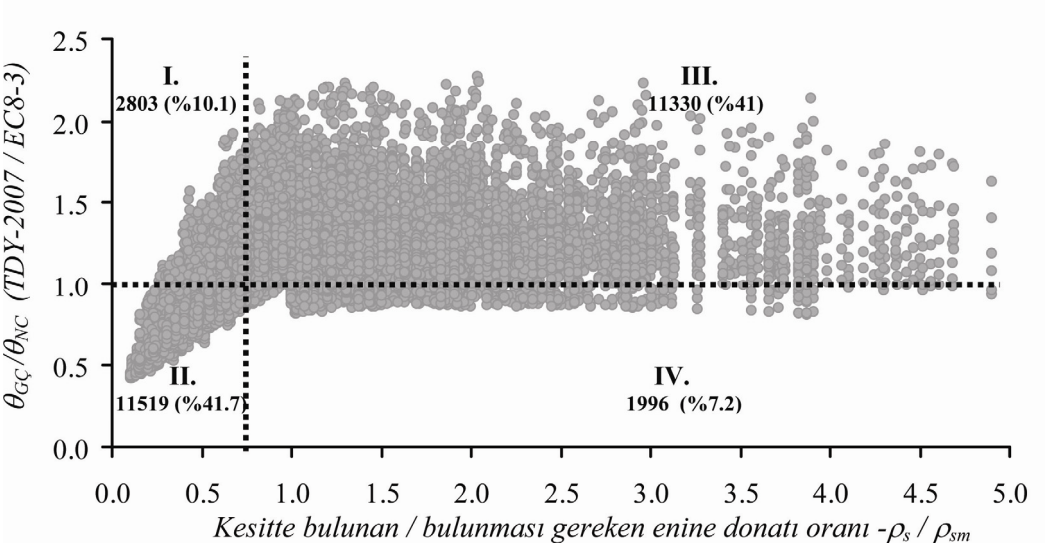
Şekil 9. TDY-2007 ve Eurocode 8-3 e göre "Minimum Hasar Sınırı" için hesaplanan ötelenme oranlarının karşılaştırılması

Şekil 10 ve Şekil 11'de I. ve II. bölgelerde bulunan sonuçların dağılımı yeterli enine donatı oranına sahip olmayan kesitlerde TDY-2007'ye göre hesaplanan ötelenme kapasitelerinin Eurocode 8-3'e göre hesaplanan kapasitelerden daha düşük olduğunu göstermektedir. Hesaplanan oranlar arasında farklılıklar olmasına rağmen yapılan bu değerlendirmenin hem "Güvenlik Sınırı" hem de "Göçme Sınırı" için geçerli olduğunu söylemek mümkündür. I. ve II. bölgede bulunan sonuçların Tablo 3'te verilen yapısal parametrelerden nasıl etkilendiğine bakılmıştır. Yapılan incelemeler I. bölgede bulunan kesitlerin büyük bir çoğunluğunun eksenel kuvvet oranı düşük (N/BHfc=%10) olan kolon kesitlerinden meydana geldiğini, eksenel kuvvet oranı arttıkça kesitlerin II. bölgeye doğru geçtiğini göstermiştir. Dolayısı ile II. bölgede bulunan kesitlerin beton basınç dayanımı düşük, kesit boyutları küçük, enine donatı oranı yetersiz ve daha ziyade çok katlı

yapılardan oluşan mevcut binaları temsil ettiğini söylemek mümkündür. Özetlemek gerekirse Şekil 10 ve Şekil 11'de gösterilen sonuçların dağılımı, çok katlı mevcut binaların deprem performanslarının tahmininde TDY-2007'de verilen yönteme göre yapılacak performans tahminlerinin, Eurocode 8-3'te verilen yönteme göre yapılacak tahminlerden daha emniyetli sonuçlar vereceğini göstermektedir.



Şekil 10. "Güvenlik Sınırı"na karşılık gelen ötelenme oranlarının enine donatı oranına bağlı olarak değişimi



Şekil 11. "Göçme Sınırı"na karşılık gelen ötelenmelerin enine donatı oranına bağlı olarak değişimi

2007 Tarihli Deprem Yönetmeliğinde Verilen Hasar Sınırlarının Değerlendirilmesi

TDY-2007'ye göre özellikle mevcut binalar (II. Bölge) için hesaplanan GV ve GÇ ötelenmelerinin göreceli olarak düşük, MN ötelenmelerinin ise yüksek oluşu TDY-2007'de tanımlanan hasar bölgelerinin de kendi içinde ayrıca değerlendirilmesi gerektiğini göstermiştir. Tablo 2'de verilen ifadeler Eurocode 8-3 yönetmeliğinde verilen ve "Güvenlik Sınırına" karşılık gelen ötelenme değerini kesitin ötelenme kapasitesinin oranı (0.75) cinsinden tarif etmektedir. "Minimum Hasar Sınırı"na karşılık gelen ifade ise eğilme, kayma ve sıyrılma deformasyonlarının toplamından oluşmaktadır ve genellikle büyük bir kısımını eğilme etkileri oluşturduğu için akma anına karşılık gelen ötelenme değerlerine yakın sonuçlar vermektedir. TDY-2007'de tarif edilen hasar sınırları

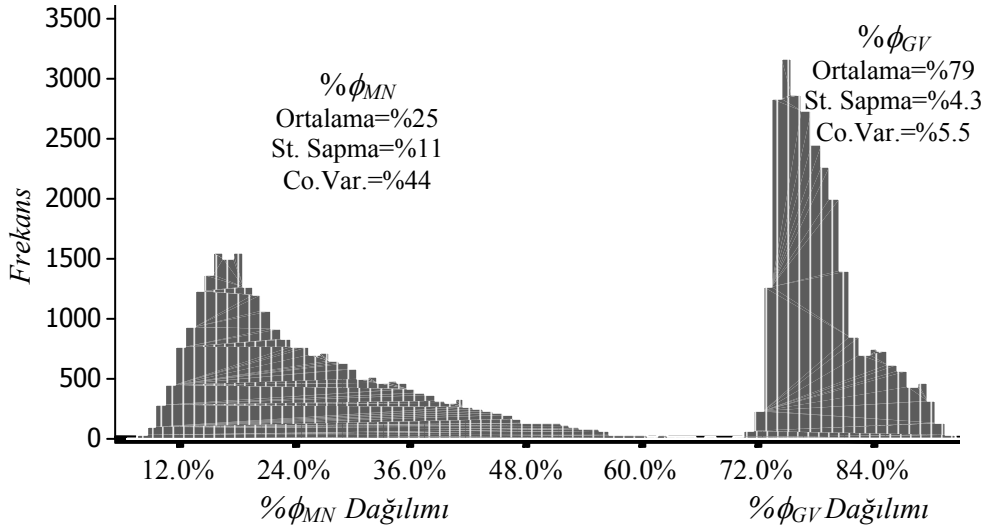
tamamıyla şekildeğiştirme esaslı olduğu için kesitin plastik deformasyon kapasitesinin ne kadarlık bir kısmına karşılık geldiğini açık bir şekilde ifade edememektedir. TDY-2007'de verilen MN ve GV sınırlarının, kesitin deformasyon kapasitesinin ne kadarına karşılık geldiğini belirleyebilmek için bu seviyelerde oluşan kalıcı deformasyon kapasiteleri hesaplanmış ve toplam kalıcı deformasyon kapasitesine bölünmüştür. Eğrilik değerleri üzerinden yapılan bu değerlendirme işleminin matematiksel ifadesi Denklem 6,7 ve 8'de verilmiştir. Denklemlerde kullanılan ifadelerin ne anlama geldiği Şekil 3 üzerinde gösterilmiştir.

$$\phi_{pl} = \phi_{GÇ} - \phi_{ny} \tag{6}$$

$$\%\phi_{MN} = \frac{\phi_{MN} - \phi_{ny}}{\phi_{pl}} \times 100 \tag{7}$$

$$\%\phi_{GV} = \frac{\phi_{GV} - \phi_{ny}}{\phi_{pl}} \times 100 \tag{8}$$

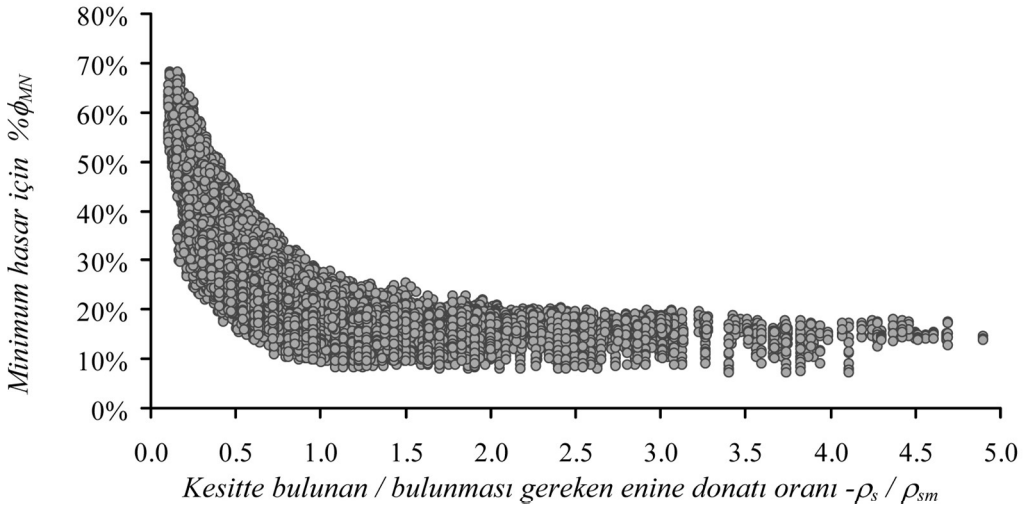
Bu denklemeleri kullanarak MN ve GV seviyeleri için hesaplanan $\%\phi_{MN}$ ve $\%\phi_{GV}$ değerlerinin frekans dağılımları Şekil 12'de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi minimum hasar bölgesini belirleyen sınır kesitin toplam kalıcı deformasyon kapasitesinin yarısından fazlasını kapsayabilmektedir. $\%\phi_{MN}$ değerlerinin tamamı için hesaplanan ortalama değer %25 olarak bulunmuştur ve varyasyonu da oldukça yüksektir (%44). Varyasyon katsayısının büyüklüğü MN seviyesi için yapılan şekildeğiştirme tarifinin kesitte oluşacak minimum hasar bölgesini etkili biçimde tarif edemediğini göstermektedir. $\%\phi_{GV}$ değerleri için hesaplanan dağılımın varyasyonu ise çok daha düşüktür (%5.5). Bununla birlikte yapılan hesaplamalar belirgin hasar bölgesinin plastik deformasyon kapasitesinin yaklaşık %80'ine karşılık geldiğini göstermektedir. Bu durum ileri hasar bölgesinin göreceli olarak dar bir aralıkla temsil edilmesine ve GV ve GÇ seviyelerini temsil eden sınırların birbirine yaklaşmasına sebep olmaktadır. Yapılan incelemeler GV seviyesi ile ilgili bu durumun yönetmelikte verilen şekildeğiştirme sınırı ile ilgili tariften kaynaklandığını, analizler sırasında kullanılan parametrelerin sonuç üzerinde fazla etkili olmadığını göstermiştir. Zaten % 5.5 olarak hesaplanan düşük varyasyon katsayısı da bu durumu teyid etmektedir.



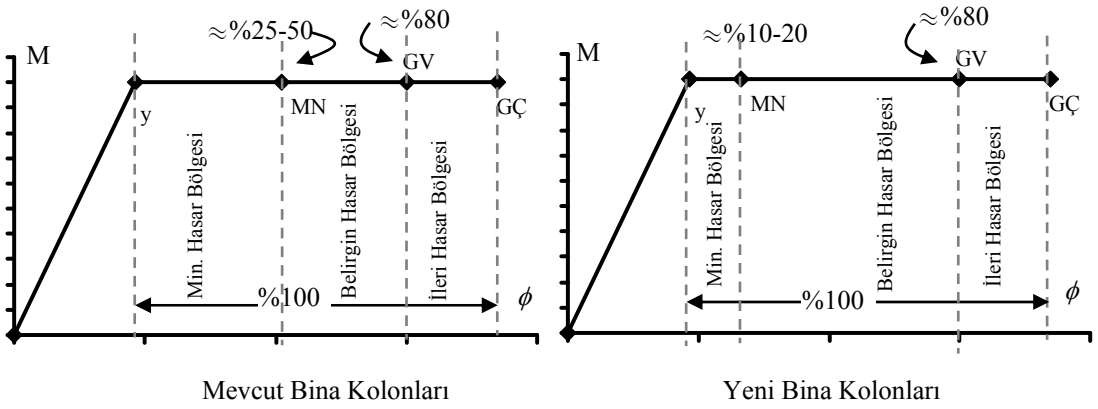
Şekil 12. MN ve GV sınırlarına karşılk gelen plastikleşme oranlarına ait frekans dağılımı

Moment eğrilik analizlerinden elde edilen sonuçlar, ortaya çıkan büyük varyasyonun MN için tarif edilen 0.004 şekildeğiştirmesinin sabit, plastik eğrilik kapasitesini belirleyen GV ve GÇ sınırlarının ise sargı donatısı miktarına bağlı olmasından kaynaklandığını göstermiştir. Kesitte bulunan / bulunması gereken minimum etriye oranına bağlı olarak $\%\phi_{MN}$ değerlerinin değişimi hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar Şekil 13'te gösterilmiştir. Bu şekilden de görüldüğü gibi enine

donatı oranının yetersiz olduğu kesitlerde MN seviyesine karşılık gelen kalıcı deformasyon oranı oldukça yüksektir ve Şekil 12'de MN seviyesi için hesaplanan büyük varyasyonun sebebi de bu bölgedeki dağılımın değişkenliğidir. Enine donatı oranının yönetmelik şartlarını sağladığı kesitlerde MN sınırına karşılk gelen kalıcı deformasyon oranları kesit kapasitesinin yaklaşık %10-20'si gibi değerlere inmektedir. Enine donatı oranının yeterli olduğu elemanların yeni bina kolonlarını, yetersiz olduğu elemanların ise mevcut bina kolonlarını temsil ettiği düşünülmüş ve bulunan sonuçların anlamı Şekil 14'te verilen taslak kapasite eğrileri ile açıklanmıştır.



Şekil 13. Sargı donatısı miktarına bağlı olarak MN sınırının temsil ettiği kalıcı deformasyon oranları



Mevcut Bina Kolonları Yeni Bina Kolonları

Şekil 14. Eski ve yeni bina kolonlarında hasar sınırlarının yaklaşık gösterimi

SONUÇLAR

Yeni ve mevcut bina kolonlarını temsil ettiği düşünelen çok sayıda kuramsal kolon modeline ait deformasyon kapasiteleri hem 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliği'ne, hem de Eurocode 8-3 Yönetmeliği'ne göre hesaplanmıştır. Bulunan sonuçlar özellikle iyi sargılanmış kolonlarda 2007 yönetmeliğine göre hesaplanan kolon deformasyon kapasitelerinin daha büyük olduğunu göstermiştir. Bununla birlikte sargı donatısının yetersiz, eksenel kuvvet seviyesinin büyük olduğu kolonlarda 2007 yönetmeliğine göre bulunan deformasyon kapasitelerinin Eurocode 8-3'e göre bulunan kapasitelerden daha düşük olduğu belirlenmiştir. Bulunan sonuçlar her iki yönetmeliğe göre yapılacak muhtemel bir performans değerlendirme işleminin eski ve yeni binalar açısından farklı sonuçlar verebileceğini göstermektedir.

2007 yönetmeliğinde verilen MN ve GV sınırlarının, incelenen kesitlerin kalıcı deformasyon kapasitelerinin ne kadarına karşılık geldiği araştırılmıştır. Bulunan sonuçlar minimum hasar bölgesini tarif eden MN sınırının özellikle yetersiz sargı donatısına sahip kolonlarda plastik deformasyon kapasitesinin yarısına kadar çıkabildiğini göstermektedir. Belirgin ve ileri hasar bölgelerinin genişliğini belirleyen GV sınırı kesitin plastik deformasyon kapasitesinin yaklaşık %80'ine, toplam kapasitenin ise daha da fazlasına karşılık gelmektedir. Bu seviye, güvenlik sınırını kesitin toplam deformasyon kapasitesinin %75'i ile sınırlayan Eurocode 8-3 yönetmeliğinden daha büyüktür. Dolayısı ile TDY-2007'de tarif edilen ileri hasar bölgesinin genişliğinin göreceli olarak çok daha dar olduğunu söylemek mümkündür.

Teşekkür

Yapılan bu çalışma TÜBİTAK tarafından 110M255 nolu proje kapsamında desteklenmektedir.

KAYNAKLAR

Akyüz, S, Uyan, M (1992) "Türkiye'de Kullanılan Beton Çelik Çubuklar Üzerine Bir İnceleme", *İMO Teknik Dergi*, Nisan, 497-508

Eurocode 8 (2005) Design of structures for earthquake resistance Part 3:Assessment and retrofitting of buildings, European Standarts, Brussels.

Eurocode 8 (2003) Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standarts, Brussels.

Fardis MN and Biskinis DE (2003) "Deformation Capacity of RC Members, as Controlled by Flexure or Shear", *Otani Symposium*, 511-530.

Panagiotakos TB and Fardis MN (2001) "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate", *Structural Journal*, 98(2):135-148

Park R, Priestley MJN, Gill WD (1982) "Ductility of square-confined concrete columns", *Journal of Structural Division-ASCE*, 108(ST4): 929–950

TDY-2007 (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

TDY-1998 (1998) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Vision (2000) Performance Based Seismic Engineering of Buildings, California Office of Emergency Services (OES), Structural Engineers Association of California, Sacramento, USA

.

MEVCUT PREFABRİK BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ FARKLI YÖNETMELİKLER AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ

ASSESMENT OF SEISMIC PERFORMANCE OF EXISTING PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO DIFFERENT CODES

Şevket Murat ŞENEL[1] ve Mehmet PALANCİ[2]

ÖZET

Yapılan çalışma kapsamında Denizli Organize Sanayi Bölgesinde bulunan 62 adet mafsallı ve tek katlı prefabrik sanayi yapısı incelenmiştir. Söz konusu binalara ait yapısal özellikler proje ve saha çalışmaları ile belirlenmiştir. Kritik kesitler için yapılan moment eğrilik analizleri ile prefabrik kolonların dayanım ve deformasyon özellikleri belirlenmiş, 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode 8-3 yönetmelikleri esas alınarak binalara ait kapasite eğrileri elde edilmiştir. 62 adet prefabrik binanın deprem performansları her iki yönetmelik hükümlerine göre ayrı ayrı hesaplanmış ve yapılan hasar tahminleri birbiri ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliği ile Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre yapılan değerlendirme işleminin birbirinden oldukça farklı sonuçlar verebildiğini göstermiştir.
Anahtar Kelimeler: Prefabrik Binalar, Deprem performansı, Deprem Yönetmeliği, Eurocodes

ABSTRACT

62 pin connected one story precast industrial buildings constructed in Denizli Organized Industrial Zone were investigated in this study. The structural properties of precast buildings were obtained by project and field studies. Strength and inelastic deformation capacities of precast columns were determined by moment-curvature analyses of critical sections. Capacity curves of inventory buildings were then constructed by applying the methods presented in Turkish Earthquake Code-2007 and Eurocode 8-3. Seismic performance of 62 precast buildings based on different code procedures were obtained and the damage estimations were compared with each other. The results obtained from Turkish Earthquake Code of 2007 and Eurocode 8-3 procedures have shown that the code based methods can give quite different performance estimations.
Keywords: Precast Buildings, Seismic Performance, Earthquake Code, Eurocodes

GİRİŞ

İkinci Dünya savaşının sebep olduğu ağır kayıplar ve yıkım, özellikle Avrupa'da önemli miktarda konut ve sanayi yapısına ihtiyaç duyulmasına sebep olmuştur. Avrupanın yaşadığı bu hızlı yaraları sarma, yeniden yapılanma ve kalkınma döneminde artan ihtiyaçları karşılayabilmek için inşaat sürecini hızlandıran ve kolaylaştıran yeni yapım teknolojilerinin araştırılmasına ihtiyaç duyulmuştur. Bu hızlı sanayileşme sürecinde prefabrike inşaat teknolojisi, özellikle sanayi yapılarının bir an önce tamamlanarak üretime katılmasını sağladığı için pek çok Avrupa ülkesinde tercih edilmiş ve yaygın biçimde kullanılmıştır. Prefabrikasyon üretimin fabrika koşullarında ve belli standartlar çerçevesinde yapılması, yüksek mazleme ve işçilik kalitesinin daha düşük maliyetler ile sağlanması prefabrik inşaatın önemli avantajlarındadır. İnşaat süresinin kısa olması,

[1] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, smsenel@pau.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, mehmet_palanci@hotmail.com

fabrikasyon sayesinde kalite kontrolünün daha iyi yapılabilmesi, inşaat faaliyetinin mevsim şartlarından etkilenmemesi gibi ilave avantajlar, prefabrik yapıların pek çok ülkede yaygın biçimde kullanılmasını sağlamıştır.

Ülkemizde prefabrik yapıların kullanımı özel sektör yatırımlarının başladığı 1950'li yıllara dayanmaktadır. Fakat prefabrik yapıların yaygın kullanımı sanayi yatırımlarının hızla arttığı 1980'li yıllarda başlamıştır. Başlangıçta büyük çoğunluğu tek katlı ve mafsal birleşimli olan prefabrik sanayi yapıları, ülkemizin dört bir yanına dağılmış sanayi bölgelerinde inşa edilmiş ve ekonomiye katkı sağlamıştır. Bu hızlı sanayileşme sürecinde sektörde faaliyet gösteren firmaların büyük bir çoğunluğu, kullandıkları sistemleri genelde Avrupa'dan almış veya adapte ederek uygulamıştır (Ersoy vd. 1995). Bu tür sistemlerin alındığı pek çok Avrupa ülkesinde deprem tehlikesinin bulunmaması ise ülkemizdeki riski meydana getiren başlıca sebeptir.

Ülkemizde prefabrik sanayi yapılarının deprem ile ilk önemli buluşması 1998 Adana-Ceyhan depreminde gerçekleşmiştir. Bundan bir yıl sonra Kocaeli, hemen ardından da Düzce'de meydana gelen büyük depremler, çoğunluğunu tek katlı ve mafsallı prefabrik yapıların oluşturduğu sanayi bölgelerinde önemli miktarda hasara sebep olmuştur. Depremlerden sonra bu bölgelerde yapılmış çok sayıda hasar tespit çalışması bulunmaktadır (Ersoy v.d, 2000, Ataköy vd. 1999). Hasar oranlarının bölgeler arasında büyük farklılıklar gösterebilmesi, bölgeye özel deprem talebinin ve zemin özelliklerinin belirlenmesi ile ilgili çalışmaların önemine işaret etmektedir. Ayrıca yapılan çalışmalar, Türkiye Prefabrik Birliğine üye olan ve olmayan firmalar tarafından yapılan binalarda oluşan hasar oranlarının da birbirinden oldukça farklı olabildiğini göstermektedir (Ataköy, 1999).

Özellikle 1990'lı yıllarda prefabrik sanayi yapılarının deprem güvenliğini arttırmayı hedefleyen ve bazılarını TÜBİTAK'ın da desteklediği deneysel ve kuramsal pek çok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar da göz önüne alınarak bina yönetmelikleri gözden geçirilmiş ve güncellenmiştir. TS-9967 ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998 (TDY-1998) ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007 (TDY-2007) bu yönetmeliklere örnek olarak gösterilebilir. Yönetmelik düzenlemelerinin yeni yapılacak prefabrik sanayi yapılarının deprem performansını önemli derecede arttırdığını söylemek mümkündür. Fakat sözü edilen süreçten de anlaşılacağı gibi bu gelişmeler yaşanırken, artan sanayi yapısı ihtiyacı sebebiyle çok sayıda prefabrik yapı yeniliklerden ve düzenlemelerden nasibini almadan inşa edilmiştir. Mevcut sanayi yapısı stoğunun çok önemli bir bölümünü de zaten bu yapılar oluşturmaktadır.

Mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi konusu Türkiye gibi deprem riski altında bulunan pek çok ülkenin çözüm bekleyen önemli problemleri arasındadır. Bu yüzden özellikle son yıllarda yapı ve deprem mühendisliği ile ilgili çalışmaların önemli bir bölümünü mevcut binaların deprem performanslarını tahmin etmeye yönelik araştırmalar oluşturmaktadır. Elde edilen sonuçların ve bilgi birikiminin uygulamaya aktarılması için bina yönetmelikleri yenilenmekte ve mevcut binalarda deprem performansının tahmini için önerilen hesap yöntemleri yönetmelik hükümleri haline gelmektedir. Avrupada 2005 yılında yayınlanan Eurocode 8-3 yönetmeliği ile ülkemizde 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (TDY-2007) bu şartnamelere örnek gösterilebilir.

Okumakta olduğunuz bu çalışmada Denizli Organize Sanayi bölgesinde bulunan çok sayıda tek katlı ve mafsallı prefabrik sanayi yapısının deprem performansları hem Eurocode 8-3, hem de TDY-2007 de tarif edilen hesaplama yöntemi ile belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır.

TDY-2007 ve EUROCODE 8-3'E MEVCUT BİNALARDA PERFORMANS HESABI

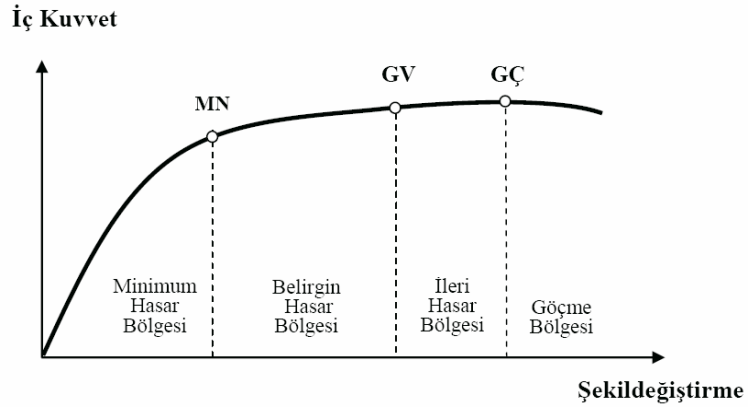
2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'e eklenen 7. bölümde mevcut binaların deprem performanslarının tahmini için elastik ve elastik ötesi olmak üzere iki farklı yöntem önerilmektedir. Elastik hesap yöntemine göre yapılan performans belirleme işlemi, binayı oluşturan elemanların yük taşıma kapasiteleri ile depremden kaynaklanan kuvvet talebinin karşılaştırılması esasına dayanmaktadır ve tariften de anlaşılacağı gibi kuvvet tabanlı bir değerlendirme yöntemidir. Yönetmelikte önerilen elastik ötesi hesap yönteminde ise binayı oluşturan elemanların deformasyon kapasiteleri ile depremin sebep olduğu deformasyon talebi

karşılaştırılmaktadır ve yapılan tariften de anlaşılacağı gibi deplasmana dayalı bir hesaplama yöntemidir.

2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliği'nde verilen kesit hasar sınırlarının tarifi Tablo 1'de gösterilmiştir. Bu tabloda verilen hasar sınırlarının karşılık geldiği hasar bölgeleri ise Şekil 1 üzerinde verilmektedir. Şekil 1 ve Tablo 1'den de anlaşılacağı gibi 2007 yönetmeliği kesitin kalıcı deformasyon kapasitesini beton ve donatıda meydana gelen şekildeğiştirme değerleri üzerinden tarif etmektedir. Donatı için verilen şekildeğiştirme sınırlarının daha ziyade kirişler için geçerli olduğunu söylemek mümkündür. Beton için verilen şekildeğiştirme sınırları ise kesittte bulunan (ρ_s) ve bulunması gereken (ρ_{sm}) sargı donatısı oranına bağlı olarak tarif edilmektedir.

Tablo 1. TDY-2007'de verilen kesit hasar sınırların tarifi

Kesit hasar Sınırları	Beton için şekildeğiştirme değeri	Donatı için şekildeğiştirme değeri
Minimum Hasar Sınır (MN)	$(\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$	$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01$
Güvenlik Sınırı (GV)	$(\varepsilon_c)_{GV} = 0.0035 + 0.01(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}}) \le 0.0135$	$(\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$
Göçme Sınır (GÇ)	$(\varepsilon_c)_{GÇ} = 0.004 + 0.014(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}}) \le 0.018$	$(\varepsilon_s)_{GÇ} = 0.06$



Şekil 1. TDY-2007 yönetmeliğinde tarif edilen hasar sınırlarının ve hasar bölgelerinin görünüşü

Mevcut binaların deprem performansının nasıl belirleneceği ile ilgili Avrupa bina yönetmeliklerinde de önemli gelişmeler meydana gelmiştir. Mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili kuralların yer aldığı Eurocode 8-3 dökümanı 2005 yılında bugünkü şeklini almıştır. Bu yönetmelikte, farklı hasar bölgelerini ayıran sınırlar elemanların yapısal özelliklerine bağlı olarak tarif edilmektedir ve yapılan tariften de anlaşılacağı gibi doğrusal olmayan hesaplama yöntemi esas alınmaktadır. Eurocode 8-3 yönetmeliğinde "Minimum Hasar", "Belirgin Hasar" ve "Göçme Öncesi" sınırlarına karşılık gelen ötelenme ifadeleri Tablo 2'de gösterilmiştir. Bu ifadelerde h kesit yüksekliğini, L_v moment/kesme oranını, ω ve ω' değerleri çekme ve basınç bölgesi için boyuna donatı oranlarını, f_c beton basınç dayanımını, f_y ve f_{yw} boyuna ve enine donatı akma dayanımını, ρ_{sx} yükleme yönündeki enine donatı oranını, α sargı etkinlik katsayısını temsil etmektedir. Kullanılan terimlerin açıklamaları ile ilgili ayrıntıları Eurocode 8-3 dökümanında bulmak mümkündür. Eurocode 8-3 yönetmeliğinde depreme karşı yeterli detaylandırmaya sahip olmayan kolonlarda "Göçme Öncesi" sınırını temsil eden θ_{NC} değerinin 0.825 katsayısı ile azaltılması gerektiği belirtilmiştir. Prefabrik binaların deprem performansları Eurocode 8-3'e göre belirlenirken bu kurala uyulmuş ve yeterli sargı donatısına sahip olmayan kolonların ötelenme kapasiteleri 0.825 katsayısı ile azaltılmıştır.

Tablo 2. Eurocode 8-3'te verilen kesit hasar sınırların tarifi

Kesit hasar Sınırları	Hasar sınırın akarşılık gelen ötelenme değeri
Minimum Hasar Sınırı (DL)	$\theta_{DL} = \phi_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0.0013\left(1 + 1.5\frac{h}{L_V}\right) + 0.13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$
Belirgin Hasar Sınırı (SD)	$\theta_{SD} = 0.75 \cdot \theta_{NC}$
Göçme Öncesi Sınırı (NC)	$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^{\nu}) \left[\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100\rho_d})$

Her iki yönetmeliğin eleman hasar sınırlarına ilişkin yapmış olduğu tariflerden de anlaşılacağı gibi verilen bu ifadeler betonarme elemanlara ait hasar bölgelerini Şekil 1'de gösterilen yaklaşıma benzer bir mantık ile tarif etmektedir. TDY-2007'den farklı olarak Eurocode 8-3 yönetmeliği şekildeğiştirmeler üzerinden bir tanımlama yapmamakta, betonarme kesitlerin yapısal özelliklerine bağlı olarak elemanlarda oluşan ötelenme oranlarını (Δ/L) tahmin etmekte ve eleman hasar bölgelerini buna göre tanımlamaktadır.

İNCELENEN PREFABRİK BİNALARIN YAPISAL ÖZELLİKLERİ

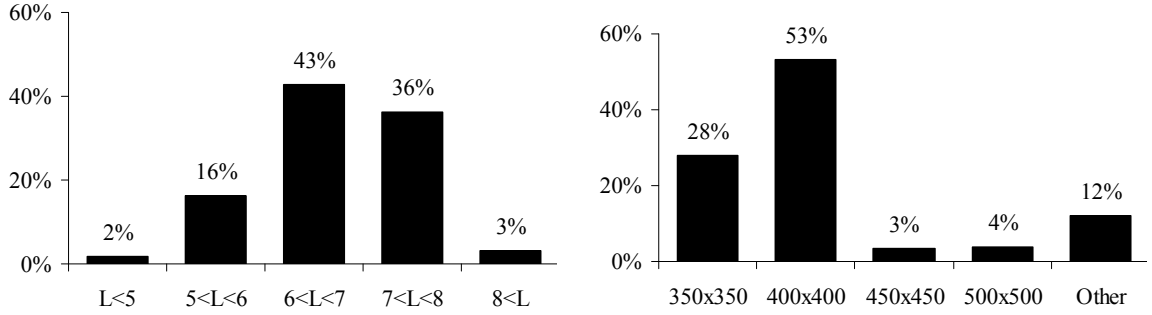
Deprem performansı belirlenen prefabrik sanayi yapıları Denizli Organize Sanayi Bölgesinde (DOSB) bulunmaktadır. Yapılan çalışmalar bölgede 200'den fazla sanayi yapısının faaliyette olduğunu göstermektedir. İncelenen binaların yapısal özelliklerine göre dağılımları Tablo 3'te verilmiştir. Bu tablodan da görüldüğü gibi sanayi yapılarının çok büyük bir çoğunluğunu prefabrik binalar oluşturmaktadır (%76). Prefabrik binaların büyük kısmını ise tek katlı ve mafsallı binalar meydana getirmektedir (%66). Bu açıdan bakıldığına tek katlı prefabrik binaların bölgede bulunan bütün sanayi yapılarının yarısını temsil ettiğini söylemek mümkündür.

Tablo 3. DOSB'de yer alan sanayi yapılarının dağılımı

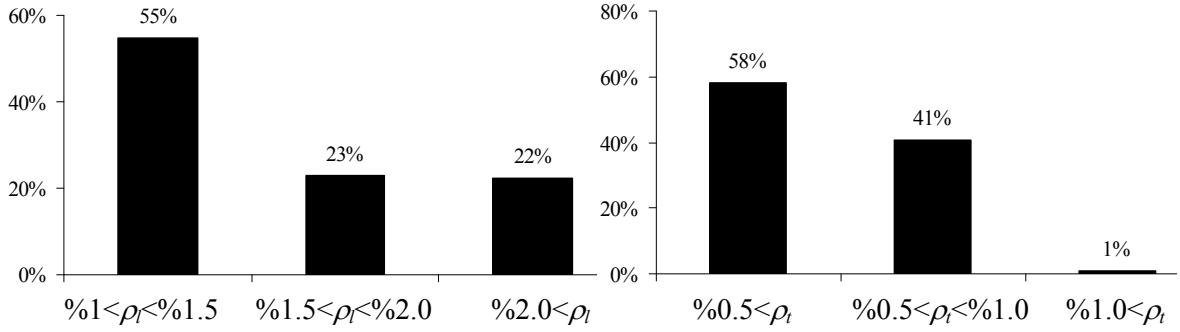
Bina Tipi		Adet	Oranlar	Pref. Bina %
Prefabrik Binalar	Tek katlı	102	50%	66%
	2 katlı	25	12%	16%
	> 2 katlı	3	1%	2%
	Karma	24	12%	16%
Σ Prefabrik Bina		154	76%	100%
Monolitik Betonarme		35	17%	
Çelik		14	7%	
Σ		203	100%	

Bölgede bulunan tek katlı ve mafsallı prefabrik yapılardan 62 tanesi seçilmiş ve deprem performansları hem TDY-2007, hem de Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre hesaplanmıştır. Söz konusu binalara ait yapısal bilgiler proje ve saha çalışmaları ile belirlenmiştir. Bu çalışmalar sırasında toplanan bazı yapısal özelliklerin dağılımları Şekil 2 ve Şekil 3'te gösterilmiştir. Şekil 2'de verilen büyük kolon yükseklikleri ve küçük kesit boyutları geçmiş depremlerden sonra özellikle vurgulanan yetersiz rijitlik sorununun DOSB'de bulunan binalar için de geçerli olduğunu göstermektedir. Şekil 3'te verilen dağılım ise prefabrik kolonlarda boyuna donatı oarnalarının yönetmelikte verilen minimum boyuna donatı oranına yakın seyrettiğini, enine donatı oranlarının ise yönetmeliklerde verilen minimum değerleri sağlamaktan uzak olduğunu göstermektedir. Özellikle yetersiz enine donatı oranı TDY-2007'de önerilen elastik ötesi hesaplama yönteminde

betonun şekildeğiştirme kapasitesini belirlemektedir ve bu yüzden de kolonların yerdeğiştirme kapasiteleri üzerinde oldukça etkili bir parametredir. DOSB'de yapılan envanter çalışmasından elde edilen sonuçların detayları literatürde bulunabilir (Palanci, 2010).



Şekil 2. İncelenen binaların kolon yüksekliklerinin (m) ve kesit boyutlarının(mm) frekans dağılımları



Şekil 3. Prefabrik kolonlarda boyuna ve enine donatı oranlarının frekans dağılımları

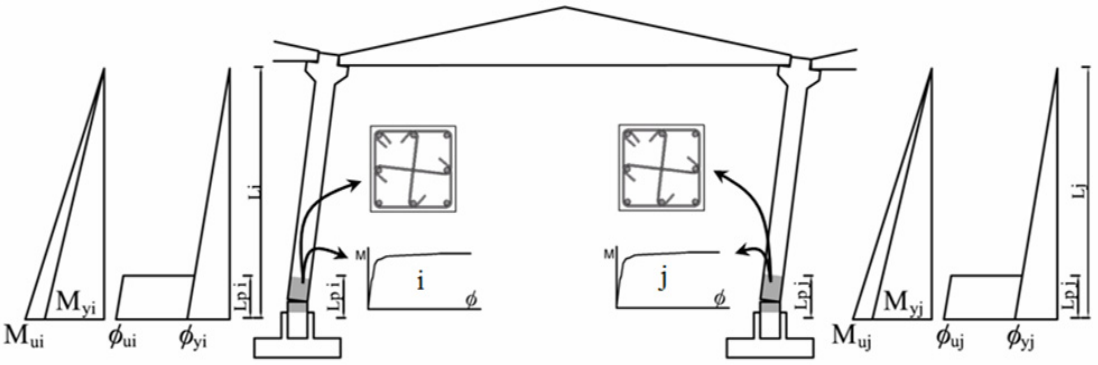
TDY-2007 VE EUROCODE 8-3'E GÖRE DEPREM PERFORMANSI HESABI

Preabrik Binalara ait Kapasite Eğrilerinin Hesabı

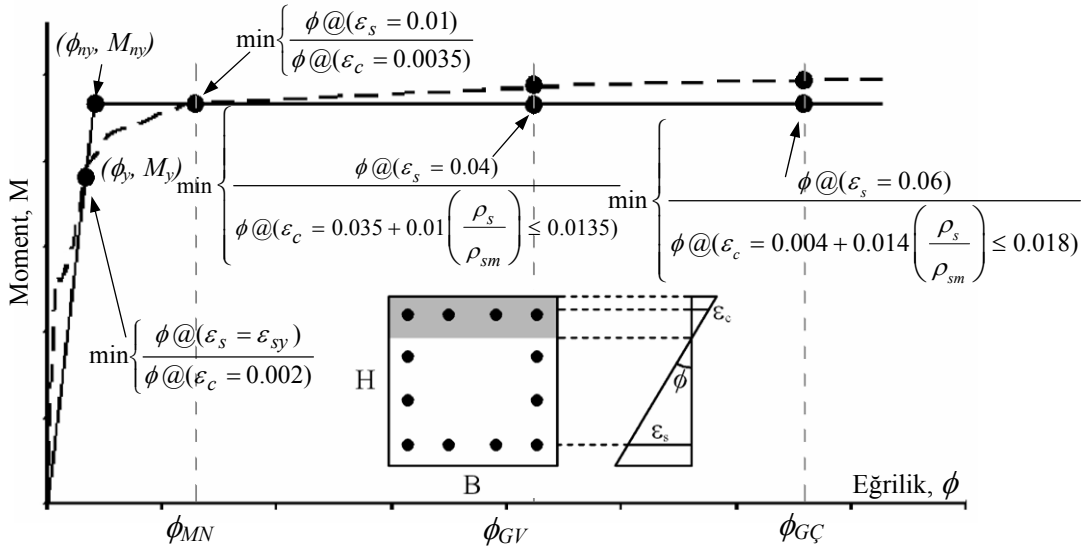
Tek katlı ve mafsallı bir prefabrik binaya ait yapısal modelin görünüşü Şekil 4'te verilmiştir. Konsol şeklinde çalışan i ve j kolonları akma seviyesini aşmakta, kolon tabanlarında meydana gelen plastik mafsallar yardımı ile binada doğrusal olmayan deformasyonlar meydana gelmektedir. Binanın doğrusal olmayan yerdeğiştirme kapasitesinin hesabı için plastik mafsal bölgelerindeki kritik kesitler moment eğrilik analizine tabi tutulmuş ve böylece kolon kesitlerinin akma anına ve kapasitesine karşılık gelen deformasyon değerleri hesaplanmıştır. Zaten TDY-2007 de verilen hesaplama yöntemini kullanarak Tablo 1'de gösterilen sınırlara karşılık gelen yerdeğiştirmelerin hesabı için moment-eğrilik analizlerin yapılması gerekmektedir. Burada bir noktayı hatırlatmakta fayda vardır. Tablo 2'de verilen ifadelerden görüleceği gibi sadece Eurocode 8-3'e göre yapılacak θ_{DL} hesabı için akma anına karşılık gelen (ϕ_y) eğriliğine ihtiyaç vardır. Onun haricindeki ötelenme sınırları doğrudan elemanların yapısal özelliklerine bağlı olarak tarif edilmektedir. Dolayısıyla moment eğrilik analizlerinden elde edilen sonuçlar esas itibari ile TDY-2007 yöntemine göre yapılan hesap için kullanılmıştır. Tipik bir prefabrik kolonun moment eğrilik grafiği Şekil 5'te gösterilmiştir. Tablo 1'de verilen ve eleman hasar sınırlarına karşılık gelen eğrilik değerleri de yine aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. Konsol şeklinde çalışan prefabrik kolonların yerdeğiştirme kapasiteleri hesaplanırken moment alan teoremlerinden yararlanılmıştır ve kolonların tepe noktalarında oluşan yerdeğiştirmeler Denklem 1 ve Denklem 2 ile hesaplanmıştır. Hesaplamalar sırasında plastik mafsal boyu kolon yüksekliğinin yarısı alınmıştır.

$$\delta_y = \frac{\phi_{ny} \cdot L^2}{3} \quad (1)$$

$$\delta_i = \delta_y + \left(\phi_i - \phi_{ny}\right) \cdot L_p \cdot \left(L - \frac{L_p}{2}\right) \quad (2)$$



Şekil 4. Tek katlı ve mafsallı bir prefabrik binaya ait yapısal modelin görünüşü

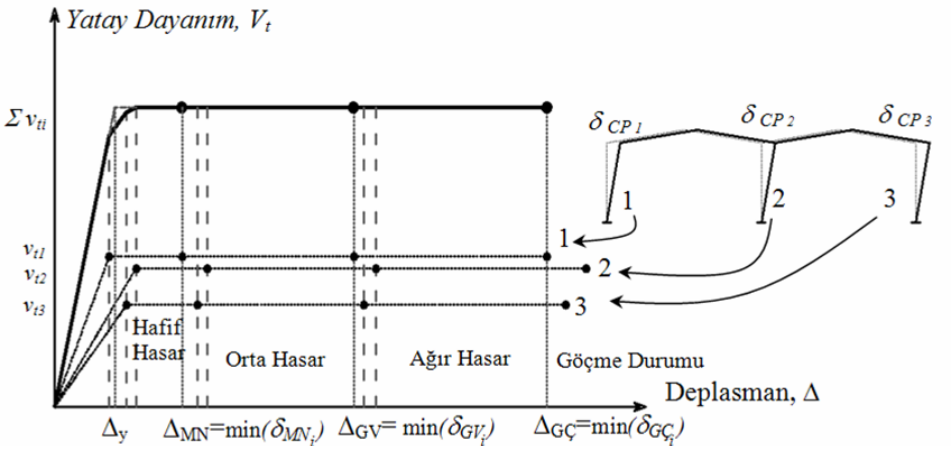


Şekil 5. 2007 Türk deprem yönetmeliğinde tanımlanan kesit hasar sınırlarının moment eğrilik grafiği üzerinde gösterimi

Şekil 5 üzerinde gösterilen ve eleman hasar sınırlarını temsil eden eğrilik değerlerinin (ϕ_{MN} , ϕ_{GV} ve $\phi_{GÇ}$) denklem 2'de yerine koyulması ile birlikte bu sınırlara karşılk gelen kolon yerdeğiştirmeleri (δ_{MN} , δ_{GV} ve $\delta_{GÇ}$) hesaplanmıştır. TDY-2007'ye göre yapılan bu hesaplamanın ardından Tablo 2'de verilen ifadelerden yararlanılarak aynı kolonların Eurocode 8-3'e göre tanımlanan δ_{DL}, δ_{SD} ve δ_{NC} yerdeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Böylelikle her bir kolon için TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerinde tarif edilen hasar sınırları ve bu sınırlar arasında kalan hasar bölgeleri belirlenmiştir.

Prefabrik binayı oluşturan kolonlara ait yerdeğiştirme ve kesme kapasitelerinin hesabından sonra bina kapasite eğrisinin hesabına geçilmiştir. Binanın taban kesme kuvveti kapasitesi kolonların kesme kuvveti kapasitelerinin toplanması ile hesaplanmıştır. Bina hasar sınırları ise her bir kolonda meydana gelen hasar sınırlarının en küçüğü esas alınarak belirlenmiştir. Hesap sırasında takip edilen yöntemin şematik olarak gösterimi TDY-2007 notasyonları üzerinden Şekil 6'da verilmiştir. Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre yapılan hesaplama sırasında da aynı yöntem

kullanılmış ve her bir kolon için hesaplanan hasar sınırlarının (δ_{DL}, δ_{SD} ve δ_{NC}) en küçüğü alınarak bina hasar sınırları belirlenmiştir. Takip edilen yöntemin matematiksel ifadesi Denklem 3-5'te verilmiştir. Binanın akma noktasının (Δ_y) hesabı için ise, kolon akma yerdeğiştirmelerine (δ_{yi}) dayanan kısmen grafiksel bir yöntem kullanılmıştır. Bu tariften de anlaşılacağı gibi binanın akma deplasmanı Tablo 1 ve Tablo 2'de verilen ifadelerden bağımsızdır ve bu çalışmada değerlendirilen yönetmelik hükümlerinden etkilenmemektedir. Binalara ait deprem talebinin hesabı için gereken titreşim peryodlarının belirlenmesi gerekmeketdir. Titreşim peryodlarının hesabı için gereken bina rijitlikleri kapasite eğrisinin elastik bölgedeki eğiminden hesaplanmıştır. Bu yüzden gerek TDY-2007, gerekse de Eurocode 8-3 yönteminde kullanılan bina peryodları aynıdır.



Şekil 6. 2007 Bina hasar sınırlarının ve hasar bölgelerinin belirlenmesi

$$\Delta_{MN}=min(\delta_{MNi}) \;\&\; \Delta_{DL}=min(\delta_{DLi}) \qquad (3)$$

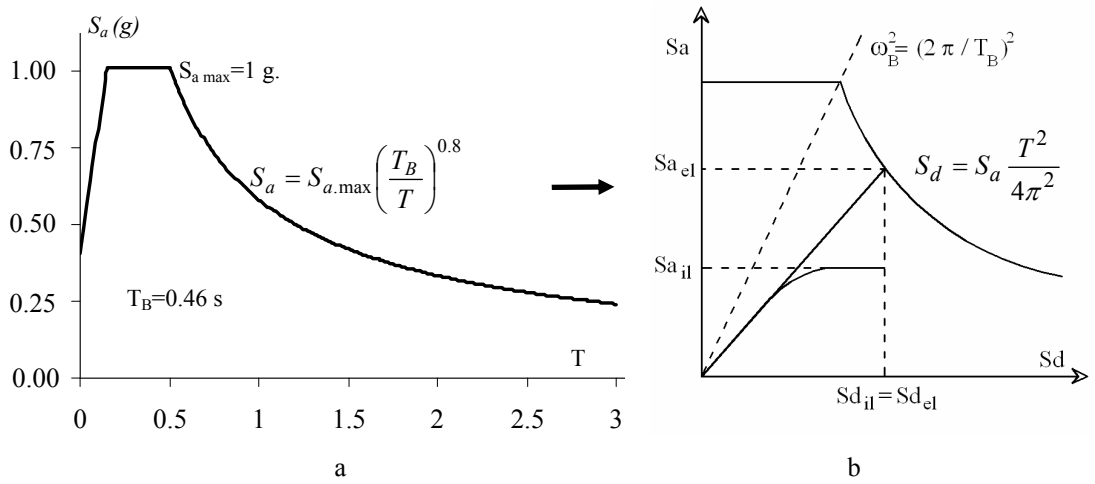
$$\Delta_{GV}=min(\delta_{GVi}) \;\&\; \Delta_{SD}=min(\delta_{SDi}) \qquad (4)$$

$$\Delta_{GÇ}=min(\delta_{GÇi}) \;\&\; \Delta_{NC}=min(\delta_{NCi}) \qquad (5)$$

Prefabrik Binalarda Deprem Talebinin Hesabı

Çalışmanın amacı TDY-2007 ve Eurocode 8-3'te önerilen performans belirleme yöntemlerini değerlendirmektir. Değerlendirme işleminin sağlıklı bir biçimde yapılabilmesi için göz önüne alınan deprem talebinin özdeş olması gerekmektedir. Bu yüzden her iki yönetmelikte önerilen ve birbirinden farklı şekilde tarif edilen ivme tepki spektrumlarını kullanmak yerine tek bir spektrum belirlenmiş ve her iki yönetmelik yöntemi bu spektrumdan hesaplanan deprem talepleri esas alınarak karşılaştırılmıştır. Çalışma kapsamında ele alınan binalara ait deprem talebi hesaplanırken Denizli Organize Sanayi Bölge Müdürlüğü tarafından yaptırılan jeolojik etüd çalışmalarından yararlanılmıştır (Kılınçarslan ve Kılınçarslan, 2008). Bölgede yapılan çalışmalar yerel zemin sınıfının Z2, T_B peryodunun ise 0.46 sn olduğunu göstermektedir. Yapılan değerlendirmelerin sonucunda 62 adet prefabrik binanın performans hesabı için kullanılan ivme tepki spektrumu Şekil 7-a'daki gibi hesaplanmıştır. Spektral ivme ve peryot cinsinden tarif edilen tepki spektrumu Şekil 7-b'de gösterilen yöntem kullanılarak spektral ivme ve spektral deplasman cinsinden ifade edilmiştir. Yapılan hesaplamalar tek katlı ve mafsallı prefabrik sanayi yapılarının titreşim peryodlarının 1 sn.'den daha uzun olduğunu göstermektedir. Bu durum ise incelenen binaların tamamının tepki spektrumunun sabit hız bölgesinde bulunduğuna işaret etmektedir ($T>T_B$). Literatürde bulunan pek çok çalışma sabit hız bölgesinde bulunan ve özellikle de peryodu 1sn. den daha uzun olan binalarda elastik ve elastoplastik yerdeğiştirmelerin birbirine eşit alınabileceğini göstermektedir (Miranda 2001, Ruiz-Garcia ve Miranda 2003). Zaten gerek TDY-2007, gerekse de

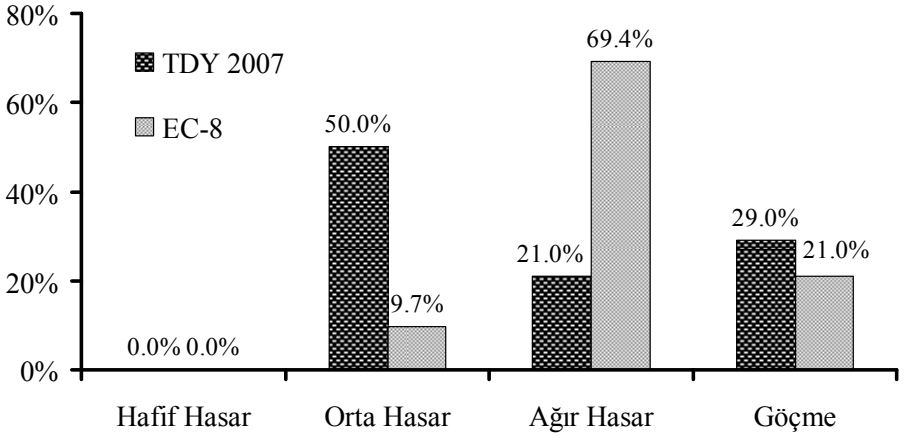
Eurocode 8 yönetmelikleri titreşim peryodları T_B'den büyük olan binalarda elastik ve elastoplastik yerdeğiştirmelerin eşit kabul edileceğini (eş deplasman prensibi) belirtmektedir. Yapılan çalışmada da bu durum göz önüne alınmış ve deprem sebebiyle binalarda oluşan yerdeğiştirme ($S_{d.il}$) talepleri eş deplasman prensibi ile belirlenmiştir. Uygulanan hesaplama yöntemi Şekil 7-b üzerinde şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 7. Binalara ait spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme talebini hesabı

Prefabrik Binaların Deprem Performansları

62 adet prefabrik bina için yerdeğiştirmeler cinsinden hesaplanan deprem talepleri, daha önce hesaplanan bina yerdeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Yerdeğiştirme talebinin, binanın hangi hasar bölgesi içinde kaldığına bakılarak binanın deprem performansı "Hafif hasar", Orta Hasar", "Ağır Hasar" ve "Göçme" durumlarından biri ile temsil edilmiştir. Daha önce de belirtildiği gibi depremin yerdeğiştirme talebini belirleyen titreşim peryodlarının hesabı, kullanılan yönetmelik yaklaşımlarından bağımsızdır. Bununla birlikte TDY-2007'de ve Eurocode 8-3'te önerilen ve yerdeğiştirme kapasitelerini tarif eden hesaplama yöntemleri birbirinden farklıdır. Bu durum, söz konusu yönetmeliklere göre hesaplanan hasar bölgelerinin konumunun ve genişliğinin ve dolayısı ile aynı deplasman talebine karşılık gelen hasar tahminlerinin farklılaşmasına sebep olmaktadır. TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre yapılan değerlendirme işleminden elde edilen hasar dağılımları Şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre hesaplanan hasar tahminleri

Şekil 8'de verilen hasar dağılımının iki açıdan değerlendirilmesi gerekmektedir. İlk değerlendirme ortaya çıkan hasar dağılımının prefabrik binalar açısından ne anlama geldiği ile ilgilidir. 62 adet prefabrik binadan elde edilen sonuçlar her iki yönetmeliğe göre hesaplanan ağır hasar ve göçme riski taşıyan prefabrik bina oranının oldukça yüksek olduğunu göstermektedir. Üstelik incelenen bölgenin yerel zemin sınıfının da çok kötü olmadığı bilinmektedir. Ortaya çıkan hasar tahmininin birkaç önemli sebebi vardır. Öncelikle değerlendirme yönteminde kullanılan deprem talebi hesabı Türk deprem yönetmeliğinde verilen tasarım spektrumuna dayanmaktadır. Daha öncede belirtildiği gibi incelenen prefabrik binaların titreşim peryodları 1 sn.'nin üzerindedir. Bu durum söz konusu yapıların tamamının, tepki spektrumunun sabit hız bölgesinde bulunduğunu göstermektedir. Avrupa ve Amerika'da kullanılan tasarım spektrumları sabit hız bölgesinde spektral ivme talebini (T_B/T) ifadesine bağlı olarak tarif ederken ülkemizde sabit hız bölgesindeki ivme talebi $(T_B/T)^{0.8}$ ifadesi ile hesaplanmaktadır. Bu durum bize özgü spektrumların kullanılması durumunda titreşim peryodları büyük olduğu için sabit hız bölgesinde bulunan prefabrik binalarda spektral ivme talebinin çok daha fazla hesaplanmasına sebep olmaktadır. Bu çalışmada ele alınan her iki yönetmelik yöntemi de yerdeğiştirme kapasitesi ile yerdeğiştirme talebini karşılaştırarak performans hesabı yapmaktadır. Sabit hız bölgesindeki yerdeğiştirme talebi peryodun karesi ile artmaktadır ki bu durum prefabrik binalarda yerdeğiştirmeler cinsinden tarif edilen deprem talebinin daha da büyümesine sebep olmaktadır.

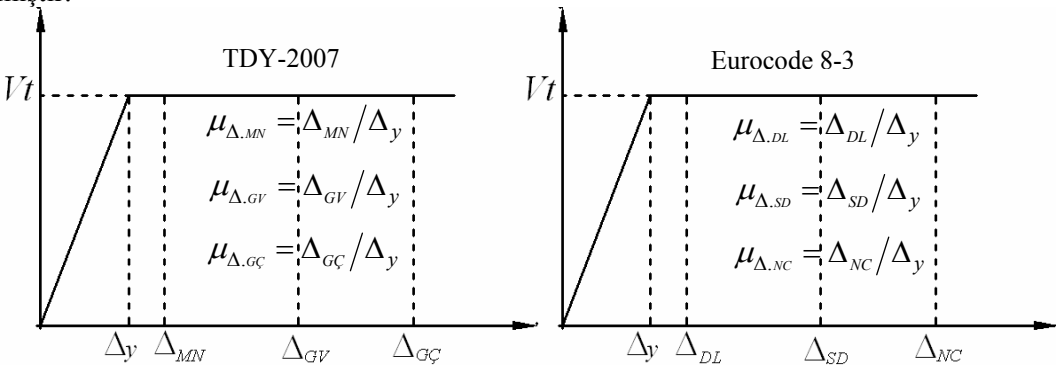
Bu çalışmada kullanılan ivme tepki spektrumuna karar verilirken incelenen bölgenin depremselliğine, bölgede bulunan ve deprem ürettiği bilinen fayların konumlarına, deprem talebinin daha gerçekçi hesaplanmasına imkan veren azalım ilişkilerine başvurulmamıştır. Her ne kadar bölge için yapılan jeolojik etüd çalışması ile belirlenen T_B peryodu değerlendirilse de, esas itibari ile deprem yönetmeliğinde 1.derece deprem bölgeleri için tarif edilen ve asıl amacı kuvvet tabanlı tasarıma hizmet etmek olan ivme tepki spektrumu kullanılmıştır. Bu spektrumda göz önüne alınan maksimum spektral ivme değerinin ($S_{a\ maks}=1\ g$) yüksek oluşu da hasar oranlarının yukarıya doğru hareketlenmesine sebep olmaktadır. Bütün bu değerlendirmeler, ülkemizde kullanılan tasarım spektrumlarını kullanarak deprem performansının belirlenmesi durumunda incelenen prefabrik binaların en az yarısında göçme ve ağır hasar belirlenebileceğini göstermektedir.

TDY-2007 ve Eurocode 8-3 Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Şekil 8'de gösterilen sonuçlara bakılarak yapılabilecek bir diğer değerlendirme ise TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerinde önerilen performans belirleme yöntemlerinin karşılaştırılması ile ilgilidir. Elde edilen sonuçlar aynı yerdeğiştirme talepleri altında TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerinin oldukça farklı hasar tahminlerinde bulunabileceğini göstermektedir. Ağır hasar ve göçme durumlarını bir arada değerlendirecek olursak TDY-2007 yönteminin, Eurocode 8-3'e göre yapılan tahmine göre çok daha iyimser sonuçlar verdiğini söylemek mümkündür. TDY-2007 yöntemi incelenen binaların yaklaşık yarısının ağır hasar veya göçme riski ile karşı karşıya olduğunu göstermektedir. Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre yapılan hesap ise incelenen binaların neredeyse tamamının ağır hasar veya göçme riski taşıdığını göstermektedir. Şekil 8'de verilen dağılım her iki yöntem arasındaki büyük farklılığın göçme tahmininden ziyade orta hasar ve ağır hasar tahminlerinden kaynaklandığını göstermektedir. Bu durum TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre hesaplanan deplasman kapasitelerinin birbirine yakın olduğunu fakat orta hasar ve ağır hasar bölgelerini tarif eden yerdeğiştirme değerlerinin birbirinden farklı olabileceğini göstermektedir. Yapılan bu değerlendirmeleri somutlaştırabilmek amacıyla TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre hesaplanan deplasman sınırlarına karşılık gelen süneklik seviyeleri kontrol edilmiştir. Her iki yönetmeliğe göre tarif edilen süneklik değerlerinin hesabı için izlenen yöntem şematik olarak Şekil 9'da gösterilmiştir.

Prefabrik binaların hasar seviyelerine karşılık gelen süneklik kapasiteleri 62 adet bina için hesaplanmıştır. Elde edilen değerlerin istatistiksel olarak değerlendirebilmesi için 62 adet veriden oluşan her sütuna ait maksimum, minimum ve ortalama süneklik değerleri belirlenmiştir. Süneklik değerlerinin dağılımları hakkında bilgi edinebilmek amacıyla her bir sütunda bulunan değerlerin standart sapması ve varyasyon katsayısı da ayrıca hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 4'te görülmektedir. Süneklik değerlerinin dağılımı TDY-2007 ve Eurocode 8-3 yönetmeliklerine göre

hesaplanan yerdeğiştirme kapasiteleri arasındaki en büyük farklılığın, Şekil 6'da gösterilen "Orta Hasar" ve "Ağır Hasar" bölgelerinin tarifinden kaynaklandığını göstermektedir. Bulunan süneklik değerleri TDY-2007'ye göre hesaplanan "Ağır Hasar" bölgesinin, Eurocode 8-3'e göre hesaplanan "Ağır Hasar" bölgesine göre daha dar bir aralığa sahip olduğunu göstermektedir. Her iki yönetmelik yöntemine göre hesaplanan kapasite eğrilerinin şematik gösterimi Şekil 10'da verilmiştir.

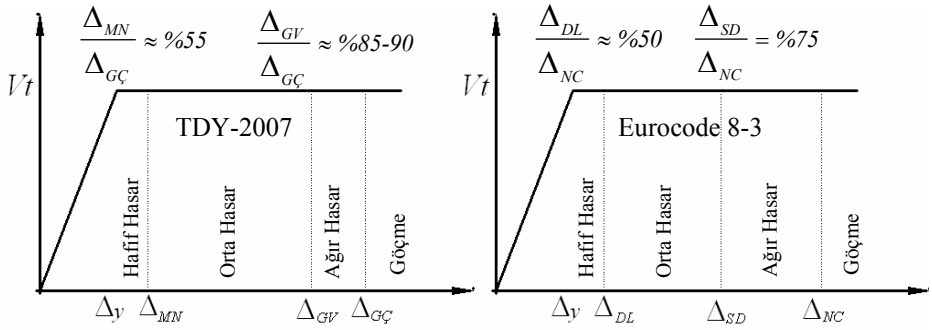


Şekil 9. Hasar sınırlarına karşılık gelen süneklik değerlerinin hesabı

Tablo 4. Prefabrik binalarda hasar sınırlarına ait süneklik değerlerinin karşılaştırılması

	TDY-2007			Eurocode 8-3			TDY-2007 / Eurocode 8-3		
	$\mu_{\Delta MN}$	$\mu_{\Delta GV}$	$\mu_{\Delta GÇ}$	$\mu_{\Delta DL}$	$\mu_{\Delta SD}$	$\mu_{\Delta NC}$	$\mu_{\Delta MN}$ /$\mu_{\Delta DL}$	$\mu_{\Delta GV}$ /$\mu_{\Delta SD}$	$\mu_{\Delta GÇ}$ /$\mu_{\Delta NC}$
Maksimum	1.314	2.593	3.474	1.206	2.365	3.154	1.125	1.468	1.314
Minimum	1.023	1.384	1.455	0.919	1.162	1.549	1.058	1.014	0.814
Ortalama	**1.203**	**1.995**	**2.336**	**1.116**	**1.657**	**2.209**	**1.077**	**1.208**	**1.055**
St. Sapma	0.057	0.282	0.475	0.050	0.246	0.328	0.013	0.095	0.131
Var. Kats.	4.7%	14.2%	20.3%	4.5%	14.9%	14.9%	1.2%	7.9%	12.5%

Şekil 10'da gösterilen oranlar her iki yönetmeliğe göre hesaplanan hasar oranlarındaki farklılığın sebebini net bir biçimde açıklamaktadır. Eurocode 8-3'e göre hesaplanan "Ağır Hasar" bölgesinin daha geniş oluşu bu bölgeye düşen bina sayısını arttırmaktadır. TDY-2007'ye göre hesaplanan "Orta Hasar" bölgesinin daha geniş oluşu ise orta hasarlı bina sayısını arttırmaktadır.



Şekil 10. Hasar sınırlarının toplam yerdeğiştirme kapasitesi cinsinden tarifi

İncelenen binaların deprem performanslarının "Orta Hasar" veya "Ağır Hasar" olması bu binalar hakkında verilecek ana kararları (güçlendirme veya yıkım gibi) etkileyecektir. Her iki yönetmelik yaklaşımına göre benzer yerdeğiştirme kapasitesine sahip binalar hakkında bu derece farklı hasar tahminlerinde bulunmak ve binaların geleceği hakkında farklı kararlar almak kolay açıklanabilir bir durum değildir. Bu yüzden "Orta Hasar" ve "Ağır Hasar" kavramlarının tanımı ve

kriterleri hakkında ilave çalışmaların yapılması, gerekirse yönetmelik sınırlarının yeniden gözden geçirilmesi gerekmektedir.

SONUÇ

Denizli Organize Sanayi bölgesinde bulunan ve halen faaliyetine devam etmekte olan 62 adet prefabrik sanayi yapısının deprem perofrmansları hem 2007 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğine göre, hem de Eurocode 8-3 yönetmeliğine göre hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar her iki yönetmeliğe göre yapılan hesaplamaların oldukça yüksek hasar tahminlerinde bulunduğunu göstermiştir. İncelenen prefabrik binalar, titreşim peryotları yüksek olduğu için ivme tepki spektrumunun sabit hız bölgesi içinde yer almaktadırlar. Türk deprem yönetmeliğinde sabit hız bölgesi için verilen formülasyon deprem talebini oldukça yüksek tahmin etmekte, bu durum ise hasar oranlarının artmasına sebep olmaktadır.
Elde edilen sonuçlar TDY-2007 ve Eurocode 8-3 e göre hesaplanan hasar oranlarının birbirinden oldukça farklı olabildiğini göstermiştir. Elde edilen hasar dağılımlarına daha ayrıntılı olarak bakıldığında, her iki yönteme göre hesaplanan yerdeğiştirme kapasiteleri arasında çok büyük farklılıklar bulunmadığı, temel farklılığın ise orta hasar ve ağır hasar bölgelerini ayıran yerdeğiştirme sınırlarından kaynaklandığı görülmüştür. Bu durum her iki yönetmeliğe göre belirlenen risk algısının ve bu algıya bağlı olarak verilecek kararların farklı olacağını göstermektedir. Bu yüzden yönetmeliklerde verilen "Orta Hasar" ve "Ağır Hasar" tariflerinin yeniden değerlendirilmesi ve gözden geçirilmesi gerekmektedir.

Teşekkür

Yapılan bu çalışma TÜBİTAK tarafından 110M255 nolu proje kapsamında desteklenmektedir. Bu çalışmada ele alınan prefabrik binalara ait yapısal bilgilerin toplanması sırasında Türkiye Prefabrik Birliği ve Denizli Organize Sanayi Bölge Müdürlüğü'nden destek alınmıştır. Adı geçen tüm kurum ve kuruluşlara sağlamış oldukları desekten dolayı teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Ataköy H (1999) 17 Ağustos 1999 "Marmara Depremi ve Türkiye Prefabrik Birliği Üyelerince Yapılan Prefabrike Yapılar", *Beton Prefabrikasyon Dergisi*, 52: 5-14.

Ersoy U, Tankut T, Ozcebe G (1995), Prefabrike Betonarme Yapı Birleşimlerinin Deprem Davranışı, Tubitak Araştırma Raporu, INTAG 504, Ankara

Ersoy U, Özcebe G, Tankut, T. (2000) 1999 Marmara ve Düzce Depremlerinde Gözlenen Önüretimli Yapı Hasarları, 10. *Prefabrikasyon Sempozyumu,* İstanbul, Bildiri No:1, 1-10.

Eurocode 8 (2003) Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standarts, Brussels.

Eurocode 8 (2005) Design of structures for earthquake resistance Part 3:Assessment and retrofitting of buildings, European Standarts, Brussels.

Kılınçarslan N, Kılınçarslan E. (2008), "Denizli Organize Sanayi Bölgesi'nin Jeoloji, Jeoteknik ve Depremsellik Raporu", Zemin Mühendislik Ltd. Şti., Denizli, s. 84-88.

Palanci M (2010) Mevcut Prefabrik Sanayi Yapılarının Deprem Performansının Bina Envanterlerine Dayalı Tahmini, Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.

TDY-2007 (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

TDY-1998 (1998) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

TS9967 (1992) Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar (Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan) Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 137s.

Miranda E. (2001). "Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 127(9): 1005-1012.

Ruiz-García J, Miranda E. (2003) "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* 32(8): 1237-1258.

ORTOGONAL OLMAYAN BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF NON-ORTHOGONAL R/C BUILDINGS

Mehmet AYDIN[1], Yasin FAHJAN[2], Bülent AKBAŞ[3]

ÖZET

Yapısal analizlerde taşıyıcı sistemdeki kolonların yönleri önem arz etmektedir. Taşıyıcı sistemdeki kolonların her iki yöne de dik olduğu yapılara ortogonal yapılar, her iki yöne dik kolonların yanında bu yönlerde dik olmayan kolonların bulunduğu yapılara ise ortogonal olmayan yapılar denir. Ortogonal olmayan yapılar, ortogonal olmayan taşıyıcı sistemlerden ve/veya ortogonal olmayan elemanlardan oluşur. Ortogonal olmayan taşıyıcı sistem, taşıyıcı sistemin yapıda düzensizlik oluşturan değişik açılardaki aks sistemine sahip olması ve sistemin genelinde ortogonal olmama durumunu ifade eder. Ortogonal olmayan eleman ise taşıyıcı sistem ortogonal görünse bile taşıyıcı sistemdeki kolonların her iki yöne de dik olmadığı elemandır. 2007'de yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te (DBYBHY 2007) betonarme binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi için doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri önerilmektedir. Bu çalışmada, taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan ve farklı yönetmeliklere göre tasarlanmış üç adet betonarme bina üzerinde DBYBHY'de (2007) tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü (doğrusal olmayan statik itme) ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleri yapılarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, eşdeğer statik itme yönteminin, taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan yapılarda sismik talepleri büyük tahmin ettiğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: ortogonal olmayan yapılar, artımsal itme analizi, zaman tanım alanında analiz

ABSTRACT

The orientation of the columns in structural systems is considered to be very important in structural analysis. The structural systems having columns oriented along the two orthogonal directions of the structure are called as orthogonal structures, while the structural systems having columns not oriented along the two orthogonal directions of the structure are called non-orthogonal structures. Non-orthogonal structures consist of non-orthogonal structural systems and/or non-orthogonal elements. Non-orthogonal structural system defines the case where the lines of the structural framing are oriented at different angles, but not parallel or orthogonal. However, a structural element is called non-orthogonal if it is not oriented perpendicular to the two orthogonal directions of the structure. Specifications to be Built in Disaster Areas (Turkish Earthquake Code, DBYBHY 2007) proposes linear and non-linear methods for seismic evaluation of reinforced concrete (R/C) buildings. This study aims evaluating the seismic performances of three R/C buildings having non-orthogonal structural systems and designed complying with the requirements of different design codes. The buildings are subjected to the push-over and nonlinear dynamic time history analyses and the results are compared. The results show that push-over analysis estimates the seismic demands significantly higher than the non-linear dynamic time history analysis.

Keywords: non-orthogonal structures, incremental push-over analysis, time history analysis

[1] Yüksek Lis. Öğr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, civilmanet@gmail.com
[2] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, fahjan@gyte.edu.tr
[3] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, akbasb@gyte.edu.tr

1. GİRİŞ

Ülkemizde ve dünyada son yirmi yılda yaşanan yıkıcı depremlerin (Northridge, 1994; Kobe, 1995; İzmit, 1999; Chi-Chi, 1999; Sumatra, 2005; Keşmir, 2005; Honshu 2011) ardından mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi oldukça önem kazanmıştır. Depremde hasar gören veya yıkılan yapılar üzerinde yapılan incelemeler, hasar ve yıkılmanın çeşitli nedenlere dayandığını göstermektedir. Genelde hasar oluşmasına; a) gerekli zemin etütlerinin yapılmaması, b) bina geometrisinin ve taşıyıcı sistemin hatalı düzenlenmesi, c) kesitlerin yetersiz, detaylandırmanın eksik veya yanlış olması, d) yapım kalitesinin kötü olmasının sebep olduğunu söylemek mümkündür.

Yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesinde Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme (PDTD) ilkeleri, hem mevcut yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi hem de yeni yapılacak olan yapıların tasarımında dünyadaki pek çok modern yönetmelik (DBYBHY 2007, IBC 2006, vb.) tarafından benimsenmiştir. PDTD ilkelerini kullanan yönetmelikler, sismik istemleri ve yapısal davranışı tahmin etmek için doğrusal elastik analize izin vermesine karşın, pek çok yapı, deprem yükleri etkisi altında elastik ötesi bir davranış gösterdiği için doğrusal elastik yöntemler yetersiz kalmakta veya tam doğru sonuç vermemektedirler. PDTD, kısaca, yapının belli deprem seviyeleri için hedeflenen performans seviyelerini sağlayıp sağlamadığını kontrol eder.

Betonarme yapılarda yatay yüklerin düşey taşıyıcı elemanların rijitlikleri ile orantılı olarak dağıtılmasında kiriş ve döşemelerin biçim ve boyutları etkili olmaktadır. Çerçeveli yapılarda kolon ve kirişlere gelen deprem yükleri çerçeve açıklıklılarına bağlı olarak önemli miktarda değişebilmektedir. Taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşan bir yapıda, çerçeve aralıklarının ve açıklıklarının düzenli olması çoğu zaman üzerinde yapılacağı arsanın konumu ve mimari yaklaşımlar nedeni ile sağlanamamaktadır. Bundan dolayı taşıyıcı elemanların eksenlerinin paralel olması güçleşmektedir. Yapının taşıyıcı sisteminin eksenlerinin paralel olmaması kolon ve kiriş boyutlarının normalden büyük çıkmasına ve bu sebeple yapı ağırlığının artmasına sebep olmaktadır. Aynı zamanda çerçeve açıklıklarının düzensiz ve kolon aksların paralel olmadığı bir yapıda, rijitlik ve kütle merkezinin çakıştırılması da güç olmaktadır. Bu gibi durumlar yapıda deprem sırasında ilave kuvvetler oluşmasına neden olmaktadır. Bazı durumlarda, dış akslara yerleştirilen merdivenler ve asansörler yapının rijitlik merkezini simetri merkezinden kenara çektikleri için yapıda ek burulma momenti oluşturmaktadır. Bu gibi durumlarda burulma etkisini azaltmak için, taşıyıcı sistemin yeniden düzenlenmesi ve simetri merkezinin iki tarafından eşit mesafelerde aynı şekil ve boyutta merdiven ve asansörlerin tasarlanması gerekebilmektedir.

PDTD'nin taşıyıcı sistemi ortogonal yapılarda iyi sonuçlar verdiği bilinmektedir. Taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan yapılarda ise PDTD yöntemlerinin kullanılması ile ilgili yeterli çalışma bulunmamaktadır ve bu yöntemlerin nasıl sonuç vereceği bilinmemektedir. Sık sık deprem yaşanan ülkemizde mevcut ortogonal olmayan yapıların değerlendirilmesi ve yeni yapılacak yapıların projelendirilmesi için PDTD yöntemlerinin geçerliliğinin kontrol edilmesi gereklidir. Bu çalışmada, ortogonal olmayan yapıların deprem davranışlarının belirlenmesi amacıyla PDTD yöntemleri araştırılmıştır. Bu amaçla, taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan 6 katlı betonarme bir yapı DBYBHY'ne (2007) ve ABYYHY'e (1975) uygun olarak tasarlanarak bu yapıların deprem performansları incelenmiştir. Karşılaştırma yapabilmek amacıyla her iki yapıdan daha zayıf olan üçüncü bir yapı daha tasarlanmıştır. Deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla ilk olarak tüm yapılarda doğrusal olmayan statik itme analizi daha sonra zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmıştır.

2. DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME ANALİZİ VE ORTOGONAL SİSTEMLER

Chopra ve Goel (1999), ATC 40 (1995) ve FEMA 273 (1997) dokümanlarında önerilen yöntemlerle doğrusal olmayan davranış göstermesi beklenen binalardaki deformasyonları incelemişlerdir. Chopra ve Goel (1999), ATC-40 (1995) tarafından önerilen kapasite spektrumu yönteminin geniş bir periyot aralığındaki binalarda deformasyonları önemli ölçüde daha az tahmin

ettiğine dikkat çekmişlerdir. Adı geçen araştırmacılar, elastik-mükemmel-plastik tek serbestlik dereceli sistemlerde kapasite spektrumu yönteminin, talep spektrumunu oluşturmak için seçilen davranış spektrumuna ve seçilen eşdeğer sönüm modeline bağlı olduğunu göstermişlerdir.

Medhaker ve Kennedy (2000), deprem yönetmeliklerinde kullanılan spektral ivmeye dayalı yöntemi inceleyerek yöntemin kısıtlarını tartışmışlardır. Medhaker ve Kennedy (2000) ayrıca yer değiştirmelere dayalı yeni bir tasarım yöntemi de sunmuşlardır. Doğrusal ve doğrusal olmayan sistemler için önerilen yöntemin esaslarını ve tek ve çok serbestlik dereceli sistemlere uygulanabilirliğini araştırmışlardır.

Miranda ve Ruiz-Garcia (2002), tek serbestlik dereceli sistemlerin maksimum elastik olmayan yer değiştirmelerini tahmin etmek için kullanılan altı yaklaşık yöntemi değerlendirmiştir. Tüm yöntemlerde elastik olmayan yer değiştirmeler elastik sistemlerin yer değiştirmeleri kullanılarak bulunmaktadır.

Çok modlu itme analizi yöntemi ARSA (Artımsal Spektrum Analizi), binaların ve köprülerin iki boyutlu ve üç boyutlu doğrusal olmayan analizlerinin gerçekleştirilebilmesi amacı ile geliştirilmiştir (Aydınoğlu 2003, 2004, 2007). ARSA ile her bir plastik kesit oluşumunda tüm modların katkıları gözönüne alınabilmekte, plastik dönmeler ve iç kuvvet istemleri doğrudan elde edilebilmektedir. ARSA, ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında doğrusal elastik davranış kabulu yapmaktadır (DBYYHY 2007). Yöntemde daha sonra, doğrusal davranış spektrumu analizi ile modların katkıları birleştirilmektedir.

Ortogonal sistemlerin deprem performanslarının belirlenmesi konusunda yapılan çalışmalar oldukça kısıtlıdır. Özmen vd. (2000), yaptıkları çalışmada geometrik bakımdan düzensiz olan, zayıf akslı ve asimetrik yapıların yatay yükler altındaki davranışlarını incelenmiştir. Özmen (2005), bir başka çalışmasında, ortogonal olmayan yapılarda donatı oranlarının belirlenmesini incelemiştir.

ABYYHY'de (1998) asal eksenleri ortogonal deprem doğrultularına paralel olmayan düşey taşıyıcı sistemler planda düzensiz yapılar olarak sınıflandırılmıştır. Bu yapıların deprem hesapları, istenildiği gibi seçilebilen, birbirine dik iki doğrultudaki yatay yüklere göre yapılabilmektedir. Ancak ortogonal olmayan elemanların asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetlerin hesabı her iki ortogonal doğrultudaki yatay kuvvetlerden dolayı oluşan iç kuvvetlerin özel bir şekilde süperpoze edilmesiyle bulunmaktadır.

3. ORTOGONAL OLMAYAN YAPILAR

Yapısal analiz yapılırken yapının taşıyıcı sistemindeki kolonların yönleri önem arzetmektedir. Taşıyıcı sistemdeki kolonlarının her iki yöne de dik olması durumunda yapı ortogonal, her iki yöne dik kolonların yanında bu yönlerde dik olmayan kolonların bulunduğu yapılar ise ortogonal olmayan yapılar olarak sınıflandırılır. Ortogonal olmayan, yani bazı çerçeveleri ve/veya perdeleri birbirine dik düzlemler içinde olmayan yapılar, genellikle simetrik olmayan yapılar sınıfına girerler. Bu tür bazı yapıların planda ikiden çok sayıda, fakat ortogonal olmayan simetri eksenleri vardır.

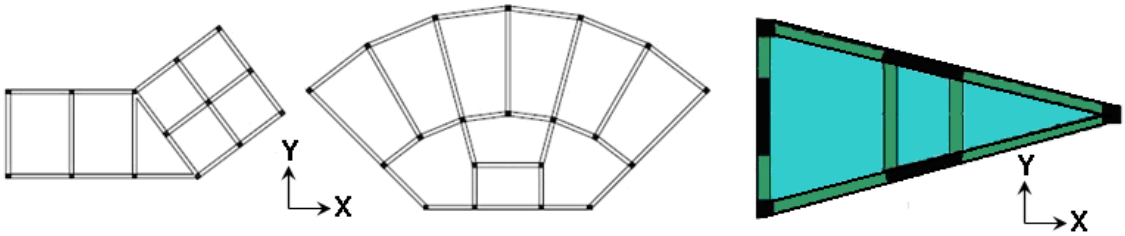
3.1. Ortogonal Olmayan Yapıların Sınıflandırılması

Ortogonal olmayan yapılar, ortogonal olmayan sistem ve ortogonal olmayan elemanlar olmak üzere ikiye ayrılır.

Ortogonal Olmayan Sistem

Taşıyıcı sistemin global ekseni dışında farklı açılarda aks sistemine sahip olması sonucu oluşan sisteme ortogonal olmayan sistem denir. Deprem yönetmeliklerinde, bu tür yapıların deprem hesaplarının iki ortogonal doğrultuda yapılması ve tasarım büyüklüklerinin özel bir süperpozisyon formülü ile elde edilmesi öngörülmektedir. Ortogonal deprem doğrultularından biri sistemin simetri eksenlerinden biri olarak seçilebilir. Örneğin Şekil 1'de gösterilen yapıların Y eksenleri doğrultusundaki davranışları simetrik olduğu halde X eksenleri doğrultusundaki davranışları

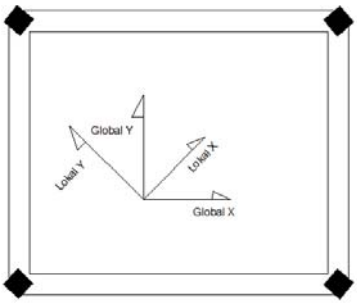
simetrik değildir. Uygulamada özellikle perdelerin ve/veya çekirdeklerin konumları nedeniyle, bu tür yapıların merkezi simetri özellikleri de bozulmaktadır (Özmen 2000)



Şekil 1. Ortogonal Olmayan Sistemler (Özmen 2005)

Ortagonal Olmayan Eleman

Taşıyıcı elemanların sistemin global koordinat sistemine uymayarak değişik açılarda akslar oluşturduğu sistemdir.



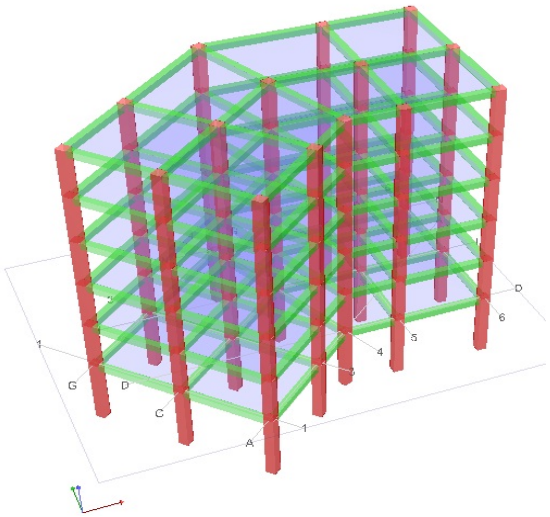
Şekil 2. Ortagonal Olmayan Elemanlar

4. ANALİTİK ÇALIŞMA

Bu çalışmada, ortogonal olmayan sistemlerin deprem davranışlarının incelenmesi amacıyla taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan betonarme çerçevelerden oluşan 3 ayrı orta yükseklikte betonarme bina seçilmiştir ve bu binalar A, B, ve C olarak isimlendirilmiştir. A binası DBYYHY'e (2007), B binası ise ABYYHY'e (1975) uygun olarak tasarlanmıştır. C binası ise daha zayıf bir binayı temsil etmesi için A ve B binalarından daha zayıf olarak tasarlanmıştır. Her üç binaya ait bilgiler ve tasarımda kullanılan yükler Tablo 1'de verilmiştir. Binalara ait yapısal model Şekil 3'de verilmiştir.

Tablo 1. Bina Özellikleri ve Yükler

Bina Sınıfı	**A**	**B**	**C**
Kat Sayısı	6	6	6
Beton Sınıfı	C25	C25	C25
Demir Sınıfı	S420	S420	S420
Kolon Ebatları	55 X 55	40 X 40	35 X 35
Kolon Donatı Oranı	1.00%	0.80%	0.80%
Kiriş Ebatları	40 X 40	35 X 40	35 X 40
Kat Yüksekliği	2.8 mt	2.8 mt	2.8 mt
Döşeme Kalınlığı	12 cm	12 cm	12 cm
Ölü Yükler	2 kN/m^2	2 kN/m^2	2 kN/m^2
Hareketli Yükler	3.5 kN/m^2	3.5 kN/m^2	3.5 kN/m^2

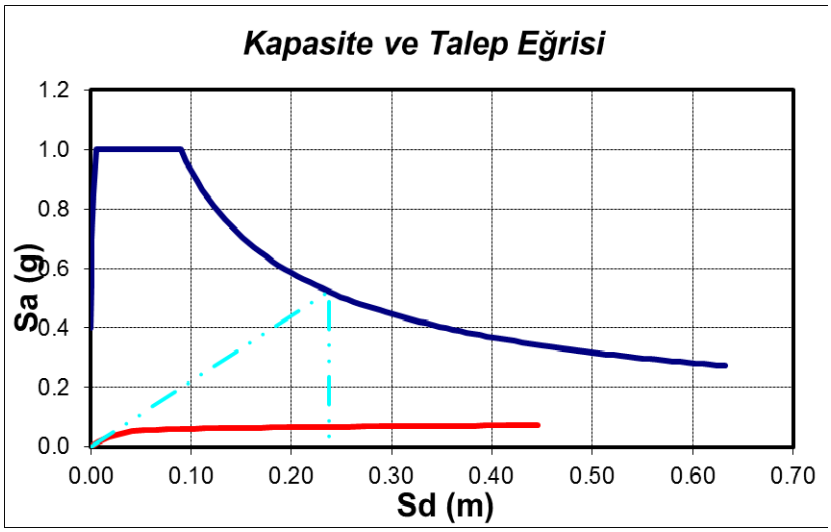


Şekil 3. Yapısal model

Yapısal model ve taşıyıcı sistem elemanlarının plastik davranış özelliklerinin tanımlanması PROBİNA 15.1 (2010) programı kullanılarak yapılmış, daha sonra yapısal modeller SAP 2000 V14.1 (2010) programına aktarılmıştır. Modellenen yapısal modellere ilk olarak doğrusal olmayan statik itme analizi uygulanmış daha sonra ise doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri yapılmıştır.

4.1. Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi

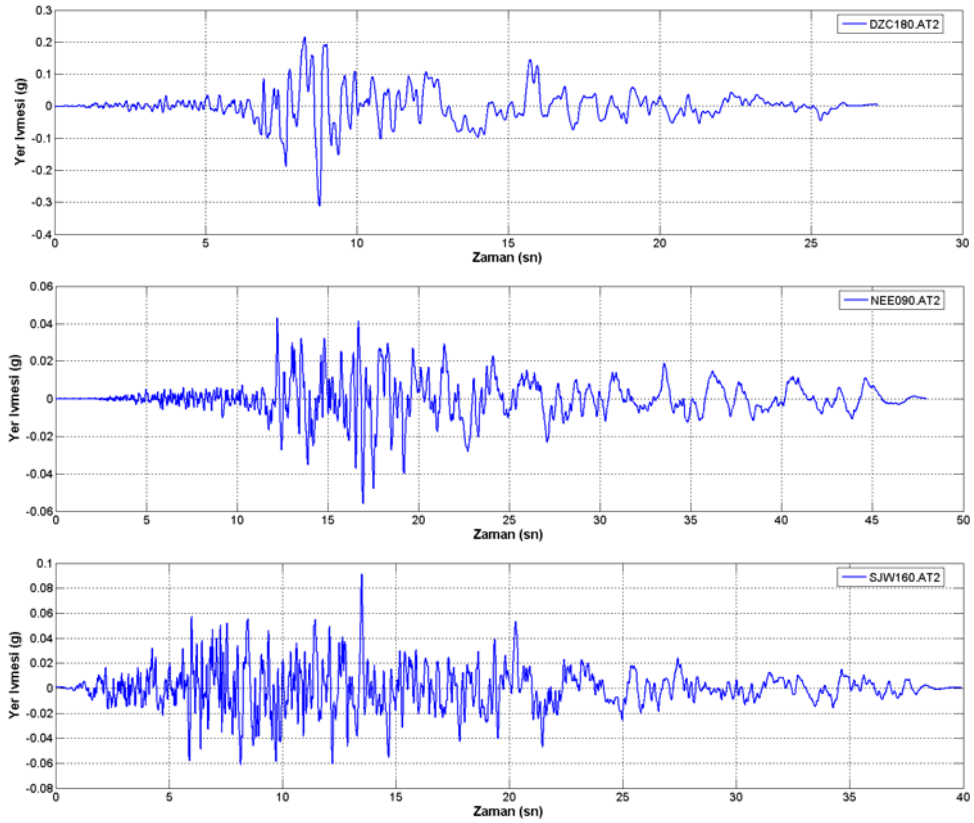
Her üç yapıda da 1^{nci} hakim titreşim mod şekline uygun olarak belirli bir çatı yer değiştirmesine adım-adım arttırılan sabit eşdeğer deprem yük dağılımı altında doğrusal olmayan statik itme analizleri yapılarak taban kesme kuvveti – çatı yer değiştirmesi eğrisi çizilmiştir. Daha sonra bulunan taban kesme kuvveti – çatı yer değiştirmesi eğrisi, DBYYHY'e (2007) uygun olarak koordinatları spektral yer değiştirme (S_d) ve spektral ivme (S_a) olan modal kapasite eğrisine dönüştürülmüş ve davranış spektrumu ile birlikte çizilerek hedef yer değiştirmeler bulunmuştur (Şekil 4). Hedef yer değiştirme seviyesinde oluşan plastik mafsallar, göreli kat ötelemeleri, elemanlara etkiyen moment, eksenel ve kesme kuvvet değerleri elde edilmiştir.



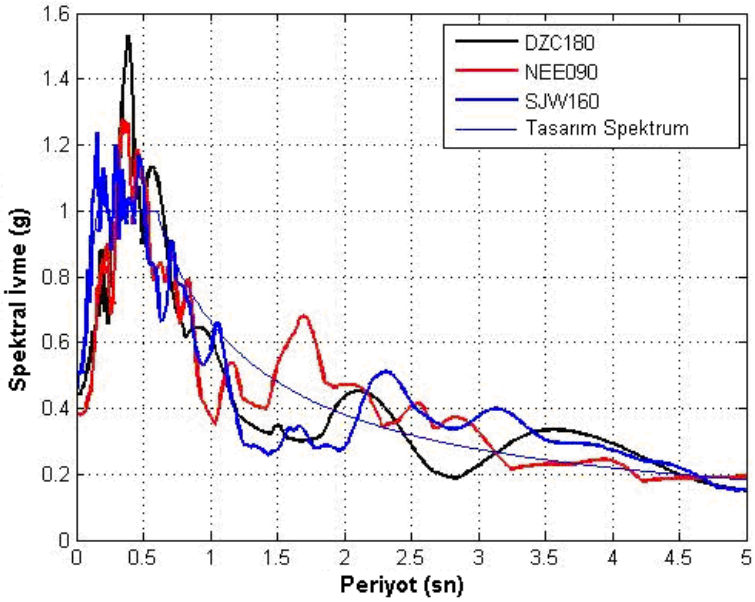
Şekil 4. Modal kapasite diyagramı ve davranış spektrumu (C Binası)

4.2. Doğrusal Olmayan Zaman Tanım Alanı Analizleri

Doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizlerinde kullanılacak olan yer hareketi kayıtları PEER (2011) veri tabanından seçilerek ölçeklenmiştir. Deprem kayıtların ölçeklemesi Z3 sınıfına uygun olarak (Fahjan 2008) yapılmıştır. Analizlerde kullanılmak üzere 3 adet yer hareketi seçilmiştir: Düzce DZC180 (1999), Northridge NEE090 (1994) ve Loma Prieta SJW160 (1989). Ölçekleme katsayıları, DZC180, NEE090 ve SJW160 için sırasıyla 13.852, 66.394 ve 53.837 olarak kullanılmıştır. Şekil 5'de seçilen yer hareketi kayıtlarına ait ivme-zaman grafikleri verilmiştir. Ölçeklenmiş deprem kayıtlarına ait davranış spektrumları ile DBYBHY 2007'de birinci deprem bölgesi ve Z3'e ait tasarım spektrumu ile karşılaştırılarak Şekil 6'da gösterilmiştir.



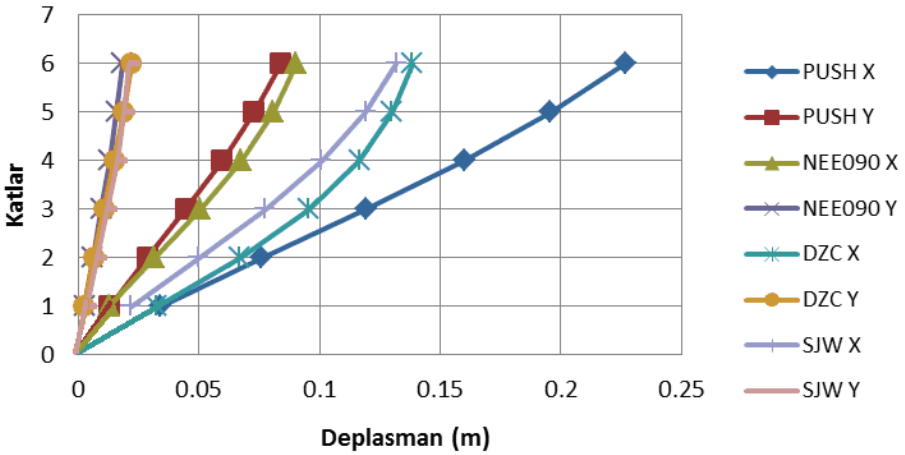
Şekil 5. Seçilen yer hareketlerine ait ivme-zaman



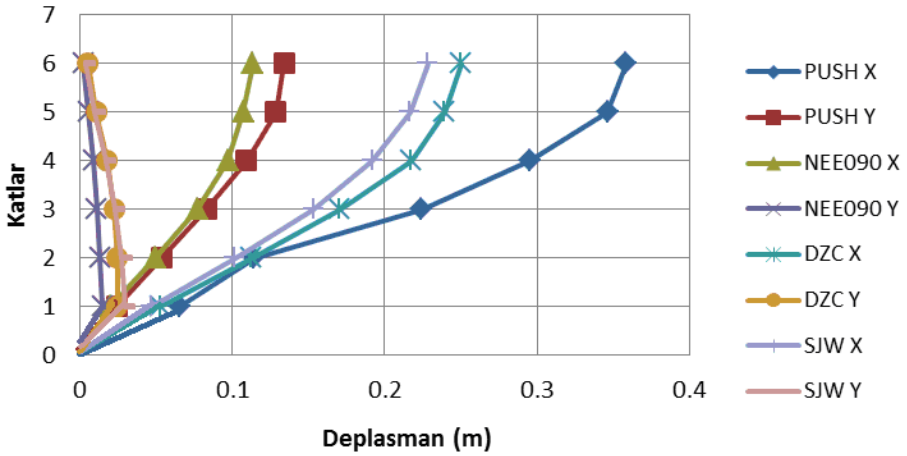
Şekil 6. Ölçeklenmiş yer hareketleri için davranış spektrumu

4.3. Analiz Sonuçları

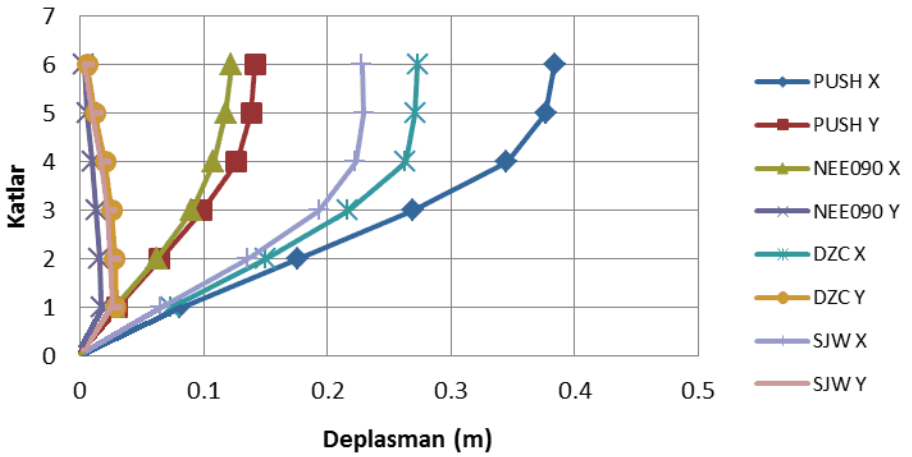
A, B, ve C binalarına ait kat yer değiştirmeleri sırasıyla Şekil 7, 8, ve 9'da verilmiştir. Statik itme analizlerinde elde edilen kat yer değiştirmeleri, doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizlerinden elde edilen yer değiştirmelerin yaklaşık iki katı daha fazla bulunmuştur. Göreli kat ötelemesi oranları daha rijit olan A binası için B ve C binalarının yaklaşık yarısı kadar bulunmuştur (Tablo 2 ve Şekil 7, Şekil 8, Şekil 9). Kat kolonlarındaki en büyük plastik dönme değerleri A, B ve C binaları içi sırasıyla Şekil 10, 11 ve 12'de ve Tablo 3'de verilmiştir. Statik itme analizlerinden elde edilen kolon plastik dönmelerinin, zaman tanım alanından elde edilen kolon plastik dönmelerinden oldukça büyük olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, kolon plastik dönme değerlerinin A binası için, B ve C binaları için bulunan kolon plastik dönme değerlerinden oldukça küçük olduğu görülmektedir (Tablo 2).



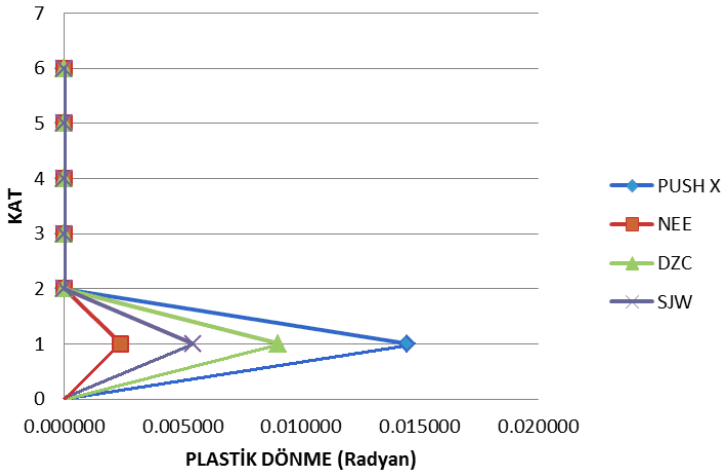
Şekil 7. A Binası kat yer değiştirmeleri



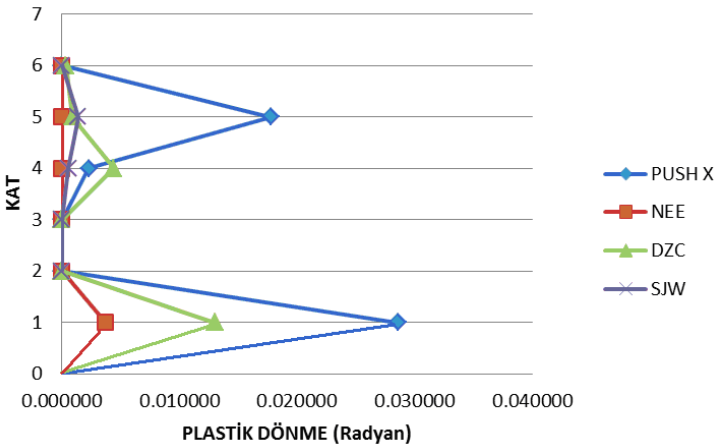
Şekil 8. B Binası kat yer değiştirmeleri



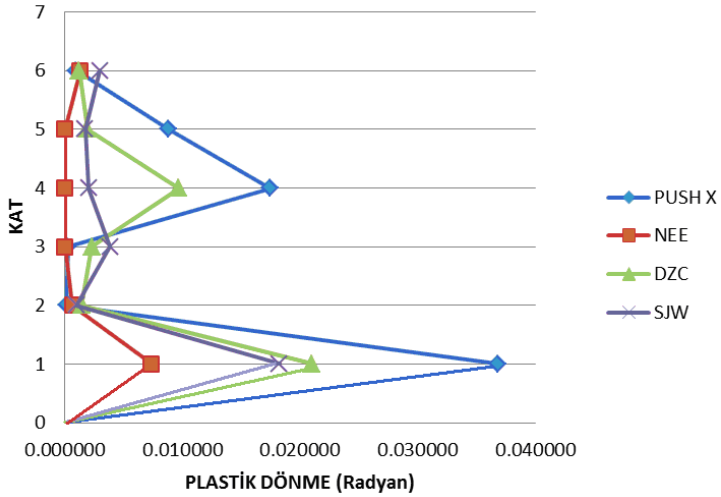
Şekil 9. C Binası kat yer değiştirmeleri



Şekil 10. A Binası kolon plastik dönme değerleri



Şekil 11. B Binası kolon plastik dönme değerleri



Şekil 12. C Binası kolon plastik dönme değerleri

Tablo 2. Doğrusal Olmayan Statik İtme ve Zaman Tanım Alanındaki Analiz Sonuçlarına Göre Göreli Kat Ötelemesi Oranları (+X Yönü)

	A Binası				B Binası				C Binası			
Kat	**PushX**	**NEE 090**	**DZC 180**	**SJW 160**	**PushX**	**NEE090**	**DZC 180**	**SJW 160**	**PushX**	**NEE090**	**DZC 180**	**SJW 160**
1	0.010	0.000	0.010	0.010	0.020	0.010	0.020	0.020	0.030	0.000	0.030	0.020
2	0.020	0.000	0.010	0.010	0.020	0.010	0.020	0.020	0.030	0.010	0.030	0.030
3	0.020	0.000	0.010	0.010	0.040	0.010	0.020	0.020	0.030	0.010	0.020	0.020
4	0.010	0.000	0.010	0.010	0.030	0.010	0.020	0.010	0.030	0.010	0.020	0.010
5	0.010	0.000	0.010	0.010	0.020	0.010	0.010	0.010	0.010	0.000	0.010	0.010
6	0.010	0.000	0.010	0.010	0.020	0.010	0.010	0.010	0.020	0.010	0.020	0.010

Tablo 3. Doğrusal Olmayan Statik İtme ve Zaman Tanım Alanındaki Analiz Sonuçlarına Göre Yönü Kolon Plastik Dönme Değerleri (+X Yönü)

	A Binası				B Binası				C Binası			
Kat	**PushX**	**NEE090**	**DZC 180**	**SJW 160**	**PushX**	**NEE090**	**DZC 180**	**SJW 160**	**PushX**	**NEE090**	**DZC 180**	**SJW 160**
1	0.0145	0.0024	0.0090	0.0054	0.0286	0.0037	0.0130	0.0132	0.0368	0.0074	0.0210	0.0182
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0006	0.0015	0.0010
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0023	0.0038
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0023	0.0000	0.0044	0.0006	0.0175	0.0000	0.0097	0.0020
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0178	0.0000	0.0009	0.0014	0.0088	0.0000	0.0019	0.0017
6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0010	0.0013	0.0012	0.0030

5. TARTIŞMALAR VE SONUÇLAR

Bu çalışmada, taşıyıcı sistemi ortogonal olmayan betonarme çerçevelerden oluşan 3 farklı dayanıma sahip binanın deprem performansı incelenmiştir. Deprem performansının incelenmesi amacıyla, ilk olarak her binaya her iki ortogonal doğrultuda doğrusal olmayan statik itme analizleri uygulanmış ve hedef yer değiştirmeler bulunmuştur. Hedef yer değiştirme seviyesine karşılık gelen bina performansları incelenmiştir. Daha sonra, spektrum uyumlu üç farklı yer hareketi kaydı kullanılarak binalarda doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri uygulanmış ve elde edilen sonuçlar statik itme analzlerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

a. A binasında, statik itme analizi ile bulunan göreli kat ötelemelerinin zaman tanım alanında yapılan analizlere göre yaklaşık olarak %100 daha büyük olduğu gözlenmiştir. Kolon eksenel kuvvetleri ise statik itme analizinde zaman tanım alanında yapılan analizlere göre %27 daha az bulunmuştur. Kolon eğilme momentleri ilk kattaki kolonlarda statik itme analizi sonucu zaman tanım alanından elde edilenlere göre %40 daha fazladır, diğer katlarda önemli bir değişim görülmemiştir. Kolon kesme kuvvetlerinde her iki yöntemde de belirgin bir fark gözlenmemiştir. Kolonlardaki plastik dönmeler, statik itme analizinde zaman tanım alanındaki analizlere göre çok büyük bulunmuştur. Kirişlerdeki eğilme momentleri için her iki yöntemde de fark görülmemiştir. Kiriş kesme kuvvetlerinin her iki yöntem için de birbirine yakın olduğu görülmüştür. Kirişlerdeki plastik dönmelerin statik itme analizinde zaman tanım alanından elde edilenlere göre yaklaşık 3 kat büyük olduğu belirlenmiştir.
b. B binasında, statik itme analizi ile bulunan göreli kat ötelemelerinin zaman tanım alanında yapılan analizlere göre yaklaşık olarak %100 daha büyük olduğu gözlenmiştir. Kolon eksenel kuvvetleri ise statik itme analizinde zaman tanım alanında yapılan analizlere göre alt katlarda %20 daha az bulunmuştur, üst katlara doğru aradaki farkın azaldığı gözlenmiştir. Kolon eğilme momentleri ilk ve dördüncü katlardaki kolonlarda statik itme analizi sonucu zaman tanım alanından elde edilenlere göre %30 daha fazladır. Kolon kesme kuvvetleri statik itme analizi ile zaman tanım alanı analizlerinden %45 daha az bulunmuştur. Kolonlardaki plastik dönmeler, statik itme analizinde zaman tanım alanındaki analizlere göre A binasında oluğu gibi çok büyük bulunmuştur. Kirişlerdeki eğilme momentleri için her iki yöntemde de fark görülmemiştir. Kiriş kesme kuvvetlerinin her iki yöntem için de birbirine yakın olduğu görülmüştür. Kirişlerdeki plastik dönmelerin statik itme analizinde zaman tanım alanından elde edilenlere göre yaklaşık 2 kat büyük olduğu belirlenmiştir.
c. C binasında, statik itme analizi ile bulunan göreli kat ötelemelerinin zaman tanım alanında yapılan analizlere göre yaklaşık olarak %34 daha büyük olduğu gözlenmiştir. Kolon eksenel kuvvetleri ise statik itme analizinde zaman tanım alanında yapılan analizlere göre alt katlarda %10 daha az bulunmuştur. Kolon eğilme momentleri ilk kattaki kolonlarda statik itme analizi ile zaman tanım alanından elde edilenlere göre %50 daha fazladır, diğer katlarda belirgin bir fark görülmemiştir. Kolon kesme kuvvetleri statik itme analizi ile zaman tanım alanı analizlerinden %15 daha az bulunmuştur. Kolonlardaki plastik dönmeler, statik itme analizinde zaman tanım alanındaki analizlere göre birinci ve beşinci katlarda üç kat daha fazladır. Kirişlerdeki eğilme momentleri için her iki yöntemde de fark görülmemiştir. Kiriş kesme kuvvetlerinin her iki yöntem için de birbirine yakın olduğu görülmüştür. Kirişlerdeki plastik dönmelerin statik itme analizinde zaman tanım alanından elde edilenlere göre yaklaşık 2 kat büyük olduğu belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

ABYYHY (1975) Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

ABYYHY (1998) Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

Aydın M (2011) Ortogonal Olmayan Yapıların DBYBHY 2007'ye Göre Deprem Performanslarının Değerlendirilmesi,Y. Lisans tezi, , Gebze

Aydınoğlu MN (2004) "An improved pushover procedure for engineering practice: Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA)", *International Workshop on "Performance-based Seismic Design: Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, PEER Report 2004/05: 345-356

Aydınoğlu MN (2003) "Yapıların Deprem Performansının Değerlendirilmesi İçin Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) Yöntemi", *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 26-30 Mayıs, İstanbul

Aydınoğlu MN (2007) "A Response Spectrum-Based Nonlinear Assessment Tool for Practice: Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA*)", Special Issue: Response Spectra* (Guest Editor: M.D.Trifunac), ISET Journal of Earthquake Technology, 44(1): No.481

ATC 40 (1995), Seismic Evaluation And Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council

Chopra AK, Goel RK (1999) Capacity – Demand – Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems, Report no. PEER- 1999/02

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

İrtem E, Türker K, Hasgül U (2004) "Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Betonarme Yapıların Performansının Değerlendirilmesi", *Altıncı Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi*, 6-8 Ekim, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Türkiye

Fahjan YM (2008) "Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi", *İMO Teknik Dergi*, 4423-4444

FEMA 273 (1997) Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency

IBC (2006), International Building Code, International Code Council, USA

Medhekar MS, Kennedy DJL (2000) "Displacement–Based Seismic Design of Buildings - Theory", *Engineering Structures*, 22(3): 201-209

Miranda E, Ruiz-Garcia J (2002) "Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 539-560

Özmen G, Pala S, Gulay G, Orakdiken E (2000) Effect of structural irregularities to earthquake analysis of multi-story structures Türk Deprem Vakfı 1 TR 027-28

Özmen G (2005) "Ortagonal Olmayan Yapılarda Maksimum Donatı Oranlarının Tayini", *İMO Teknik Dergi*, 3445-3466

PEER (2011) http://peer.berkeley.edu/smcat/

PROBİNA 15.1 (2010) Probina Orion, Bina Tasarım Sistemi, Prota Bilgisayar, Ankara, Türkiye

SAP 2000 v.14.1 (2010) Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structure, Computer and Structıres, Inc, Berkeley, California

2003 BİNGÖL VE 2009 L'AQUILA DEPREMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF 2003 BINGOL AND 2009 L'AQUILA EARTHQUAKES

Fikret KURAN[1] ve Özgür AVŞAR[2]

ÖZET

1 Mayıs 2003 tarihinde Bingöl ilinde ve kent merkezine 10 km mesafede, o zamanki Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi'ne göre (günümüzde Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı) M:6.1 büyüklüğünde, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü'ne göre M:6.4 büyüklüğünde deprem meydana gelmiştir. Depremin odak derinliği 10 km'dir. Bu depremde 177 kişi hayatını kaybetmiş, 520 kişi de yaralanmış, 82 bina tamamen yıkılmış, yaklaşık 2000 bina, 6300 konut ağır hasar görmüştür. 6 Nisan 2009 tarihinde L'aquila (İtalya)'da M:6.3 (USGS) büyüklüğünde ve merkez üssü kent merkezine 7 km mesafede, odak derinliği 8.8 km olan deprem meydana gelmiştir. Bu depremde 305 kişi hayatını kaybetmiş, yaklaşık 1000 kişi yaralanmış, 80'000 bina deprem sonrası incelenmiş ve yaklaşık 24'000 bina kullanılamaz hale gelmiştir. Bu depremlerin her ikisinin merkez üssünün yerleşim yerine uzaklıkları, derinlikleri, ve büyüklükleri benzerlikler göstermektedir. Her iki deprem, yapılaşmanın yoğun olduğu alanlara yakındır ve hasar yapıcı etkisi olmuştur. Yapılan bu çalışmada her iki depremin fay mekanizması hakkında bilgi verilmekte, ölçülen ivme kayıtlarının değerlendirilmesi ve karşılaştırılması yapılmaktadır. Ayrıca meydana gelen her iki depremin tepki spektrumları ülke yönetmeliklerindeki tasarım spektrumu ile karşılaştırması yapılmıştır. Yazarların sahada yapmış oldukları incelemelere göre meydana gelen yapısal hasarların nedenleri belirlenerek bu iki depremin binalarda meydana getirdiği yapısal hasarların benzerlikleri ve farklılıkları irdelenmiştir. Betonarme binalarda yumuşak kat mekanizması oluşması, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde enine donatının hiç uygulanmamış olması, eleman uçlarında etriye sıklaştırılmasının yapılmaması, etriye uçlarında 135° kıvrımlı kanca bulunmaması gibi deprem yönetmeliğine aykırı uygulamalar bu iki depremde de yapısal hasara neden olan etmenlerin başında gelmektedir.

Anahtar Kelimeler: Bingöl Depremi, L'aquila Depremi, Yapısal Hasar

ABSTRACT

In May 1, 2003 an earthquake occurred in the city of Bilgöl, where the epicenter is 10km far from the city center with a focal depth of 10km. This earthquake had a magnitude of 6.1 according to Earthquake Research Department of General Directorate Disaster Affairs, which is Disaster and Emergency Management Presidency at present. Whereas, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute declared the earthquake magnitude as 6.4. This earthquake caused 177 deaths, 520 injuries, total collapse of 82 buildings, and significant damage to 2000 buildings and 6300 units. In April 6, 2009 a 6.3 magnitude (USGS) earthquake occurred in L'aquila, Italy, where the epicenter of the earthquake is 7km away from the city center with a focal depth of 8.8km. In this event, 305 people lost their lives and nearly 1000 people injured. After the earthquake, 80'000 building inspected and 24'000 of them found to be severely damaged. Both of the earthquakes have some similarities in terms of epicentral distance to the city centers, focal depth, magnitude and damaging effects on the buildings. Response spectrum of ground motions are compared with the design spectrum of seismic codes of the corresponding countries. According to field investigations by the writers, causes of the structural damage to buildings are identified and similarities and differences between them are

[1] İnş.Y.Müh., Vakıflar Genel Müdürlüğü, Ankara, f.kuran@vgm.gov.tr
[2] Dr.,İnş.Y.Müh., Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara, ozgur.avsar@afet.gov.tr

investigated. Structural damage to RC buildings due to soft story mechanism, lack of transverse reinforcement in beam-column connection regions, improper detailing of transverse reinforcements at member ends are some of the important factors observed after inspections.
Keywords: Bingöl Earthquake, L'aquila Earthquake, Structural Damage

GİRİŞ

1 Mayıs 2003 Bingöl Depremi ve 6 Nisan 2009 L'aquila (İtalya) depremlerinin her ikisinin merkezi yerleşim yerlerine yakın mesafede meydana gelmiştir. Her iki depremde de çok sayıda yapıda yapısal hasarlar meydana gelmiş ve can kaybı olmuştur.

İtalya'nın Abruzzo bölgesinde yer alan L'aquila kenti 70 000 nüfusa sahip, ortaçağdan kalma çok sayıda yapının bulunduğu tarihi bir kenttir. 6 Nisan 2009 tarihinde L'aquila (İtalya)'da M:6.3 (USGS) büyüklüğünde ve merkez üssü, kent merkezine 7 km mesafede, odak derinliği 8.8 km olan deprem meydana gelmiştir. Bu depremde 305 kişi hayatını kaybetmiş, yaklaşık 1000 kişi yaralanmış, 80'000 bina deprem sonrası incelenmiş ve yaklaşık 24'000 bina kullanılamaz hale gelmiştir (Miyamoto, 2009 ve Dolce, 2010). Geçmişte orta ve büyük depremlerden etkilenmiş olan L'aquila şehri, İtalya deprem yönetmeliğine göre ikinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır (Rebez vd., 2001). 2009 yılında meydana gelen deprem normal bir faydan kaynaklanmış olup, özellikle fayın tavan bloğu üzerinde bulunan yerleşimlerde oldukça ağır hasarlara neden olmuştur (Aydan vd., 2009).

01 Mayıs 2003 tarihinde Bingöl' de meydana gelen Richter ölçeğine göre 6.1 büyüklüğündeki depremde, 177 kişi ölmüş, 520 kişi yaralanmıştır. 82 bina depremde tamamen yıkılmış, yaklaşık 2000 bina, 6300 konut ağır hasar görmüştür. Can kaybının 85'i Çeltiksuyu Yatılı İlköğretim Okulunun pansiyon binasının göçmesi sonucu olmuştur. Deprem, Türkiye'nin aktif tektonik çatısında önemli iki büyük yapısal unsur olan Kuzey Anadolu Fayı (KAF) ve Doğu Anadolu Fayı (DAF)'nın birleştiği Karlıova batısında yer alan Bingöl Karlıova-Erzincan üçgeninde gerçekleşmiştir. 22 Mayıs 1971 (M=6.4) depreminde Bingöl Merkez'de 295 can kaybı olmuştur. O tarihlerde Bingöl yaklaşık 18'000 nüfuslu ve konut yapılarının çoğu moloz taşlı çamur harçlı duvarları ve toprak damları olan kırsal tipte yapılardır. Günümüzde, kent merkezindeki yapıların çoğu betonarme yapılar olup, 1 Mayıs 2003 Depreminde ise yaklaşık 70'000 nüfuslu kent merkezinde can kaybı 70 kadar olmuştur. (AİGM, 2003)

Bu çalışmanın amacı Bingöl 2003 ve L'aquila 2009 depremlerini hem sismik hem de meydana getirdikleri yapısal hasarları karşılaştırarak iki deprem ve sonuçları arasındaki benzerlikleri ve farklılıkları değerlendirmektir. Bunun için ilk aşamada kaydedilen ivme kayıtları incelenerek bunların tepki spektrumları ve deprem yönetmeliklerine göre ilgili bölgelerde kullanılan tasarım spektrumları kıyaslanmıştır. Diğer aşamada ise, depremlerin meydana getirdiği yapısal hasarlar incelenerek meydana gelen hasarın özellikleri karşılaştırılmıştır.

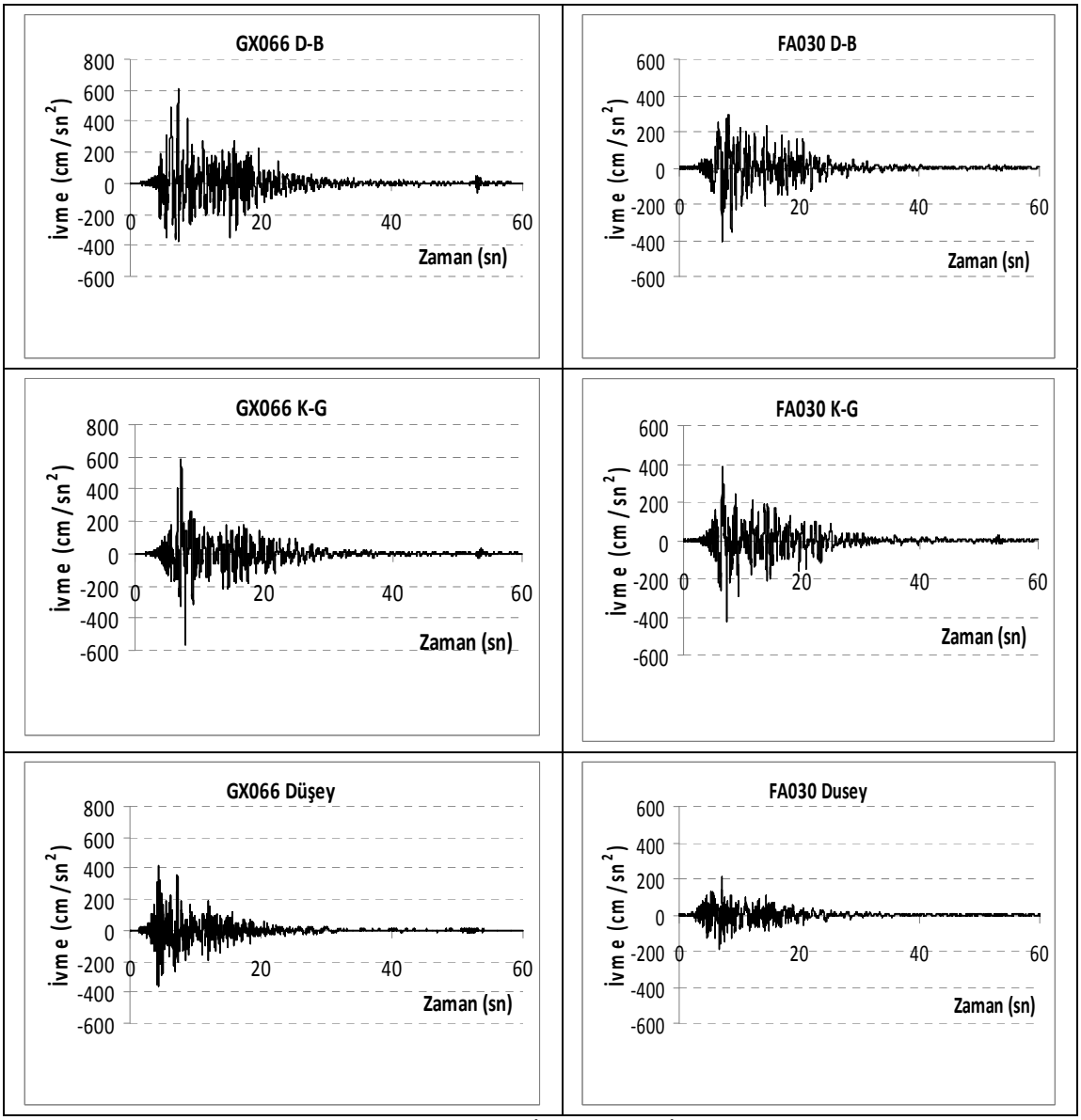
İVME KAYITLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Her iki depremin kent merkezlerine yakın mesafede olması nedeniyle depremin merkezine çok yakın alanlarda ivme kaydı alınabilmiştir. L'aquila depreminin ivme kayıtları The Laboratories University Network of Seismic Engineering (ReLUIS) web sitesinden alınmıştır. L'aquila depreminde kaydedilen en büyük ivme GX066 istasyonunda olup, bu istasyonun depremin merkezine mesafesi 4.8 km'dir. Bu istasyonda ölçülen ivmenin doğu batı bileşeninin en büyük genliği 613.8 cm/sn^2, kuzey güney bileşeninin en büyük genliği 586.2 cm/sn^2 ve düşey bileşeninin en büyük genliği 411.7 sn^2'dir. Tablo 1'de depremin merkezine yakın olan istasyonlardan elde edilen en büyük ivme genlikleri, düzeltilmiş ivme kayıtlarından bulunmuştur. Düzeltilmiş ivme kayıtlarında linear baseline correction, butterworth bandpass filter kullanılmıştır. GX066 istasyonunda kaydedilen düzeltilmiş ivme kaydı Şekil 1'de verilmektedir.

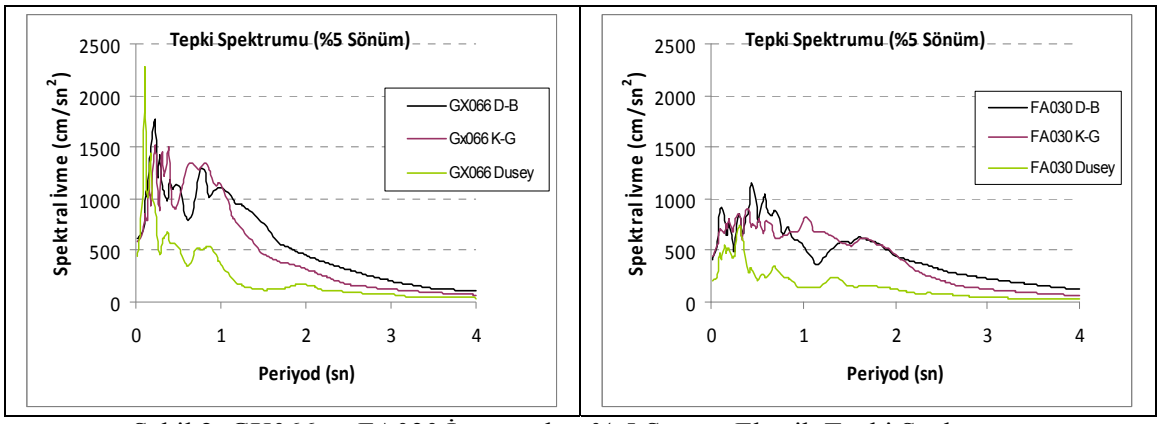
Tablo 1 L'aquila Depreminde İvme Kayıtçılarından Elde Edilen En Büyük İvme Değerleri

İstasyon	Zemin Tipi	Depremin Merkezine Uzaklığı (km)	PGA D-B (cm/sn^2)	PGA K-G (cm/sn2)	PGA Düşey (cm/sn2)
GX066	B	4.8	613.8	586.2	411.7
FA030	B	4.3	408.2	426.1	211.4
CU104	B	5.8	386.8	442.0	373.2
AM043	C	5.6	335.5	333.6	343.8

2006 deprem yönetmeliğinde İtalya sismik tehlike bakımından 5 farklı derecede deprem bölgesine ayrılmıştır. 1.derece deprem bölgesi tehlikenin en büyük olduğu bölgeleri ifade etmektedir. L'aquila kenti bu yönetmelikte 2. derece deprem tehlikesi bölgesinde yer almaktadır (Miyamoto, 2009). Benzer sınıflama Türkiye Deprem Tehlikesi Haritasında da yer almaktadır. İtalya'da ikinci derece deprem bölgesinde yapılar 0.25g büyüklüğündeki yatay ivme değerine göre tasarlanmaktadır (Ioannis vd., 2010).

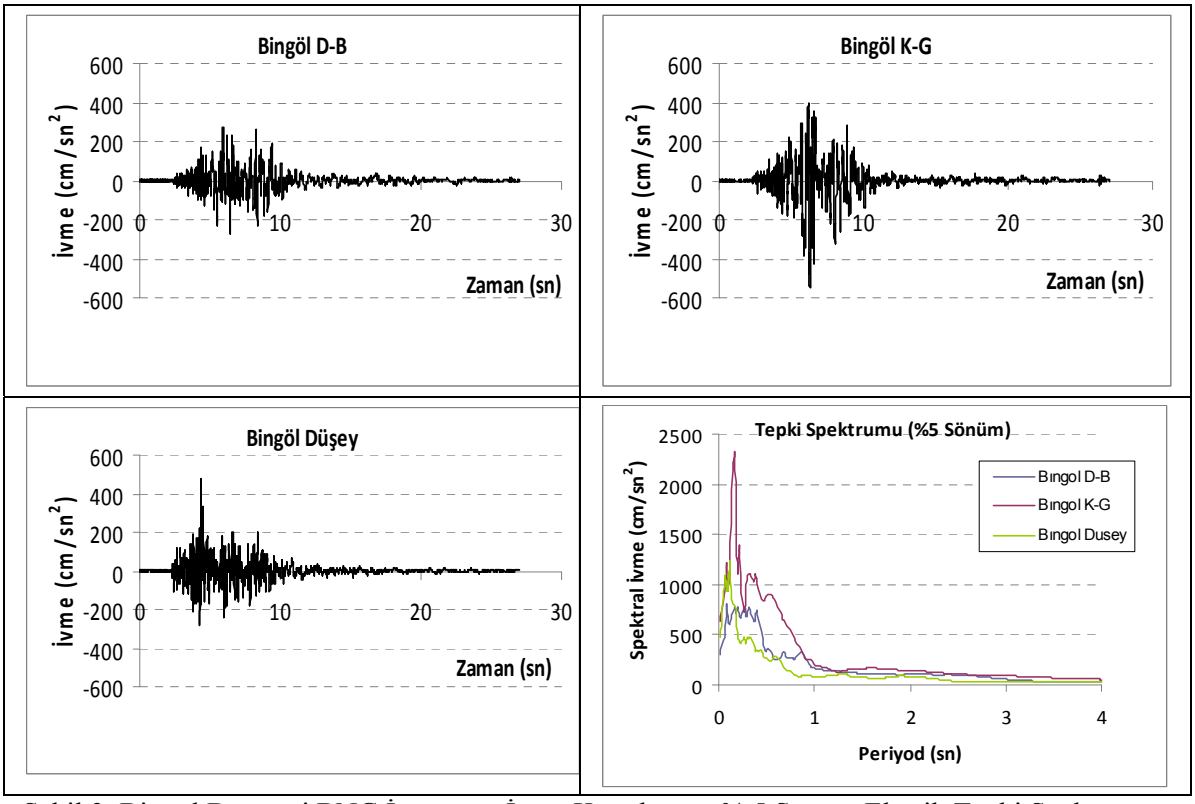


Şekil 1. GX066 ve FA030 İstasyonları İvme Kayıtları



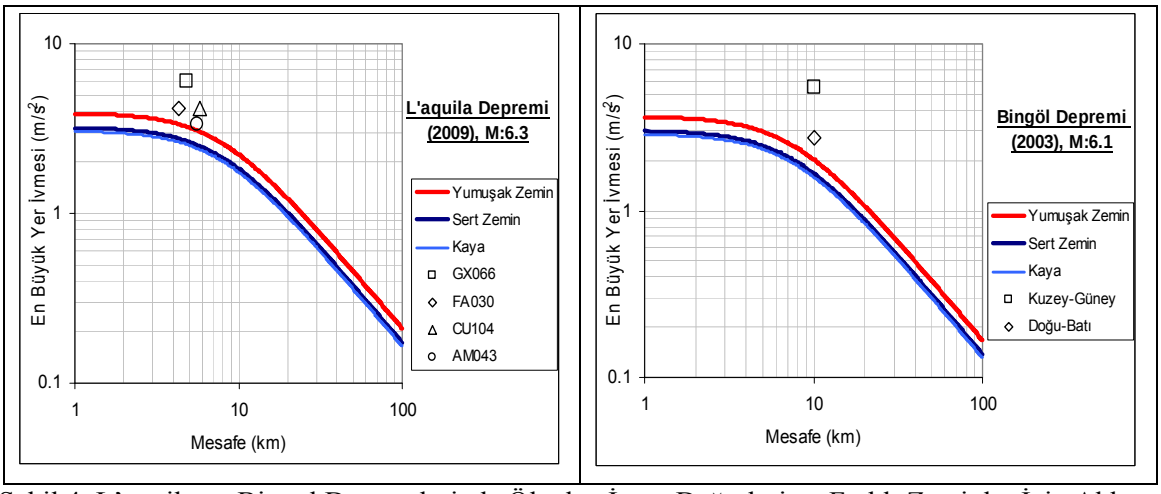
Şekil 2. GX066 ve FA030 İstasyonları % 5 Sönüm Elastik Tepki Spektrumu

1 Mayıs 2003 Bingöl depreminin kuvvetli yer hareketi Bingöl Bayındırlık ve İskan Müdürlüğünde (BNG) bulunan ivme ölçer tarafından kaydedilmiştir. Ölçülen yer ivmesinin doğu-batı bileşeninin en büyük ivmesi 276 cm/sn^2, kuzey-güney bileşeninde en büyük ivme 545 cm/sn^2 ve düşey yönde en büyük ivme 472 cm/sn^2'dir (Şekil 3). Depremin merkezinin ivme ölçere uzaklığı yaklaşık 10 km'dir. Düşey bileşeninin büyük olması ivme kaydının depremin merkezine çok yakın bir noktadan alındığını göstermektedir.



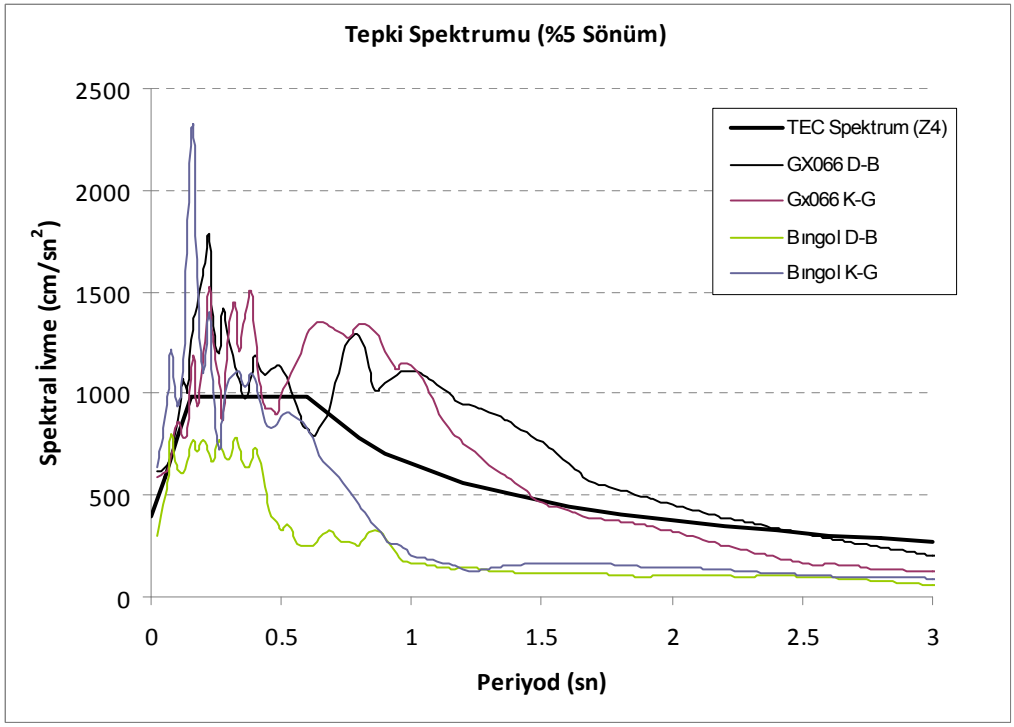
Şekil 3. Bingöl Depremi BNG İstasyonu İvme Kayıtları ve % 5 Sönüm Elastik Tepki Spektrumu

Şekil 4'te kaydedilen ivme değerlerinin depremin merkezine bağlı olarak azalım ilişkisi ile Akkar-Bommer (2007) tarafından ivme azalım ilişkisi gösterilmektedir. Akkar-Bommer (2007) azalım ilişkisi kaya, sert ve yumuşak zemin için ayrı ayrı tanımlanmıştır. L'aquila depreminde elde edilen en büyük 4 yer hareketinin her iki bileşenlerinin en büyük yer ivmelerinin geometrik ortalamaları hesaplanarak Şekil 4'te gösterilmiştir. Buna göre her iki depremin yakın mesafede kaydedilen ivme büyüklükleri azalım ilişkisi ile tahmin edilen ivme değerlerinin üzerinde çıkmıştır.



Şekil 4. L'aquila ve Bingöl Depremlerinde Ölçülen İvme Değerleri ve Farklı Zeminler İçin Akkar-Bommer (2007) İvme Azalım İlişkisi İle Kıyaslanması

İvme kayıtları incelendiğinde Bingöl depreminin 15 sn kadar sürdüğü, L'aquila depreminin ise 30 sn kadar sürdüğü görülmektedir. Bingöl Depreminde depremin merkezine en yakın istasyondan alınan ivme kaydının kuzey-güney bileşeninin kısa periyotta L'aquila depreminde GX066 istasyonundan alınan ivme kaydının tepki spektrumundan daha büyük olduğu görülmektedir. Ancak 0.2 sn ve üzerinde ise L'aquila Depreminde GX066 istasyonunda Bingöl Depremi kaydına göre daha büyük ivme değeri oluşmaktadır. FA030 ve diğer istasyonlardan alınan ivme kayıtlarından elde edilen % 5 sönüm oranına bağlı elastik tepki spektrumu ise depremin merkezine yaklaşık 10 km mesafedeki Bayındırlık ve İskan Müdürlüğünden alınan ivme kaydının % 5 elastik tepki spektrumundan daha düşüktür.



Şekil 5. Bingöl ve L'aquila Depremleri % 5 Sönüm Tepki Spektrumları

YAPISAL HASARLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Bingöl depremi sonrası yıkılan ve ağır hasar gören yapılar üzerinde yapılan incelemeler sonucu bu yapılardaki ortak kusurun, kullanılan agrega ve betonun standartların öngördüğü koşulları sağlamıyor olmasıdır. Bingöl'de yapılan betonarme binalardaki beton çok iri boyutlu çakıl ve taşları olan agrega, kum ve çakıl, kullanılarak yapılmıştır. Bu tür betonda en çok 3.2 cm boyutunda çakıl kullanılması gerekirken içinde 10-20 cm boyutunda taşlar olan agrega kullanılarak beton yapılmıştır. Bingöl'de değişik yapılardan alınan beton karot örnekleri üzerinde yapılan beton basınç dayanım deneylerinden hesaplanan ortalama beton silindir basınç dayanımı 95 ± 47 kg/cm2 olarak bulunmuştur. İnşaatlarda genel olarak demirlerin projesine göre % 25 – 50 arasında eksik konulmuş olması çok yaygın bir özelliktir. İlk anda yıkılan yapıların projelerinin incelenmesinden genellikle deprem hesabının yapılmamış olduğu ve donatıların düşey yükler için öngörülen minimum donatı miktarları civarında olduğu gözlenmektedir (AİGM, 2003). Özellikle etriye sıklaştırması hemen hiçbir yapıda yapılmadığı gözlenmiştir.



Şekil 6. a)Çeltiksuyu YİBO Toptan Göçme b) Kaleönü İlköğretim Okulu Yumuşak Kat (Zemin Kat) Göçmesi

Bingöl kent merkezinde tamamen yıkılan binaların çoğunda zemin katlarda dükkan ve işyeri olarak kullanılan duvar miktarı az olan hacimler vardır. Kolonların kısa kenarları yola yada sokağa paralel konumdadır. Yapıların çoğu fazla bir yanal ötelenme yapmadan yıkılmıştır. Bu hasar ve yıkım biçimi, kolonların kesme dayanımın düşük olması ve kesme etkisi ile kırıldıktan sonra, kolonların düşey yük taşıyamaması nedeni ile kat döşemelerinin düşey yönde yıkılması ile sonuçlanmıştır.



Şekil 7. Toptan Göçme a) Erel Cibik Apartmanları b) Korkmaz Apartman

22 Mayıs 1971 Bingöl depreminde evleri yıkılanlara kent içinde 3 katlı betonarme çerçeveli afet konutları yapılmıştır. Hesaplar 1968 tarihli "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" hükümlerine göre hesaplanıp yapılmıştır. 1968 tarihli deprem yönetmeliğine göre bu yapıların hesabında kullanılan yatay yük katsayısı C_o = 0.06 kadardır. Proje

beton sınıfı B160 olarak alınmış, yerinde yapılan incelemelerde betonun iyi olduğu gözlenmiştir. 1 Mayıs 2003 depreminde incelenen afet konutlarında gözlenen hasar, dolgu duvarlar ile taşıyıcı kolon ve kirişler arasında milimetre boyutunu aşmayan çatlaklar olarak kalmıştır. Çoğu yapıda dolgu duvarlarda X-biçiminde kılcal çatlaklar dahi gözlenmemiştir (Kuran vd., 2007).

1 Mayıs 2003 Depremi, Türkiye Deprem Tehlike Bölgeleri Haritasına göre 2. derece deprem tehlike bölgesinde olması beklenen boyutta bir depremdir. 1996 yılında kabul edilmiş Türkiye Deprem Tehlike Bölgesi Haritası'na göre Bingöl'ün 1. derece deprem bölgesi olması bakımından burada daha büyük deprem olması beklenir. Ancak 1968 ve 1975 tarihli deprem yönetmelikleri ve 2. derece deprem bölgesi koşullarına uyularak projesi yapılmış ve uygulanmış yapıların genellikle yeterli bir düzeyde davrandıkları gözlenmiştir.



Şekil 8. Yumuşak Kat Göçmesi a)Gülçen Apartman b) Ayten Apartmanı

Bingöl depremine ait hasar tespit çalışmaları sonucunda depremin etkilediği alan içerisinde hasar gören binalara ilişkin veriler Afet İşleri Genel Müdürlüğü'nün hasar tespit icmal tablolarından alınmaktadır. Ancak hasar tespit çalışmalarının kağıt ortamında, çok sayıda binanın göreceli olarak daha az sayıda teknik eleman tarafından sınırlı bir zaman içerisinde yapılması sonucu çoğu durumda konut sayıları ile bina sayıları, tespiti yapan elemanlar tarafından aynı yazılmakta, dolayısıyla icmallerde hasarlı bina sayısına konut sayısı dahil edilmektedir. Türkiye'deki hasar tespitler daha ziyade konut yardımına dayalı yapıldığından ve bu hatanın hak sahipliği açısından herhangi bir sorun teşkil etmediğinden çoğu durumda bu hata uygulayıcılar tarafından göz ardı edilmektedir. Dolayısı ile ülkemiz sıklıkla hasar yapıcı depremler olmasına rağmen ne kadar binanın hasar gördüğü sağlıklı olarak bilinememektedir. Hasar tespiti, konut yardımına dayalı olduğundan sağlıklı veri ancak konut bazında elde edilebilmektedir.



Şekil 9. Yumuşak Kat Göçmesi a) Polat Apartmanı b) Balukent Pasaj ve Apartmanı



Şekil 10. Özel Hulusibey İlköğretim Okulu Binası



Şekil 11. Hasarlı Bölme ve Kalkan Duvar Örnekleri (Özcebe vd., 2004)

L'aquila depremi orta büyüklükte bir deprem olmasına rağmen büyük boyutta yapısal hasara neden olmuştur. Yönetmelik hükümlerine uygun tasarlanmamış ve inşa edilmemiş binalarda bu depremde de önemli yapısal hasarın oluştuğu gözlenmiştir. Her ne kadar betonarme yapılarda beton kalitesi hakkında detaylı veri elde edilemese de görünür kalitenin yeterli seviyede olmadığı bu nedenle de betonarme davranışın çoğu elemanda sağlanamadığı görülmüştür. Bu durum özellikle donatı sıyrılması ve betonarme elemanlarının bir bütün halinde davranmaması nedeni ile betonarme eleman kapasitesine ulaşamadan hasar oluşmuştur. Binalarda kullanılan malzeme kalitesinin yetersiz seviyede olmasından ziyade, deprem yönetmeliklerinde sünek davranışı sağlayacak etmenlere dikkat edilmediği görülmüştür. Binalarda yumuşak kat mekanizmasına neden olacak uygulamalar, kuvvetli kiriş zayıf kolon, kısa kolon uygulamaları, kolon-kiriş birleşim bölgesinde etriyenin uygun detaylandırılmaması ya da hiç kullanılmaması, plastik mafsal oluşabilecek bölgelerde etriye sıklaştırmasının yapılmaması ve detaylandırmanın uygun olmaması yapının sünek davranış sergilemesine engel olacak etmenlerin başında gelmektedir. Yazarların bölgede yaptığı incelemelerde gözledikleri yanlış uygulamaların en yaygın olanının özellikle enine donatının yetersiz ve yönetmeliğin ön gördüğü hükümleri sağlamaktan çok uzak olmasıdır. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde etriyenin hiç uygulanmadığı görülmüştür. Ayrıca plastik mafsal bölgelerinde etriye sıklaştırmasının yapılmadığı, kullanılan enine donatı çapının çok küçük olması nedeni ile koparak boyuna donatıların burkulduğu gözlenmiştir. Deprem yönetmeliklerine göre 135° bükülerek sargılı beton içine yerleştirilmesi gereken etriye uçlarının 90° bükülerek uygulanması nedeniyle hemen açılarak yine boyuna donatının burkulmasına neden oldukları görülmüştür.

L'aquila depreminde betonarme binalardan çok daha fazla olarak yığma yapı hasarı gözlenmiştir. Yığma yapılarda köşe birleşimi yeterli seviyede sağlanmadığı için duvarlar ayrışmış ve düzlem dışı göçmeler meydana gelmiştir. Ayrıca kapı pencere boşluklarının yönetmelik hükümlerine uygun olmayan yerleşimleri nedeniyle hasar gözlenmiştir (Kaplan vd., 2010).

Duvarları bir bütün halinde hareket etmeyen yığma yapıların, özellikle ankraj çubuklarıyla bağlanmamış ve döşeme sistemleri uygun olmayan yapılarda hasar meydana gelmiştir.



Şekil 12. L'aquila Kentinde Yumuşak Kat Göçmesi



Şekil 13. L'aquila Kentinde Başka Bir Binada Yumuşak Kat Göçmesi



Şekil 14. L'aquila Kentinde Başka Bir Binada Yumuşak Kat Göçmesi

Bingöl ve L'aquila depreminde betonarme binalardaki hasar biçimleri benzer şekildedir. Özellikle yumuşak kattan dolayı göçme biçimi her iki depremde de olmuştur. Ancak L'aquila depreminde betonarme binalarda toptan göçme meydana gelmemiştir. İki depremde de deprem yönetmeliklerinin ön gördüğü sünek davranışa sahip olmayan binalarda ileri seviyede yapısal hasar oluştuğu gözlenmiştir. Özellikle yumuşak kat mekanizması oluşmasına neden olan uygulamalar, enine donatının uygun olmayan şekilde uygulanması ya da hiç uygulanmamış olması, kuvvetli kiriş zayıf kolon uygulamaları, kısa kolon oluşumuna neden olan bant pencere uygulamaları gibi örnekler bu iki depremde de sıklıkla karşılaşılmıştır. L'aquila bölgesinde yığma yapıların çokluğu hasar seviyesinin de artmasına nedene olmuştur. L'aquila depreminde yığma yapılarda duvarların

yetersiz kesme dayanımı nedeniyle kesme kırılması ve desteklenmemiş duvarların düzlem dışı devrilmesi sıklıkla gözlenmiştir.



Şekil 15. L'aquila Kentinde Yetersiz Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi ve Kuvvetli Kiriş Zayıf Kolon Uygulaması



Şekil 16. L'aquila Kentinde Etriyesiz Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi, Yetersiz Etriye Aralığı ve Uygun Olmayan Detaylandırma Nedeniyle Boyuna Donatılarda Burkulma



Şekil 17. L'aquila Kentinde Başka Bir Binada Uygun Olmayan Donatı Bindirmesi ve Kesme-Ezilme Çatlakları

Bingöl Depremi hasar tespit çalışmalarında yaklaşık 100 teknik eleman çalışmış ve hasar tespiti 2 ay içerisinde tamamlanmıştır. Dolayısı ile Bingöl depreminde 50 ekip yaklaşık 40'000 konutu incelemiştir. Hasar tespit ekibi 2 teknik elemandan oluşmakta ve günde 1 ekip 20-30 binaya bakmaktadır. Bu miktar köylerdeki kırsal yapı olması durumunda 40-50 arasında olmaktadır. Türkiye'deki hasar tespit çalışmalarının her zaman karar vericiler tarafından kısa sürede tamamlanması istenmesi, ofis çalışması dahil günde yaklaşık 15 saat çalışması sonucunda İtalya'daki uygulamaya göre daha az sayıda teknik eleman daha fazla sayıda yapıyı incelemek zorunda kalmış, yapıyı inceleme için ayırdığı zaman daha az olmuştur.



Şekil 18. L'aquila Kentinde Başka Bir Binada Uygun Olmayan Donatı Bindirmesi ve Etriye Düzenlemesi



Şekil 19. L'aquila Kentinde a)Yığma Binanın İkinci Katında Düzlem Dışı Devrilme b)Yığma Binada Kesme Çatlakları

L'aquila depreminde ise değişik dönemlerde yaklaşık 8500 teknik eleman çalışmıştır. Bunlardan yaklaşık 300 kişi ofis işlerinde ve veri düzenleme işlerinde çalışmıştır. Hasar tespit çalışmaları Mercalli ölçeğine göre 6 ve üzeri şiddetinde etkilenen alanlarda yapılmıştır (Dolce, 2010). Hasar Tespit ekibi 2 veya 3 teknik elemandan oluşmakta, her ekip günde 4-10 bina incelemektedir (European Civil Protection). İtalya'da da hasar tespit çalışmaları gözlemesel olarak yapılmakta ve standart bir form doldurulmaktadır. İtalya'daki hasar tespit çalışmaları yapıların deprem sonrası kullanılabilirliğini belirlemek amaçlı yapılmaktadır. Yapılan hasar tespit çalışmaları sonucunda 80'000 bina incelenmiş ve bunların % 31.5'i kullanılamayacak derecede hasarlı olduğu (ağır/yıkık hasarlı) tespit edilmiştir. Yine L'aquila kentinde 1800 tarihi yapı incelenmiş, bu yapıların % 55'inin kullanılamayacak derecede hasarlı olduğu (ağır/yıkık hasarlı) tespit edilmiştir (Dolce, 2010).

SONUÇ

Her iki deprem orta büyüklükte bir deprem olup, kent merkezine yakın bir alanda meydana gelmiş, çok sayıda betonarme ve yığma yapıda hasar oluşturmuştur. Her iki depremin ivme kayıtları ilgili ülkelerin deprem yönetmeliklerinde tanımlanan deprem kuvvetinden daha büyük bir etki oluşturmuştur. L'aquila depreminin süresi ve oluşan ivme Bingöl depreminde ölçülen ivmeden daha büyüktür. Ancak Bingöl depreminin kuzey-güney bileninin % 5 sönümlü elastik tepki spektrumu 0.2sn'den daha küçük yapılarda daha büyük deprem kuvveti oluşturmaktadır. Dolayısı ile özellikle tek katlı yığma yapılar, Bingöl depreminde daha büyük deprem kuvvetine maruz kalmıştır. Ayrıca Bingöl depreminde ölçülen ivmenin depremin merkezine, L'aquila depremine göre daha uzak olduğu unutulmamalıdır. Bingöl depreminde depremin merkezine yakın yapıların L'aquila depreminde göre daha büyük kuvvetlere ancak daha kısa süreli olarak maruz kaldığı düşünülmektedir.

Betonarme binalarda yumuşak kat mekanizması oluşması, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde enine donatının hiç uygulanmamış olması, eleman uçlarında etriye sıklaştırılmasının yapılmaması, etriye uçlarında 135° kıvrımlı kanca bulunmaması, kuvvetli kiriş zayıf kolon, kısa kolon gibi sünek olmayan yapı davranışına neden olan deprem yönetmeliğine aykırı uygulamalar bu iki depremde de yapısal hasara neden olan etmenlerin başında gelmektedir. Desteklenmemiş bölme ve kalkan duvarların yıkılarak yapısal olmayan hasara neden olduğu görülmüştür. Özellikle L'aquila depreminde yığma yapılarda duvarların yeterli kesme dayanıma sahip olmaması ve düzlem dışı devrilmesi nedeniyle kentte bulunan yığma yapılarda meydana gelen hasar ileri seviyede olmuştur.

L'aquila depreminde ağır/yıkık hasar oranı % 30 olarak tespit edilmiştir. Bingöl depreminde ise bu oran % 11 civarındadır. L'aquila depreminde hasar tespit çalışmaları daha fazla sayıda teknik eleman tarafından yapılmış, ekip başına incelenen bina sayısı Bingöl depremine göre ekip başına düşen bina sayısına göre çok düşük kaalmıştır. Türkiye'de hasar tespit çalışmaları haksahipliği açısından yapıldığı için, veriler konut bazında doğru olmasına rağmen bina bazında sağlıklı değildir. Çoğu durumda icmaller hazırlanırken bina sayısı ile konut sayısı aynı doldurulmaktadır. Dolayısı ile bir deprem sonrası hasar gören bina sayısı net olarak bilinememekte, hasar dağılımlarının yapı tiplerine göre değerlendirilmesi yapılamamaktadır.

KAYNAKLAR

Afet İşleri Genel Müdürlüğü, AİGM (2003), "1 Mayıs 2003 Bingöl Depremi Raporu", Ankara

Akkar S. and Bommer J.J. (2007) "Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36:1275-1301

Aydan Ö., Kumsar H. and Toprak S. (2009) "The 2009 L'Aquila earthquake (Italy): Its characteristics and implications for earthquake science and earthquake engineering," Journal of the Earth Sciences Application and Research Centre of Hacettepe University, 30(3):235–257

Dolce M. (2010) "Post Earthquake Damage and Usability Assessment of Buildings in Italy", *Integrated Approach to The Emergencies a Multiscale Experience*, TEREX Workshop, Lucca, Italy

European Civil Protection, Community Civil Protection Mechanism Assessment Mission Technical Report

Global Risk Miyamoto (2009), L'aquila Italy Earthquake Report, Lafayette, USA

Ioannis D. Papanikolaou, Efthimios L. Lekkas, Gerald P. Roberts, Bill McGuire, Ioannis G. Fountoulis, Issaak Parcharidis, and Michalis Foumelis (2010) "The 2009 L'aquila Earthquake: Findings and Implications", Aon Benfield UCL, Hazard Research Center, University College London

Kaplan H, Bilgin H, Yilmaz S, Binici H and Oztas A. (2010), "Structural damages of L'Aquila (Italy) earthquake", Natural Hazards and Earth System Sciences, 10;499–507.

Kuran F., Demır C., Koroglu O., Kocaman C. and İlki A. (2007) "Seismic Safety Analysis of an Existing 1502 Type Disaster Building Using New Version of Turkish Seismic Design Code", *Eccomas Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, 13-16 June

Özcebe G, Ramirez J., Wasti S.T. and Yakut A (2004) "1 May 2003 Bingöl Earthquake Engineering Report", ISBN 975-403-320-X

Rebez A, Sabetta F, and Slejko D (2001) "New seismic hazard maps of the Italian territory," Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Servizio Seismico Nazionale.

The Laboratories University Network of Seismic Engineering (ReLUIS), http://www.reluis.it/

THE ERRATIC PATTERN SCREENING (EPS) METHOD FOR ESTIMATION OF CO-SEISMIC DEFORMATION OF GROUND FROM ACCELERATION RECORDS AND ITS APPLICATIONS

YANILTICI ETKİYİ ELEME YÖNTEMİ (EPS) İLE DEPREM VE SONRASI YERDEĞİŞTİRMENİN TAHMİNİ VE UYGULAMALARI

Ömer AYDAN[1] and Yoshimi OHTA[2]

ABSTRACT

It is theoretically possible to obtain displacement from acceleration or vice-versa. However, when this approach is applied to acceleration records of earthquakes, the displacement responses obtained generally diverge due to for a number of reasons i.e. electronic noise, tilting, and operation system. As 1Hz GPS measurements of ground motion become possible, it is also possible to measure the ground responses during and after earthquakes. However, such measurements cannot be obtained from direct double-integration of acceleration records unless some special techniques are introduced. The authors propose a special integration technique called the "Erratic Pattern Screening (EPS)" to obtain ground motions induced by earthquakes with the consideration of device operation features and rupture characteristics of earthquakes and apply to actual records and check its validity. Some of applications involve comparisons with well-controlled experiment under laboratory conditions. In this article, the authors show the technique is capable of applying to any earthquake without any individual bias as seen in some of techniques. Furthermore, it is possible to obtain permanent ground deformations due to ground shaking in addition to crustal deformations.
Keywords: Erratic Pattern Screening, EPS, strong motions, deformation, earthquake.

ÖZET

Kuramsal olarak ivmeden yer değiştirme tersine yerdeğiştirmeden ivme elde edilebilir. Fakat bu yaklaşım deprem sırasında alınan ivme kayıtlarına uygulandığında elde edilen yerdeğiştirme ivme kayıtlarına etkiyen elektronik ve diğer etkenlerden dolayı hiçbir zaman kalıcı bir değere ulaşmamaktadır. Son yıllarda 1Hz'lik küresel konumlama sistemi ile ölçülen yerdeğiştirmeleri ivme kayıtlarına bazı özel işlemler uygulanmaması halinde elde etmek mümkün değildir. Yazarlar bu çalışmada deprem fayının kırılma özellikleri ile ivme ölçüm cihazlarının kayda başlama ve kayıdı durdurma özelliklerini gözönüne alan 'Yanıltıcı Etkiyi Eleme Yöntemi (EPS)' olarak adlandırdıkları yöntemi sunup gerçek deprem verilerine olan uygulamalarını vereceklerdir. Yapılan uygulamalarla yazarların önerdiği yöntemle deprem sırasında ve sonrasında meydana gelen yerdeğiştirmelerin elde edilmesinin mümkün olduğunu ve faylanma dışında ölçüm cihazının bulunduğu yerin yerel nedenlerden dolayı meydana gelen kalıcı deformasyonalarınında elde edilebilir olduğu göterilecektir.
Anahtar Kelimeler: Yanıltıcı etkiyi eleme yöntemi, EPS, yerdeğiştirme, deprem.

INTRODUCTION

There are various procedures for evaluating ground velocity and ground displacement from acceleration records. Although the derivation of velocity and acceleration from displacement records do not present major problem, the integration of acceleration records to obtain velocity and

[1] Professor, Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, Shizuoka, aydan@scc.u-tokai.jp
[2] Dr., Japan Nuclear Energy Safety Organization, Tokyo, ota-yoshimi@jnes.go.jp

displacement responses may yield responses different from the actual ones. Some base-line correction procedures are used to handle these problems with the concept that the ground would return to its original position after ground shaking stops. Depending upon the intensity of shaking or crustal deformations, ground may move permanently. This may invalidate the basic assumption of base-line procedures.

The records of ground deformation by the GPS technique during the recent large earthquakes clearly showed that ground permaanently deforms during earthquakes (Figure 1). The overall deformation response involves both co-seismic and time-dependent components. The introduction of the recent GPS device with a sampling rate of 1 Hz also provides time series of ground motions during faulting. Although the deformations by the GPS are interpreted as the crustal deformation, the records at several GPS stations in the recent earthquakes indicated that the ground movement in the vicinity of station may involve not only crustal motions but also local permanent deformation of ground such as slope movements, plastic behavior of ground, the foundation movement. Boore (2001) recently stated that if the records from the GPS are available, there is no point of obtaining co-seismic ground displacement from acceleration records. This statement strongly implies that the current techniques proposed by various researchers cannot uniquely provide the reliable co-seismic deformation.

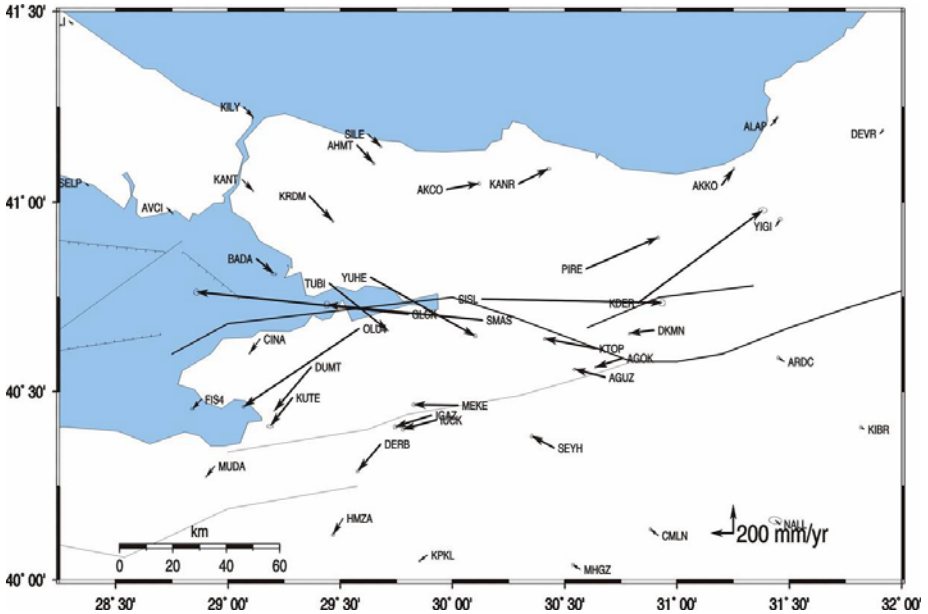


Figure 2. Permanent ground deformations induced by the 1999 Kocaeli earthquake (from Reilinger et al, 2000)

It is well known that every accelerometer is triggered when a threshold value of acceleration or velocity is exceeded. Furthermore, the accelerometers may induce motions different that from the actual ground motions due to their inherent electronic and mechanical features. Therefore, the Erratic Pattern Screening (EPS) method proposed by the authors (Ohta and Aydan, 2007a,b) is slightly modified to obtain the permanent ground displacement with the consideration of features associated with rupturing characteristics of the earthquake and strong motion recording. This method is applied to results of laboratory faulting and shaking table tests, in which shaking was recorded using both accelerometers and laser displacement transducers. Furthermore, the method was applied to strong motion records of several large earthquakes with measurements of ground movements by GPS. The computed responses are compared with actual recordings. It was concluded that the proposed method can be used to obtain actual recoverable as well as permanent ground motions from acceleration recordings.

INTEGRATION OF ACCELERATON WAVES

The well-known relations among acceleration, velocity and displacement of a material point in motion are given as follows:

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{d^2u}{dt^2} \tag{1}$$

Inversely, their indefinite integral forms are given in the following forms:

$$v(t) = \int a(t)dt + C_1 \tag{2a}$$

$$u(t) = \left(\int a(t)dt + C_1\right)dt + C_2 \tag{2b}$$

As the ground motions are nil at the start of ground motion such that

$$v_i = 0\ ;\ u_i = 0 \text{ at } t = t_i \tag{3}$$

When the ground shaking stops, the velocity must be nil, that is

$$v_e = 0 \text{ at } t = t_e \tag{4}$$

If motions (i.e. velocity and displacement) are required to be nil before and after shaking, the accelerations should be nil in the respected regions as expected from Eq. (2). Any finite value (i.e. electronic noise, tilting etc.) in acceleration records will naturally cause the shift of velocity and displacement responses (Aydan, 2003). Besides the effect of tilting, the constant electronic background noise level is expected to cause a linear drift in acceleration records.

We first consider a simple idealized acceleration waveform (See Ohta, 2011 for other waveforms and more detailed comparisons and discussions). The waveform is assumed to be sinusoidal multiplied by a exponentialy decaying function as given below:

$$a(t) = (A + B\sin\omega t)e^{-\alpha t} \tag{5}$$

The integration of Eq. (5) together with initial conditions given by Eq. (3) yield the velocity and displacement as follow:

$$v(t) = e^{-\alpha t}\left\{-\frac{1}{\alpha}\left(A + B\sin\omega t\right) - \frac{B}{\omega}\cos\omega t\right\} + \frac{1}{\alpha}A + \frac{B}{\omega} \tag{6a}$$

$$u(t) = e^{-\alpha t}\left(\frac{A}{\alpha^2} + \frac{B}{\alpha^2}\sin\omega t + \frac{2B}{\alpha\omega}\cos\omega t - \frac{B}{\omega^2}\sin\omega t\right) + \frac{A}{\alpha}\left(t + \frac{1}{\alpha}\right) + \frac{B}{\omega}\left(t - \frac{1}{\omega} + \frac{2}{\alpha}\right) \tag{6b}$$

As noted from Eq.(6), the velocity will be asymptotic to a constant value of

$$C^* = \frac{1}{\alpha}A + \frac{B}{\omega} \tag{7}$$

while displacement will increase linearly with a gradient given by, is nil. Figure 3 shows some examples of the idealized waveform and their integrated velocity and displacement responses.

The integration of actual waveforms requires the use of numerical integration. As known, there are many integration techniques. The linear acceleration method is selected and discretized form of velocity and displacement takes the following form:

$$v_{n+1} = v_n + \frac{1}{2}(a_n + a_{n+1})\Delta t \tag{8a}$$

$$u_{n+1} = u_n + v_n\Delta t + \frac{1}{3}(a_n + \frac{1}{2}a_{n+1})\Delta t^2 \tag{8b}$$

The initial conditions are given in the following form

$$v_{t=0} = a_{t=0}\Delta t \tag{9a}$$

$$u_{t=0} = \frac{1}{2}a_{t=0}\Delta t^2 = 0 \tag{9b}$$

The conventional baseline correction assumes that the trend can be expressed in the following form:

$$V_{_BL} = C_1 + C_2 t \tag{10}$$

To determine the constants of Eq. (10), the following error function is defined and minimized

$$E = (\int A(t)dt - C_1 - C_2 t)^2 \tag{11}$$

Subsequently, the baseline corrected velocity takes the following form

$$v_{bc} = v - C_1 - C_2 t \tag{12}$$

Similarly the baseline is applied to the numerically integrated displacement and the baseline corrected displacement response is obtained.

The fundamental purpose of the baseline correction of the accelerations is just to eliminate drifts caused by the conventional integration scheme. In other words, the determination of the co-seismic deformation should not be expected from the baseline correction technique as it is not related to the rupture characteristics of the earthquake. The procedures of base-line corrections proposed by various researchers (i.e. Graizer (1979), Iwan et al. (1985) and their recent derivatives) are not more than some numerical treatment of signal processing.

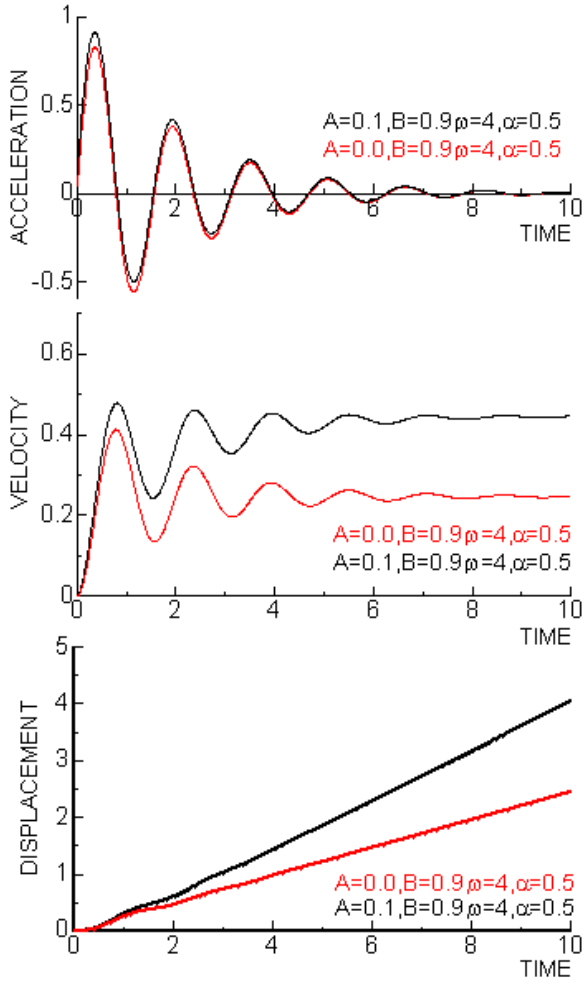


Figure 3: Integration of idealized waveform given by Eq. (5)

THE ERRATIC PATTERN SCREENING (EPS) METHOD

As pointed out in the introduction, the advance and ground deformation measurements by GPS technology clearly showed that permanent ground deformation occurs after each earthquake irrespective of its magnitude. The permanent ground deformations must be consisted of, at least, crustal deformation and deformation of ground resulting from ground shaking if they are strong enough to cause plastic deformation. Therefore, the co-seismic deformation should also yield some important information how earth surface deformed during an earthquake.

The authors have found that high sensitivity accelerometers (i.e. K-NET, KIK-NET of Japan) oscillate with an amplitude of ± 5 gals up to 30 seconds even for a small earthquake with a magnitude (Mw) 5 (Aydan et al. 2008) and a rupture duration of about 2-3 seconds (Figure 4). The duration of shaking should be naturally related to the rupture time t_r. Depending upon the arrival time difference of S-wave and P-wave, the shaking duration would be a sum of rupture duration and S-P arrival time difference Δt_{sp}.

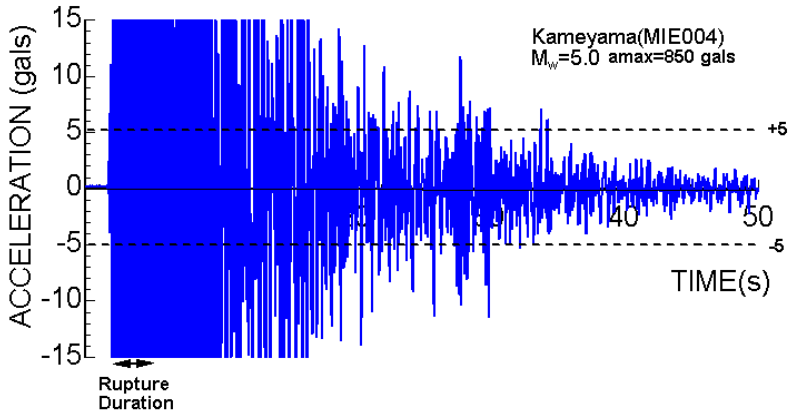


Figure 4: Amplified view of an acceleration response of a high-sensitivity Kameyama strong motion station K-NET during Mw 5 Kameyama earthquake (Mie Prefecture, Japan) of April 15, 2007.

If ground exhibits plastic response due to yielding or ground liquefaction, the duration of shaking would be elongated. For example, the effective duration of 1995 Dinar earthquake with a moment magnitude (Mw) 6.4 was more than 17 seconds, while the rupture duration was only 6 seconds and S-P arrival time difference was about 3 seconds (Figure 5) (Aydan and Kumsar, 1997). If co-seismic crustal deformations are to be obtained, the integration duration should be restricted the rupture duration with the consideration of S-P arrival time difference.

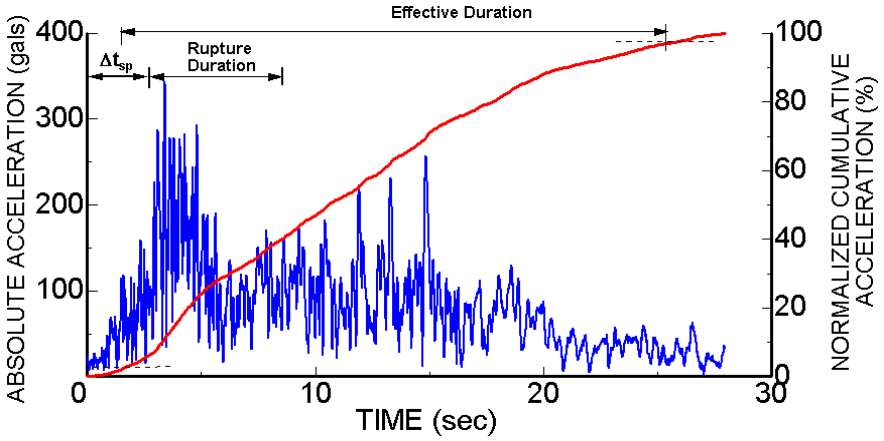


Figure 5: Absolute acceleration response and effective shaking duration of the record taken at Dinar station during the 1995 Dinar earthquake

The existence of plastic deformation can be assessed by comparing the effective shaking duration and the sum of rupture duration t_r and S-P arrival time difference Δt_{sp}. If the effective shaking duration is longer than the sum of rupture duration t_r and S-P waves arrival time difference Δt_{sp}, the integration can be carried for both durations and the difference can be interpreted as the plastic ground deformation. The most critical issue is the information of rupture duration. The data on rupture duration are generally available for earthquake with a moment magnitude greater than 5.6 worldwide. The effective shaking duration may be obtained from the acceleration records using the procedure proposed by Housner (1961). When such data are not available, the empirical relations may be used. Some of them are given below:

Dobry et al. (1978)

$$t_r = 0.0148 \times 10^{0.432 M_w} \tag{13}$$

Aydan (2007)

$$t_r = 0.0005 M_w \exp(1.25 M_w) \tag{14}$$

S-P arrival time difference Δt_{sp} can also be easily evaluated from the acceleration record.

We basically divide an acceleration record into three sections and apply filters in Section 1 and Section 3 and the integration is directly carried in Section 2 without any filtering. The times to

differentiate sections are t_1 and t_2. Time t_1 is associated with the arrival of P-wave while time t_2 is related to the arrival time of P-wave, rupture duration and S-P waves arrival time difference for the crustal deformations and it is given below

$$t_2 = t_1 + t_r + \Delta t_{sp} \tag{15}$$

Any deformation after time t_2 must be associated with deformations related to local plastic behaviour of ground at the instrument location. We show one example for defining times t_1 and t_2 on a record taken at HDKH07 strong motion station in the 2003 Tokachi-oki earthquake, Japan (Figure 6). The estimated rupture time for this earthquake is about 40 seconds (Kikuchi, 2003) with about 18 seconds S-P waves arrival time difference (Δt_{sp}).

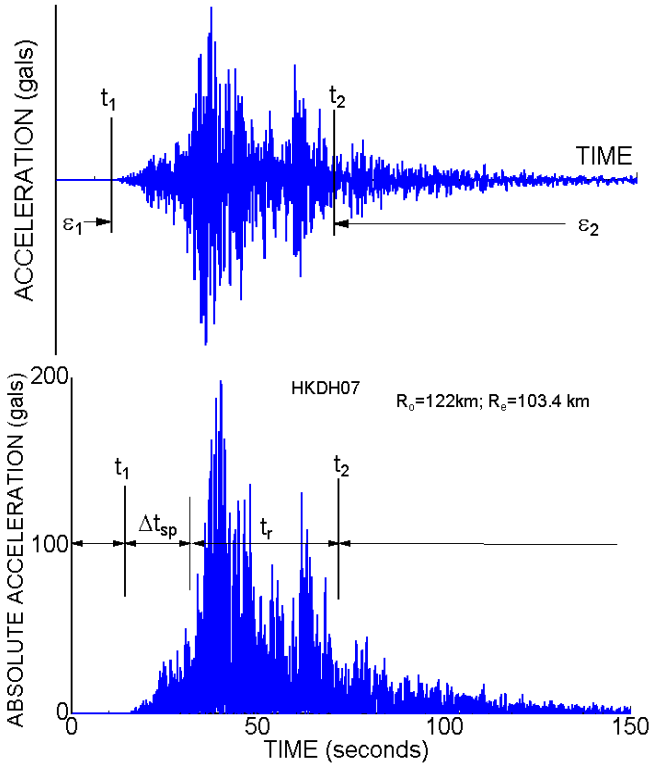


Figure 6: Definition of sections in the EPS method

Another important issue is how to select filter values in Sections 1 and 2. This is somewhat a subjective issue and it depends upon the sensitivity of the accelerometers. The filter value ε_1 was generally small and this stage is associated with pre-trigger value of instruments. Our experience with the selection of ε_1 for K-NET and KIK-NET accelerometer records implies that its value be less than ± 2 gals. As for the value of ε_2, higher values must be assigned. Again our experiences with the records of K-NET and KIK-NET accelerometers imply that its value should be ± 6 gals. The experiences for the records of Turkey and Italy, these values are much less than those high-sensitive accelerometers of networks of Japan.

APPLICATIONS AND COMPARISONS

We present some applications of our method to the records in laboratory experiments involving faulting, shaking, stick-slip and fracturing experiments and actual earthquakes.

Faulting experiments

The authors developed an experimental device to investigate the ground motions and fracturing during faulting under dynamic conditions utilizing gravity (Figure 7). The maximum displacement

of faulting of the moving side of the faulting experiments was varied between 20 and 100mm. The accelerations and displacements were simultaneously measured on the surface of quartzitic sandy soil of the moving and stationary sides in the faulting experiments. Laser displacement transducers were used to measure the displacements. Figure 8 shows the displacement and acceleration responses measured during an experiment with a vertical maximum displacement of 20mm and soil thickness of 250mm. Measured and computed acceleration and displacement responses are shown in Figure 9. The computed displacement responses with or without the use of EPS method are compared with measured responses. As seen from these figures the computed responses using the EPS method are almost the same as those of the measured responses. This fact clearly validates the fundamental assumptions of the EPS method and the superiority over the base-line correction methods available in literature.

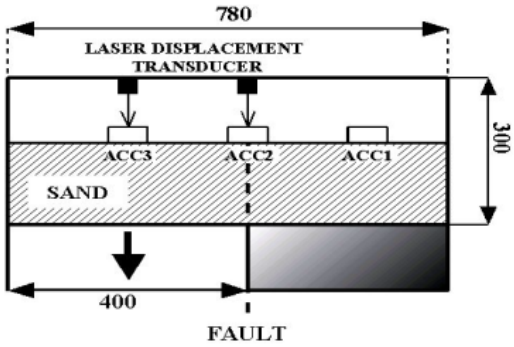


Figure 7: An illustration faulting experiments

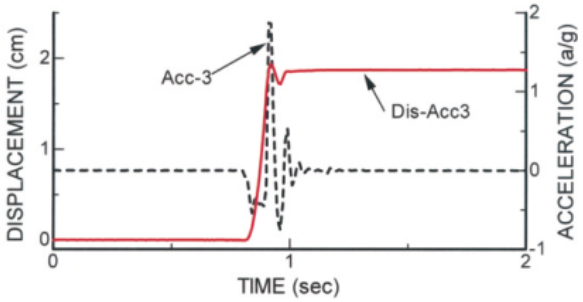


Figure 8: Measured displacement and acceleration records

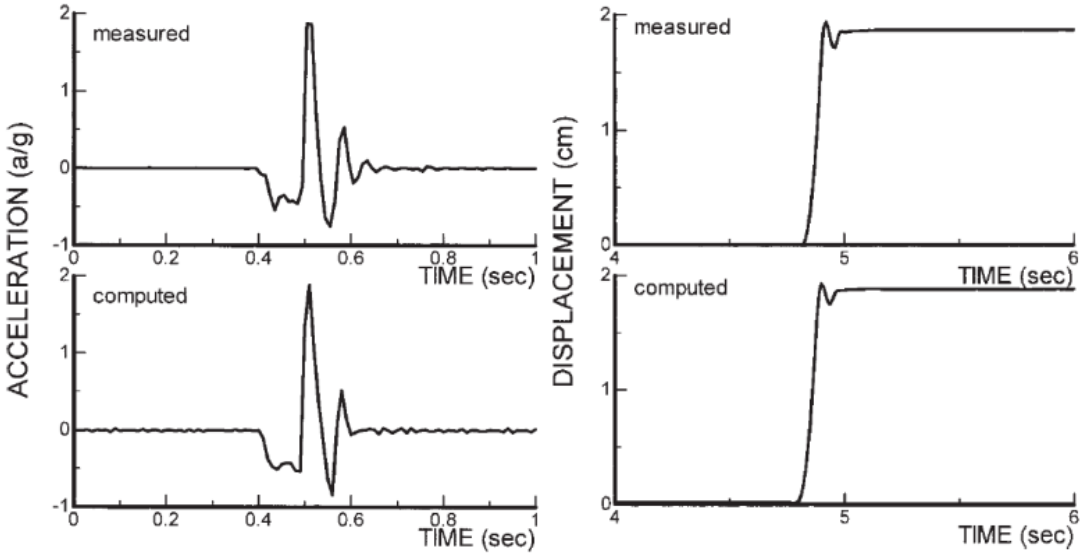


Figure 9: Comparison of computed and measured acceleration and displacements

Stick-slip Experiments

An experimental device consists of an endless conveyor belt and a fixed frame. The inclination of the conveyor belt can be varied so that the tangential and normal forces can be easily imposed on the sample as desired. The belt itself was made of fiber reinforced rubber. the lower block is stick to rubber belt while the upper block is attached to the fixed frame through a spring as illustrated in Figure 10. During experiments, the displacement of the block is measured through a laser displacement transducer produced by KEYENCE while the acceleration responses parallel and perpendicular to the belt movement are measured by a three component accelerometer (TOKYO SOKKI) attached to the upper block and WE7000 (YOKOGAWA).

Figure 11 shows the measured displacement response with computed displacement response obtained from the application of the EPS method to measured accelerations. As noted from the figure, a very good correlation exists between the computed and measured displacement responses.

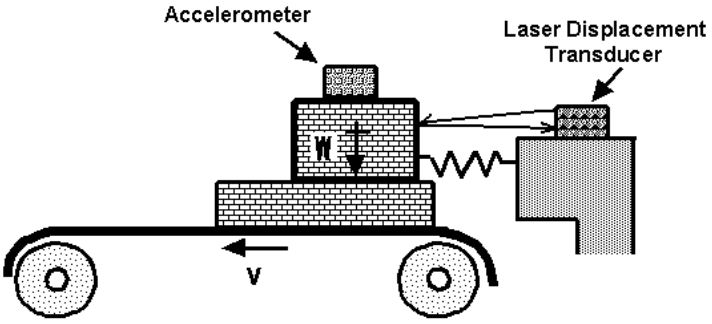


Figure 10: An illustration of a stick-slip experiment

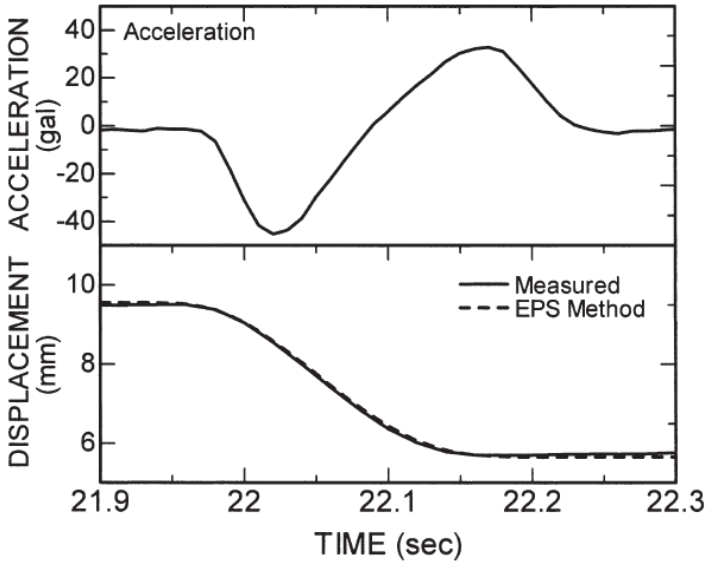


Figure 11: Comparison of computed displacement responses with measurements

Applications to Actual Earthquakes

In this section, several applications of the EPS method are given and compared with displacements measured by the GPS method.

1999 Kocaeli earthquake

The 1999 Kocaeli (Turkey) earthquake ruptured approximately 140 km long segment of the North Anadolu Fault (NAF). Kikuchi (1999) estimated two subsequent events separated with a time interval of 22 seconds. The first event had a magnitude of 7.4 and ruptured the NAF bilaterally in approximately 11 seconds between Akyazi and Yalova. The Sakarya strong motion station of the DAD-ERD was very near the fault segment and the estimated S-P waves arrival time difference (Δt_{sp}) is about 1 second. Figure 12 shows the displacement response estimated from the double integration and the EPS method together with the co-seismic displacement measured and reported by the GPS (Reilinger et al. 2000). The parameters used in computations are also shown in the same figure. As noted from the figure, a good correlation is observed between the computed and measured final co-seismic displacements. Off course, the EPS method also yields the motion of the ground during faulting.

1999 Chi-chi Earthquake

Although the total rupture time of the 1999 Chi-chi (Taiwan) earthquake is estimated to be 28 seconds by Kikuchi (1999), the largest energy release occurred in about 21 seconds. We consider

the records at the strong motion station TCU068 (Yu et al., 2001). This station is at the north tip of the fault and it is very near to Shikang dam. The estimated s-p waves arrival time difference (Δt_{sp}) is about 6.5 seconds. Time parameters t_1 and t_2 are defined chosen as 18.5 and 46 seconds. Furthermore, the records have certain constant values from the beginning. We simply added a value of –1.6 gals to NS acceleration record for results shown in Figure 13. The GPS value added to the figure is the measurement at a nearby GPS station on the hanging-wall of the earthquake fault.

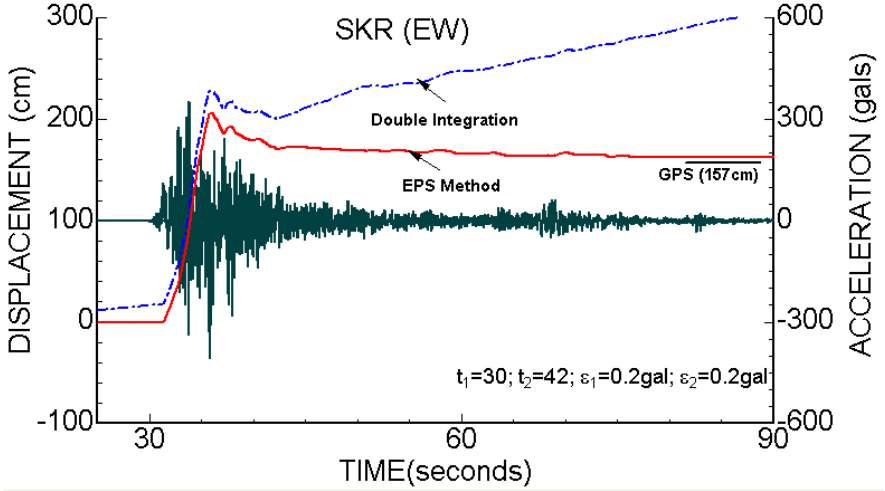


Figure 12: Comparison of computed responses and measured GPS value

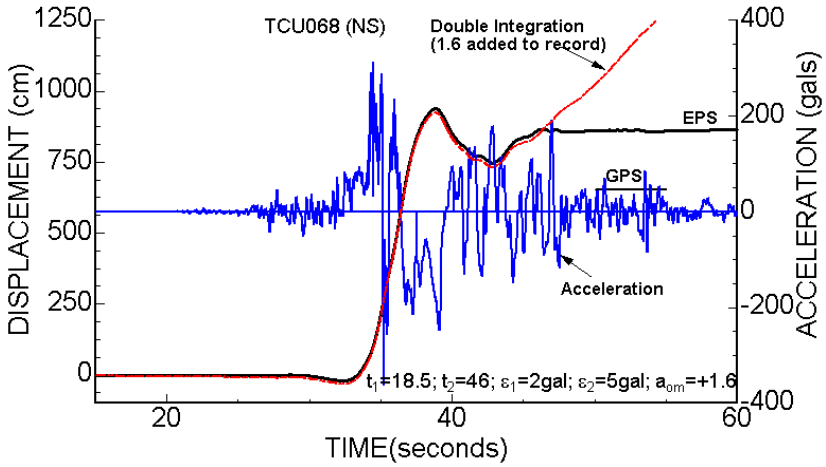


Figure 13: Comparison of computed responses and measured GPS value

2003 Tokachi-oki earthquake

The 2003 Tokachi-oki (Japan) earthquake provided a good data set of ground displacement during faulting (Miyazaki et al. 2004) with 1Hz GPS monitoring stations. We utilize the data set the GPS station 0144 to compare our estimation of ground displacement response by the EPS method with actual measurements from the 0144 GPS monitoring station. The nearest strong motion station to the 0144 GPS station is HDKH07 strong motion station of the KIK-NET operated by the National Institute of Disaster Prevention (NIED). As explained previously, the estimated rupture time for this earthquake is about 40 seconds (Yamanaka and Kikuchi, 2003) with about 18 seconds S-P waves arrival time difference (Δt_{sp}) at HDKH07 strong motion station. Figure 14 shows the displacement responses estimated from the double integration and the EPS method together with the displacement responses at the GPS 0144 station for EW component. The parameters used in computations are also shown in the same figure. As noted from the figure, very good correlations are observed between the computed and measured displacements response. Comparison of other components yielded fundamentally similar results.

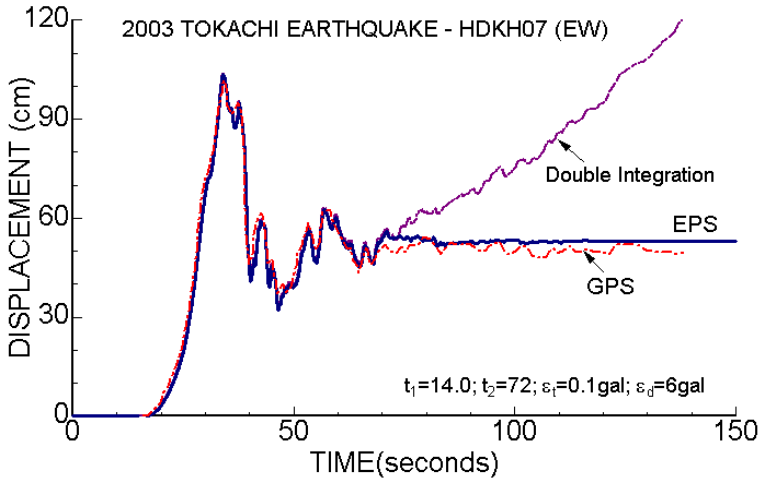


Figure 14: Comparison of computed responses and measured response by GPS (EW)

2008 Iwate-Miyagi Earthquake

The 2008 Iwate-Miyagi (Japan) earthquake occurred with a moment magnitude of 6.8 beneath the Ou mountain range in the northern part of Honshu Island. The highest ground motions in the world exceeding 3.8g recorded at the IWTH25 strong motion station, which is located on the hanging wall and it is almost above the epicenter of the earthquake (Figure 15). The strong motion records provided probably best records so far regarding the crustal deformations and plastic deformation of ground at strong motion station. IWTH25 strong motion station recorded ground motions at ground surface and at a depth of 260 m below the ground surface. The rupture duration of this earthquake is about 11-12 seconds and the S-P waves arrival time difference is about 2 seconds.

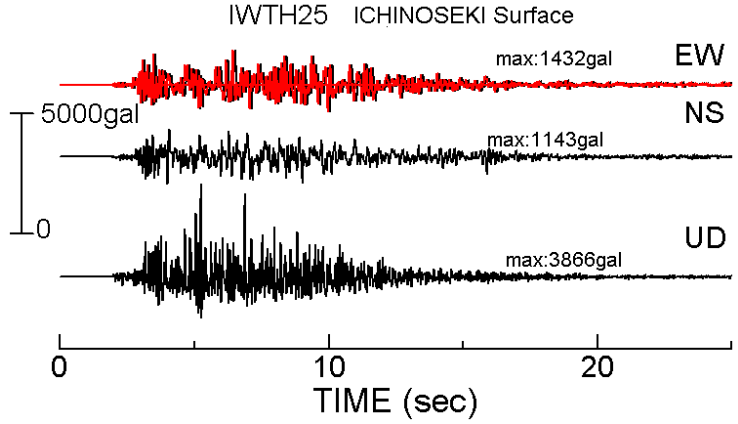


Figure 15: Acceleration response at ground surface measured at IWTH25

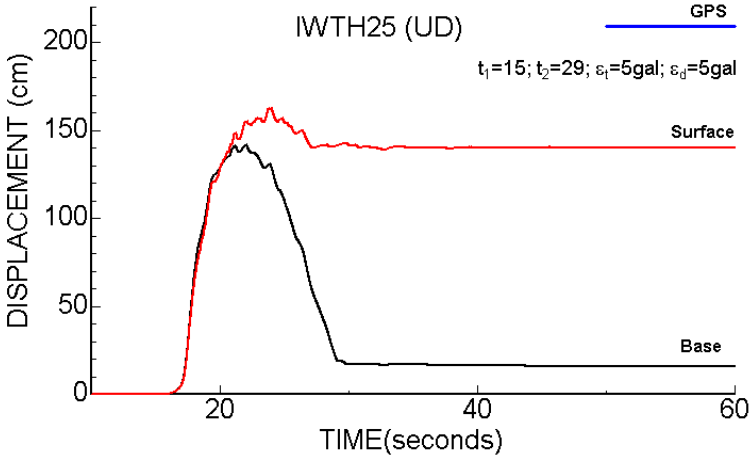
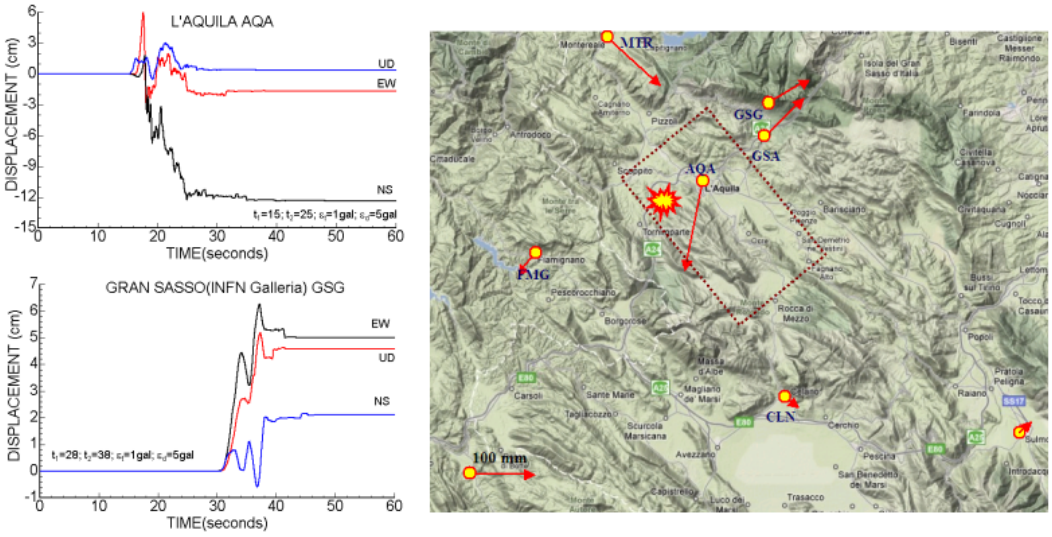


Figure 16: Comparison of computed responses and measured GPS value

We just show the computed displacement responses from up-down (UD) the strong motion records at the ground surface and at the base together with the upward displacement of Kurikoma 2 GPS station, which is about 10 km south of the IWTH25 strong motion station. As noted from Figure 16, the ground is uplifted almost as a rigid body and the base starts to subside while the subsidence is very small and the residual displacement level is equivalent to the maximum uplift value of the base. It seems that the residual plastic strain between the base and ground surface is about 0.5%. This extremely valuable record also implies that the recorded displacement responses from the GPS may not be a representative of the crustal deformation as it may be strongly diluted with plastic ground deformations related to heavy shaking.



(a) (b)

Figure 24. Estimated ground movements at selected points during the earthquake and permanent ground displacements by EPS method

2009 L'Aquila Earthquake

The 2009 L'Aquila earthquake with moment magntidue of 6.3 occurred in the Abruzzi region of Central Italy (Aydan et al. 2009). The estimations by various seismological institutes worldwide indicated that the earthquake was caused by a normal fault of 15-20km long and 10-15km wide and the estimated rupture duration ranged between 6.8 and 14 s. An attempt was made to estimate the permanent ground deformations from strong motion records using the EPS method. In view of rupture process estimated by several institutes and the relation proposed by Aydan (2007), the sum of the S-P wave arrival time and rupture time was chosen as 10s and the filtering of acceleration levels for the first and third segments were ± 1 and ± 5 gals. The computed results for station AQA and GSG, which are perpendicular to the fault strike are shown in Figure 17(a). Figure 17(b) shows the horizontal permanent ground deformations, which are comparable with GPS measurements, published after the computations were completed.

CONCLUSIONS

The authors proposed the Erratic Pattern Screening (EPS) method to obtain the permanent ground displacement with the consideration of features associated with strong motion recording and rupture characteristics. Although dividing records into several sections remains same, this method is fundamentally different from the base-line correction techniques, which utilize polynomial curve fitting and correction in each section depending upon obtained the initial responses obtained from the double integration. The division of section in the EPS method depends entirely the rupture duration, the S-P wave arrival time difference and p-wave arrival time. This method also provides a procedure how to differentiate crustal deformation from those induced by plastic behaviour of ground due to intense shaking. Well-controlled faulting and shaking table experiments carried out in laboratory has been used to check the validity of the EPS method. The actual ground

deformation measurements from the GPS stations in several earthquakes were used to check further validation of the EPS method. These validation checks clearly showed that the method could be used to estimate crustal deformations as well as the permanent ground deformation due to plastic behaviour of the ground. This method can also provide quantitative data on the surface ground-straining situation to understand the distribution of damage due to permanent ground deformations.

REFERENCES

Aydan, Ö. (2003): İvme verilerinden hız ve yerdeğiştirme miktarlarının hesabı üzerine bazı düşünceler (Some thoughts on the calculation of ground velocity and displacement from acceleration records), Tokai University (unpublished note communicated with Prof.Dr. Zeki Hasgür of Istanbul Technical University of Turkey), (25 July 2003), 7 pages.

Aydan, Ö. and H. Kumsar (1997). A site investigation of Oct. 1, 1995 Dinar Earthquake. *Turkish Earthquake Foundation*,**TDV/DR 97-003**.

Aydan, Ö., Ohta, Y. (2006). The characteristics of ground motions in the neighbourhood of earthquake faults and their evaluation. Symposium on the Records and Issues of Recent Great Earthquakes in Japan and Overseas, EEC-JSCE, Tokyo, 114-120.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., Sugiura, K. (2008). Characteristics of the 2007 Kameyama earthquake with some emphasis on unusually strong ground motions and the collapse of Kameyama Castle. Journal of The School of Marine Science and Technology, Vol.6, No.1, 83-105.

Aydan, Ö., Kumsar, H., Toprak, S., Barla, G. (2009). Characteristics of 2009 L'Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. Geotechnical Damage. Journal of Marine Science and Technology, Tokai University, Vol. 7, No. 3, 23-51.

Boore, DM., 2001: Effects of baseline correction on displacement and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake', BSSA, 91, pp.1199-1211.

DAD-ERD (1999) : Kocaeli earthquake strong motion records. http://angora.deprem.gov.tr/kocaeli.htm

Dobry, R., Idriss, I.M., Ng, E. (1978): Duration characteristics of horizontal components of strong motion earthquake records. Bull. Seis. Soc. Am., 68(5), 1487-1520.

Graizer, V. : Determination of the true ground displacement by using strong motion records', Izvestiya Phys., Solid Earth 15, pp.875-885,1979.

Housner, G.W.: Spectrum Intensity of Strong Motion Earthquakes, Proceedings of 1952 Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Earthquake Eng. Res. Ins. (EERI), pp.72-88, 1952.

Iwan WD., Moser, MA., Peng, CY. : Some observations on strong-motion earthquake measurements using a digital accelerograph', *BSSA, 75, 1225-1246, 1985*.K-net (2007): http://www.k-net.bosai.go.jp/

Kikuchi, M. (1999, 2003): Focal mechanism and rupture mechanisms of 1999 Kocaeli, Chi-chi and Tokachi earthquakes. Seismological Notes. Tokyo University.

K-NET and KiK-Net (2007, 2008): Digital acceleration records of earthquakes since 1998. http://www.k-net.bosai.go.jp/ and http://www.kik.bosai.go.jp/

Miyazaki, S, K. M. Larson, K. Choi, K. Hikima, K. Koketsu, P. Bodin, J. Haase, G. Emore, and A. Yamagiwa (2004). Modeling the rupture process of the 2003 September 25 Tokachi-Oki (Hokkaido) earthquake using 1-Hz GPS data. Geophysical Research Letters, VOL. 31, L21603.

Ohta, Y. (2011): A fundamental research on the effects of ground motions and permanent ground deformations nearborhoud earthquake faults on civil engineering structures (in Japanese). Doctorate Thesis, Graduate School of Science and Technology, Tokai University, 272 pages.

Ohta, Y. Aydan, Ö. (2004): An experimental study on ground motions and permanent deformation nearby earthquake faults. Journal of The School of Marine Science and Technology, No.3, Vol. 2, 2004, 1-12, Vol.2, No.3.

Ohta, Y., Aydan, Ö. (2007a). Integration of ground displacement from acceleration records (in Japanese). JSCE Earthquake Engineering Symposium, 1046-1051.

Ohta, Y., Aydan, Ö. (2007b). An integration technique for ground displacement from acceleration records and its application to actual earthquake records (in Japanese). Journal of The School of Marine Science and Technology, Tokai University, Vol.5, No.2, pp.1-12.

Reilinger, R. E., Ergintav, S.; Burgmann, R., McClusky, S., Lenk, O., Barka, A., Gürkan, O., Hearn, L., Feigl, K.L., Çakmak, R.; Aktug, B., Özener, H., Toksöz, M. N. : Coseismic and Postseismic Fault Slip for the 17 August 1999, M = 7.5, Izmit, Turkey Earthquake, Science, Vol. 289, 2000.

Yu, S. B., L. C. Kuo, Y. R. Hsu , H. H. Su, C. C. Liu, C. S. Hou, J. F. Lee, T. C. Lai, C. C. Liu, and C. L. Liu (2001). Preseismic deformation and coseismic displacements associated with the 1999 Chi-Chi, Taiwan , earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.* **91**, 995 – 1012.

A NEW PROPOSAL FOR STRONG GROUND MOTION ESTIMATIONS WITH THE CONSIDERATION OF CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE FAULT

DEPREM FAYININ ÖZELLİKLERİNİ GÖZÖNÜNE ALAN KUVVETLİ YER HAREKETLERİ AZALIM İLİŞKİLERİ İÇİN YENİ BİR ÖNERİ

Ömer AYDAN[1] and Yoshimi OHTA[2]

ABSTRACT

Aydan et al (1996) proposed an attenuation relation for maximum ground acceleration by considering the acceleration records taken in Turkish earthquakes. The functional form of the proposed relation of 1996 was slightly modified in 2001 and its validity was checked through the comparison with the records of the 1999 Kocaeli and Düzce earthquakes and their major aftershocks. The relations proposed Aydan and his group have become the focal point of following attenuation relations. When they were compared with those of Aydan's relation, they did not differentiate the hypocenter distance from epicenter distance. Aydan and Ohta (2006) proposed a new modified relation for maximum ground acceleration and velocity with the consideration of moment magnitude and the position of observation point with respect to the strike and movement direction of the earthquake fault and they checked its validity wıth actual records. In this article, the same attenuation relation is advanced to take into account the dip angle and length of the earthquake fault and its validity is checked through observational data. The proposed relation is also the most advanced form of attenuation relations worldwide.
Keywords: strong motions, attenuation relations, earthquake fault.

ÖZET

Aydan vd. (1996) Türkiye depremlerinde alınan ivme kayıtlarını esas alarak 1996 yılında bir ivme azalım ilişkisi önermiştir. Aydan (2001)'de söz konusu ilişkide fonksiyonel olarak küçük bir değişiklik yaparak 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ile artçı depremlerindeki kuvvetli yer kayıtlarınıda kullanarak geçerliliğini sınadı. Bu öneriler Türkiye depremlerini esas alan bazı yeni ilişkilerin önerilmesine vesile oldu. Önerilen bazı ilişkilerin Aydan'ın ilişkileri ile karşılaştırmasın da odak uzaklığı ile dış merkez üssü uzaklığı kavramlarını ayırt etmedikleri görülmuştür. Aydan ve Ohta 2006'da ölçüm noktasının depremin moment büyüklüğü ile fayının doğrultusu ve harekete yönüne göre konumunuda gözönüne alan yeni ivme ve hız azalımı için birleşik bir ilişki sunup ölçümlerle sınadı. Bu tebliğde söz konusu ilişkide fayın eğimi ve uzunluğunuda içeren yeni gelişmiş bir şekli sunulmakta ve 1992'den beri Türkiye'deki önemli depremlerde alınan kayıtlarla karşılaştırılmaktadır. Geliştirlen ilişkiler literatürde varolan ilişkiler ile karşılaştırıldığında en gelişmiş kuvvetli yer hareketi azalım ilişkisi özelliğine de sahiptir.
Anahtar Kelimeler: Kuvvetli yer hareketi, azalım ilişkisi, deprem fayı.

INTRODUCTION

Aydan and his group (Aydan et al. 1996, Aydan 1997, 2001, 2007; Aydan and Ohta, 2006; Aydan & Hasgür 1998) proposed some empirical relations for strong motion characteristics of Turkish earthquakes using strong motion data set of Turkey. In the same year, İnan et al. (1996)

[1] Professor, Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, Shizuoka, aydan@scc.u-tokai.jp
[2] Dr., Japan Nuclear Energy Safety Organization, Tokyo, ota-yoshimi@jnes.go.jp

independently proposed their own attenuation relation. Since then there were several proposals by Kayabali and Akin (2003), Ulusay et al. (2004), Ozbey, et al. (2004), Kalkan and Gulkan (2004), Gullu-Ercelebi (2007). Kayabali and Akin (2003) and alikes compared the attenuation relations of Aydan (1997, 2001) without differentiating the hypocentral distance from epicentral distance with their own equations and they stated that the estimations were too high with their inapropriate reasoning. However, it seems that the users are generally unaware of the characteristics of Aydan's attenuation relations and incapable of differentiating the meaning of hypocentral and epicentral distances.

Aydan (1997) $$a_{\max} = 2.8(e^{-0.025R} e^{0.9M_s} - 1) \quad (1)$$

Aydan (2001) $$a_{\max} = Ae^{-0.025R}(e^{0.9M_s} - 1) \quad (2)$$

The unit is given in gals. The value of A is 2.8 for soft soils and 0.56 for stiff ground and rocky ground. Similarly, Ulusay et al. (2004) adopted the functional form of equation (1) by omitting –1 and used moment magnitude instead of surface wave magnitude and epicentral distance instead of hypo-central distance. Figure 1 compares Eqs. (1) and (2) with that adopted by Ulusay et al. (2004) by keeping the parameters of equations the same. As noted from the figure, the responses almost exactly the same. The basic difference may be negligible order of numbers when the distance becomes infinite. The empirical Ms-Mw relations are compared for the inland earthquakes of Turkey with a magnitude range of 5 to 8 (see Figure 2, Aydan 2007). The relations proposed by Aydan (2007) can confidently be used for converting magnitude given in Ms to Mw or vice versa.

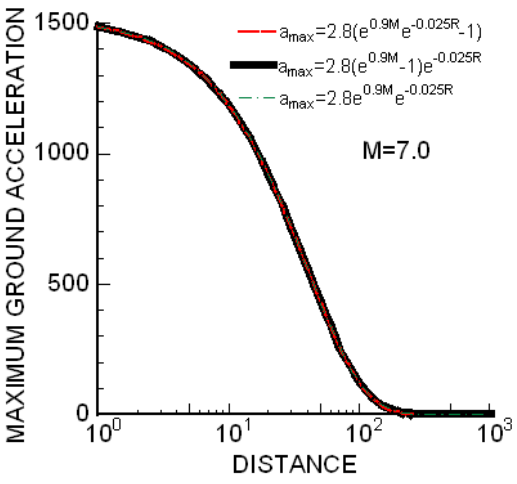


Figure 1. Comparison of Eqs. (1) & (2)

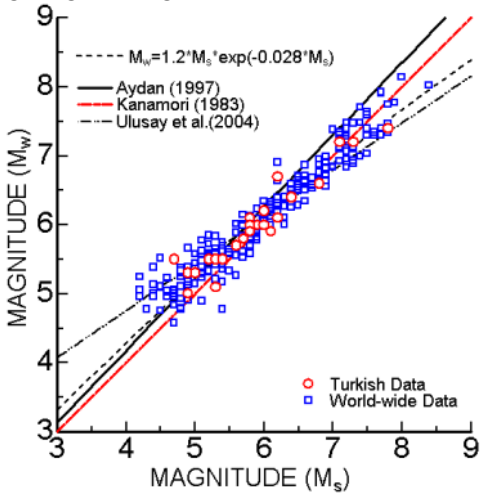


Figure 2: Empirical relations for Ms-Mw

The empirical relations proposed by Ozbey et al, Kaptan and Gulkan (2000) and Gullu and Ercelebi (2007) are just some adaptation of attenuation relations proposed for US earthquakes by (i.e. Joyner and Boore, 1981; Campbell 1981). Figure 3 compares some of these empirical relations. Except estimations by relations of İnan and Aydan, the relations proposed by the others are generally far below the maximum ground acceleration. In other words, they are incapable of obtaining the maximum ground acceleration (AMAX) or their preferred term "peak ground acceleration (PGA)". Some of them may even claim that the main purpose is to obtain the mean values. If so, it will simply imply that they cannot claim the obtained values would be peak ground acceleration.

Anyway, all these equations are essentially spherical or cylindrical attenuation relations and they cannot take into account the directivity effects. As it is well known ground motions such as maximum ground acceleration (AMAX) and maximum ground velocity (VMAX) have strong directivity effects in relation to fault orientation. The following relation is proposed for maximum ground acceleration and ground velocity by Aydan (2007), which can be also found in the recent peer reviewed English publications by Aydan et al. 2009a and 2010.

$$\alpha_{\max} = F(V_s) * G(R,\theta) * H(M) \quad (3)$$

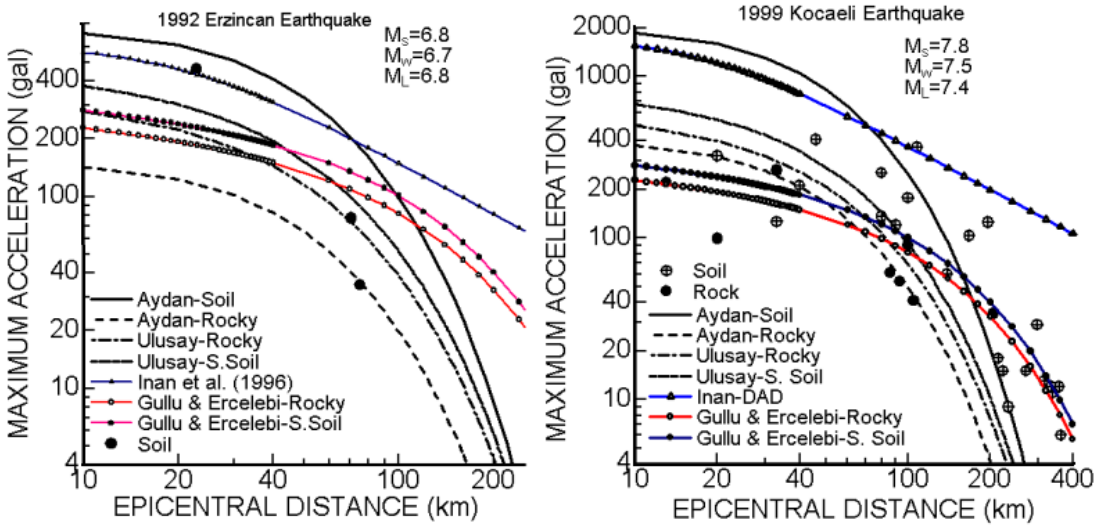


Figure 3. Comparison of empirical relations with observed data for the most significant Turkish earthquakes.

While the functional forms are same for the maximum ground acceleration and velocity, the constants of chosen specific function will differ depending upon the faulting type as well as the type of the earthquake.

NEW PROPOSAL

The authors further advance Eq. (3) in this article to take into account the inclination and length of earthquake fault using the following functional form:

$$\alpha_{\max} = F_1(V_s) * F_2(R,\theta,\varphi,L^*) * F_3(M) \tag{4}$$

where V_s, θ,φ,L^* and M are the shear velocity of ground and the angle of the location from the strike and dip of the fault (measured anti-clockwise with the consideration of the mobile side of the fault) and earthquake magnitude. L^* (in km) is a parameter related to the half of the fault length.

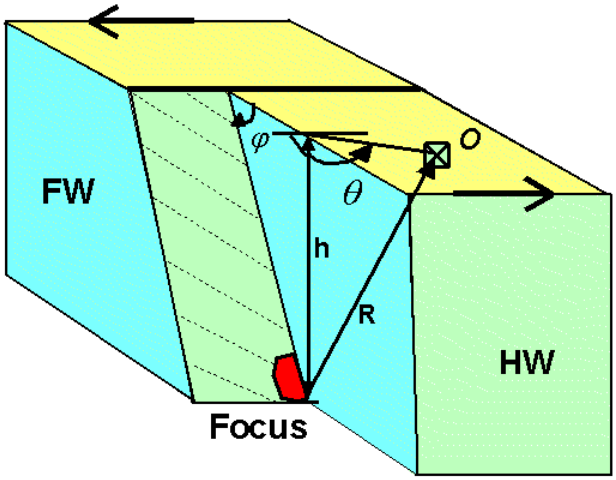


Figure 4. Illustration of geometrical fault parameters (R,θ,φ)

The following specific forms of functions in Equation (4) are put forward as

$$F_1(V_s) = Ae^{-V_s/B} \tag{5a}$$

$$F_2(R,\theta,\varphi,L^*) = e^{-R(1-D\sin\theta+E\sin^2\theta)(1+F\cos\varphi)/L^*} \tag{5b}$$

$$H(M) = e^{M/G} - 1 \tag{5c}$$

The same form can be also used for estimating the maximum ground velocity (V_{max}). The constants of the functions for maximum ground acceleration and velocity for intra-plate earthquakes without consideration of faulting sense are given in Table 1.

Table 1: Values of constants in Equation (5) for intra-plate earthquakes

	A	B(m/s)	D	E	F	G(M)	
						(Ms)	(Mw)
Amax	2.8	1000	0.5	1.5	0.5	1.11	1.16
Vmax	0.4	1000	0.5	1.5	0.5	1.11	1.16

Table 2: Values of constants in Equation (6) for Turkish earthquakes

Faulting Type	*a*	*b*	*c*
Normal faulting	30	0.002	1.35
Strike-slip faulting	20	0.002	1.40

For interplate and slab earthquakes, the value of constant *G* is only different and it has the value of 1.05 while other parameters remain the same.

L^*, which is approximately associated with the half of the fault length, is related to the moment magnitude in the following form

$$L^* = a + be^{cM_w} \tag{6}$$

This parameter easily accounts the effect of fault length and the similar form was initially proposed by Aydan et al. (2010) for the effects of earthquake faults on underground structures. However, it should be note that the attenuation characteristics of the Earth's crust varies depending upon the location and the sense of faulting. The values of coefficients of Eq. (6) are given in Table 2 for Turkish earthquakes associated with normal faulting and strike-slip faulting as there is no strong motion data for earthquakes with a sense of thrust faulting in Turkey yet. However, it should be noted that there are earthquakes with thrust faulting focal mechanism in the past (i.e. 1966 Varto Earthquake, 1968 Bartın earthquake).

Equation (4) takes into account the location of observation points with respect to earthquake fault and ground conditions, which are fundamentally the main causes of scattering of observational data seen in spherical models for attenuation of ground motions (i.e. Joyner and Boore (1981); Campbell (1981); Aydan (1997, 2001) are employed.

It should be also noted Equation (4) converges to Equation (2) proposed by Aydan (2001) if the spherical symmetry condition holds.

APPLICATIONS AND DISCUSSIONS

The applications of Eq. (4) to the strong motion data-set of the major earthquakes (Table 3) in Turkey since 1992 Erzincan earthquake are given. The data-set are associated with those of seven major strike-slip fault earthquakes and five major normal fault earthquakes. The densification of national strong motion network of Turkey has been in progress with more geotechnical data on the strong motion stations and their efforts are highly appreciated. The maximum ground acceleration (AMAX) and maximum ground velocity (VMAX) are shown in Figures 5 to 16 for earthquakes listed in Table 3. The shear wave velocity adopted in the comparisons is that of the nearest strong motion station provided by the National Strong Motion Network of Turkey (DAD-ERD). In the AMAX attenuation figures, the attenuation relation of Aydan (2001) is also included for comparsions. As noted from the figures, the advanced relations are capable of estimating the attenuation trend and the values of AMAX and VMAX of all earthquakes since the 1992 Erzincan earthquake, which was the starting point for the first author to develop attenuations relations for the strong motion data set of Turkish Earthquakes. The 2001 relation for soft soil by Aydan acts also as the upper limit of the possible AMAX for all earthquakes. The lower limit is also likely to be bounded by the 2001 relation for rocky ground (shown only in Figure 6 for Ceyhan earthquake, which was the first earthquake to provide strong motion data on soft soil and stiff ground

simultaneously in Turkey). Although all figures are self-explanatory, it may be said that the scattering of the AMAX and VMAX observed in spherical and cylindrical attenuations relations can be easily taken into account by the advanced relations. As the orientation of strike of the earthquake fault is only taken into account, the scattering can be easily enveloped by the advanced relations accounting the directivity effects on the basis of earthquake physics. The variability of shear wave velocity is also another source for scattering and it can be easily counted in the advanced relations.

Table 3: Earthquakes of Turkey considered in application (compiled from various sources)

Earthquake	Ms	Mw	Vs* (m/s)	H (m)	L (km)	Strike θ^* (°)	Dip φ (°)	Sense of faulting	Fault System**
1992 Erzincan	6.8	6.7	314	10	60	218	85	SS	NAF
1995 Dinar	6.0	6.2	200	10	16	125	52	NF	WAFS
1998 Ceyhan	6.2	6.3	223	33	30	171	70	SS	EAF
1999 Kocaeli	7.8	7.5	450	17	130	91	87	SS	NAF
1999 Düzce	7.3	7.2	282	10	75	268	54	SS	NAF
2000 Orta	6.1	6.1	348	10	12	356	46	NF	CAFS
2002 Çay	6.4	6.5	295	15	25	269	37	NF	CAFS
2003 Bingöl	6.4	6.5	529	10	20	242	86	SS	EAF
2003 Buldan	5.2	5.4	232	15	8	60	57	NF	WAFS
2005 Sığacık	5.7	5.8	270	12	7	231	76	SS	WAFS
2007 Çameli	5.1	5.3	344	12	6	142	69	SS	WAFS
2010 Başyurt	6.0	6.1	329	10	17	228	85	SS	EAF

* Shear wave velocity of the nearest strong motion station with highest acceleration (data from DAD-ERD).
** See Aydan (1997) for the classification of fault systems of Turkey.

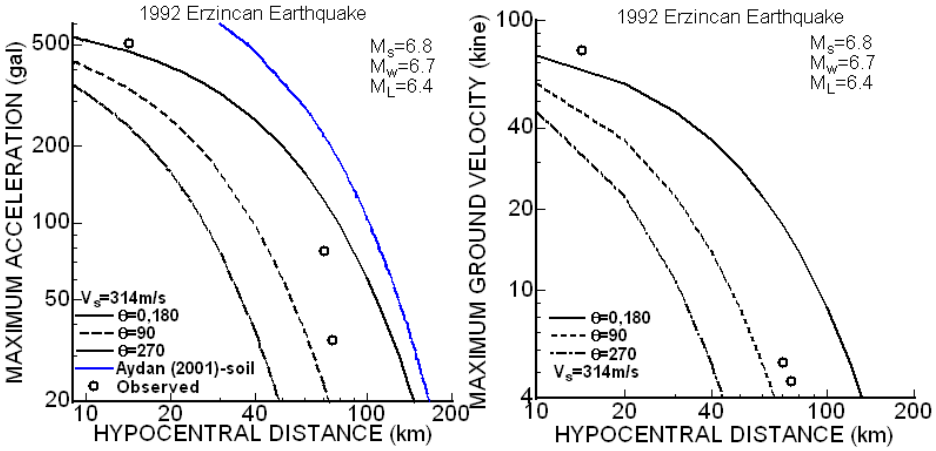


Figure 5: Comparison of advanced relations with observations (1992 Erzincan Earthquake)

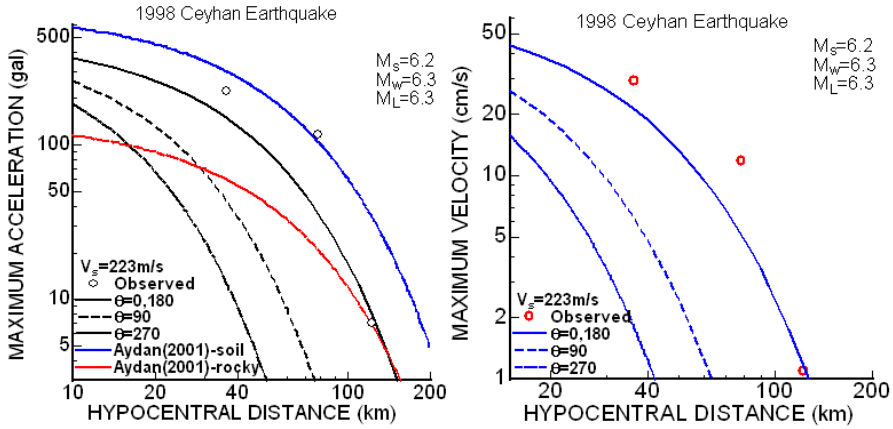


Figure 6: Comparison of advanced relations with observations (1998 Ceyhan Earthquake)

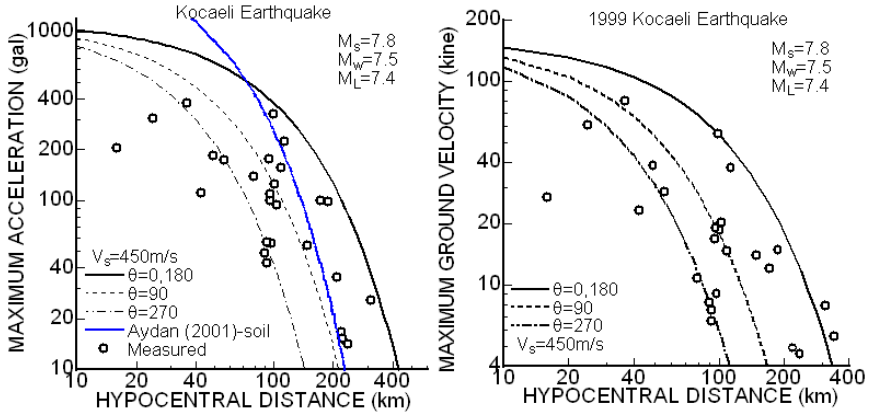


Figure 7: Comparison of advanced relations with observations (1999 Kocaeli Earthquake)

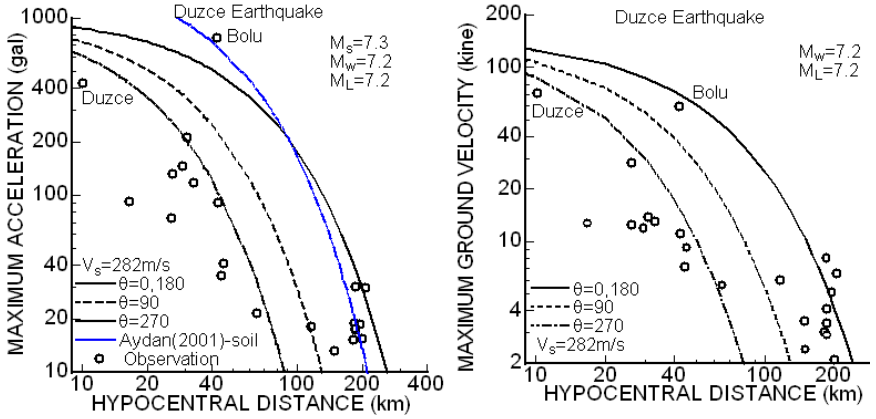


Figure 8: Comparison of advanced relations with observations (1999 Düzce Earthquake)

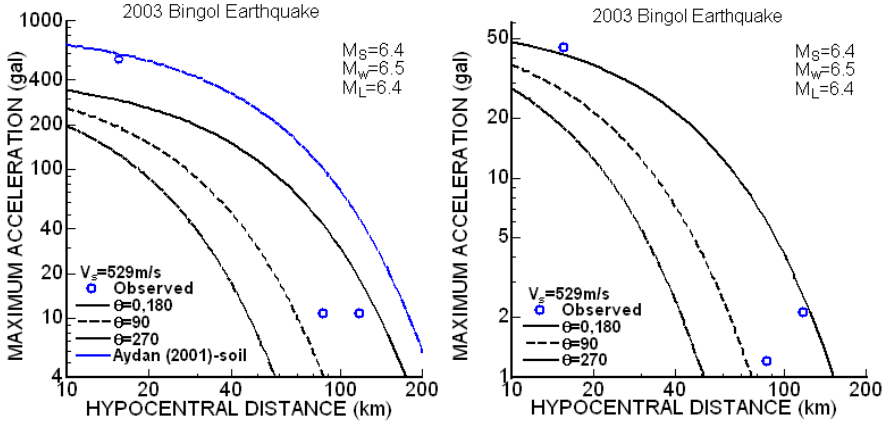


Figure 9: Comparison of advanced relations with observations (2003 Bingöl Earthquake)

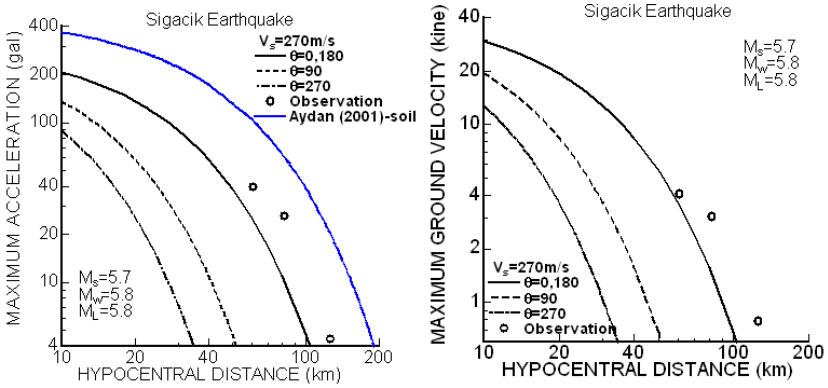


Figure 10: Comparison of advanced relations with observations (2007 Sığacık Earthquake)

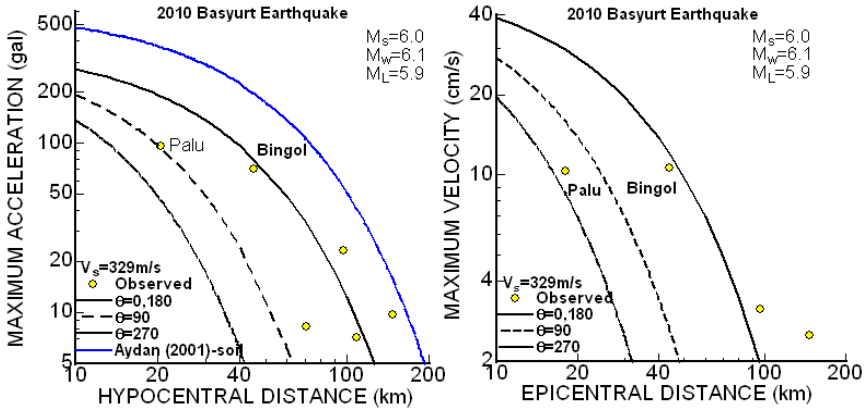


Figure 11: Comparison of advanced relations with observations (2010 Başyurt Earthquake)

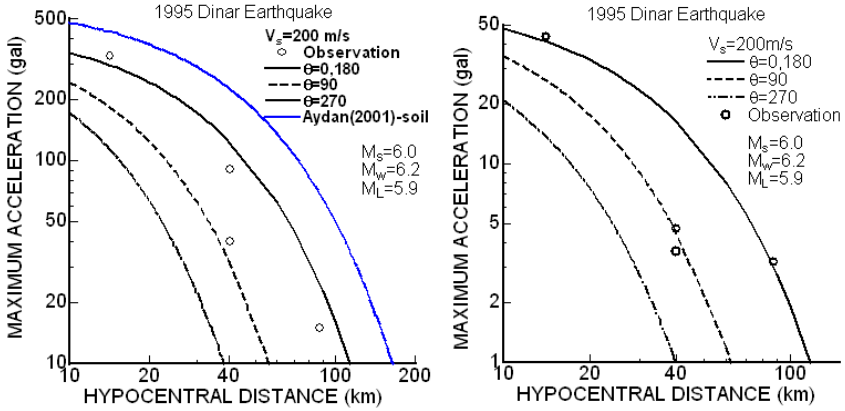


Figure 12: Comparison of advanced relations with observations (1995 Dinar Earthquake)

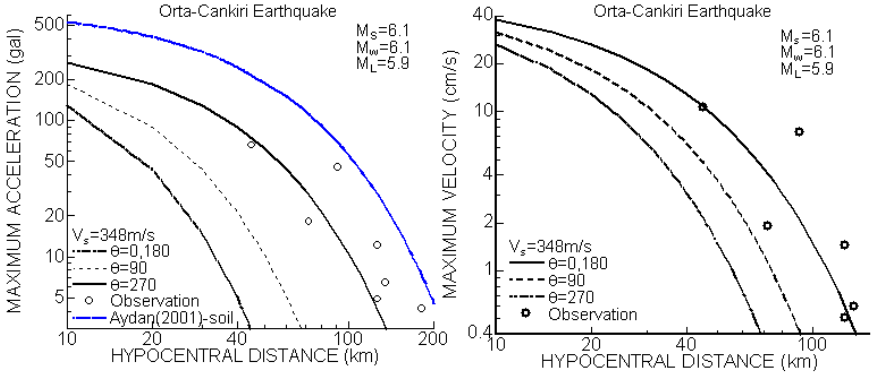


Figure 13: Comparison of advanced relations with observations (2000 Orta Earthquake)

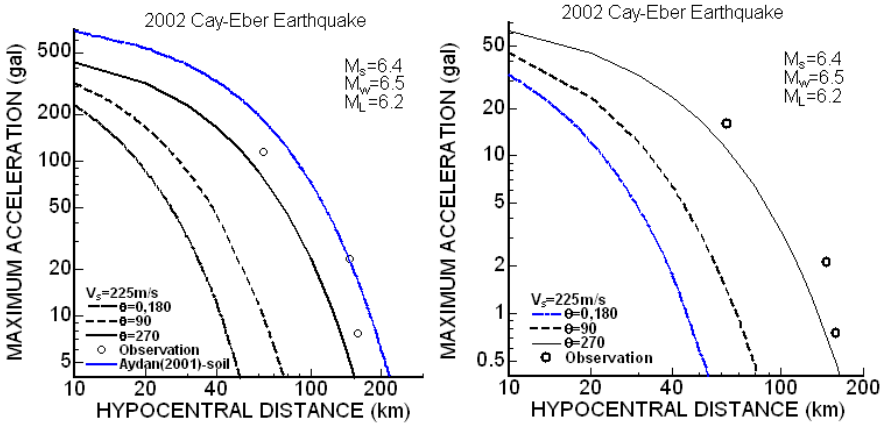


Figure 14: Comparison of advanced relations with observations (2002 Çay Earthquake)

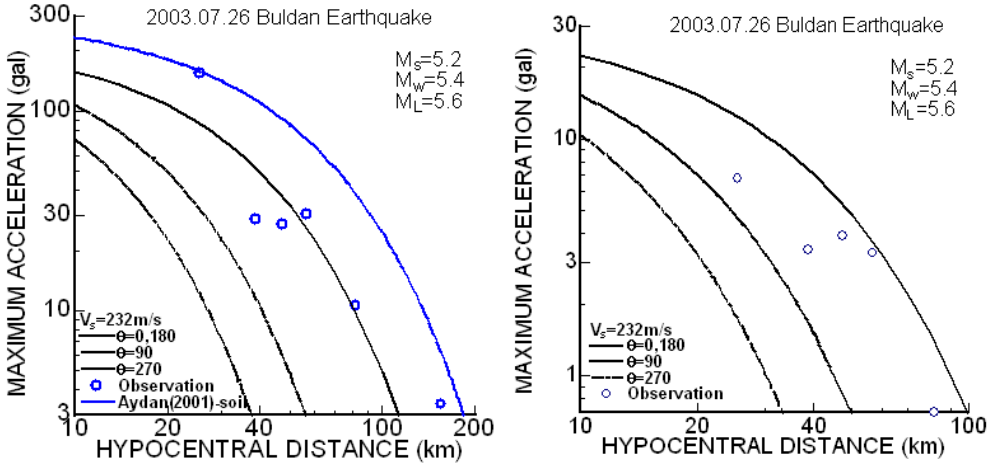


Figure 15: Comparison of advanced relations with observations (2003 Buldan Earthquake)

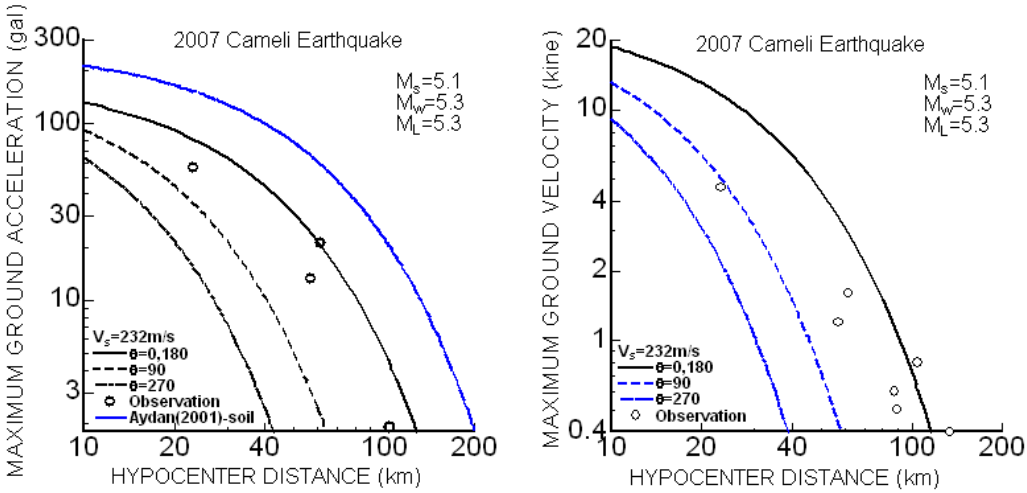


Figure 16: Comparison of advanced relations with observations (2008 Çameli Earthquake)

Next the AMAX and VMAX contours for the 1992 Erzincan earthquake, 1999 Kocaeli earthquake and 2003 Buldan earthquake are computed and shown in Figures 17-19. In the same figures, observed values of AMAX and VMAX for each earthquake are also shown. As noted from the figures, the advanced relations can easily estimate areal distribution of ground motions. The contours are eliptical and their long axis is along the strike of the fault. Furthermore, the contours are not symmetric with respect to the fault strike, which accounts the effects of the mobile and stationary side of the earthquake fault. Slight differences between the estimations and observation may be attributed to the difference between assumed and actual geotechnical conditions.

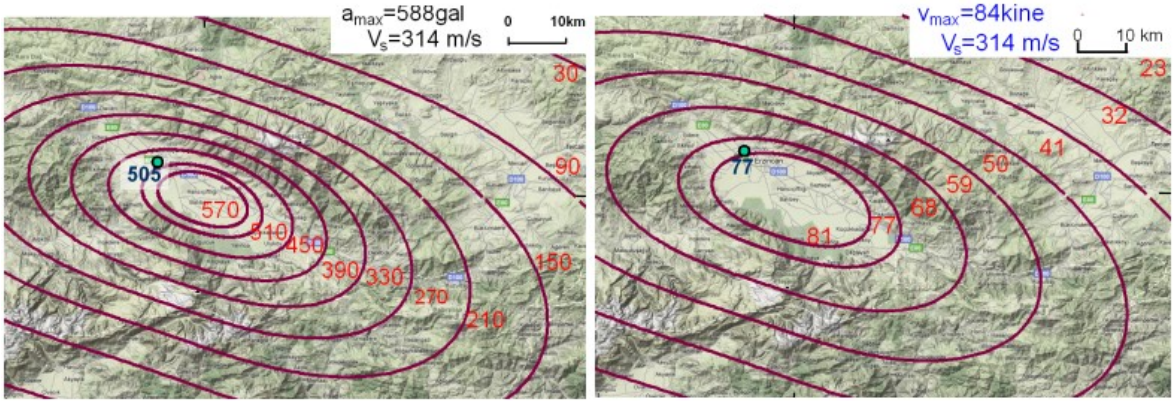


Figure 17: Comparison of contours of AMAX and VMAX with measurements (1992 Erzincan earthquake)

The final application of the advanced relations was made to estimate the ground motions of the 1939 Great Erzincan earthquake with a local magnitude (Richter) of 8.0 and surface rupture of about 350 km and maximum relative displacement of 750 cm (Ketin, 1957, 1973; Barka 1996). The estimated surface wave and moment magnitude of the 1939 Great Erzincan earthquake are 7.9 and 7.8-7.9, respectively. The 1939 Great Erzincan earthquake is known as the greatest earthquake so far in Turkey. The shear wave velocity of the ground was selected as 760 m/s so that the computed results should be representative of ground motions of the base rock. Figure 20 shows the estimated contours of AMAX and VMAX for the 1939 Erzincan earthquake. The estimated AMAX and VMAX at the epicenter were 1049 gals and 149.8 kines, which are quite acceptable values when they are compared with the ground motions records of recent earthquakes of similar magnitude.

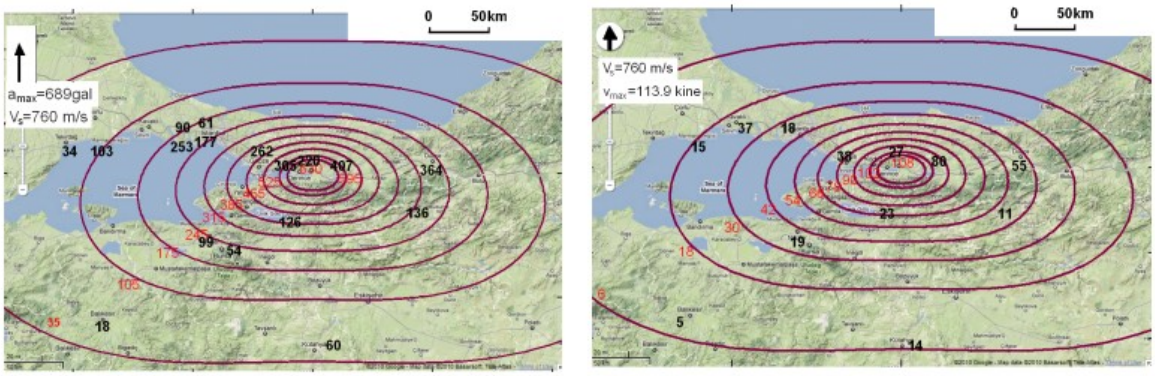


Figure 18: Comparison of contours of AMAX and VMAX with measurements (1999 Kocaeli earthquake)

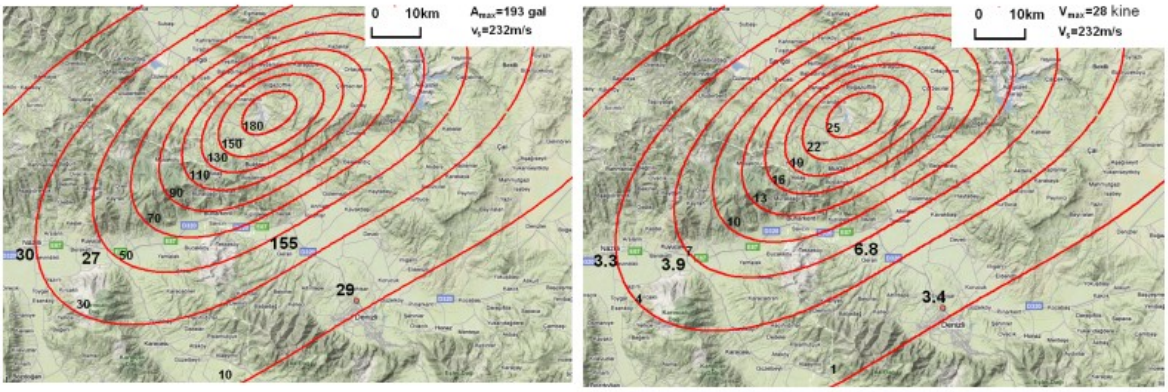


Figure 19: Comparison of contours of AMAX and VMAX with measurements (2003 Buldan earthquake)

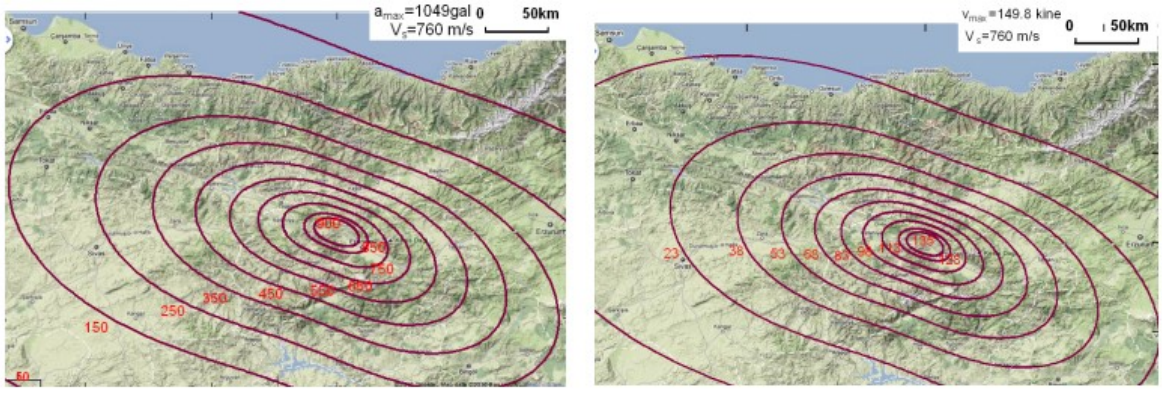


Figure 20: Estimated of contours of AMAX and VMAX for the 1939 Erzincan earthquake

Aydan and Hasgür (1998) discussed the ratio between the maximum vertical acceleration to the maximum ground acceleration as intra-plate earthquakes cause high vertical ground motions near the epicenter. Figure 21(a) shows the relations between the maximum vertical acceleration to the maximum ground acceleration. When the direct relation between the maximum vertical

acceleration to the maximum ground acceleration is sought, it seems that the ratio ranges 0.35 and 0.95. Particularly, this ratio increases as the maximum vertical ground acceleration becomes larger. The ratio was replotted as a function of distance from the epicenter as shown in Figure 21(b). The data can be fitted to the following function

$$\frac{a_v}{A_{\max}} = a + (1-a)e^{-bR_e} \tag{7}$$

The values of constants a and b of Eq. (7) range as 0.35-0.50 and 25-100 km, respectively. The observational data implies that this ratio is very close to 1 near the epicenter. This also shows the effect of vertical ground motions in the close vicinity of the earthquake epicenter is vey large and it becomes smaller as the distance become more than 20-30 km away from the epicenter.

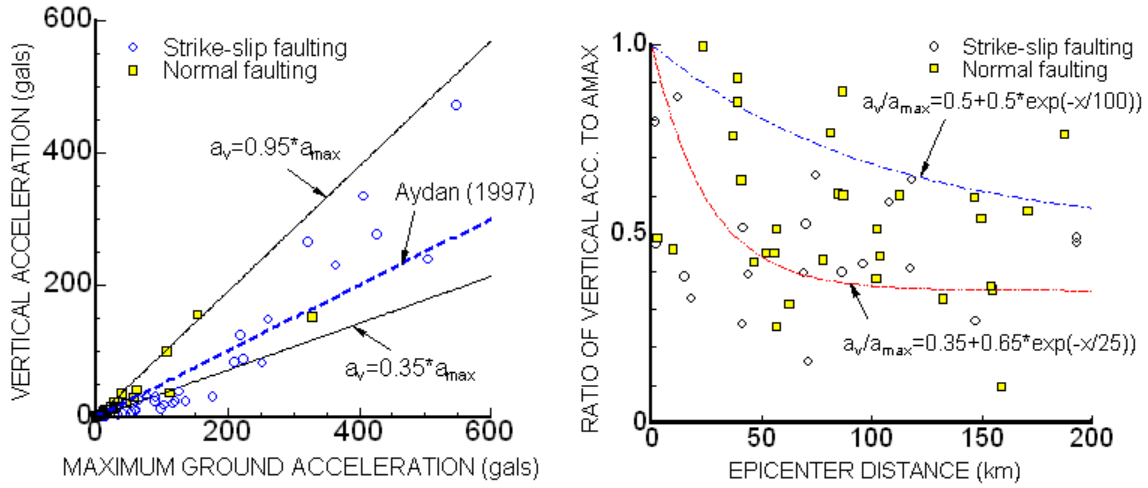


Figure 21: Relation between AMAX and the vertical maximum ground accelerations

CONCLUSIONS

The authors advanced the attenuations relations for ground motions such as AMAX and VMAX proposed in 2006 (Aydan and Ohta, 2006; Aydan, 2007) by taking into account the length and the dip of the earthquake fault. The validity of these advanced equations was compared with 12 earthquakes with strong motions records since the 1992 Erzincan earthquake. Seven of twelve earthquakes were due to strike-slip faulting while normal faulting caused five of them. The good correlations with observational data confirmed the validity of the advanced equation. Furthermore the comparisons of the estimations indicated that the advanced relations can also estimate the regional distribution of maximum ground motions.

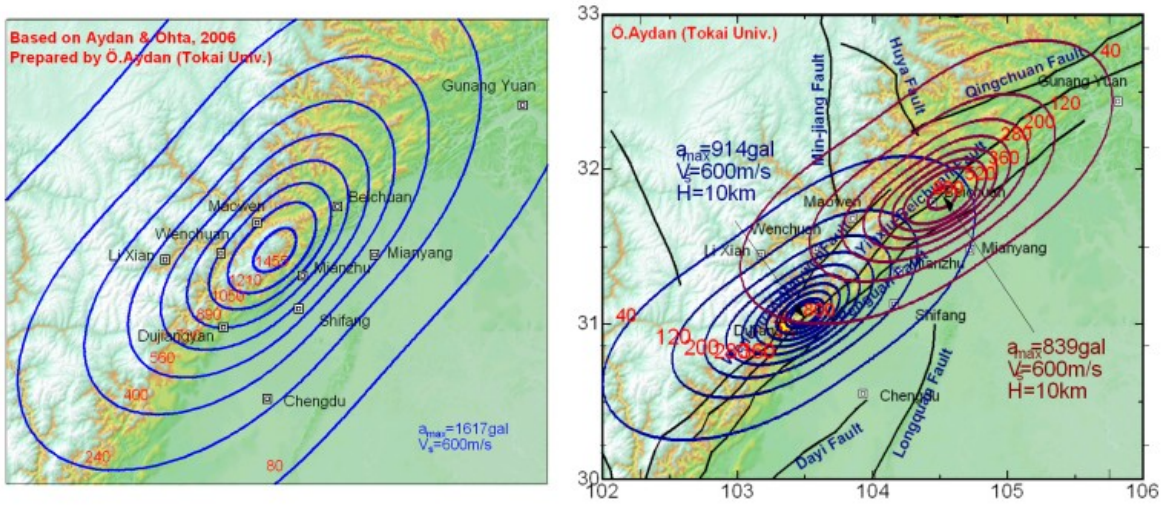
The attenuation equations for AMAX proposed by Aydan (2001) for soft soil and stiff or rocky ground acts as upper and lower bounds to the observational data. Furthermore, the advanced relations can explain the wide range of observational data, which are considered to be scattering when spherical or cylindrical symmetric attenuation relations are used.

We attempted to estimate the AMAX and VMAX of the 1939 Great Erzincan earthquake and inferred that the AMAX and VMAX at the epicenter should had been 1049 gals and 149.8 kines, which are quite acceptable values in view of ground motions recorded in recent earthquakes of similar magnitude (Aydan et al. 2007, 2008, 2009a,b).

The ratio of the maximum ground acceleration to the maximum vertical ground acceleration ranges between 0.35 and 0.95. The maximum values are observed when the epicenter is close to the strong motion station. The data for Turkish earthquakes imply that the function given by Eq. (7) may be used to obtain the maximum vertical ground acceleration in relation to the epicentral distance.

When the rupture propagation of the fault is uni-directional and/or it is relatively long (more than 160 km), the centre of contouring is suggested to be located at the mid point of the earthquake

fault. Another better approach is to consider the rupture sequence of asperities of the earthquake fault. Otherwise, the estimated ground motions may be too large. The first author (Aydan et al, 2009b,c) applied this concept to the 2008 Wenchuan Earthquake (Tibet) (the total fault length is more than 300 km and 10 second gap during the rupturing of Yingxiu and Beichuan fault segments) by considering the rupturing of two segments and compared with the single source model as well as observational data as shown in Figure 21. This approach may be classified as multi-segment or multi-source model and it may be used for relatively long ruptures. For example, the estimation of the ground motions of the 1939 Erzincan earthquake may require this type of approach, if its rupture process becomes available.



(a) Single source model (b) Double source model

Figure 22: Comparison of single and double source models for estimating AMAX for the Wenchuan earthquake (from Aydan et al. 2009b,c).

REFERENCES

Aydan, Ö. (1997): Seismic characteristics of Turkish earthquakes. *Turkish Earthquake Foundation*, **TDV/TR 97-007**, 41 pages.

Aydan (2001): Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus (in Turkish). Geological Engineering Journal, 25(1), 1-17.

Aydan, Ö., (2007). Inference of seismic characteristics of possible earthquakes and liquefaction and landslide risks from active faults (in Turkish). The 6th National Conference on Earthquake Engineering of Turkey, Istanbul, Vol.1, 563-574.

Aydan, Ö. and Hasgür, Z. (1998). Acceleration characteristics of Turkish earthquakes (in Turkish). *The 4th National Earthquake Engineering Conference,* 30-37, Ankara.

Aydan, Ö., Ohta, Y. (2006). The characteristics of ground motions in the neighbourhood of earthquake faults and their evaluation. Symposium on the Records and Issues of Recent Great Earthquakes in Japan and Overseas, EEC-JSCE, Tokyo, 114-120

Aydan, Ö., Sezaki, M. and Yarar, R. (1996). The seismic characteristics of Turkish Earthquakes. *The 11th World Conf. on Earthquake Eng.,* CD-2, Paper No:1270.

Aydan, Ö, H. Kumsar, R. Ulusay (2002): How to infer the possible mechanism and characteristics of earthquakes from the strations and ground surface traces of existing faults. JSCE, Earthquake and Structural Engineering Division, Vol. 19, No.2, 199-208.

Aydan, Ö., Hamada, M., Sakamoto, A. (2007). Characteristics of Noto Peninsula earthquakes with an emphasis on induced geotechnical damage. Journal of The School of Marine Science and Technology, Vol.5, No.2, 13-31.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., Sugiura, K. (2008). Characteristics of the 2007 Kameyama earthquake with some emphasis on unusually strong ground motions and the collapse of Kameyama Castle. Journal of The School of Marine Science and Technology, Vol.6, No.1, 83-105.

Aydan, Ö., Ohta, Y., Hamada, M. (2009a). Geotechnical evaluation of slope and ground failures during the 8 October 2005 Muzaffarabad earthquake in Pakistan. Journal Seismology, Vol.13, No.3, 399-413.

Aydan, Ö., Hamada, M., Itoh, J, Ohkubo, K. (2009b): Damage to Civil Engineering Structures with an Emphasis on Rock Slope Failures and Tunnel Damage Induced by the 2008 Wenchuan Earthquake. Journal of Disaster Research, Vol.4, No.2, 153-164.

Aydan, Ö., Y. Ohta, M. Hamada, J. Ito, K. Ohkubo（2009c） : The response and damage of structures along the fault rupture traces of the 2008 Wenchuan Earthquake. International Conference on Earthquake Engineering: the 1st Anniversary of Wenchuan Earthquake, Chengdu, pp. 625-633.

Aydan, Ö., Y. Ohta, M. Geniş, N. Tokashiki, K. Ohkubo (2010): Response and stability of underground structures in rock mass during earthquakes. Rock Mechanics and Rock Engineering, 43(6), 857-875,

Barka, A., 1996: Slip distribution along the North Anatolian fault associated with the large earthquakes of the period 1939 to 1967. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 86:1238–1254.

Campbell, K.W. (1981): Near source attenuation of peak horizontal acceleration. Bull. Seis. Soc. Am., 71(6), 2039-2070.

İnan, E., Çolakoğlu, Z., Koç, N., Bayülke, N. and Çoruh, E. (DAD-ERD) (1996). Catalogue of earthquakes between 1976-1996 with Acceleration Records. Pub. of Earthquake Research Department, General Directorate of Disaster Affairs, Ministry of Public Works and Settlement, Ankara.

Gullu, H. and Ercelebi, E. (2007). A neural network approach for attenuation relationships: An application using strong ground motion data from Turkey. Engineering Geology, 93: 65–81

Joyner, W.B. and Boore, D.M. (1981): Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records from the 1979 Imperial Valley California Earthquake. Bull. Seis. Soc. Am., 71(6), 2011-2038.

Kalkan E, Gülkan P (2004) Site-dependent spectra derived from ground motion records in Turkey. Earthq Spectra 20:1111–1138

Kayabali, K. and Akin, M. (2003). Seismic hazard map of Turkey using the deterministic approach. Engineering Geology, V. 69, No: 1-2, 2003, 127-137

Ketin, 1957: Kuzey Anadolu Deprem Fayı (North Anadolu Earthquake Fault). Istanbul Tech. Univ. Derg. 15, 49–52.

Ketin, İ. (1973): Umumi Jeoloji (General Geology), Published by İTÜ, 4th Ed.

Ozbey C, Sari A, Manuel L, Erdik M, Fahjan Y. (2004): An empirical attenuation relationship for Northwestern Turkey ground motion using a random effects approach. Soil Dynamics and Earthquake Engineering;24(2):115–25.

Ulusay, R., E. Tuncay, H. Sonmez and C. Gokceoglu (2004). An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey. Engineering Geology, V. 74, 265-291.

MEKANSAL OLARAK DÜZLEŞTİRİLMİŞ SİSMİSİTE MODELİ İLE KLASİK YÖNTEM SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISION OF RESULTS OBTAINED FROM SPATIALLY SMOOTHED SEISMICITY AND CLASSICAL METHODS

M. Semih YÜCEMEN[1] ve Nazan YILMAZ[2]

ÖZET

Yeni nesil sismik tehlike haritalarının hazırlanmasında aktif faylardan kaynaklanan sismik tehlike önem kazanmıştır. Ancak bunun için fayların ana özelliklerine ait bilgilerin elde edilmesi gereklidir. Bu işlem ise oldukça pahalıdır ve zaman gerektirir. Önceki nesil sismik tehlike haritalarında depremlerin mekansal oluşumunu modellemek için sıklıkla kullanılan alan kaynak modeli ile yeni nesil tehlike haritalarında kullanılan çizgi kaynak modeline dayanan sismik tehlike hesaplamaları için bu sismik kaynakların coğrafi konumlarını belirlemekte bir takım zorluklar ile karşılaşılmakta ve genellikle uzman görüşüne dayanan öznel verilerin kullanılması gerekmektedir. Öte yandan Frankel (1995) tarafından geliştirilen mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite (spatially smoothed seismicity) modelinde geçmişte gözlenen depremlerin her biri, meydana geldikleri coğrafi konumda muhtemel sismik kaynaklar olarak kabul edilmekte ve gelecekteki depremlerin geçmişte olan depremlerin yakın çevresinde olabilecekleri varsayılmaktadır. Dolayısı ile sismik kaynakların belirlenmesi ile ilgili öznel bir veriye gerek kalmamaktadır. Modelde uygulanan mekansal düzleştirme, c değerinde bir korelasyon parametresine sahip bir Gauss fonksiyonu kullanılarak yapılmakta ve düzleştirilen bölgenin yarıçapı 3c'ye eşitlenmektedir. Genellikle c için 50 km kabul edilmektedir. Bu bildiride düzleştirilmiş sismisite modelinde önemli bir girdi olan korelasyon parametresi, c, mekansal rassal süreçler çerçevesinde incelenmiş ve Vanmarcke (1983) tarafından önerilen dalgalanma ölçeği (scale of fluctuation) yolluyla ifade edilmiştir. Sismik tehlike sonuçlarının c parametresinin değerine duyarlılığı gerçek verilere dayalı bir örnek çalışma ile incelenmiş ve aynı örnek çalışmada düzleştirilmiş sismisite modeline göre bulunan sismik tehlike değerleri klasik kaynak modellemesi kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Olasılıksal sismik tehlike analizi, Mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeli, Dalgalanma ölçeği

ABSTRACT

The new generation of seismic hazard mapping gives more importance to seismic hazard nucleating from active faults and accordingly it requires getting full information on the main characteristics of faults. This process is quite expensive and takes time. In seismic hazard calculations, the delineation of area sources, which is frequently used in the previous generation of seismic hazard maps, and line source model, which is also applied in new generation of seismic hazard maps, difficulties are encountered in the assessment of the geographic location of these sources. This is mainly due to the subjectivity involved in this process which is generally based on expert opinion. On the other hand, in spatially smoothed seismicity model developed by Frankel (1995), it is assumed that past earthquakes are potential seismic sources and future earthquakes will occur in the vicinity of past earthquakes. Therefore, no subjective data is required for the assessment of seismic sources. Smoothing is

[1] Prof. Dr., ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Deprem Çalışmaları EABD, Ankara, yucemen@metu.edu.tr
[2] Dr., Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı, Ankara, nazany@deprem.gov.tr

done through the use of a Gauss function with a correlation parameter, c, and the radius of smoothing is set equal to 3c. The value of c is generally accepted as 50 km. In this paper, the correlation parameter, c, will be examined within the framework of spatial random processes and will be associated with the scale of fluctuation concept proposed by Vanmarcke (1983). A case study will be carried out to investigate the sensitivity of seismic hazard results to the c parameter based on real data. In addition, seismic hazard values obtained from spatially smoothed seismicity model will be compared with those computed based on the classical source modelling.
Keywords: Probabilistic seismic hazard analysis, Spatially smoothed seismicity model, Scale of fluctuation

GİRİŞ

Olasılık kuramına dayanan sismik tehlike tahmin yöntemleri son kırk yıldır belirli bir inşaat sahasındaki sismik tehlikeyi belirlemenin yanında pek çok bölgedeki sismik tehlikeyi yansıtan sismik tehlike haritalarının oluşturulmasında kullanılmaktadır. Son yıllarda aktif faylardan kaynaklanan sismik tehlikenin tahmini önem kazanmıştır. Faylar üzerinde gerçekleştirilen kapsamlı çalışmalar neticesinde fayların ana özelliklerine ait elde edilen bilgiler ve verilerin de bunda önemli bir katkısı olmuştur.

Son yıllarda gerçekleştirilen sismik tehlike çalışmalarında faylarda toplanan enerjinin büyük magnitüdlü karakteristik depremler ile açığa çıktığı varsayılmaktadır. Bu depremler tüm fayı ya da fayın bitişik birkaç parçasını birlikte yırtar. Dolayısıyla faylar üzerinde sadece belirli magnitüdlere sahip depremlerin olması beklenir. Belirlenen fayların hiçbiri ile ilişkilendirilemeyen diğer depremler ise geri plan sismik etkinlik olarak ele alınmakta ve bu etkinliğin sismik tehlikeye etkisi genellikle geri plan alan kaynaklar kullanılarak hesaplanmaktadır. Son zamanlarda Frankel (1995) tarafından geliştirilen mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeli (MODSM) sismik etkinliğin homojen ya da bir biçimli dağılıma sahip olduğu alansal kaynak modeli yerine yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada MODSM'nin uygulaması genelleştirilmiş ve toplam sismik tehlikenin hesabı bu modele dayanılarak yapılmıştır.

Bu çalışmanın ana amacı olasılıksal sismik tehlike analizinde (OSTA), mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinin klasik kaynak modellemesi yapmadan tek başına kullanılmasının uygunluğunun irdelenmesi, ve bu modelin önemli bir girdisi olan korelasyon parametresi, c'nin, mekansal rassal süreçler çerçevesinde incelenerek, Vanmarcke (1983) tarafından önerilen dalgalanma ölçeği (scale of fluctuation) yolluyla ifade edilebileceğinin gösterilmesidir. Ayrıca, sismik tehlike sonuçlarının c parametresinin değerine duyarlılığı gerçek verilere dayalı bir örnek çalışma ile incelenecek ve aynı örnek çalışmada düzleştirilmiş sismisite modeline göre bulunan sismik tehlike değerleri klasik kaynak modellemesi kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılacaktır.

MEKANSAL OLARAK DÜZLEŞTİRİLMİŞ SİSMİSİTE MODELİ

Mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinde geçmişte gözlenen depremler, meydana geldikleri coğrafi konumda muhtemel sismik kaynaklar olarak kabul edilir. Bu modelde gelecekteki depremlerin geçmişte olan depremlerin yakın çevresinde olabilecekleri varsayılmaktadır. Geçmişte meydana gelen depremler incelenen bölgede oluşturulan bir mekansal ağın (kesişen yatay ve dikey hatlar sistemi) hücrelerine, konumlarına göre dağıtılır. Daha sonra her bir i hücresindeki, seçilen minimum magnitütden, $M_{ref,}$ daha büyük magnitüde sahip toplam deprem sayısı, n_i, bulunur. Daha sonra n_i değerleri, birikimli değerlerden (yani magnitüdü M_{ref}'den büyük depremlerin toplam sayısı) artışlı değerlere (örneğin magnitüdleri M_{ref} ve $M_{ref} + \Delta M$ aralığına düşen deprem sayısı gibi) dönüştürülür. Bu değerler, c korelasyon mesafesine sahip Gauss fonksiyonu ile çarpılarak mekansal olarak düzleştirilir. Her bir hücre için, mekansal olarak düzleştirilmiş sayılar, $\tilde{n}_i$, Frankel (1995) tarafından verilen Denklem 1 ile hesaplanır. Denklem 1'de, $\tilde{n}_i$, değerleri toplam deprem sayısını muhafaza edecek şekilde normalleştirilmiştir.

$$\tilde{n}_i = \frac{\sum_j n_j e^{-\left(\Delta_{ij}/c\right)^2}}{\sum_j e^{-\left(\Delta_{ij}/c\right)^2}} \tag{1}$$

Burada, c: korelasyon mesafesi ve Δ_{ij}: i'nci ve j'inci hücreler arasındaki mesafedir. Düzleştirilen bölgenin yarıçapı 3c'ye eşitlenmektedir.

Her bir inşaat sahası için, bu $\tilde{n}_i$ değerleri o inşaat sahasına olan mesafelerine göre gruplandırılır; öyle ki N_k, inşaat sahasına belirli bir mesafe aralığında yer alan hücrelerdeki $\tilde{n}_i$ değerlerinin toplamını temsil eder. Belirli bir inşaat sahasındaki yer hareketi için u_0 seviyesinin yıllık aşılma oranı, λ, şu denkleme göre belirlenir (Frankel, 1995):

$$\lambda\left(u > u_0\right) = \sum_k \sum_l 10^{\left[\log\left(N_k/T\right) - b\left(M_l - M_{ref}\right)\right]} P\left(u > u_0 / D_k, M_l\right) \tag{2}$$

Burada, k: mesafe artış indeksi, T: N_k'yı belirlemek için kullanılan kataloğun yıl cinsinden kapsadığı zaman aralığıdır. Denklem 2'de yer alan ilk çarpan, k'ıncı mesafe ve l'inci magnitüd aralığına düşen depremlerin yıllık sayısıdır. $P(u>u_0/D_k,M_l)$ ise "D_k" mesafesindeki "M_l" magnitüdüne sahip bir depremin inşaat sahasında yaratacağı yer hareketi seviyesi "u"nun, "u_0" seviyesini aşma olasılığıdır. Bu olasılık azalım denklemine ve belirli bir mesafe ve magnitüd kombinasyonu için yer hareketinin standart sapmasına bağlıdır.

DEPREM OLUŞUMUNA İLİŞKİN MEKANSAL RASSAL SÜREÇ KURAMI

Göz önünde tutulan bir bölgedeki deprem büyüklüğüne ilişkin bir parametrenin, X, mekansal ortamda belirli bir yönde, örneğin z-ekseni boyunca, gösterdiği rassal değişimler tek boyutlu bir rassal fonksiyon, X(z), tanımlanarak modellenebilir. Bu fonksiyonun istatistiksel özellikleri tam olarak, sonsuz sayıdaki sıralı birikim dağılım fonksiyonlarına dayanılarak bulunabilir. Ancak, çoğu kez eldeki veriler bu fonksiyonların tümünün tahmini için yeterli değildir. Rassal fonksiyon homojen ise daha az sayıdaki birikimli dağılım fonksiyonu yeterli olmaktadır. Zayıf (geniş) homojenlik özelliğini gösteren rassal fonksiyonlarda sadece sabit ortalama değer ile iki nokta arasındaki uzaklığa bağlı olan kovaryans fonksiyonunun bilinmesi yeterlidir. Bu durumda bile mevcut verilerle bu istatistiksel parametreleri tahmin etmek kolay olmamaktadır.

X(z) ortalaması m_X, standart sapması σ_X ve korelasyon fonksiyonu $\rho_X(\tau)$ olan tek-boyutlu zayıf-homojen bir rassal süreç olsun. Bu deprem parametresinin, merkez koordinatı z olan L uzunluğundaki bir hat üzerindeki mekansal ortalama değeri $X_L(z)$ şu şekilde tanımlanmaktadır (Vanmarcke, 1983):

$$X_L(z) = \frac{1}{L} \int_{z-L/2}^{z+L/2} X(u)\,du \tag{3}$$

X_L'nin beklenen değeri, m_{X_L} ve varyansı, σ_L^2, sırası ile Denklem 4 ve 5'de verilmektedir:

$$E\left(X_L\right) = m_{X_L} = m_X \tag{4}$$

$$VAR\left(X_L\right) = \sigma_L^2 = \Gamma^2(L)\ \sigma_X^2 \tag{5}$$

Burada m_X ve σ_X sırası ile "noktasal" özelliklerin ortalaması ve standart sapmasıdır. $\Gamma^2(L)$, değeri sıfır ile bir arasında değişen ve belirli bir L mesafesi üzerinde alınan ortalamadan dolayı, "noktasal varyans" olarak adlandırılan orijinal rassal sürecin varyansında meydana gelen azalmayı

yansıtan varyans fonksiyonudur. Görüldüğü gibi, mekansal ortalama değerin varyansı, genellikle noktasal özelliğin varyansından daha küçük olacaktır. Mekansal ortalama sürecin varyansındaki azalım, rassal ortamın korelasyon yapısını yansıtan korelasyon fonksiyonu $\rho_X(\tau)$'ya bağlı olacak ve L ile doğru orantılı olarak artacaktır. Rassal süreç, X(z), mekansal ortalama süreç, $X_L(z)$ ve bunlara ilişkin stokastik parametreler Şekil 1'de gösterilmektedir.

Rassal süreçlerin korelasyon yapısını modellemek ve hesaplamalarda kolaylık sağlamak üzere Vanmarcke (1983) dalgalanma ölçeğini (scale of fluctuation) önermiştir. En basit tanımı ile, dalgalanma ölçeği, λ, rassal özellikli ortamda kuvvetli bağımlılığın olduğu mesafeyi göstermektedir. Matematiksel olarak ifade edilirse, dalgalanma ölçeği Denklem 6'da gösterildiği gibi, korelasyon fonksiyonunun altındaki toplam alana eşit olmaktadır (Vanmarcke, 1983):

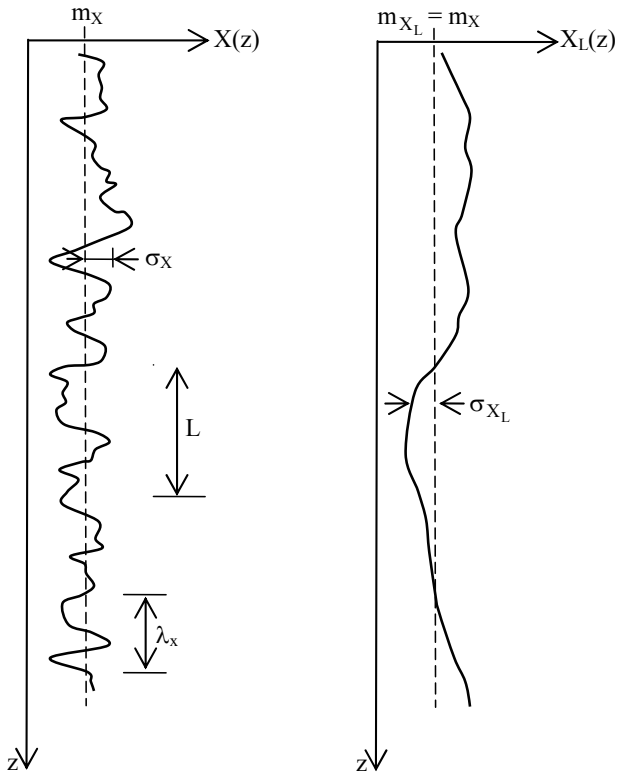
$$\lambda = \int_{-\infty}^{\infty} \rho(\tau)\, d\tau \tag{6}$$

Burada, $\rho(\tau)$, daha önce de belirtildiği gibi rassal sürecin korelasyon fonksiyonudur ve sadece iki nokta arasındaki mesafeye (τ) bağlıdır. Tek boyutlu rassal süreçlerde en çok kullanılan bazı korelasyon fonksiyonları ve bunlar için geçerli olan varyans fonksiyonları ile dalgalanma ölçekleri, Tablo 1'de gösterilmektedir.

Vanmarcke (1983) Tablo 1'de verilen değişik korelasyon fonksiyonları için, varyans fonksiyonu ile dalgalanma ölçeği arasında, yaklaşık olarak şu ilişkinin geçerli olduğunu göstermiştir:

$$\begin{aligned} \Gamma^2(L) &\approx 1 \qquad L \le \lambda \\ &\approx \lambda/L \qquad L > \lambda \end{aligned} \tag{7}$$

Dalgalanma ölçeğinin tahmini için değişik yöntemler önerilmiştir. Bunlar ile ilgili bilgiler Vanmarcke (1983)'de verilmektedir.



Şekil 1. Rassal Süreç X(z) ve Mekansal Ortalama Süreç $X_L(z)$'nin Mekanda Gösterdiği Dalgalanma ve İlgili Parametreler

Tablo 1. Değişik Korelasyon Fonksiyonları için Geçerli Olan Varyans Fonksiyonları ve Dalgalanma Ölçekleri (Vanmarcke, 1983)

Korelasyon Fonksiyonu, $\rho(\tau)$	Varyans Fonksiyonu, $\Gamma^2(L)$	Dalgalanma Ölçeği, λ
Basit Üstel $e^{-\tau/a}$	$\frac{2a^2}{L^2}\left(\frac{L}{a}-1+e^{-L/a}\right)$	$a=\lambda/2$
İkinci Dereceden Üstel $e^{-(\tau/b)^2}$	$\left(\frac{b}{L}\right)^2\left[\frac{L}{b}\sqrt{\pi}\ \mathrm{erf}\left(\frac{L}{b}\right)-1+e^{-(L/b)^2}\right]$	$b=\lambda/\sqrt{\pi}$

Mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinde yer alan korelasyon parametresi, c, esas itibarı ile Vanmarcke (1983) tarafından önerilen dalgalanma ölçeği ile aynıdır ve yeterli veri olması durumunda c parametresini rasgele almak yerine gerçekçi bir şekilde tahmin etmek mümkündür. Bu konuda yapılan bir çalışmada (Akkaya ve Yücemen, 2000) Kuzey Anadolu fay hattının 30.31° ile 41.08° D boylamları arasında kalan bölgede 1904-1995 tarihleri arasında meydana gelmiş magnitüd değeri 6.8'den büyük beş deprem ile ilgili artçı şokları göz önünde tutarak mekansal korelasyonu değerlendirmiştir. Göz önünde tutulan depremler: 26 Aralık 1939 Erzincan (m=7.9), 1 Şubat 1944 Gerede (m=7.2), 26 Mayıs 1957 Abant (m=7.1), 22 Temmuz 1967 Adapazarı (m=6.8) ve 13 Mart 1992 Erzincan (m=6.9) depremleri olup bunlar için mekansal dalgalanma ölçeği sırası ile, 92 km, 124 km, 20 km, 17.6 km ve 28.4 km olarak tahmin edilmiştir. Bunların ortalaması 56.4 km'dir. Çalışmamızda bu ortalama değer göz önünde tutularak c parametresi için en iyi tahmin değeri 55 km olarak alınmıştır.

ÖRNEK UYGULAMA: ÜRDÜN İÇİN SİSMİK TEHLİKE HARİTASININ ÇIKARTILMASI

Sismik Veri Tabanı

Ürdün için bir sismik tehlike analizi gerçekleştirmek amacıyla 27.0°-36.0° K enlemleri ve 30.4°-40.0° D boylamları arasında kalan dikdörtgen bölge için bir sismik veri tabanı derlenmiştir. Bu bölge için Jiménez (2004) tarafından sunulan iki deprem kataloğu kullanılmıştır. İlk deprem kataloğu 0 ile 1989 yılları arasındaki depremleri kapsamaktadır. Bu çalışmada 0 ile 1899 yılları arasında meydana gelen tarihsel depremler küçük magnitüdlü depremlerin eksik raporlanmasından dolayı hesaba katılmamıştır. Ancak, bu depremlerden sismik kaynakların ve bunların üretebileceği en büyük deprem magnitüdünün belirlenmesinde yararlanılabilir. 1900 ve 1989 yılları arasında meydana gelen depremlerin büyüklüğü yerel magnitüd ölçeğinde, M_L, verilmiştir. Yerel magnitüd değeri 4.0'den büyük depremlerin bazıları için cisim dalga magnitüdü, M_b, ve yüzey dalga magnitüdü, M_S, değerleri de listelenmiştir. İkinci deprem kataloğu 1990 ile 1998 yılları arasında meydana gelen depremleri içermektedir. Bu depremlerin büyüklükleri M_L cinsinden verilmiştir. Bu iki deprem kataloğu birleştirilerek oluşturulan deprem kataloğu 1900 ile 1998 yılları arasında meydana gelen depremleri içermektedir.

Sismik tehlike tahmini için yer hareketi parametresi olarak en büyük yer ivmesi (EBYİ) seçilmiştir. Sismik tehlikeyi bu parametre cinsinden tahmin etmek için Ambraseys vd. (1996) tarafından önerilen azalım ilişkisi kullanılmıştır. Ürdün'ün tümü için zemin koşullarına ait bilgiye ulaşılamadığından tüm hesaplamalar sert zemin (kaya) için yapılmıştır. Ambraseys vd. (1996) tarafından önerilen azalım ilişkisinde deprem magnitüdü yüzey dalga magnitüdü, M_S, cinsinden ifade edilmiştir. Bu nedenle katalogda yer alan depremlerin magnitüdleri yerel magnitüd ölçeğinden, yüzey dalga magnitüd ölçeğine, Jiménez (2004) tarafından Ürdün'ün sismik tehlike analizi için derlenen deprem kataloğu kullanılarak geliştirilen şu denklem ile dönüştürülmüştür:

$$M_s = 1.11M_L - 0.50 \quad (8)$$

Depremlerin oluş sürecinin tahmininde, depremlerin birbirlerinden bağımsız ya da kendilerinden önceki depremlere bağımlı olarak meydana geldiklerini varsayan çeşitli stokastik modeller vardır. Bağımsız deprem oluşum modeli olarak yaygın bir şekilde kullanılan Poisson modeli depremlerin gerek yer, gerekse zaman açısından birbirlerinden bağımsız bir şekilde meydana geldikleri varsayımına dayanır. Öncü ve artçı depremlerin (ikincil depremler) sismik tehlike analizinin dışında tutulması Poisson modelinin gerektirdiği bağımsızlık koşulunu sağlama açısından gerekmektedir. Literatürde öncü ve artçı şokların tayini için birçok yöntem bulunmaktadır (Gardner ve Knopoff, 1974; Prozorov ve Dziewonski, 1982; Savage ve Rupp, 2000; Kagan, 2002).

Öncü ve artçı depremler zamansal ve mekansal olarak ana şok etrafında benzer dağılımlar göstermektedirler. Bu nedenle, ikincil depremlerin tayini öncü ve artçı depremler için farklılık göstermemektedir. Sözü geçen çalışmalarda mühendislik uygulamaları için belirli bir büyüklük seviyesindeki depremlerin, deprem bölgesi, sismik kaynak, ilgili fayın uzunluğu ve çeşidi gibi ayrımlar gözetilmeksizin aynı ikincil deprem etkinliğine yol açtığı kabul edilmiştir. Burada da her bir deprem büyüklüğü seviyesi için, bu seviyede bulunan bir ana şoka belirli bir zaman ve uzaklık penceresi içinde kalan bütün depremlerin ilgili ana şokun artçı depremleri olduğu kabul edilmiştir. Bir depremin öncü deprem sayılabilmesi için ise, kendi büyüklük seviyesi için belirlenmiş olan zaman ve uzaklık pencerelerinin içerisinde, kendisinden daha büyük bir deprem bulunması gerekmektedir. Böyle durumlarda magnitüdü daha büyük olan ikinci depremin ana şok olduğu varsayılmıştır. Yukarıdaki varsayımlara göre Deniz (2006) tarafından önerilen ve Tablo 2'de gösterilen zaman ve uzaklık pencereleri ikincil depremlerin belirlenmesi için kullanılmıştır.

Deniz (2006) tarafından önerilen zaman ve uzaklık pencerelerini kullanabilmek için katalogda yer alan depremlerin büyüklükleri moment magnitüd ölçeğine dönüştürülmelidir. Bu nedenle Deniz ve Yücemen (2010) tarafından son yüzyıl içerisinde Türkiye'de meydana gelmiş bütün depremlerden oluşan bir veri tabanı kullanılarak geliştirilen aşağıdaki denklem aracılığı ile Ürdün için derlenen katalogda yer alan deprem büyüklükleri yerel magnitüd ölçeğinden (M_L) moment magnitüd ölçeğine (M_w) dönüştürülmüştür:

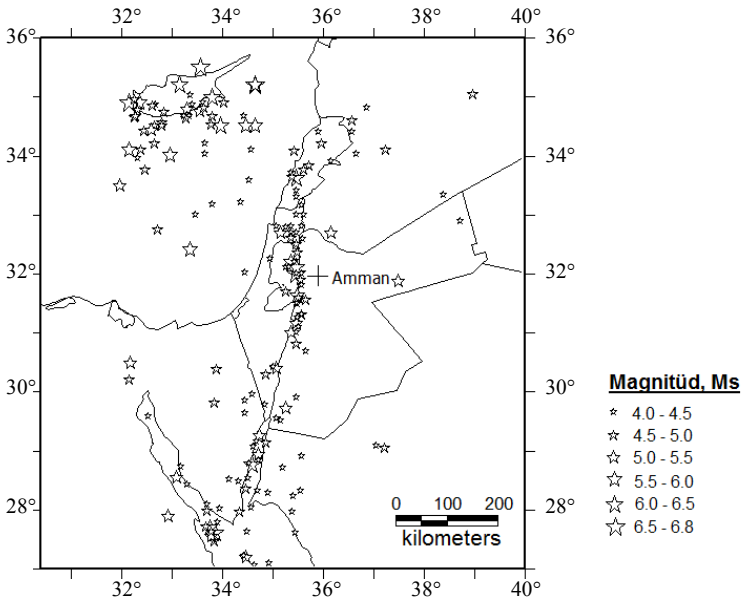
$$M_w = 1.57M_L - 2.66 \quad (9)$$

Sismik tehlike analizinde göz önünde bulundurulacak minimum deprem magnitüdü, m_0, yüzey dalga magnitüd ölçeğine (M_S) göre 4.0 olarak alınmıştır. Dolayısıyla moment magnitüd ölçeğine göre büyüklüğü 3.6'dan küçük olan depremler (Bu değer Denklem 8 ve 9'a göre yüzey dalga magnitüdü cinsinden 3.93'e karşılık gelmektedir.) deprem kataloğundan elenmiştir. Ayrıca magnitüdü 6.0'dan büyük depremler yukarıda bahsedilen yönteme göre bir ana şokun ikincil depremi olarak belirlenseler bile ana şok olarak kabul edilmiştir.

Tüm bu işlemler sonucunda elde edilen sismik veri tabanı yüzey dalga magnitüd ölçeğine göre magnitüdleri 4.0 ile 6.8 arasında değişen 175 adet depremi içermektedir. Bu depremlerin merkezüstlerinin mekansal dağılımı Şekil 2'de gösterilmektedir.

Tablo 2. İkincil Depremlerin Ayırt Edilmesinde Kullanılan Uzaklık ve Zaman Pencereleri (Deniz, 2006)

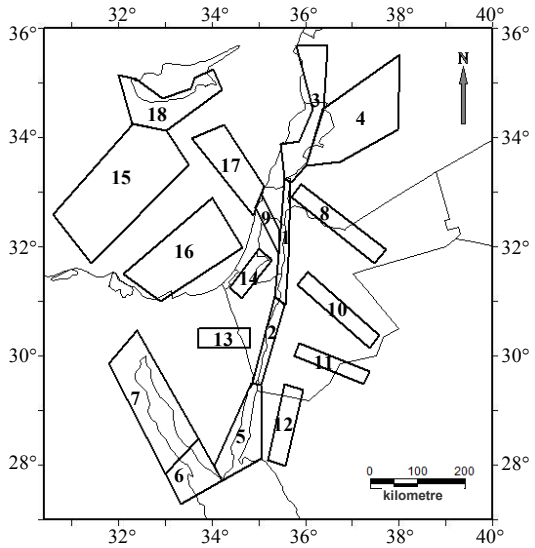
Magnitüd	Uzaklık (km)	Zaman (gün)
4.5	35.5	42
5.0	44.5	83
5.5	52.5	155
6.0	63.0	290
6.5	79.4	510
7.0	100.0	790
7.5	125.9	1326
8.0	151.4	2471



Şekil 2. Sismik Veri Tabanında Yer Alan Depremlerin Merkezüstlerinin Mekansal Dağılımı

Sismik Tehlike Hesaplamaları

Sismik tehlike sonuçlarının mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelindeki korelasyon parametresi, c, nin değerine duyarlılığını incelemek amacıyla Ürdün için derlenen veri tabanı kullanılarak Amman'da yer alan bir saha (31.95° K, 35.95° D) için sismik tehlike analizleri yapılmıştır. Bu sahanın konumu Şekil 2'deki harita üzerinde gösterilmektedir. Derlenen sismik veri tabanına dayanarak Gutenberg-Richter magnitüd tekerrür ilişkisinin eğimi, b, 0.70 olarak hesaplanmıştır. Analizlerde c parametresine sırasıyla 1 km, 10 km, 30 km, 55 km, 75 km ve 100 km değerleri atanmıştır. Sismik tehlike hesaplamaları USGS tarafından (Frankel vd., 1996) geliştirilen yazılımlar aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Düzleştirilmiş sismisite modeline göre bulunan sismik tehlike değerlerini klasik kaynak modellemesi kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmak amacıyla aynı saha için Şekil 3'de verilen alan kaynaklar kullanılarak da sismik tehlike hesaplamaları yapılmıştır. Bu hesaplamalarda EZ-RISK (Risk Engineering, 2005) yazılımı kullanılmıştır. Şekil 3'deki alan kaynakların konumları ve sismisite parametreleri (maksimum magnitüd (m_1), yıllık ortalama deprem sayısı (ν) ve üstel magnitüd dağılımının eğimi (β)) Jiménez (2004) tarafından hazırlanan raporda verilen bilgilere dayanılarak tayin edilmiştir. Ayrıca, bu değerler literatürdeki diğer çalışmaların bazıları (Yücemen, 1992; Al-Tarazi, 1992; Batayneh, 1994; Fahmi vd., 1996; Al-Tarazi ve Sandvol, 2007) ile de belirli bir ölçüde karşılaştırılmıştır. Derlenen sismik veri tabanında belirlenen sismik kaynakların herhangi birisi ile ilişkilendirilemeyen depremler bulunmaktadır. Bu aktiviteler geri plan sismisite olarak ele alınmış ve bunların etkisi bütün alan üzerine yayılmıştır. Geri plan sismik kaynak için üstel magnitüd dağılımının β parametresi Yücemen (1992)'nin çalışmasından alınmıştır. Şekil 3'de gösterilen sismik kaynakların sismisite parametreleri Tablo 3'de listelenmiştir. Bütün kaynakların üstel magnitüd dağılımına sahip oldukları kabul edilmiş ve minimum deprem magnitüdü (m_0) 4.0 olarak alınmıştır. Şekil 4, seçilen saha için c parametresine farklı değerler atanarak mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinden elde edilen sismik tehlike eğrileri ile alan kaynaklar kullanılarak elde edilen eğriyi göstermektedir.

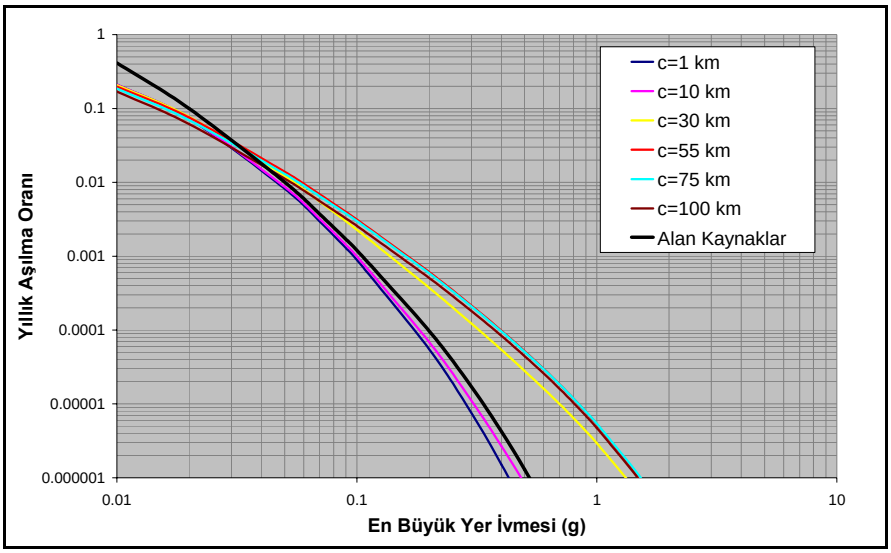


Şekil 3. Alan Kaynakların Konumları (Jiménez, 2004)

Tablo 3. Sismik Kaynakların Parametreleri

Kaynak No.*	Kaynak Adı	m_l	ν (1/yıl)	|β|	Derinlik (km)
1	Ölü Deniz-Ürdün Nehri	7.5	0.33	1.73	20
2	Wadi-Araba	6.6	0.11	1.89	20
3	Yamune-Roum	8.0	1.47	2.12	20
4	Palmira	6.0	0.12	2.21	20
5	Akabe Körfezi	6.5	1.51	1.96	20
6	Süveyş Körfezi-Güney	7.0	0.54	2.46	25
7	Süveyş Körfezi-Kuzey	7.0	0.19	1.84	25
8	Sirhan Fayları	7.0	0.05	1.63	20
9	Farah Haifa	5.8	0.09	1.98	20
10	Wadi Karak	4.7	0.023	1.01	20
11	GD Maan	4.6	0.029	0.67	20
12	Akabe Doğu Körfezi	5.9	0.054	0.92	20
13	Merkez Sina	4.0	0.01	0.69	20
14	Kuzey Doğu Gazze	4.5	0.022	0.78	20
15	GD-Akdeniz 1	5.8	1.75	1.84	20
16	GD-Akdeniz 2	5.8	0.49	2.42	20
17	GD-Akdeniz 3	7.5	0.09	2.12	20
18	Kıbrıs	8.0	2.74	2.26	40
	Geri plan	5.0	0.49	1.75	20

* Bu sayılar Şekil 3'de gösterilen kaynak numaralarına karşılık gelmektedir.



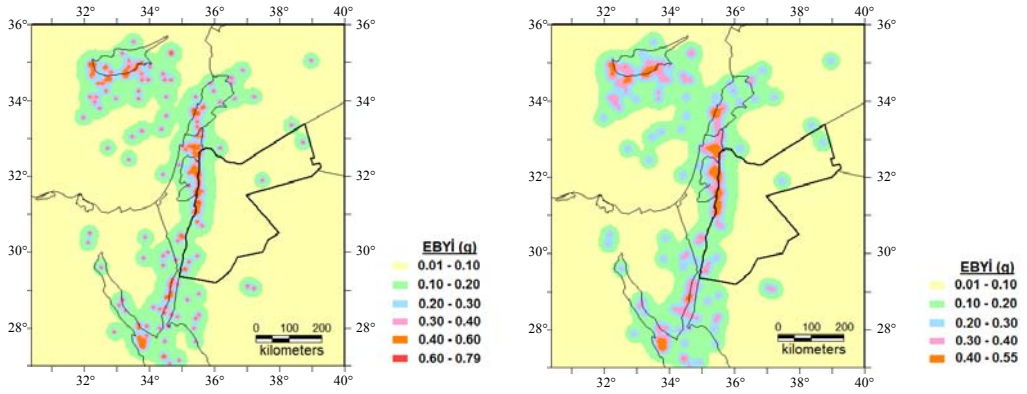
Şekil 4. Amman'da Yer Alan Saha için Mekansal Olarak Düzleştirilmiş Sismisite Modelinden Farklı c Değerleri ve Alan Kaynaklar Kullanılarak Yapılan Hesaplamalardan Elde Edilen Sismik Tehlike Eğrileri

Değişik korelasyon mesafesi, c, değerleri için mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinden elde edilen sismik tehlike sonuçları arasındaki farklılıkları seçilen saha dışındaki yerlerde de incelemek amacıyla 27.0°-36.0° K enlemleri ve 30.4°-40.0° D boylamları arasında kalan dikdörtgen bölge 0.05°x 0.05° enlem ve boylam aralığına sahip bir ağ ile taranmış ve bu ağın her bir düğüm noktasında sismik tehlike hesaplamaları yapılmıştır. Şekil 5, c parametresine değişik değerler atanarak 2475 yıl tekerrür süresi için elde edilmiş EBYİ değerleri kullanılarak oluşturulmuş olan sismik tehlike haritalarını göstermektedir. Benzer analizler alan kaynaklar kullanılarak da gerçekleştirilmiş ve bu analizlerden 2475 yıl tekerrür süresi için elde edilen EBYİ değerlerinin mekansal dağılımını gösteren sismik tehlike haritası Şekil 6'da verilmiştir. Bu haritalarda sadece Ürdün sınırları içerisinde kalan değerler güvenilirdir. Bunun nedeni Ürdün sınırları dışındaki sahalardaki sismik tehlikeye katkıda bulunabilecek ilave depremler sismik tehlike hesaplarında dikkate alınmamıştır.

TARTIŞMA VE SONUÇLAR

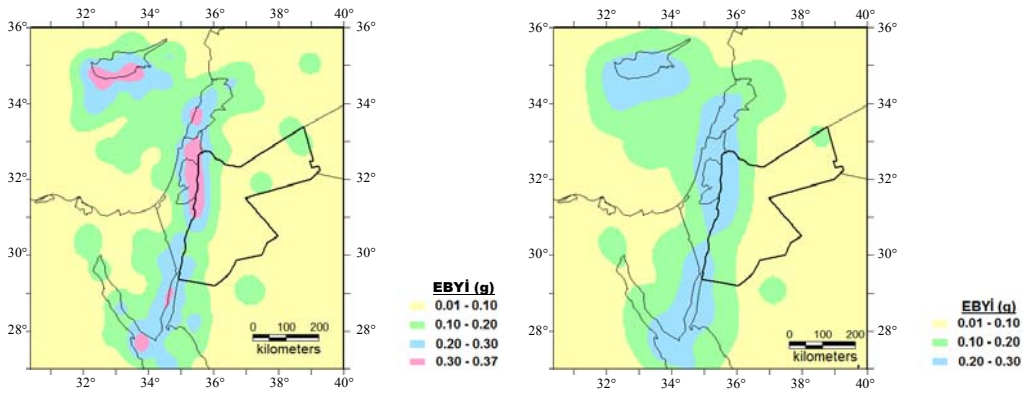
Bu çalışma kapsamında sismik tehlike sonuçlarının mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelindeki c parametresinin değerine duyarlılığını incelemek ve bu modelden elde edilen sonuçları klasik kaynak modellemesi kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmak amacıyla Ürdün'ün sismik tehlikesini içeren bir örnek uygulama yapılmıştır. Bu örnek uygulamada Amman'da yer alan bir sahada farklı c değerleri (1 km, 10 km, 30 km, 55 km, 75 km ve 100 km) kullanılarak mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeline göre sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiş ve Şekil 4'de gösterilen sismik tehlike eğrileri elde edilmiştir. Bu eğrilere bakıldığında yaklaşık 0.03g EBYİ değerine kadar analizlerin benzer sonuçlar verdiği gözlenmiştir. EBYİ'nin bu değerden büyük olduğu yerlerde, c değerinin 55 km'ye eşit ve küçük olarak alındığı analizlerden elde edilen sonuçlara göre c değeri arttıkça sismik tehlikenin arttığı, daha büyük c değerleri için ise sonuçlar arasında çok büyük farklılıklar gözlenmemekle beraber c değeri arttıkça sismik tehlikenin azaldığı görülmüştür. Alan kaynaklar kullanılarak elde edilen sismik tehlike eğrisi mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeli kullanılarak elde edilen eğrilerle karşılaştırıldığında yaklaşık 0.03g EBYİ değerine kadar alan kaynak modellemesinin daha büyük aşılma olasılıkları verdiği, daha büyük EBYİ değerleri için ise alan kaynaklar kullanılarak elde edilen sismik tehlike değerlerinin, c parametresi değerinin 10 km ve 30 km alınması ile elde edilen tehlike değerleri arasında kaldığı gözlemlenmektedir. c parametresine farklı değerler atanarak ve mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeli kullanılarak elde edilen sismik tehlike haritaları (Şekil 5) karşılaştırıldığında c değeri arttıkça EBYİ'nin bölgede gözlenen maksimum değerinin azaldığı görülmüştür. Bununla beraber c değeri azaldıkça büyük EBYİ değerlerinin toplandığı

bölgeler de daralmaktadır. Başka bir deyişle c değerinin 1 km olarak alındığı analizlerden elde edilen sismik tehlike haritasındaki EBYİ dağılımına bakıldığında büyük EBYİ değerlerinin hemen hemen geçmiş depremlerin merkezüstleri ile çakıştığı söylenebilir. c değeri arttıkça bu durum kaybolmaktadır. Bu haritaları alan kaynaklar kullanılarak oluşturulan sismik tehlike haritası (Şekil 6) ile karşılaştırdığımızda mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modelinde büyük EBYİ değerleri geçmiş depremlerin merkezüstleri ve yakın çevresinde toplanmasına karşın alan kaynak modelinde büyük EBYİ değerlerinin alan kaynaklar ve yakın çevrelerinde toplandığı görülmektedir. Alan kaynak modeli ile c parametresinin değerinin 10 km alındığı mekansal olarak düzleştirilmiş sismisite modeli, EBYİ'nin bölgede gözlenen maksimum değeri için hemen hemen aynı sonucu (maksimum EBYİ≈0.55g) vermektedir.



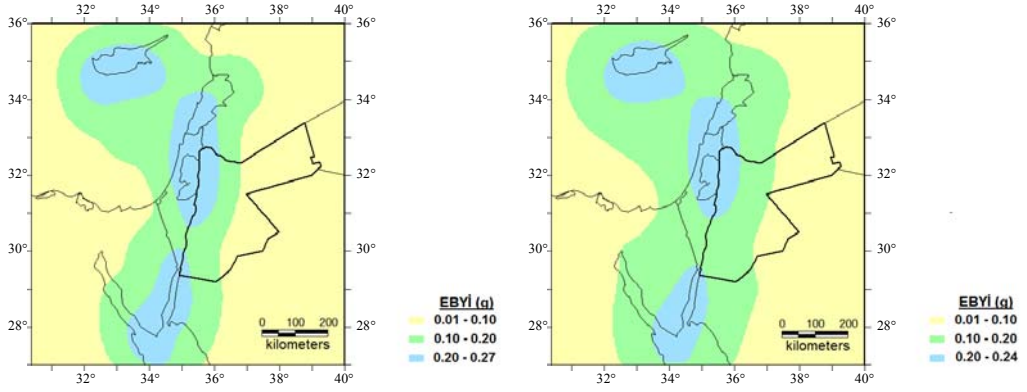
(a) c=1 km

(b) c=10 km



(c) c=30 km

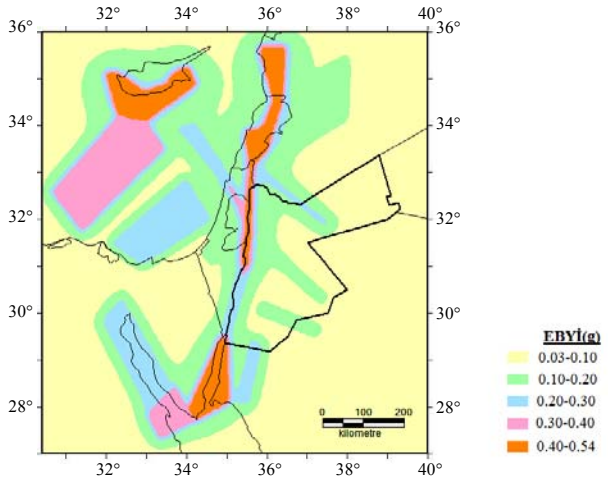
(d) c=55 km



(e) c=75 km

(f) c=100 km

Şekil 5. Değişik c Değerleri için 2475 Yıllık Tekerrür Süresine Karşılık Gelen Sismik Tehlike Haritaları



Şekil 6. Alan Kaynaklar için 2475 Yıllık Tekerrür Süresine Karşılık Gelen Sismik Tehlike Haritası

KAYNAKLAR

Akkaya AD ve Yücemen MS (2000) "Estimation of Earthquake Hazard Based on Extremes of Local Integral Random Functions", *Engineering Geology*, 58:53-66

Al-Tarazi E (1992) Investigation and Assessment of Seismic Hazard in Jordan and Its Vicinity, Unpublished Ph.D. Thesis, Ruhr University, Bochum, Germany, 194 pp.

Al-Tarazi E ve Sandvol E (2007) "Alternative Models of Seismic Hazard Evaluation along the Jordan–Dead Sea Transform", *Earthquake Spectra*, 23(1):1-19

Ambraseys NN, Simpson KA ve Bommer JJ (1996) "Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25:371- 400

Batayneh JSF (1994) Seismic Assessment and Evaluation of Earthquake Hazard in Major Cities in Jordan, Unpublished M.S. Thesis, Jordan University of Science and Technology, Irbid, Jordan, 130 pp.

Deniz A (2006) Estimation of Earthquake Insurance Premium Rates for Turkey, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara

Deniz A ve Yücemen MS (2010) "Magnitude Conversion Problem for The Turkish Earthquake Data", *Natural Hazards*, doi:10.1007/s11069-010-9531-8

Fahmi KJ, Husein Malkawi I ve Al-Zoubi OY (1996) "Seismic Engineering Ground Motion Maps for Jordan Employing Local Attenuation Relations", *Environmental and Engineering Geosciences*, II(1):23-33

Frankel A (1995) "Mapping Seismic Hazard in the Central and Eastern United States", *Seismological Research Letters*, 66(4):8-21

Frankel A, Mueller C, Barnhard T, Perkins D, Leyendecker E, Dickman N, Hanson S ve Hopper MG (1996) National Seismic-Hazard Maps: Documentation, U.S. Geological Survey, Open-File Report:96-532

Gardner JK ve Knopoff L (1974) "Is the Sequence of Earthquakes in Southern California, with Aftershocks Removed, Poissonian?", *Bulletin of the Seismological Society of America,* 64:1363-1367

Jiménez MJ (2004) Jordan Seismic Hazard Mapping, Final Report, Institute of Earth Sciences, "Jaume Almera"

Kagan, YY (2002) "Aftershock Zone Scaling", *Bulletin of the Seismological Society of America,* 92(2):641-655

Prozorov AG ve Dziewonski AM (1982) "A Method of Studying Variations in the Clustering Property of Earthquakes: Application to the Analysis of Global Seismicity", *Journal of Geophysical Research,* 87(B4):2829-2839

Risk Engineering Inc. (2005) EZ-FRISK: 2005, User's Manual, Version 7.12, Boulder, Colorado.

Savage MK ve Rupp SH (2000) "Foreshock probabilities in New Zealand", *New Zealand Journal of Geology & Geophysics,* 43:461-469

Vanmarcke EH (1983) Random Fields, M.I.T. Press, Cambridge, Mass

Yücemen MS (1992) "Seismic Hazard Maps for Jordan and Vicinity", *Natural Hazards*, Kluwer Academic Publishers, 6(3):201-226

TÜRKİYE ULUSAL KUVVETLİ YER HAREKETİ GÖZLEM AĞI VERİLERİNİN İNCELENMESİ

EVALUATION OF TURKISH NATIONAL STRONG GROUND MOTION NETWORK DATABASE

Yaver KAMER1 ve Can ZÜLFİKAR2

ÖZET

Türkiye ulusal kuvvetli yer hareketi gözlem ağı verileri ve Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü kuvvetli yer hareketi verileri Avrupa Komisyonu 6. Çerçeve Programı NERIES "Network of Research Infrastructures for European Seismology" projesi kapsamında incelenmiştir. Proje kapsamında geliştirilen veri işleme kodu kullanılarak 1976-2007 yılları arasında kaydedilmiş kuvvetli yer hareketi verileri (M2.2-M7.4) işlenmiş ve mühendislik parametreleri çıkarılmıştır. İşlenen veriler proje sonunda oluşturulan Avrupa deprem veri portalında (www.seismicportal.eu) arşivlenmiştir. İşlenen kuvvetli yer hareketi verilerinden elde edilen mühendislik parametreleri maksimum yer hareketi genlikleri, spektral değerler, yer hareketi süresi ve şiddet tahminlerini içermektedir. Bu hesaplanan parametreler deprem ve kayıt bilgileri ile ilişkilendirilmiştir. Merkez üssü uzaklıkları 8.72 km ile 250 km arasında değişen toplam 6762 (2254 x 3) kuvvetli yer hareketi verisi incelenmiştir. Elde edilen yer hareketi parametreleri gerçek zamanlı yerhareketi ve hissedilen şiddet haritalarının oluşturulmasında kullanılan Yer Hareketi Tahmin İlşkilerinin (YHTİ) değerlendirilmesinde ve karşılaştırılmasında kullanılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Kuvvetli Yer Hareketi Verileri ve Parametreleri, Yer Hareketi Tahmin İlişkileri,

ABSTRACT

Turkish National Strong Ground Motion Network database and Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute Strong Ground Motion Network database have been evaluated in EC-FP6 NERIES "Network of Research Infrastructures for European Seismology" project. The data process code which was developed within this project has been used in order to process strong ground motion data of (M2.2-M7.4) earthquakes recorded from 1976 to 2007 and extract engineering ground motion parameters.Processed data have been archieved in the portal (www.seismicportal.eu) developed at the end of the project. The engineering parameters obtained from the process include peak ground motion parameters such as PGA, PGV, PGD, spectral parameters such as Sa, Sd, ground motion duration and intensity estimations. In total 6762(2254 x 3) strong ground motion records with epicentral distance varying from 8.7km to 250km have been studied. The calculated parameters have been used in the evaluation and comparision of ground motion prediction equations which are used in the formation of real-time ground motion parameters and intensity maps.
Keywords: Strong Ground Motion Data and Parameters, Ground Motion Prediction Equations,

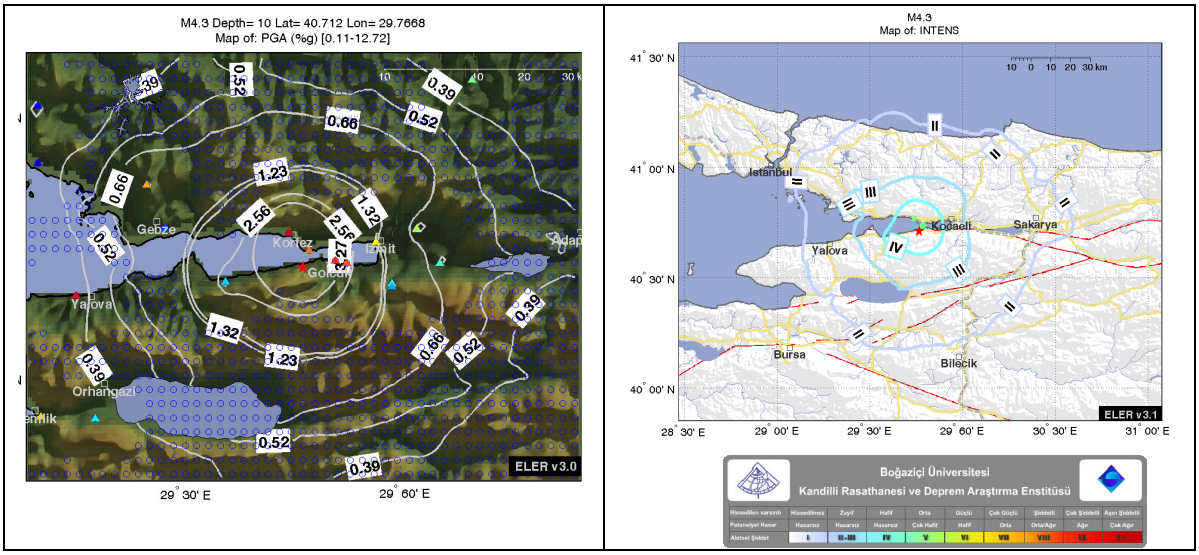
[1] Y.Müh., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. Anabilim Dalı, İstanbul, yaver.kamer@boun.edu.tr
[2] Dr., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. Anabilim Dalı, İstanbul, can.zulfikar@boun.edu.tr

GİRİŞ

Tektonik yapısından dolayı deprem riskinin bir hayli yüksek olduğu ülkemizde deprem öncesi ve deprem sonrası uygulanabilecek zarar azaltma çalışmaları büyük önem taşımaktadır. Deprem riski taşıyan bölgelerde deprem öncesinde yapılacak güçlendirme ve toplumu bilinçlendirme çalışmaları kadar depremden hemen sonra yapılacak acil müdahale faaliyetleri de hayati önem taşımaktadır. Depremin hemen ardından yaralı ve mahsur duruma düşenlerin kurtarılma şansları zamana bağlı olarak azaldığından yıkımın olduğu muhtemel yerlerin ivedilikle belirlenebilmesi gerekmektedir.

1999 Kocaeli depreminde de gözlendiği gibi depremin hemen ardından etki alanının ve yardımların nereye sevk edileceği bilgisine ancak günün ağarması ve bölgeden gelen gözlem raporları sayesinde ulaşılmıştır. Deprem felaketine maruz kalan yaralıların kurtarılmasında 72 saatin kritik süre olduğu göz önünde bulundurulduğunda hasarın tahmini ve tespiti için yapılacak hızlı çözümler önem kazanmaktadır.

Günümüzde zayıf ve kuvvetli yer hareketi gözlem ağlarının dünya çapında yaygınlaşması, istasyon sayılarının ve kapsama alanlarının artırılması sonucu depremlere ilişkin merkez üssü ve büyüklük gibi parametrelerin belirlenmesi için gereken süreyi ciddi oranda kısaltmıştır. Geçmiş depremlerden elde edilen kuvvetli yer hareketi kayıtlarının küresel ölçekte sistematik olarak derlenmesi ve regresyon analizleri sonucu çeşitli yer hareketi tahmin ilişkileri (YHTİ) elde edilmiştir. Bu gelişmelere ek olarak nüfus, bina, yer şekilleri, jeolojik yapı gibi verilerin coğrafi dağılımlarının yaygınlaşması ve iyileştirilmesine bağlı olarak depremin hemen sonrasında hissedilen şiddet, olası hasar ve can kaybı dağılımları elde edilmeye başlanmıştır.



Şekil 1. 20.01.2011 tarihinde Marmara Bölgesinde olan M4.3 depreminin ELER programı çıktısı pik ivme ve şiddet dağılım haritaları

2000'li yılların başında Amerikan Jeoloji Enstitüsü (USGS) tarafından geliştirilen ShakeMap yazılımı sayesinde depremlere ilişkin tahmini yer hareketi dağılım haritaları elde edilmeye başlanmıştır. Bu tür uygulamaların kullanımı günümüzde İtalya, Japonya, Romanya ve Yunanistan gibi ülkeleri de kapsayarak yaygınlaşmıştır. Ülkemizde de Avrupa Komisyonu 6. Çerçeve Programı tarafından finanse edilen NERIES "Network of Research Infrastructures for European Seismology" projesi JRA-3 çalışma grubu kapsamında BÜ-KRDAE Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı tarafından geliştirilen Earthqauke Loss Estimation Routine (Deprem Kayıp Tahmin Yazılımı) ELER sayesinde deprem parametreleri girilerek tahmini yer hareketi ve hissedilen şiddetin dağılım haritaları oluşturulmaktadır (Erdik, 2011). Şekil-1'de 20.01.2011 tarihinde Marmara Bölgesinde olan M4.3 depreminin ELER programı çıktısı pik ivme ve şiddet dağılım haritaları verilmiştir. Hasara neden olması muhtemel, belli bir büyüklüğün üzerindeki depremler için bu şiddet haritaları Türkiye nüfus ve bina envanteriyle birlikte kullanılarak olası kayıp haritaları oluşturulmaktadır. Yakın tarihte BÜ-KRDAE Ulusal Deprem İzleme Merkezi (UDİM) ile yürütülen entegrasyon ve otomasyon çalışmaları sonucunda deprem kaynak

parametrelerinin belirlenmesinin hemen ardından otomatik olarak olası şiddet ve kayıp haritaları oluşturulmaya başlanmıştır (Ref: www.koeri.boun.edu.tr).

Bütün bu gelişmelerin ışığında, hesaplanan olası yer hareketi dağılımı ve bunlardan elde edilen şiddet haritalarındaki belirsizlikleri en aza indirmek ve şiddet bazlı kayıp tahminlerindeki güvenirliği artırabilmek için kuvvetli yer hareketi istasyon kayıtları büyük önem taşımaktadır.

YER HAREKETİ TAHMİN İLİŞKİLERİ (YHTİ)

Depremin etkin alanı içinde yer alan istasyonlardan alınan kayıtlardan elde edilen yer hareketi parametreleri hem bulundukları yerdeki şiddet ve kayıp tahminlerinin güvenirliğini artırmakta hem de istasyon olmayan yerlerdeki yer hareketlerinin kestirimi için kullanılan azalım ilişkilerinin kalibrasyonunda kullanılmaktadır.

Ülkemizde kurulu olan kuvvetli yer hareketi istasyonlarının sayısı geçmişe kıyasla artış gösterdiyse de, ülkemizin büyük bir bölümünün etkin faylar barındıran 1. dereceden deprem bölgesinde yer aldığı düşünüldüğünde olası depremlerin etkisinin sadece gerçek istasyon kayıtlarına dayalı olarak belirlenmesi güçleşmektedir. Bu noktada deprem etkisinin daha kapsamlı ve güvenilir olarak belirlenmesi için YHTİ ler devreye girer.

Dijital sensör ve kayıt teknolojilerinin gelişmesiyle farklı tektonik rejimlerde meydana gelen depremler için merkez üssüne farklı mesafede, farklı zemin tiplerinde elde edilen yer hareketi kayıtlarının sayısı giderek artmıştır. Bu tür kuvvetli yer hareketi kayıtları tekil olarak lineer/nonlineer yapısal ve zemin davranış analizlerinde kullanılabilecekleri gibi benzer kaynak mekanizması, merkez üssü uzaklığı, zemin tipine göre sınıflandırılarak bu parametrelere dayalı YHTİ lerin oluşturulmasında kullanılırlar. Günümüzde artan kuvvetli yer hareketi kayıt sayılarındaki çeşitlilik, farklı tektonik rejimler ve regresyon analizlerinde kullanılan farklı modellerden dolayı literatürde birçok YHTİ yer almaktadır.

Depremin hemen ardından gerçek istasyon kayıtlarının mevcut olmaması durumunda, oluşturulacak yer hareketi dağılım haritalarının doğruluğu kullanılan YHTİ nin meydana gelen deprem olayını tanımlamadaki başarımına bağlıdır. Elde edilen sonuçların bina ve nüfus envanterine dayalı kayıp tahminlerinde kullanılmasından dolayı gerçek zamanlı tahmini yer hareketi ve şiddet dağılım haritalarının oluşturulmasında kullanılacak YHTİ nin önemi büyüktür. Literatürde yer alan YHTİ ler için regresyon analizleri sonucunda elde edilen standart sapma değerlerini bilinse de bunlar sadece söz konusu YHTİ nin regresyonda kullanılan verilere ne kadar iyi uyum sağladığının göstergesidir. Deprem esnasında kaydedilen yer hareketi kayıtlarına ulaşıldığında bunlara en iyi uyum sağlayan YHTİ belirlenebilse de bunun mümkün olmadığı süre zarfında oluşturulacak yer hareketi dağılım haritalarında hangi YHTİ nin kullanılacağı önceden yapılacak değerlendirmelerle belirlenmelidir.

Bu çalışmada gerçek zamanlı yer hareketi ve hissedilen şiddet haritalarının oluşturulması esnasında kullanılacak YHTİ nin belirlenmesi için gerçekleştirilen değerlendirmeler karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bu kapsamda Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı verileri ve Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü kuvvetli yer hareketi verileri NERIES projesi kapsamında incelenmiştir. 1976-2007 yılları arasında farklı büyüklük (M2.2-M7.4) ve merkez üssü uzaklıklarında (8.72 km - 512 km) kaydedilmiş toplam 6762 (2254 x 3) kuvvetli yer hareketi verisi işlenmiş ve mühendislik parametreleri çıkarılmıştır. Elde edilen mühendislik parametreleri maksimum yer hareketi genlikleri, spektral değerler, yer hareketi süresi ve şiddet tahminlerini içermektedir. Çalışmada bu parametrelerden yapısal davranış analizinde birinci dereceden öneme sahip olan en büyük yer ivmesi (PGA), 0.2s deki spektral ivme (PSA02) ve 1s deki spektral ivme (PSA10) değerleri deprem mühendisliği alanında yaygın olarak kullanılan çeşitli YHTİ ler ile karşılaştırılmıştır. Bu YHTİ ler Tablo 1 de verilmiştir.

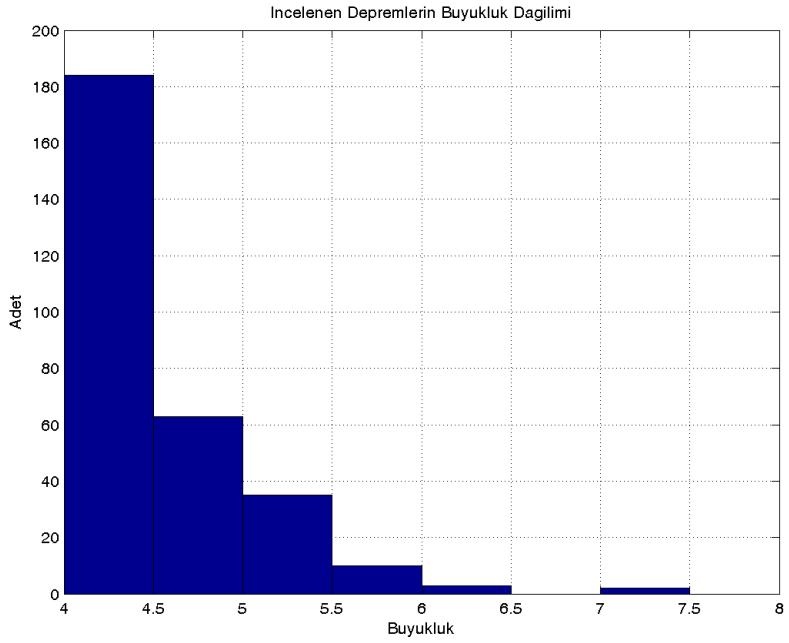
Tablo 1. Çalışmada kullanılan YHTİ

Tarih	Yazarlar	Kısaltma
1997	Abrahamson & Silva	AS_97
2007	Boore & Atkinson	BA_07
2007	Campbel & Bozorgnia	CB_07
2007	Chiou & Youngs	CY_07
1997	Boore vd.	BJF_97
1997	Sadigh vd.	SD_97
2008	Çeken vd.	CE_08
2004	Kalkan & Gülkan	KG_04
2004	Özbey vd.*	OZ_04

*: Bu çalışmada sadece 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ve bunların artçı şoklarından elde edilen kayıtlar kullanılmıştır.

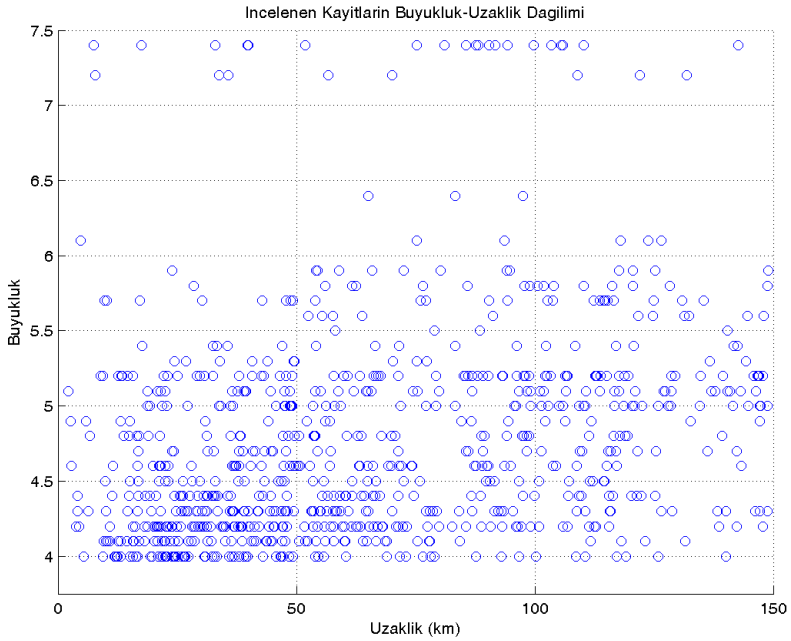
VERİLER

Çalışmada kullanılan yer hareketlerinin kaydedildikleri depremlere ilişkin büyüklük histogramı Şekil 2'de verilmiştir.



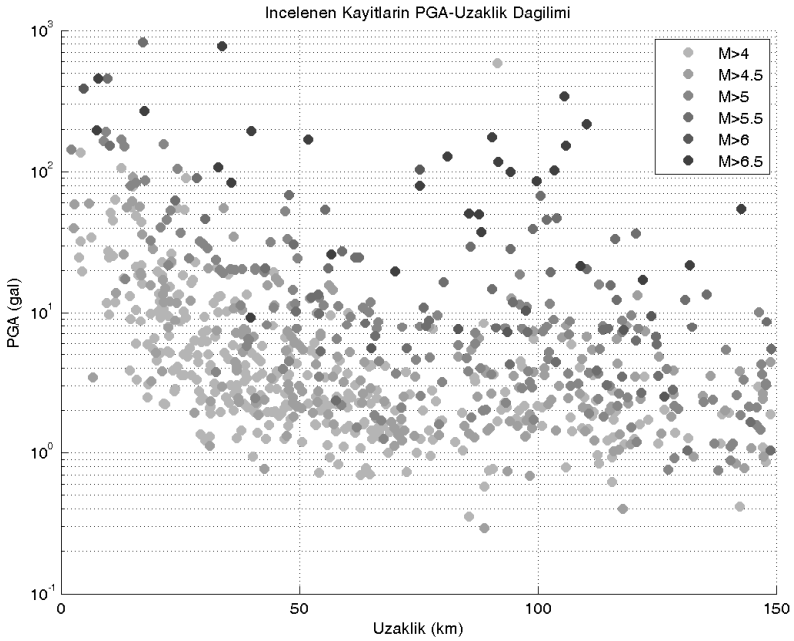
Şekil 2. Çalışmada kullanılan yer hareketlerinin kaydedikleri depremlere ilişkin büyüklük histogramı

Kayıtların deprem büyüklüğü ve istasyon-merkez üssü arası uzaklık ilişkisi Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Çalışmada kullanılan kayıtların deprem büyüklüğü ve istasyon-merkez üssü arası uzaklık ilişkisi

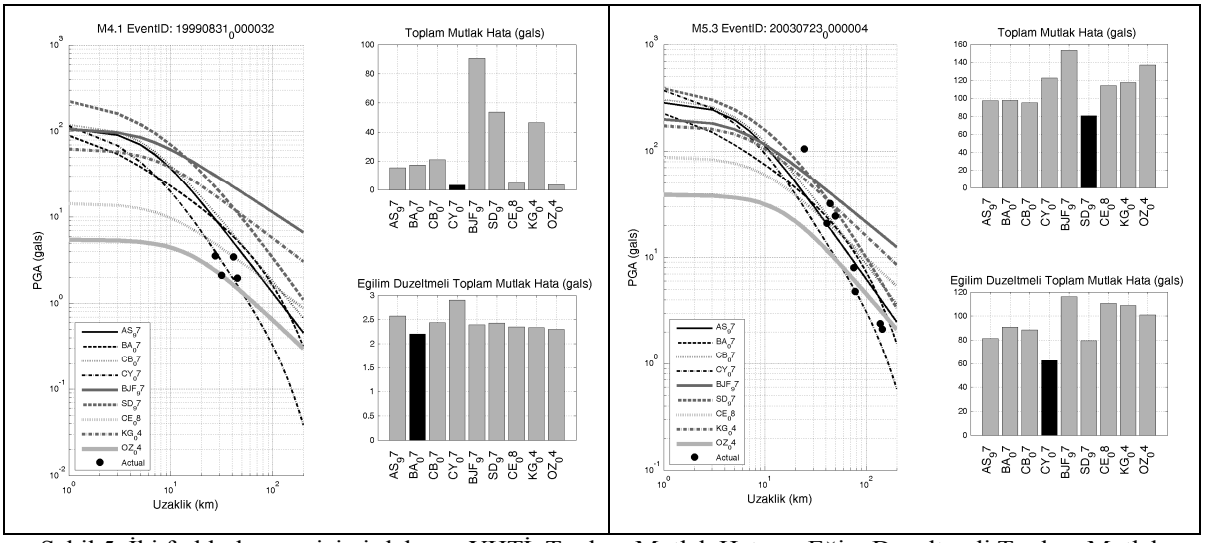
İncelenen kayıtların yatay ekseninde tespit edilen en büyük yer ivmesi ve bu kayıtların merkez üssüne uzaklıkları arasındaki ilişki Şekil 4'te verilmiştir. Bu şekildeki noktalar ait oldukları depremlerin büyüklüklerine göre açıktan koyuya doğru renklendirilmiştir.



Şekil 4. Çalışmada kullanılan yatay eksen kayıtlarının pik ivme – merkez üssü uzaklığı ilişkisi

YÖNTEM

Gerçek zamanlı tahmini yer hareketi dağılım uygulamalarında amaç sahada ölçülen/gözlenen değerlere en yakın dağılımı elde etmektir. Bu nedenle ele alınan YHTİ lerin değerlendirilmesinde sadece depremin oluş anından hemen sonra yayınlanan parametreler (büyüklük, merkez üssü ve derinlik) kullanılmıştır. İlerleyen zamanlarda depreme ilişkin olarak elde edilen doğrultu, atım fay yırtığı gibi kaynak bilgileri kullanılarak tahminlerin doğruluğu artırılabilecek olsa da öncelikli amacın dağılımın en hızlı biçimde elde edilmesi olduğu dikkate alınarak bu yöntem uygulanmıştır. Yer hareketi dağılım haritaları depremin etkilediği sınırlı alanlar için oluşturulduğundan karşılaştırmalarda merkez üssüne 150 km ve daha yakın istasyonlar dikkate alınmıştır. Tahminlerin yapıldığı lokasyonlardaki zemini NEHRP sınıflandırmasına göre BC olarak alınmıştır. Parametreler istasyonlarda 3 eksende ölçülen yer hareketi kayıtlarından hesaplanmış ve yatay eksenlerin geometrik ortalaması o istasyona ait parametre olarak atanmıştır. Karşılaştırma sonucunda her depremde ölçülen ve YHTİ ler ile tahmin edilen değerler arasındaki mutlak hata hesaplanmış ve bunların toplamı o YHTİ nin ilgili depremdeki başarım ölçütü olarak kaydedilmiştir. Bir diğer başarım ölçütü de YHTİ tahminlerine eğilim düzeltme katsayısı uygulandıktan sonra elde edilen fark değeridir. Bu yöntemde YHTİ tahminleri ile ölçülen değerler arasındaki toplam mutlak hatayı minimize eden katsayı bulunur ve YHTİ tahminleri bu katsayı ile çarpılır.

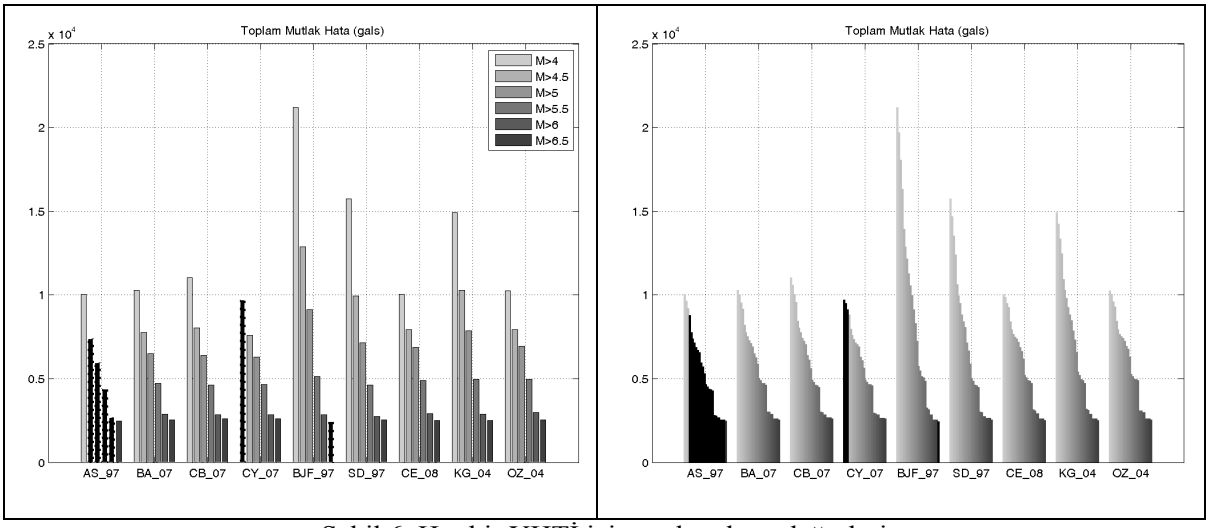


Şekil 5. İki farklı deprem için irdelenen YHTİ, Toplam Mutlak Hata ve Eğim Düzeltmeli Toplam Mutlak Hata grafikleri

KARŞILAŞTIRMA SONUÇLARI

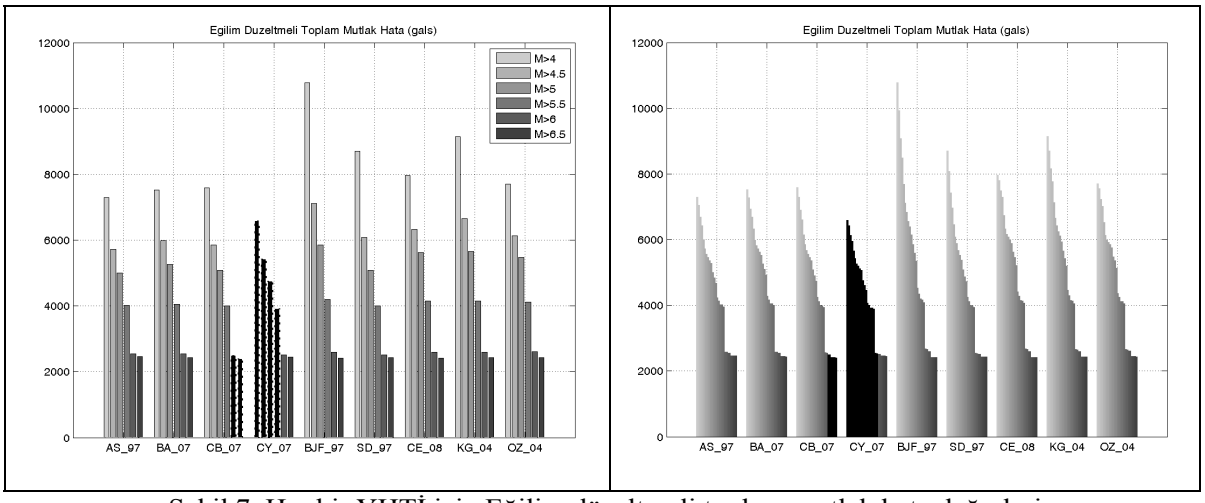
İrdelenen YHTİ lerin deprem sonrası kaydedilen kuvvetli yer hareketlerinde ölçülen en büyük yer ivmesine göre hesaplanmış toplam mutlak hata değerleri iki örnek deprem için Şekil 5'te verilmiştir. Burada görüldüğü üzere her YHTİ ler arasında belirgin başarım farklılıkları bulunmaktadır. Her tahmin ilişkisi için ölçülen değerlere en yakın tahmini sağlayan eğilim düzeltme katsayısı hesaplanıp tahmin değerlerinin bu katsayı ile çarpılmasından elde edilen toplam hatalardan da görüldüğü üzere düzeltmesiz ve düzeltmeli değerler arasında farklar mevcuttur. Eğilim düzeltme katsayısının tahmin ilişkisine ilişkin eğriyi sadece düşey düzlemde kaydırdığı göz önünde bulundurulursa bu düzeltme katsayısının kullanıldığı karşılaştırmaların depremde gözlenen azalımın şekline en iyi uyumu sağlayan YHTİ ilişkisini ortaya çıkardığı söylenebilir. Ölçülen değerlerin birbirine yakın tek bir uzaklık bandında kümeleştiği durumlarda, eğilim düzeltme katsayısı uygulandığında tüm YHTİ ler birbirlerine yakın toplam hata değerleri vermektedir. Bunun nedeni tek nokta etrafında kümeleşmiş verilerin eğilim düzeltmesinde kısıtlayıcı olamamaları ve düşey eksendeki kaydırmalarla farklı eğrilerin kümeleşme noktasına çekilebilmeleridir.

İncelenen YHTİ için her depremden için elde edilen toplam hata değerlerinin toplanmasıyla her tahmin ilişkisinin tüm kuvvetli yer hareketi veritabanı üzerindeki genel başarımı elde edilmiştir. Şekil 6'da herhangi bir düzeltme olmaksızın her YHTİ ne ilişkin toplam hata değerleri verilmiştir. Bu şekilde farklı büyüklüklerin üzerindeki depremlerden elde edilen toplam hata değerleri ayrı renklerle gösterilmiştir. Bir başka deyişle açık renkli sütunlar küçük depremleri de kapsarken renk koyulaştıkça sonuçlar artan büyüklükteki depremlerden elde edilen hataları yansıtmaktadır. Her bir sınıfta en az hatayı veren YHTİ nin sütunu siyah renkle gösterilmiştir. Örneğin Şekil 6'a da Chiou & Youngs 2007 tahmin ilişkisinin M4 ve üzeri bütün depremlerde en az hataya sahip olduğu görülmektedir. Şekil 6'a daki sınıflandırma M0.5 lik aralıklarla yapılmıştır, deprem büyüklüğü-toplam hata arasındaki ilişkinin daha net görülebilmesi için aynı analiz M0.1 lik aralıklar için de tekrarlanmıştır. Buna ilişkin sonuçlar Şekil 6'b de verilmiştir.



Şekil 6. Her bir YHTİ için toplam hata değerleri

Eğilim düzeltmeli hata değerlerinden elde edilen sonuçlar Şekil 7'de verilmiştir. Buradan görüldüğü üzere eğilim düzeltmesi uygulandığında farklı aralıktaki depremlerde en iyi tahminler veren YHTİ ler değişmektedir. Çalışmada dikkate alınan merkez üssü etrafındaki 150 km çapındaki alanda sadece tek bir yer hareketi kaydının mevcut olması durumunda eğilim düzeltmesinin yapılmadığı unutulmamalıdır.



Şekil 7. Her bir YHTİ için Eğilim düzeltmeli toplam mutlak hata değerleri

SONUÇLAR

Bu çalışmada 1976-2007 yılları arasında Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı ve Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü tarafından kaydedilmiş kuvvetli yer hareketlerinden elde edilen mühendislik parametreleri irdelenmiştir. Ülkemizde halen yürütülmekte olan gerçek zamanlı yer hareketi ve bunlara bağlı hasar tahmin çalışmalarında kullanılabilecek, literatürde yer almış çeşitli YHTİ'lerin bu kayıtları tahmin etmekteki başarımları değerlendirilmiş ve karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Elde edilen sonuçlarda farklı deprem büyüklüklerinde farklı YHTİ lerin iyi sonuç verdiği belirlenmiştir. Kaydedilen yer hareketlerine göre yapılan eğilim düzeltmesi işleminin tahmin ilişkilerinin hatalarını azaltmasına rağmen doğru YHTİ seçiminin önemli olduğu gözlenmiştir. BJF_97, KG_04 ve SD_97 ile yapılan kestirimlerde diğer YHTİ lerine kıyasla belirgin olarak daha yüksek hatalar elde edilmiştir. Karşılaştırmalar sonucunda yurtdışındaki çalışmalarda geliştirilen tahmin ilişkilerinin ülkemizde nispeten iyi sonuçlar verdiği de gözlenmiştir.

Çalışmada sunulan karşılaştırma yöntemi ülkemizde ve yurtdışında yürütülen deterministik ve olasılıksal tehlike ve kayıp tahminlerinde kullanılacak YHTİ lerin seçiminde kullanılabilir. Bu alanda ileriye dönük yapılacak çalışmalarda deprem kaynak parametrelerinin ve istasyon zemin durumlarının da dikkate alınmasıyla bu verilerin YHTİ başarımlarına etkisinin incelenmesi planlanmaktadır.

KAYNAKLAR

Abrahamson, N. A., and W. J. Silva (1997), Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes, *Seismological Research Letters*, *68*(1), 94-127.

Boore, D. M. and G. M. Atkinson (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s, *Earthquake Spectra* 24

Boore, D. M., W. B. Joyner, and T. E. Fumal (1997), Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work, *Seismological Research Letters*, *68*(1), 128-153.

Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y.(2008). NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5\% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, 24:139.

Chiou, B.S.J. and Youngs, R.R. (2008) An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, 24:173.

Çeken U., Beyhan G. ve Gülkan P. (2008). Kuzeybatı Anadolu Depremleri için Kuvvetli YerHareketi Azalım İlişkisi, *18. Uluslararası Jeofizik Kongre ve Sergisi*, Vol:3B14, ss:1-4,Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Kültür Sitesi, Ankara, 14-17 Ekim.

Erdik M., Sesetyan K., Demircioglu M.B., Hancilar U. and Zülfikar C. (2011) Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(2):247 - 266

Kalkan E. Gülkan P (2004). Empirical Attenuation Equations for Vertical Ground Motion in Turkey, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 3, pp. 853-882.

Ozbey, C., Sari, A., Manuel, L., Erdik, M. and Fahjan, Y.(2004). An empirical attenuation relationship for Northwestern Turkey ground motion using a random effects approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(2):115–125.

Sadigh, K., C. -Y. Chang, J. A. Egan, F. Makdisi, and R. R. Youngs (1997), Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data, *Seismological Research Letters*, *68*(1), 180-189.

KENTSEL DEPREM AĞI VERİLERİNİN YER İVMESİ DAĞILIM HARİTALARININ HAZIRLANMASINDA KULLANILMASI

ESTIMATION OF PEAK GROUND ACCELERATION IN URBAN ARRAYS

Ebru Harmandar[1], Eser Çaktı[2], Mustafa Erdik[3]

ÖZET

Hasar görme olasılığı yüksek olan kentsel yerleşim alanlarındaki fiziksel ve sosyo-ekonomik deprem hasar ve kayıplarını belirlemeye yönelik senaryo çalışmalarında ve depremin hemen sonrasındaki acil müdahale çalışmalarının yönlendirilmesine katkıda bulunmayı amaçlayan kentsel deprem acil müdahale sistemlerinde, yer hareketi dağılım haritaları en önemli girdilerden birini oluşturmaktadır. Bu çalışmada, yer hareketi dağılım haritalarındaki bayes düzeltmelerinde kullanılmak üzere, sık aralıklarla yerleştirilmiş deprem istasyonlarında ölçülen yer hareketlerinin enterpolasyonu için rasyonel ve hassas bir metodoloji geliştirilmiştir. Depremden sonra oluşturulan yer hareketi dağılımı haritalarının hassasiyeti, bölgede bulunan deprem sensörlerinin sayısı ve dağılımına bağlıdır. Sensör sayısının yetersiz oluşu ya da bazı yerlerin enstrümante edilememesi gibi sebeplerle monitör edilemeyen alanlardaki yer hareketleri genel olarak çeşitli enterpolasyon yöntemleri kullanılarak bulunmaktadır. Buradan yola çıkılarak, bu makalede, yakın aralıklı noktalardan oluşan gelişigüzel seçilmiş kümelerde, farklı lokasyonlarda ölçülen veya öngörülen yer hareketi değerleri ile uyumlu ve istatistiksel anlamda bağlantılı deprem yer hareketleri parametrelerinin tahmini için, Kriging yönteminden yararlanılarak bir metodoloji geliştirilmiştir. Analizlerde en büyük deprem yer ivmesi birincil deprem yer hareketi parametresi olarak kulanılmıştır. Metodolojinin geliştirilmesinde ve validasyonunda İstanbul Deprem Acil Müdahale Sistemi istasyonlarında kaydedilen yedi deprem kullanılmıştır. Yapılan analiz ve karşılaştırmalar sonucunda istasyonlarda elde edilen kayıtlar ve tahmin edilen değerler arasındaki farkların küçük olduğu görülmüştür. Yöntem, kullanılan datanın küçük ve merkezüstü uzaklığın büyük olmasından dolayı zemin ve uzaklık etkilerine hassas değildir. Yerleşik olarak kullanılan azalım ilişkilerinden elde edilen değerler, kaydedilen ve tahmin edilen yer ivmesi değerlerinin üzerindedir. Ayrıca, İstanbul Deprem Acil Müdahale Sistemi haritalama yazılımı tarafından üretilen haritalardaki yer hareketi değerleri bu makalede sunulan yöntem kullanılarak bulunan değerlerle kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kriging yöntemi, kuvvetli yer kareketi, İstanbul Deprem Acil Müdahale Sistemi.

ABSTRACT

Spatial distribution of ground motion parameters has an important role on the identification of physical and socio-economical earthquake damage and loss; provision of reliable information for accurate, effective characterization of rapid response after an earthquake. A rational and rigorous methodology for the interpolation of measured ground motion from discrete array stations to be used in the bias adjustment of the theoretical shake map assessments with the empirical ground motion measurements is developed. The generation of the estimated maps of shaking after an earthquake is often influenced by the limited number of sensors and/or

[1] Doktor, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, ebru.harmandar@boun.edu.tr
[2] Profesör, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, eser.cakti@boun.edu.tr
[3] Profesör, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, merdik@boun.edu.tr

difficulty of monitoring at inaccessible locations that impacts the collection of desired information. This gap in information can be filled through the estimation of missing information conditional upon the measured records. Methodology is presented for estimating properly-correlated earthquake ground motion parameters; herein peak ground acceleration (PGA), at an arbitrary set of closely-spaced points, compatible with known or prescribed ground motion parameters (PGA) at other locations. The observed data recorded by strong motion stations of Istanbul Earthquake Rapid Response System (IERRS) are used for the development and validation of the new numerical method. The estimated and recorded PGAs are compared to see that the residuals are small enough. It has been found that the methodology is not significantly sensitive to site and distance correction because of lower magnitude values and higher epicentral distances. Ground motion prediction equations overestimated both observed and estimated PGAs. Additionally, the estimations by the mapping tool of IERRS were compared to those by the presented method.
Keywords: Kriging method, strong ground motion, Istanbul Earthquake Rapid Response System.

GİRİŞ

Yer sarsıntısı dağılımlarının eş zamanlı olarak hesaplanması deprem hasarları ve can kayıplarının hesaplanması için oldukça önemlidir. Kaydedilen deprem verisi, bu dağılım haritalarının oluşturulması için birincil kaynak niteliğindedir. Fakat, ivmeölçerlerin istenilen bölgede az sayıda bulunmasından ve ya varolan cihazdaki problemlerden dolayı sentetik yer hareketleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Amerika Birleşik Devletleri Jeoloji Araştırmaları Kurumu'nun (USGS) yer sarsıntısı dağılımlarının hesaplanmasında kullandığı SHAKEMAP (http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/) sisteminde kayıtlı deprem yer hareketi olmayan bölgeler için azalım ilişkilernden istifade edilmektedir. Kuvvetli yer hareketi tahmin denklemleri ile bulunan parametreler, az sayıda bulunan kayıtlı yer hareketi yardımı ile hesaplanan Bayes teoremi katsayısı ile oranlanmaktadır.

Stokastik yöntemler de deprem yer kareketi tahminlerinde kullanılmaktadır. Bunların arasında, kondisyonel simulasyonun amacı, kaydedilen verilerden tüm rastgele alanı (full random field) tahmin etmektedir (Wang vd., 2003). Genellikle, bunun için Kriging metodu kullanılmaktadır. Kriging metodu, 1966'da Krige tarafından maden değrelendirme problemleri için geliştirilmiştir (Krige, 1966; Journel and Huijbregts, 1978). Vanmarcke ve Fenton (1991), Vanmarcke vd. (1993); bu yöntemi deprem mühendisliğinde kondisyonel simulasyon yöntemi için kullanmaya başlamışlardır. Hoshiya (1994), Hoshiya ve Marugama (1994), Hoshiya (1995), Shinozuka ve Zhang (1996) deprem alanında Kriging metodundan yararlanmışlardır.

Bu çalışmada, yer hareketi parametrelerinin (en büyük yer ivmesi, en büyük yer hızı vb.) enterpolasyonu için Kriging metoduna dayalı yeni bir nümerik yöntem geliştirilmiştir. Yöntemin geliştirilmesi ve test edilmesi için İstanbul Deprem Acil Müdahale Sistemi istasyonlarında kaydedilen yedi deprem kullanılmıştır.

KRIGING METODU

Kriging metodu, parametre değeri bilinmeyen bir yerde minimum hata varyansı ile doğrusal tahmin oluşturur. Metodoloji, esas olarak kaydedilen veriye karşı konumsal kovaryans değerleri ile uyumlu mevzun verilerle oluşturulan regresyona dayalı optimum bir enterpolasyon imkanı sağlamaktadır. Tüm enterpolasyon algoritmaları (ters mesafe karesi, spline, radyal temel fonsiyonlar vb.), belli bir bölgedeki veriyi çevresindeki kayıtlı verilerin ağırlıklı toplamlarından hesaplamaktadır. Kriging, ağırlıklandırma değerlerini, gelişigüzel bir fonsiyondan değil, kayıtlı veri üzerinden oluşturmaktadır (Isaaks ve Srivastava, 1989).

Kriging yönteminin denklemsel formu:

$$u^*(x) - \mu(x) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \left[u(x_i) - \mu(x_i) \right] \quad (1)$$

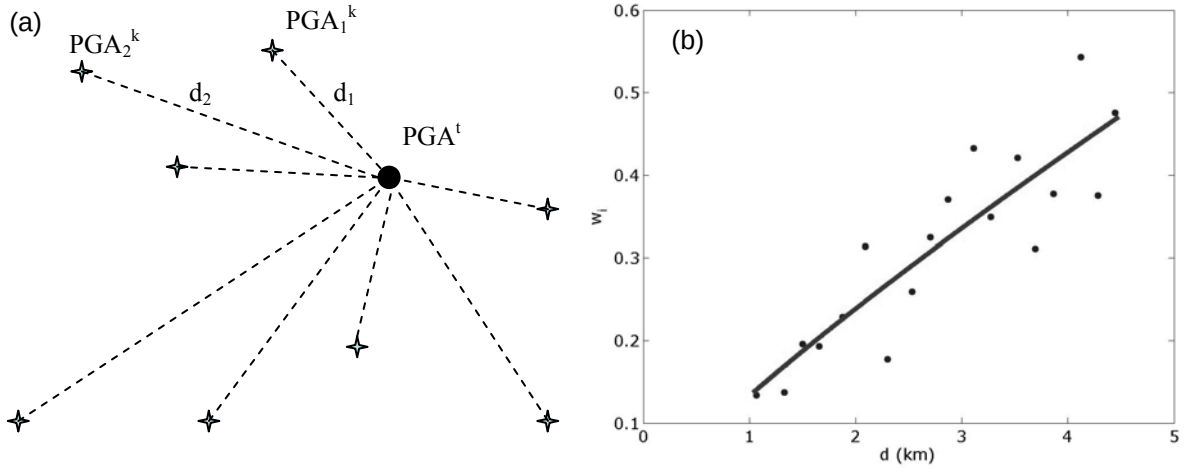
şeklindedir. Burada, u*(x) x noktasındaki tahmin değeri, u(x_i) x noktası için i noktasındaki kayıtlı veri, x tahmin bölgesi için yer vektörü, μ(x) u'nun ortalama değeri, n u*(x) değerinin bulunması için yerel yakın çevredeki veri sayısı, λ ise kriging ağırlıklandırmasıdır.

MODİFİYE KRIGING METODU

Kriging yönteminde kullanılan ağırlıklandırma değerleri kovaryans fonsiyonu ile hesaplanmaktadır. Bu fonsiyonun oluşturulmasının karışıklığından dolayı, bu çalışmada kayıtlı verinin direkt kullanılması ile daha basit yeni bir ağırlaklında fonksiyonu belirlenmiştir. Bu fonksiyonun geliştirilmesi esnasında birçok yöntem (aritmetik ortalama, kayıtlı verilerin kendi içlerinde farkı vb.) kullanılmıştır. Bu denenen fonksiyonlarda belirsizlik değerleri çok yüksek çıkmıştır. Bundan dolayı, ağırlıklandırma fonksiyonu olarak en düşük belirsizlik değerlerini veren geometrik ortalamaya dayalı bir formül benimsenmiştir. Fonksiyonun denklemsel formu yer hareketi parametresi olarak en büyük yer ivmesi (PGA) üzerinden aşağıda gösterilmiştir:

$$w_{ij} = \sqrt{PGA_i^k \times PGA_j^k} \times d_{ij} \quad (2)$$

Burada; d_{ij} i'ninci ve j'ninci kayıt arasındaki mesafeyi, PGA_i^k and PGA_j^k sırasıyla i'ninci ve j'ninci noktalardaki kayıtlı en büyük yer ivmesi değerlerini göstermektedir. (Şekil 1a).



Şekil 1. Kayıtlı verinin belli bir noktada en büyük yer ivmesinin tahmini için seçilmesi (a) ve seçilen kayıtlı verilerden Denklem 2 kullanılarak ağırlaklındırma değerlerinin kayıtlı veriler arası mesafeye göre dağılımı (b)

Bir noktadaki en büyük yer ivmesinin tahmini için bu noktadan çizilen 6 km'lik bir çember içinde kalan minimum dört kayıt kullanılarak Denklem 2'ye göre ağırlık değreleri bulunur. Bu ağırlık değerleri uygun bir regresyon eğrisi oluşturabilmek için istasyonlar arası mesafeler 0.1 km'lik gruplara ayrıştırılır. Şekil 1b'de gösterildiği gibi ağırlık değerleri için mesafeye bağımlı bir regresyon fonksiyonu belirlenir:

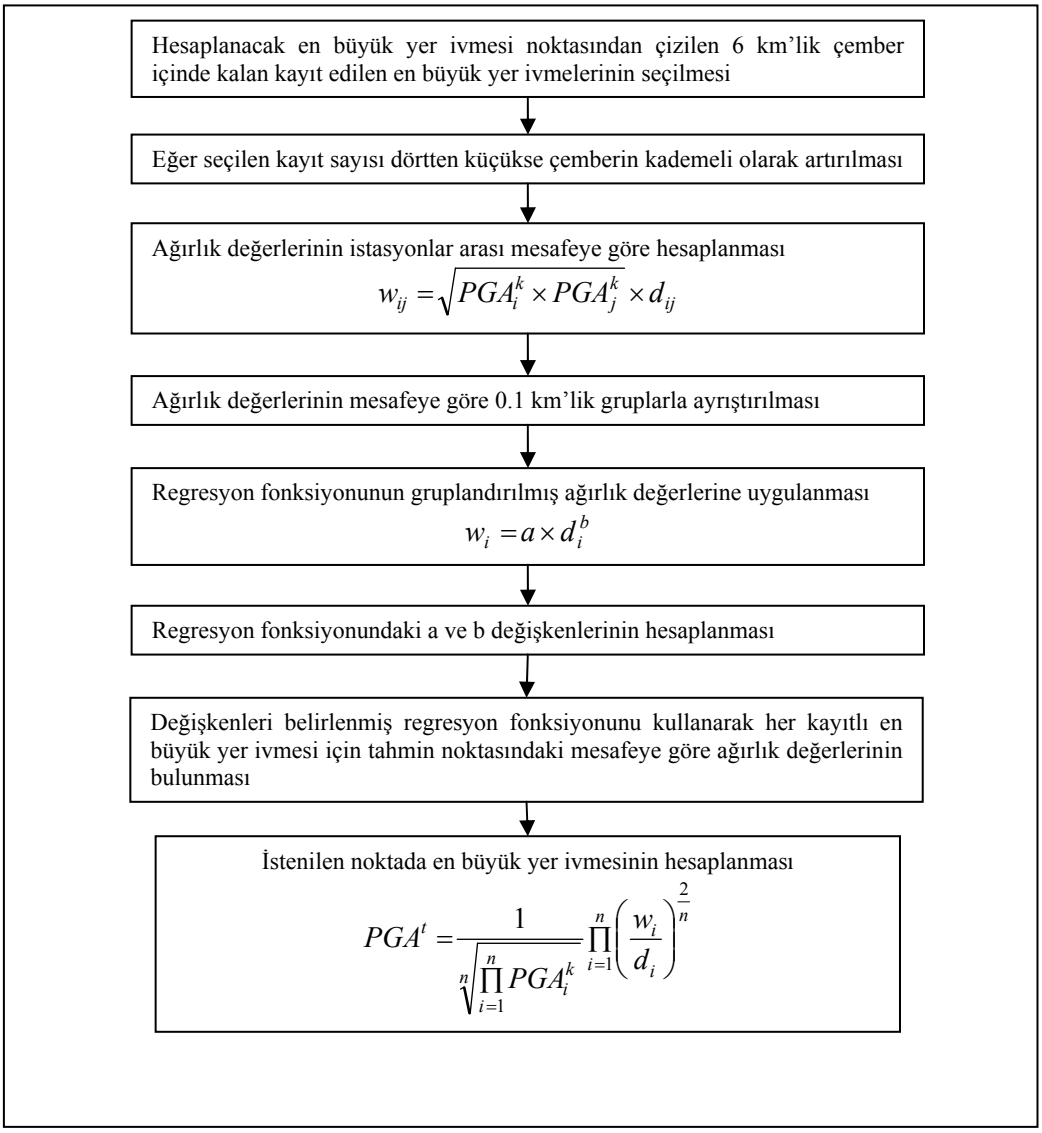
$$w_i = a \times d_i^b \quad (3)$$

Burada, a ve b regresyon fonksiyonunun değişken katsayılarıdır. Bunlar, her tahmin edilecek lokasyon için değişmektedir.

İstasyonlar arası mesafeye bağımlı ağırlıklandırma regresyon fonksiyonunun belirlenmesinden sonra en büyük yer ivmesi tahmin edilecek nokta ile her bir kayıt arasındaki mesafeye göre, oluşturulan fonksiyonu kullanarak, yeni ağırlıklandırma değerleri bulunur. İstenilen noktada en büyük yer ivmesinin bulunması için Denklem 2'ye göre yeniden oluşturulan aşağıdaki formül kullanılır:

$$PGA^t = \frac{1}{\sqrt[n]{\prod_{i=1}^{n} PGA_i^k}} \prod_{i=1}^{n} \left(\frac{w_i}{d_i} \right)^{\frac{2}{n}} \tag{4}$$

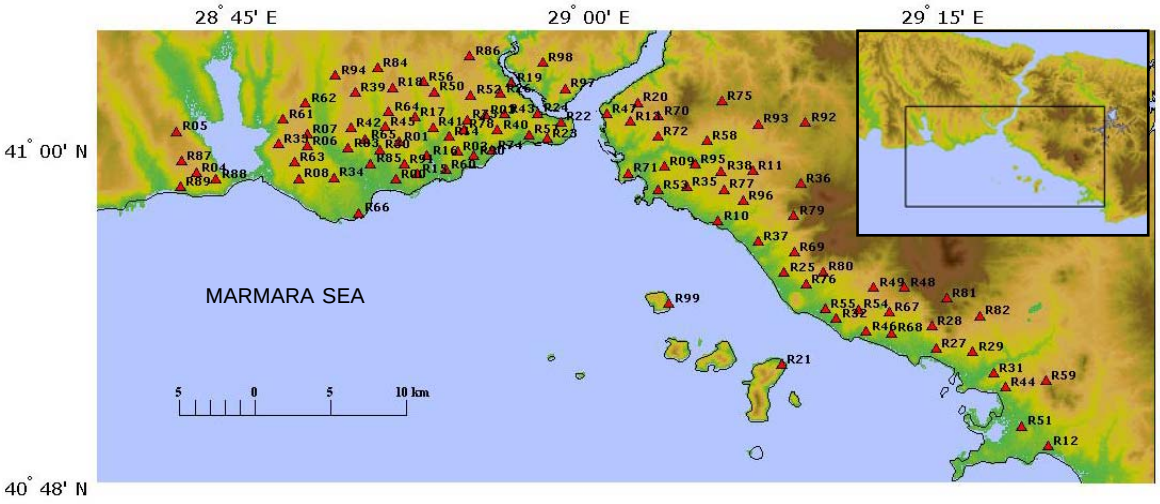
Burada, PGA^t tahmin edilecek en büyük yer ivmesini, PGA_i^k i'ninci noktadaki kayıtlı yer ivmesini, n istenilen en büyük yer ivmesini bulmak için kullanılacak olan kayıt edilen en büyük yer ivmeleri, w_i i'ninci istasyondaki Denklem 3 ile hesaplanan kayıtlı en büyük yer ivmesi ağırlık ve d_i i'ninci noktada kayıt edilen en büyük yer ivmesi ile tahmin edilecek en büyük yer ivmesi arasındaki mesafeyi göstermektedir. Yöntem Şekil 2'de özetlenmiştir.



Şekil 2. Modifiye Kriging metodunun akış şeması

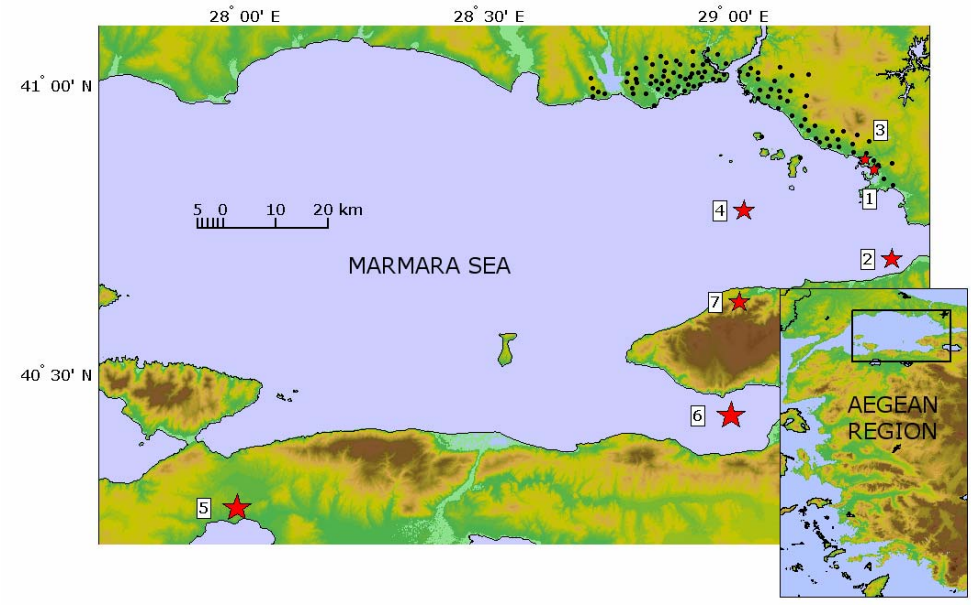
VALİDASYON İÇİN KULLANILAN DEPREM VERİLERİ

İstanbul Deprem Erken Uyarı ve Acil Müdahale Sistemi içerisinde 110 adet 3 eksenli kuvvetli yer hareketi ivmeölçer bulunması ile birlikte bunlardan 100 adedi Acil Müdahale Sistemi, 10 tanesi Erken Uyarı Sistemi için kullanılmaktadır. Bu çalışmada, Acil Müdahale Sistemi istasyonlarından faydalanılmıştır (Şekil 3). İstasyonlar arası mesafe 0.67 km ile 56 km arasında değişmektedir.



Şekil 3. İstanbul Acil Müdahale Sistemi istasyonlarının yerleşimi

Sistemin kurulmasından sonra (2001), istasyonlar birçok irili ufaklı depremler kayıt etmiştir. Modifiye Kriging metodu kayıt edilen 7 deprem için test edilmiştir. Depremlerin lokasyonları Şekil 4'de gösterilmiş, bazı özellikleri Tablo 1'de listelenmiştir.

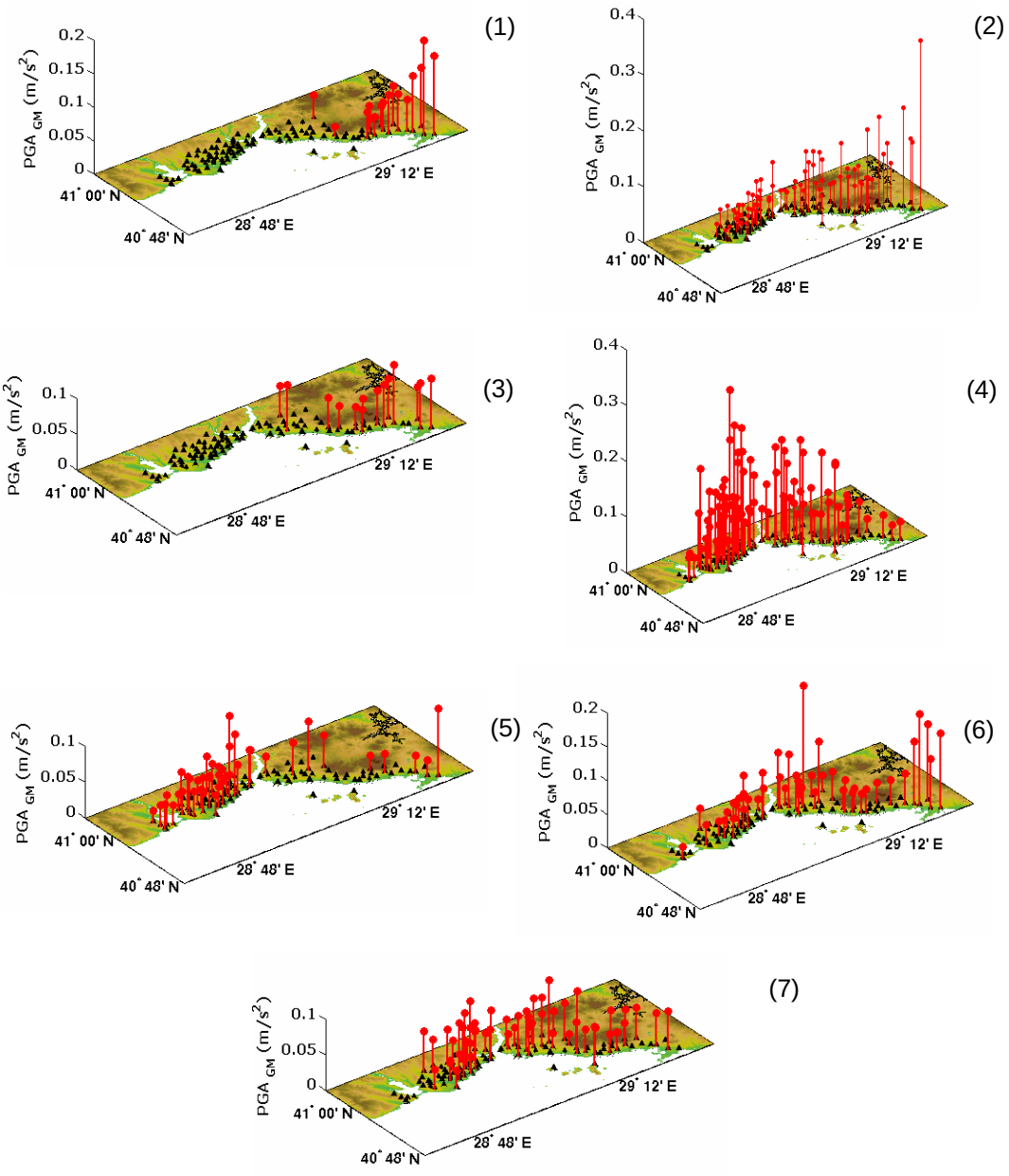


Şekil 4. İstanbul Acil Müdahale Sistemi'nde kayıt edilen depremlerin lokasyonu

Deprem verilerinin her biri gürültüden arındırılmak için her eksenel yön için filtreleme aralığı tayin edilmiş ve 4. derece Butterworth filtre uygulanmıştır. Her bir kayıdın en büyük yer ivmelerinin yatay bileşenlerin geometrik ortalamaları hesaplanmıştır. 0.01 m/s^2 ve 0.37 m/s^2 arasında değişen bu değerler Şekil 5'de gösterilmiştir.

Table 1. Modifiye Kriging metodunun validasyonu için seçilmiş depremlerin bazı özellikleri (http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/map/en/index.html)

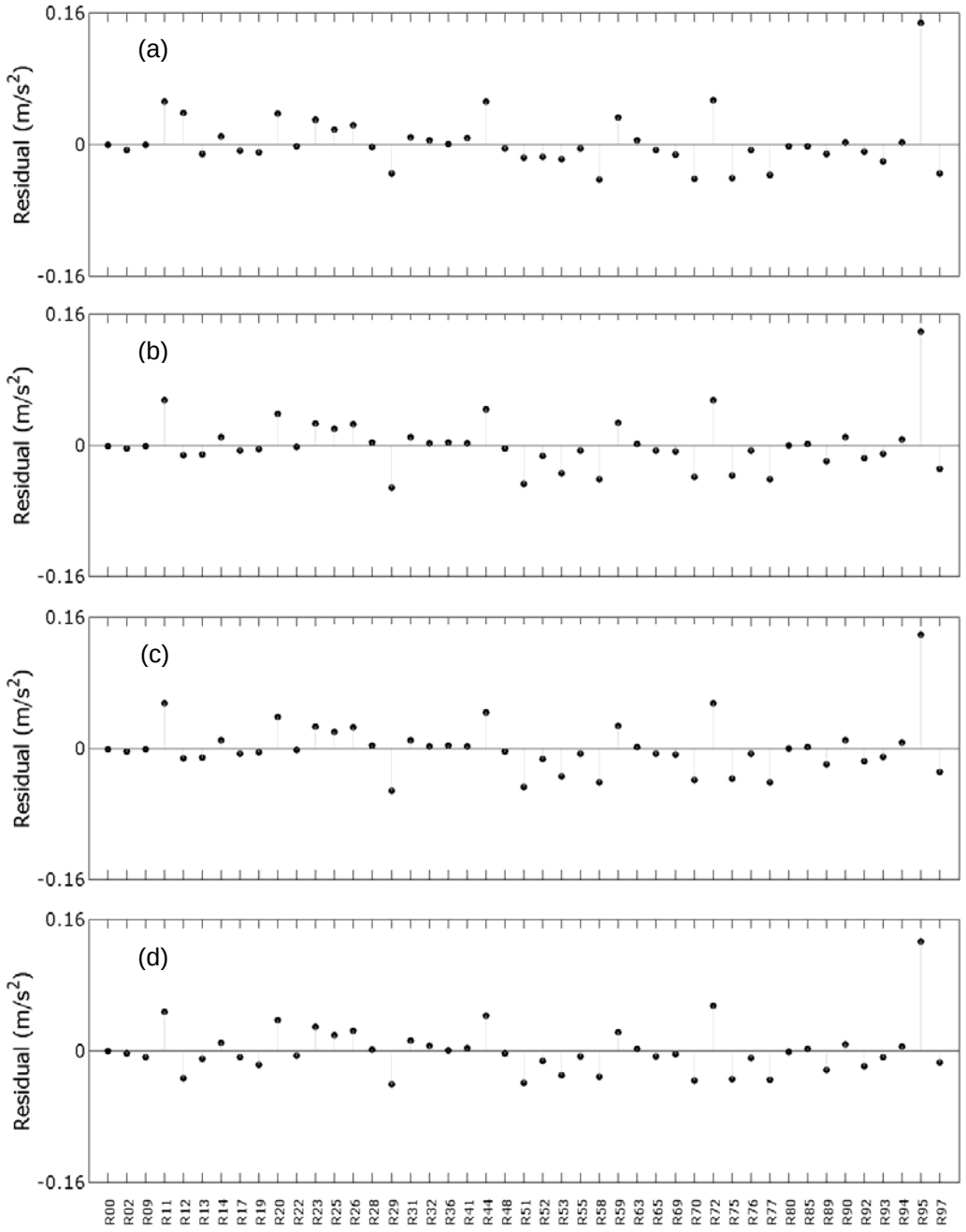
No	Deprem	Tarih	Enlem	Boylam	GMT	M_L	M_d	Kayıt alan istasyon sayısı	Maksimum episentral uzaklık (km)	Minimum episentral uzaklık (km)
1	Güzelyalı	19/09/2003	40.8498	29.2867	00:51	3.1	3.2	16	16	1
2	Yalova	16/05/2004	40.6957	29.3222	03:30	4.3	4.2	72	58	14
3	Güzelyalı	24/06/2004	40.8676	29.2683	13:28	3.2	3.2	14	23	1
4	Marmara Sea	29/09/2004	40.7797	29.0200	15:42	4.0	-	86	34	14
5	Kuşgölü	20/10/2006	40.2635	27.9843	21:15	-	5.2	43	130	101
6	Gemlik	24/10/2006	40.4240	28.9947	17:00	-	5.2	47	70	52
7	Çınarcık	12/03/2008	40.6210	29.0110	20:52	4.8	-	54	50	30



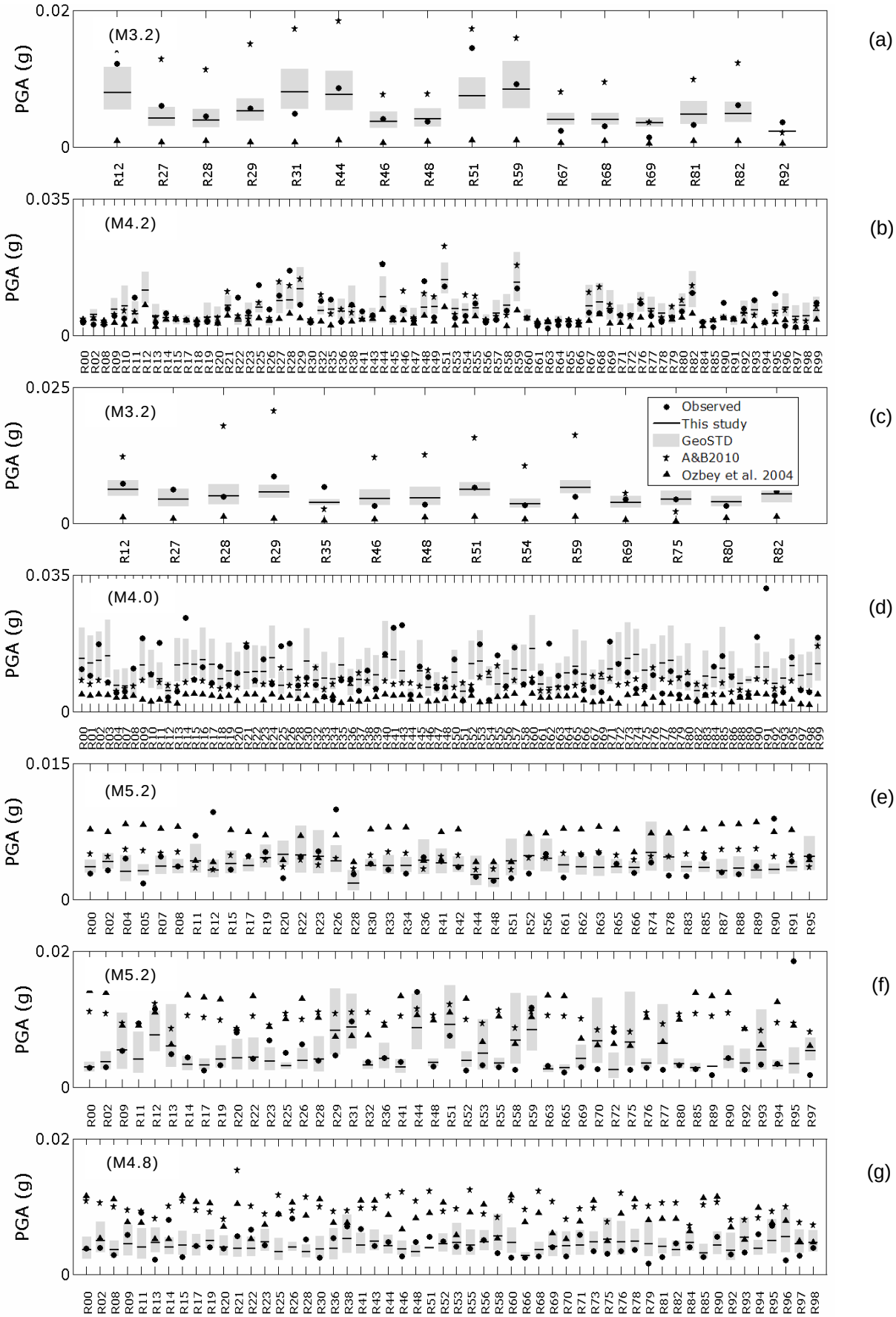
Şekil 5. En büyük yer ivmesi geometrik ortalama değerlerinin Tablo 1'de gösterilen numaralı depremler için konumsal dağılımı

KIYASLAMALAR

Geliştirilen Modifiye Kriging (MK) yönteminin uygulaması için kayıt alan istasyonlarda veri yokmuş gibi en büyük yer ivmesi tahmini yapıldı (live-one-out yöntemi). Daha sonra aynı noktadaki kayıtlı verilerle karşılaştırıldı. Burada dikkat edilmesi gereken yerel zemin koşulları ve deprem odak noktasına mesafenin veriler üzerine etkisidir. Bunun için tahminler yapılırken uzaklık ve zemin koşullarının deprem verisine etkisi de analizler içinde dikkate alındı. Kullanılan deprem verilerin odak noktasına mesafesinin fazla olması ve deprem magnitüdlerinin küçük olmasından dolayı buradaki örnek depremler için depreme uzaklığın ve yerel zemin koşullarının etkisi çok küçük farklılıklara neden oldu (Şekil 6). Daha büyük ve daha yakın depremler için bu iki parametrenin çok daha büyük etkisi olacaktır.



Şekil 6. 24 Ekim 2006 depreminin her istasyonu (x ekseni) için kayıtlı ve tahmin edilen en büyük yer ivmesi arasındaki rezidual değerleri (y ekseni). Düzeltme yok (a), uzaklık düzeltmesi (b), zemin koşulları düzeltmesi (c) ve Uzaklık ve yerel zemin koşulları düzeltmesi

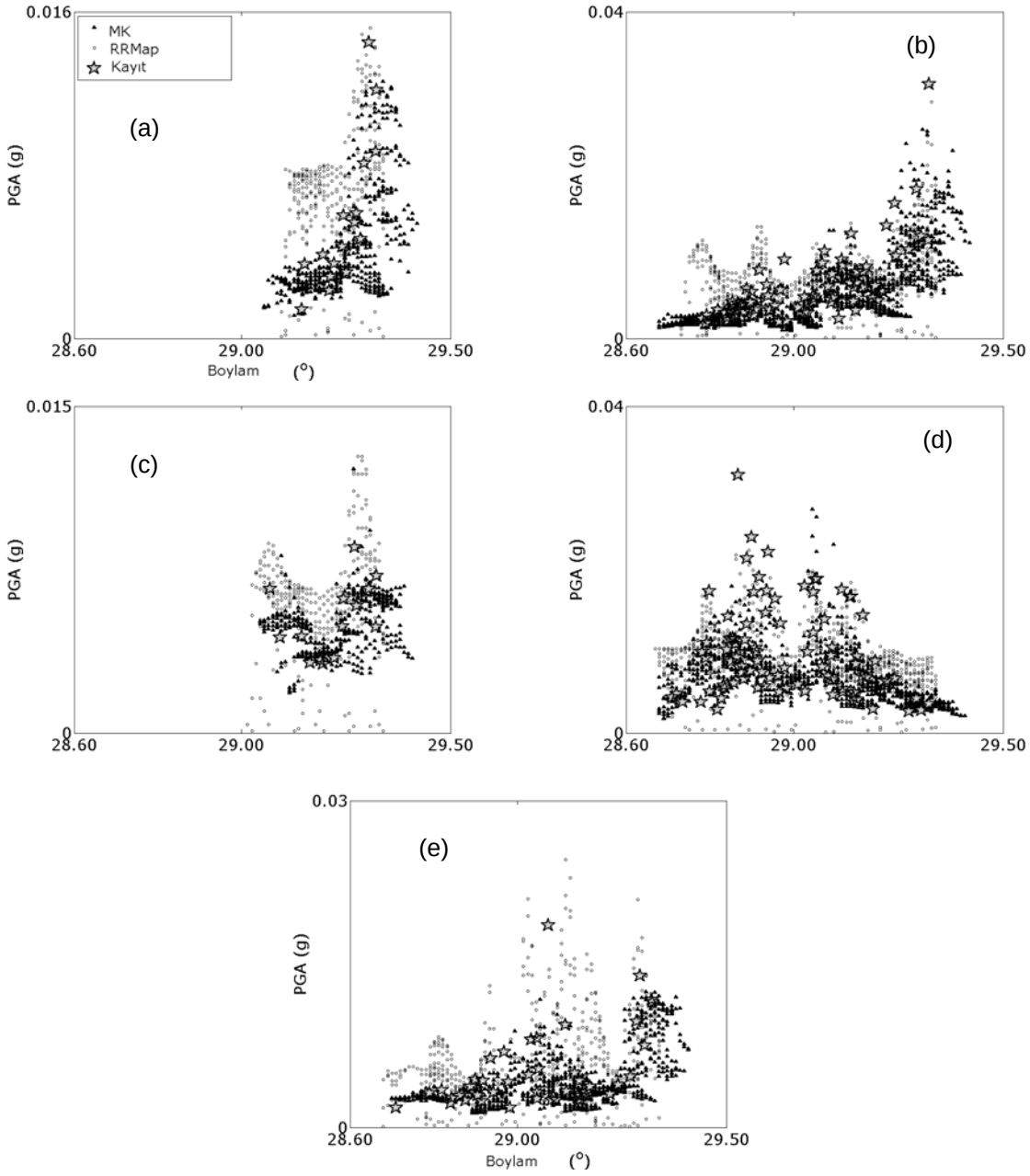


Şekil 7. Tablo 1'de gösterilen tüm depremlerin her istasyonu için Modifiye Kriging yönteminin kayıtlı veri, Akkar ve Bommer (2010) ve Ozbey vd. (2004) yer hareketi tahmin denklemleri ile karşılaştırılması

İlaveten, her deprem ve her istasyon için bulunan tahmin değerleri; aynı noktalarda Akkar ve Bommer (2010) ve Özbey vd. (2004) yer hareketi tahmin denklemleri kullanarak elde edilen değerlerle kıyaslandı (Şekil 7). Şekil 7'de gösterilen geometrik standart derivasyonları aşağıdaki formül ile hesaplanmıştır:

$$\sigma_g = \exp\left(\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\ln(PGA_i) - In(\mu_g)\right]^2}{n}}\right) \quad (5)$$

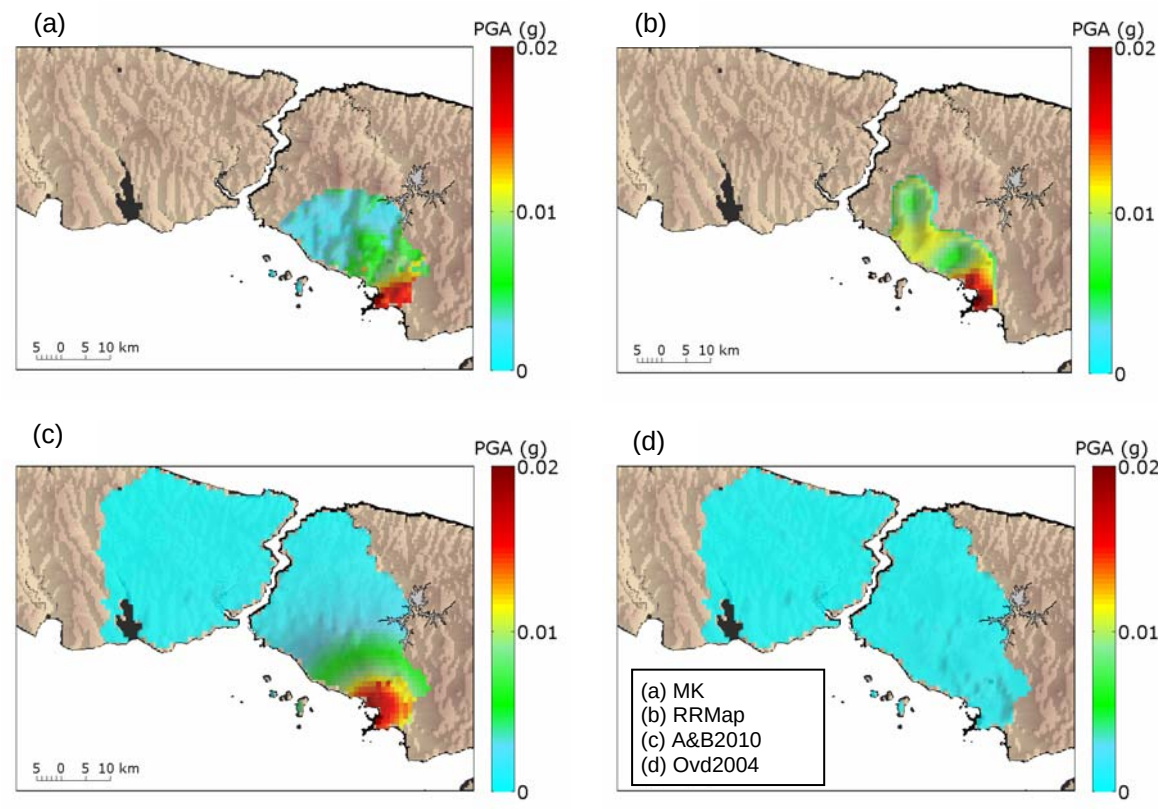
Burada, μ_g geometrik ortalamayı, PGA_i i'ninci istasyondaki en büyük yer ivmesini ve n de veri sayısını göstermektedir.



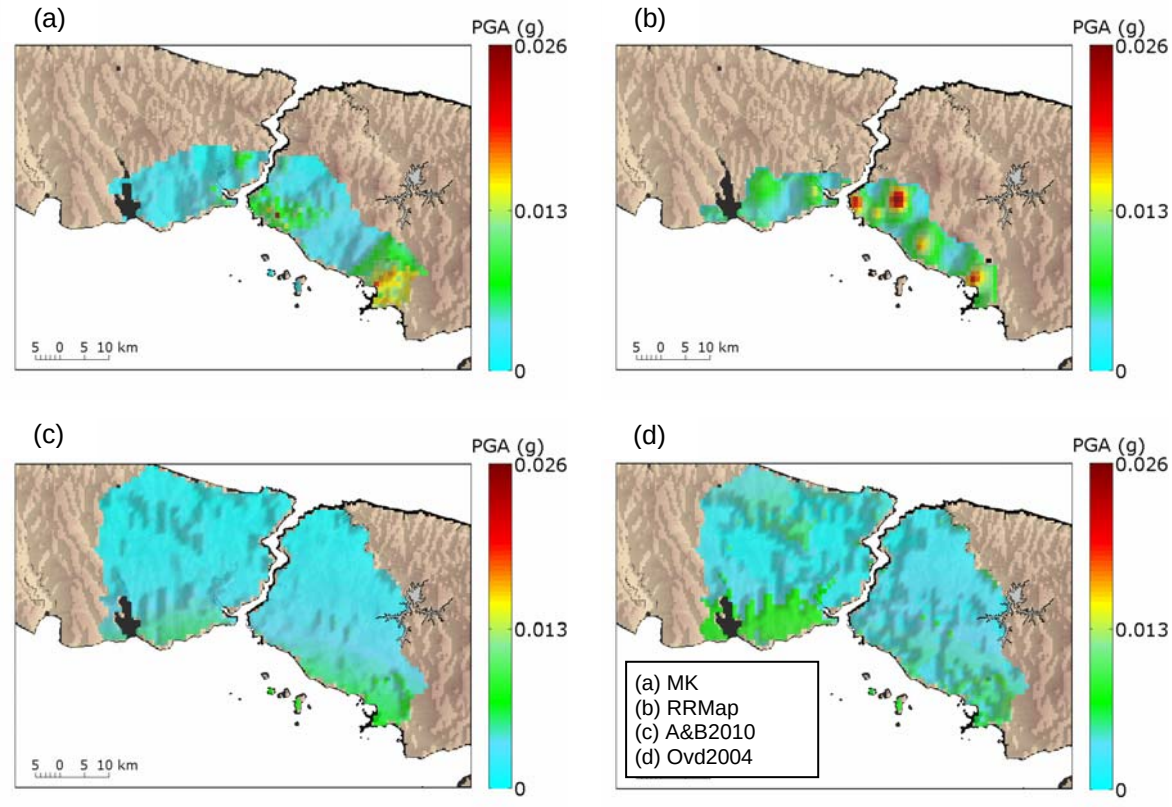
Şekil 8. Tablo 1'de gösterilen tüm depremler için fantom noktalarda Modifiye Kriging yönteminin kayıtlı veri ve RRMap programı ile karşılaştırılması

Şekil 7'den de anlaşıldığı gibi Modifiye Kriging metoduyla elde edilen sonuçlar kayıtlı veriler ile uyum göstermektedirler. Akkar ve Bommer (2010)'dan çıkan sonuçlar nisbeten daha yüksek sonuçlar veriyor. Bunun da nedeni, buradaki örnek depremlere göre bu kuvvetli yer hareketi tahmin denklemlerinin çalıştığı veri magnitüdünün yüksek olmasıdır. Özbey vd. (2004) yer hareketi tahmin denklemlerinden çıkan sonuçlar; 19 eylül 2003, 16 Mayıs 2004 , 24 Haziran 2004 ve 29 Eylül 2004 depremleri için düşük (Şekil 7 a, b, c, d); buna karşın diğer üç deprem için de yüksek seyretmektedir (Şekil 7e, f, g).

Son olarak, Modifiye Kriging yöntemi spline enterpolasyon yöntemi kullanılan RRMap programı ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma iki türlü yapılmıştır. Her bir fantom (hayali) nokta için bulunan iki sonuç 1) boylam düzleminde (Şekil 8), 2) harita (Şekil 9, 10) üzerinde kıyaslama yapılmıştır. Burada yer işgalini önlemek için yedi depremin hepsinin yerine belli başlılarıyla yapılan kıyaslamalar gösterilmiştir. Şekil 8'de kayıtlı veri ile tahmini verinin birlikte uyumu görülebilmektedir. Şekil 9'da ise bu çalışmada önerilen yönteminin, Akkar ve Bommer (2010) yer hareketi tahmin denklemlerinin, Özbey vd. (2004) yer hareketi tahmin denklemlerinin ve RRMap programının fantom noktalar için hesaplanan sonuçları haritalar üzerinde gösterilmiştir. En büyük yer ivmesi yüksek seyreden bölgeler yeni yöntemde ve RRMap'de uyuşmaktadır. Lakin, değerler RRMap'de çok yüksek seyretmektedir.



Şekil 9. 19 Eylül 2003 depremi için (a) Modifiye Kriging yöntemi, (b) RRMap programı, (c) Akkar ve Bommer (2010) ve (d) Ozbey vd. (2004) kullanılarak oluşturulan en büyük yer ivmesi dağılım haritaları



Şekil 10. 24 Ekim 2006 depremi için (a) Modifiye Kriging yöntemi, (b) RRMap programı, (c) Akkar ve Bommer (2010) ve (d) Ozbey vd. (2004) kullanılarak oluşturulan en büyük yer ivmesi dağılım haritaları

SONUÇLAR

Kuvvetli yer hareketi istasyonlarından elde edilen verilerin enterpolasyonuna dayanarak oluşturulan en büyük yer ivmesi dağılım haritalarında kullanılmak üzere yeni bir metodoloji geliştirilmiştir. Metodun esası Kriging yöntemine dayanmaktadır. Uygulamada Istanbul Deprem Acil Müdahale Sisteminin kaydettiği deprem verileri kullanılmıştır.

Kayıtlı verilerden elde edilen en büyük yer ivmesi değerleri bu çalışmada geliştirilmiş olan Modifiye Kriging metodundan elde edilmiş verilerle kıyaslanmıştır. Kayıtlı verilerle tahmini veriler arasıda çok yakın uyum gözlenmiştir. Ayrıca, Modifiye Kriging metoduyla hesaplanan tahmin değerleri, Akkar ve Bommer (2010) ve Özbey vd. (2004) yer hareketi tahmin denklemleri ile kıyaslanmıştır. Bu denklemlerden çıkan sonuçlar, bazı istasyonlar için uyum sağlasa da çoğu istasyon için kayıtlı veriye dayanan hesaplama olmadığı için ya çok düşük veyahut çok yüksek seyretmiştir.

İlaveten, İstanbul için en büyük yer ivmesi dağılım haritası oluşturabilmek için Modifiye Kriging metodu fantom (hayali) noktalarda tahmini en büyük yer ivmesi değerleri hesaplandı. Hesaplanan veriler spline enterpolasyon yöntemini kullanan RRMap programından elde edilen tahmini değerler ile karşılaştırıldı. Karşılaştırmalarda, yüksek değerlerin olduğu bölge sınırlarının tahmini uyum içinde, lakin bazı depremlerde en büyük yer ivmesi değerleri RRMap'de oldukça yüksek seyretmektedir.

Kayıt olmayan bölgelerde yöntemin geçerli olmaması dezavantaj olsa da yer hareketi parametrelerinin çok sık aralıklarla kayıtlı veriye dayalı konumsal tahmini deprem riski yüksek bölgelerde hasar dağılımlarının çıkarılması oldukça önemlidir.

Teşekkür

Bu çalışmada kullanılan kayıtlı deprem verilerinin elde edilmesindeki yardımlarından dolayı İstanbul Deprem Erken Uyarı ve Acil Müdahjale Sistemi çalışanlarına teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Akkar S and Bommer JJ (2010) "Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region and the Middle East", *Seismological Research Letters*, 81: 195-206

Borcherdt RD (1970) "Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay", *Bulletin of the Seismological Society of America* , 60: 29 -61

Erdik M, Fahjan Y, Ozel O, Alcik H, Mert A, and Gul M (2003) "Istanbul Earthquake Rapid Response and Early Warning System", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1: 157-163

Erdik M (2006) "Urban Earthquake Rapid Response and Early Warning Systems", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*, Keynote lecture 4, Geneva, Switzerland

Goovaerts P (1997) Geostatistics for natural resource evaluation, New York: Oxford University Press

Hoshiya M (1994) "Conditional Simulation of Stochastic Field", in Schueller GI, Shinozuka M, and Yao JTP (editors), Structural Safety and Reliability, Balkema, Rotterdam

Hoshiya M (1995) "Kriging and Conditional Simulation of Gaussian Field", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 121: 181-186

Hoshiya M and Maruyama O (1994) "Stochastic Interpolation of Earthquake Wave Propagation", in Schueller GI, Shinozuka M, and Yao JTP (editors), Structural Safety and Reliability, Balkema, Rotterdam

Isaaks EH and Srivastava RM (1989) An Introduction to Applied Geostatistics, Oxford University Press, New York, Oxford

Journel AG and Huijbregts CJ (1978) Mining Geostatistics, Academic Press, London, England

Krige DG (1966) "Two-Dimensional Weighted Moving Average Trend Surfaces for Ore Valuation", *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 66: 13-38

Özbey C, Sarı A, Manuel L, Erdik M and Fahjan Y (2004) "An empirical attenuation relationship for Northwestern Turkey ground motion using a random effects approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24: 115-125

Shinozuka M and Zhang R (1996) "Equivalence between Kriging and CPDF Method for Conditional Simulation", *Journal of Engineering Mechanics, ACSE*, 122(6): 530-538

Vanmarcke, E and Fenton G (1991) "Conditioned Simulation of Local Fields of Earthquake Ground Motion", *Structural Safety*, 10: 247-264

Vanmarcke EH, Heredia-Zavoni E and Fenton GA (1993) "Conditional Simulation of Spatially Correlated Earthquake Ground Motion", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 119(11): 2333-2352

Wang J, Carr A, Cooke N and Moss P (2003) "A Simple Method for Stochastic Dispersion of Earthquake Waves", *Proceedings of Pacific Conference in Earthquake Engineering*, 51, Christchurch, New Zealand

OLASILIKSAL SİSMİK TEHLİKE ANALİZİ: GENEL BAKIŞ VE YENİ NESİL DEPREM TEHLİKE HARİTALARI

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS: A GENERAL OVERVIEW AND NEW GENERATION SEISMIC HAZARD MAPS

M. Semih YÜCEMEN[1]

ÖZET

Sismik tehlike analizindeki aşamaların her birinin içerdiği rassal değişkenliklerden ve bilgi eksikliğinden kaynaklanan belirsizliklerin göz önünde bulundurulabilmesi için mutlaka olasılık ve istatistik yöntemlerinin kullanılması gerekir. Son yıllarda aktif faylardan kaynaklanan sismik tehlikenin tahmini önem kazanmıştır. Faylar üzerinde gerçekleştirilen kapsamlı çalışmalar neticesinde fayların ana özelliklerine ait elde edilen bilgiler ve verilerin de bunda önemli bir katkısı olmuştur. Yeni nesil sismik tehlike haritalarının hazırlanmasında aktif faylardan kaynaklanan sismik tehlike özellikle dikkate alınmalı ve faylarla ilgili mevcut bilgilerle uyumlu stokastik modeller kullanılmalıdır. Bu bildiride sismik tehlike analizinin temelini oluşturan modeller özetlenerek, aktif faylara ağırlık verilerek geliştirilecek olan yeni nesil sismik tehlike haritalarının oluşturulmasında kullanılacak stokastik modeller üzerinde durulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Sismik tehlike analizi, Aktif fay, Yinelenme modeli, Stokastik süreç

ABSTRACT

In order to take into consideration the randomness involved in various stages of seismic hazard analysis and the uncertainties resulting from lack of sufficient information, seismic hazard analysis should be performed in a probabilistic manner. In recent years more attention has been paid to the assessment of seismic hazard nucleating from faults. The fact that more reliable values have been obtained for the fault parameters had a significant effect on this. The seismic hazard assessment procedures taking into consideration the hazard nucleating from active faults and utilizing more appropriate stochastic models have become the current trend in seismic hazard mapping. In this paper various aspects of the probabilistic assessment of seismic hazard due to active faults are presented
Keywords: Seismic hazard analysis, Active fault, Renewal model, Stochastic process

GİRİŞ

Sismik tehlike analizindeki aşamaların her birinin içerdiği rassal değişkenliklerden (aleatory) ve bilgi eksikliğinden (epistemic) kaynaklanan belirsizliklerin göz önünde bulundurulabilmesi için mutlaka olasılık ve istatistik yöntemlerinin kullanılması gereklidir. Olasılıksal sismik tehlike analizini, sismik tehlikenin sayısal olarak belirlenmesi amacı ile yürütülen ve olasılıksal sonuçların hesaplandığı ve sunulduğu bir süreç olarak düşünmek mümkündür. Deterministik yöntemlere nazaran, olasılıksal deprem tehlikesi analizleri jeolojik, jeofizik, sismolojik ve tarihsel verilerin daha uyumlu ve akılcı bir şekilde dikkate alınmasını sağlamaktadır. Ayrıca deterministik sismik tehlike analizinde sadece en kritik ya da birkaç kritik deprem senaryosu göz önünde tutulurken, olasılıksal yaklaşımda olası tüm deprem senaryolarını dikkate almak ve bunların toplam etkisini sonuçlara yansıtmak mümkün olmaktadır.

[1] Prof. Dr, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ODTÜ, Ankara, yucemen@metu.edu.tr

Olasılıksal sismik tehlike analizinin başlangıç noktası etkilenme alanı olarak seçilen bölgedeki sismik kaynakların ve aktif fayların konumlarının ve bunlara ilişkin sismisite parametrelerinin değerlerinin belirlenmesidir. Sismik tehlike analizinin en önemli ve temel girdilerinden biri, depremlerin zaman ve mekan içindeki dağılımını gösteren geçmiş depremlere ilişkin verilerdir. Bu amaçla mevcut deprem kataloglarından yararlanılarak bir sismik veri tabanı oluşturulmalıdır. Deprem kataloglarındaki ham veriler şu hususlar göz önünde tutularak gerekli işlemlere tabi tutulmalıdır: Mümkün olduğu taktirde değişik kataloglardan elde edilen ham veriler karşılaştırılmalı, tekrarlar önlenmelidir. Değişik ölçeklerde verilen magnitüd değerleri tek bir ölçeğe, tercihen moment magnitüd (M_w) ölçeğine, dönüştürülmelidir. Zaman ve mekan (uzaklık) pencerelerinin boyutları tanımlanarak öncü ve artçı depremler belirlenmeli ve istatistiksel bağımsızlığı sağlamak için bunlar veri tabanlarından çıkartılarak sadece ana şoklardan oluşan alternatif bir sismik veri tabanı oluşturulmalıdır. Ayrıca, deprem katalogu incelenerek değişik büyüklükteki depremlerin kataloglarda eksik sayıda yer almasının yarattığı yanlılık giderilerek, tekerrür oranlarının hesabı eksiksiz bir veri tabanına dayandırılmalıdır.

Yukarıda belirtilen koşulları sağlayan bir sismik veri tabanı oluşturulduktan sonra, depremlerin oluşumu ve magnitüd olasılık dağılımı için uygun modellerin seçilmesi gerekmektedir. Bunun için öncelikle katalogdaki depremler sismik kaynaklar ile ilişkilendirilmelidir. Sismik tehlike analizinde depremlerin oluşumu ve magnitüd-tekerrür ilişkisi için değişik modeller kullanılmaktadır. Bunların arasında magnitüd sıklık ilişkisi için üstel dağılım ve karakteristik deprem modelleri en yaygın uygulananlardır. Depremlerin zaman içindeki bağımlılığını göz önünde tutmamasına rağmen Poisson süreci depremlerin zaman içinde oluşumu için en sık kullanılan stokastik modeldir. Yinelenme rassal süreci ile depremlerin zamana olan bağımlılığını dikkate almak mümkün olmaktadır. Son olarak da yer hareketi tahmin (azalım) modelinin seçilmesi gereklidir.

Belirli bir inşaat sahasındaki sismik tehlikenin belirlenmesi için uygulanacak olan olasılıksal sismik tehlike analizi (OSTA) disiplinlerarası bir çalışmayı gerektirmektedir ve bu amaçla yürütülecek olan çalışmanın başlıca aşamaları aşağıda sıralanmıştır.

(i) Etkilenme alanının tespiti ve bu alanda geçmişte meydana gelmiş depremlerle ilgili bilgileri içeren deprem kataloglarından yararlanarak bir sismik veri tabanının hazırlanması ve gerekli değişiklikleri ve ayarlamaları yaparak bu veri tabanının yeknesak ve yansız olmasının sağlanması.

(ii) İncelenen bölgede alansal ve çizgisel sismik kaynakların tanımlanması. Aktif fay haritasının hazırlanması ve tanımlanan fayların özelliklerini ifade eden parametrelerin değerlerinin belirlenmesi.

(iii) Deprem merkez-üstlerinin konumlarını ve bunların belirlenen aktif faylar ile ilişkilerini incelemek üzere bir sismotektonik haritanın çizilmesi. Sismik veri tabanında yer alan depremlerin merkez-üstlerinin konumuna göre sismik kaynaklara dağıtılması ve buna bağlı olarak da her sismik kaynak için elde edilecek magnitüd-tekerrür ilişkisine göre magnitüd için bir olasılık dağılımının çıkartılması ve diğer sismisite parametrelerinin değerlerinin saptanması. Belirlenen sismik kaynakların hiçbiri ile ilişkilendirilemeyen depremlerin katkısını da dikkate almak üzere alansal geri plan sismik kaynakların tanımlanması.

(iv) Depremlerin zaman içinde oluşumları için uygun bir stokastik modelin seçilmesi.

(v) Yerel verilere dayanan bir yer hareketi tahmin (azalım) ilişkisinin çıkartılması ya da mevcutlar arasından uygun birinin seçilmesi.

(vi) Göz önünde tutulan tüm sismik kaynakların inşaat sahasındaki sismik tehlikeye katkılarını birleştirecek bir hesaplama algoritmasına göre seçilen deprem şiddeti ölçüsü ya da zemin hareketi parametresi için olasılık dağılımının elde edilmesi. Sayısal hesaplamalar, bu amaçla hazırlanmış olan bilgisayar yazılımları kullanılarak yapılacağından uygun bir yazılım paketinin seçilmesi.

(vii) Değişik türdeki belirsizliklerin değerlendirilmesinin ya doğrudan yapılması ya da duyarlılık analizleri ve mantık ağacı ya da benzeri yöntemler yolu ile bilgi eksikliğinden kaynaklanan (epistemik) belirsizliklerin etkilerinin sonuçlara yansıtılması.

(viii) Belirli aşılma olasılıklarına (ya da tekerrür sürelerine) karşı gelen deprem yer hareketi değerlerinin elde edilmesi ve bu değerlere göre deprem tehlikesi haritalarının çizilmesi.

Burada bu aşamaların içinden sadece deprem veri tabanının hazırlanması, magnitüd-tekerrür ilişkisi ve depremlerin zaman içinde oluşumları için uygun bir stokastik modelin seçilmesi konuları

ele alınmıştır. Söz konusu bu aşamaların her biri aşağıdaki bölümlerde daha ayrıntılı olarak ortaya konulmuştur.

DEPREM VERİ TABANININ OLUŞTURULMASI

Sismik veri tabanının oluşturulmasında deprem katalogları en önemli veri kaynağıdır. Ancak deprem kataloglarındaki veriler doğrudan kullanıma uygun olmayabilir. Genellikle deprem kataloglarında deprem magnitüdleri değişik ölçeklerde verilmektedir. Bunların tek bir ölçeğe çevrilerek, magnitüd açısından yeknesak bir veri tabanının oluşturulması tavsiye edilmektedir. Poisson modelinin içerdiği bağımsızlık varsayımı nedeni ile öncü ve artçı depremlerin ayıklanması da gerekebilir. Diğer bir problem de, deprem kataloglarında yer alan küçük magnitüd değerli depremler ile çok uzun tekerrür süreli büyük magnitüdlü depremlerin sayılarının eksik olmasının yarattığı yanlılıktır. Aşağıdaki alt-bölümlerde bu problemlerin çözümüne yönelik işlemler kısaca özetlenmiştir.

Deprem Veri Tabanının Tek Bir Magnitüd Ölçeğine Göre Oluşturulması

Kataloglarda yer alan değişik magnitüd ölçeklerinin tek bir magnitüd ölçeğine çevrilmesinde moment magnitüdünün (M_w) esas alınması uygun olacaktır. Farklı büyüklük ölçeklerine göre (cisim dalga magnitüdü – M_b, süre magnitüdü – M_d, yerel magnitüd – M_L ve yüzey magnitüdü – M_s) raporlanan deprem kayıtlarının M_w ölçeğine çevrilmesi oldukça önemli bir sorun teşkil etmektedir. Bu amaçla değişik ampirik dönüşüm ilişkileri geliştirilmiştir (örneğin Boore ve Joyner, 1982, Ulusay, v.d. 2004). Bu ilişkilerin elde edilmesinde yaygın olarak standart en küçük kareler regresyonu kullanılmıştır. Bu yöntem, aralarında bağıntı kurulacak değişkenlerden yalnızca bağımlı değişkende (M_w) hata (depremin rassal oluşumundan ileri gelen) olması durumunu göz önüne almaktadır. Ancak deprem büyüklüklerinin çeşitli nedenlerden kaynaklanan belirsizlikler yüzünden hatasız olarak belirlenmesi mümkün değildir. Dolayısıyla aralarında bağıntı kurulacak olan bağımlı ve bağımsız değişkenlerin her ikisinin de hata içermesi kaçınılmazdır. Böyle bir durumda regresyon analizi yapılabilmesi için ortogonal regresyon yönteminin kullanılması uygun olacaktır. Castellaro, v.d. (2006) standart regresyon yoluyla elde edilen dönüşüm denklemlerindeki yanlılığı incelemiş ve geliştirdikleri "Unified Italian Catalogue"'da 0.4 magnitüd değerlerine erişen hataların olabileceğini belirtmişlerdir.

Deniz ve Yücemen (2010), ortogonal regresyon yöntemini ve son yüzyıl içerisinde ülke çapında meydana gelmiş bütün depremlerden oluşan bir veri tabanını kullanarak bir dizi dönüşüm ilişkileri elde etmiştir. Bu ilişkiler Denklem 1'de gösterilmiştir.

$$M_w = 2.25 \times M_b - 6.14 \qquad (1a)$$

$$M_w = 1.27 \times M_d - 1.12 \qquad (1b)$$

$$M_w = 1.57 \times M_L - 2.66 \qquad (1c)$$

$$M_w = 0.54 \times M_s + 2.81 \qquad (1d)$$

Ortogonal regresyon, çevirim ilişkilerinin eğimlerini standart en küçük kareler yöntemine göre her zaman daha büyük tahmin etmektedir. Bu nedenle büyük depremlerin magnitüdlerini geleneksel yönteme göre daha büyük vermektedir. Küçük depremler için bunun tersi geçerli olmakla birlikte, bu depremlerin sismik tehlikeye katkısı zaten oldukça küçük seviyelerde kalmaktadır. Dolayısıyla deprem tehlikesinin tahmininde ortogonal regresyonun kullanılması durumunda geleneksel yöntemin sonuçlarına göre daha emniyetli tarafta değerler elde edilecektir.

Deprem Veri Tabanının İkincil Depremlerden Arındırılması

Olasılıksal sismik tehlike analizinde yaygın bir şekilde kullanılan Poisson modeli depremlerin gerek mekan, gerekse zaman açısından birbirlerinden bağımsız bir şekilde meydana geldikleri varsayımına dayanır. Poisson modelinin gerektirdiği bağımsızlık koşulunu sağlamak için deprem öbekleşmelerinin belirlenerek öncü ve artçı depremlerin (ikincil depremler) sismik veri tabanından çıkartılması gerekir.

Öncü ve artçı şokların zaman ve mekana göre belirlenmesi için birçok çalışmalar yapılmıştır (örneğin: Omori, 1894, Gardner ve Knopoff, 1974, Prozorov ve Dziewonski, 1982, Van Dyck, 1985, Utsu, v.d., 1995, Savage ve Rupp, 2000 ve Kagan, 2002). Öncü ve artçı depremler zamansal ve mekansal olarak ana şok etrafında benzer dağılımlar göstermektedirler. Bu nedenle, ikincil depremlerin tayini öncü ve artçı depremler için farklılık göstermemektedir. Sözü geçen çalışmalar mühendislik uygulamaları için belirli bir büyüklük seviyesindeki depremlerin, deprem bölgesi, sismik kaynak, ilgili fayın uzunluğu ve çeşidi gibi ayrımlar gözetilmeksizin aynı ikincil deprem aktivitesine yol açtığını kabul eden çalışmalardır. Burada da her bir deprem büyüklüğü seviyesi için, bu seviyede bulunan bir ana şoka belirli bir zaman ve uzaklık penceresi içinde kalan bütün depremlerin ilgili ana şokun artçı depremleri olduğu kabul edilmiştir. Bir depremin öncü deprem sayılabilmesi için ise, kendi büyüklük seviyesi için belirlenmiş olan zaman ve uzaklık pencerelerinin içerisinde, kendisinden daha büyük bir deprem bulunması gerekmektedir. Böyle durumlarda magnitüdü daha büyük olan ikinci depremin ana şok olduğu varsayılmıştır. Bu varsayımlara istisna olarak, yalnızca magnitüdü 6.0'dan büyük olan bütün depremlerin ana şok olduğu kabul edilmiştir.

Deniz (2006), yukarıda belirtilen varsayımlar çerçevesinde ve Van Dyck (1985), Utsu, v.d. (1995), Savage ve Rupp (2000) ve Kagan (2002) tarafından yapılan çalışmalara dayanarak zaman ve mekan pencerelerinin boyutlarını belirlemiştir. Bu dört çalışmada verilen değerlere dayanarak artçı şoklar için uzaklık penceresi boyutlarını, Gardner ve Knopoff (1974) ve Savage ve Rupp (2000) tarafından verilen değerlerin ortalamasını alarak da zaman pencerelerinin boyutlarını tespit etmiştir. Elde edilen uzaklık ve zaman pencerelerinin boyutları Tablo 1'de verilmiştir. Tabloda yer almayan ara değerlerin hesabında, zaman için doğrusal, uzaklık için de log-doğrusal enterpolasyon kullanılması önerilmiştir. Tablo 1'de verilen değerler kısıtlı bir araştırmaya dayanarak elde edilmiş öneri niteliğindeki değerlerdir ve bu durum sözü edilen değerlerin kullanımında göz önünde tutulmalıdır.

Tablo 1. Öncü ve Artçı Depremlerin Ayırt Edilmesinde Kullanılacak Olan Uzaklık ve Zaman Pencerelerinin Boyutları (Deniz, 2006)

Magnitüd	Uzaklık (km)	Zaman (gün)
4.5	35.5	42
5.0	44.5	83
5.5	52.5	155
6.0	63.0	290
6.5	79.4	510
7.0	100.0	790
7.5	125.9	1326
8.0	151.4	2471

Deprem Veri Tabanındaki Eksikliklerin (Yanlılığın) Giderilmesi

Üstel olasılık yoğunluk işlevinin parametrelerinin tahmini için kullanılacak deprem katalog verilerinin her magnitüd düzeyinde eksiksiz olması gerekmektedir. Zaman içinde geriye doğru gidildikçe kataloglardaki deprem kayıtlarının hem kalitesi düşmekte hem de sayısı azalmaktadır. Yakın zaman içinde küçük, büyük tüm depremler kaydedilirken, çok eski kayıtlar sadece büyük depremleri içermektedir. Ayrıca kaydedilmiş depremler daima iskan edilmiş bölgelerde olup, insan yaşamından çok uzak yerde olan büyükçe depremlerin bile kayda geçmeme olasılığı vardır. Dolayısı ile deprem kataloglarındaki bu eksiklikler veri tabanında hem zamanda hem de mekanda yanlılıklara sebep olmaktadır. Buna bağlı olarak da bulunan tekerrür ilişkileri uzun süreli oluş sıklıklarını gerçekçi bir biçimde vermeyebilir. Bu nedenle, belirli bir magnitüd aralığına düşen depremlerin eksiksiz olarak kayda geçirildiği zaman dilimini belirlemek gerekmektedir. Bu zaman dilimi belirlendikten sonra da o magnitüd aralığındaki depremlerin oluş sıklığı, sadece o zaman diliminde oluşan depremler göz önünde tutularak yapılacaktır.

Katalogda yer alan deprem sayılarının suni olarak, gözlemlerde mevcut eksikliklerden arındırılması için Stepp (1973) tarafından geliştirilmiş olan bir yöntem yaygın bir biçimde kullanılmaktadır. Bu yöntemde, depremler belirlenen magnitüd aralıklarına göre gruplandırılmakta ve her gruptaki depremlerin oluşumu noktasal bir süreç olarak alınmaktadır. Örneklem ortalamasının varyansının, örneklem sayısı ile ters orantılı olduğunu belirten temel istatistik kuralı bu yönteme esas teşkil etmektedir. Bu kurala göre gözlem sayısını çoğaltarak varyansı istenildiği kadar küçültmek mümkündür, yeter ki deprem kayıtları zaman içinde eksiksiz ve süreç de durağan olsun. Eğer deprem oluşumu durağan bir süreç ise ortalama değer, varyans ve diğer istatistiksel momentler sabit kalacaktır. Birim zamana isabet eden deprem sayıları k_1, k_2, ..., k_n ile gösterilecek olursa, bu örneklem grubu için yansız ortalama deprem sayısı:

$$\lambda = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} k_i \tag{2}$$

varyans da

$$\sigma_\lambda^2 = \frac{\lambda}{n} \tag{3}$$

olur. Denklem 3'de, n, birim zaman aralıklarının sayısıdır. Birim zaman aralığı bir yıl olarak alınırsa

$$\sigma_\lambda = \frac{\sqrt{\lambda}}{\sqrt{T}} = \sqrt{\frac{\lambda}{T}} \tag{4}$$

elde edilir. Burada, σ_λ ortalama değerin standart sapması, T ise örneklemin yıl cinsinden zaman aralığıdır. Eğer durağanlık varsayımı geçerli ise, göz önünde tutulan örneklemde, λ belirlenen bir magnitüd aralığında sabit kalacak ve σ_λ, $1/\sqrt{T}$ şeklinde değişecektir. Eğer λ sabit olursa, o zaman durağanlığın gerçekleşeceği zaman aralığı, ortalama değer için iyi bir tahmin oluşturacak kadar uzun, ama kayıtların eksik olduğu aralıkları içermeyecek kadar da kısa olmalıdır. Bu zaman aralığı belirlendikten sonra, seçilen magnitüd grubundaki depremlerin ortalama yıllık sayısı ise sadece o zaman aralığında oluşan depremler göz önünde tutularak yapılacaktır.

DEPREM MAGNİTÜD - TEKERRÜR MODELLERİ

Üstel Dağılım Modeli

Deprem magnitüdlerinin olasılık dağılımı, magnitüdler ile bunların oluş sıklıkları arasındaki ilişkiyi gösteren tekerrür bağıntılarından çıkartılır. En yaygın kullanılan ilişki Richter (1958) tarafından önerilen aşağıdaki doğrusal magnitüd-sıklık ilişkisidir:

$$\log_{10} N(m) = a - bm \tag{5}$$

burada, N(m) = birim zaman içinde magnitüd değeri m'ye eşit ya da m'den büyük ortalama deprem sayısı; a ve b = ilgili bölge için saptanan katsayılar; m = Richter magnitüdü ve $\log_{10}$ = 10 tabanına göre logaritmadır. Eğer α = a(ln 10) ve β = b(ln 10) olarak tanımlanırsa, Denklem 5 şu şekilde yazılabilir.

$$N(m) = e^{\alpha - \beta m} \tag{6}$$

Denklem 6'da α, bir bölgede olabilecek depremlerin toplam sayısına ilişkin bilgiyi yansıtmaktadır. α değerleri, genellikle göz önünde tutulan bölgenin büyüklüğü ve incelenen zaman süresi ile doğrudan doğruya ilgilidir. Buna karşılık β değerleri daha çok bölgenin tektonik yapısı ile ilişkilidir ve büyük magnitüdlü depremlerin küçüklere olan göreceli oranını gösterir. Bu bakımdan,

β değerleri bölgenin tektonik açıdan sismik etkinliğinin bir göstergesi olarak kabul edilir. β'nın değeri sismik bölgeler arasında farklılık göstermektedir.

Genellikle, sismik tehlike analizlerinde magnitüd için m_0 gibi bir alt sınır saptanır. Alt sınır değerinden daha küçük magnitüdlü depremler mühendislik yapılarında bir hasar yaratamayacaklarından, bunlar sismik tehlike analizine katılmazlar. Ayrıca, m_0'dan daha küçük depremler için istatistiksel veriler çoğu kez güvenilir değildir. Geçmiş deprem kayıtları, sonsuz enerjinin açığa çıkmasının olanaksız olduğunu göstermektedir. Diğer bir deyimle, magnitüd için bir üst sınır vardır. Deprem magnitüdlerinin üst sınırı, o bölgede beklenebilecek en büyük deprem magnitüdü m_1 ile belirlenecektir. Magnitüd için bir alt ve üst sınırın olduğu varsayılırsa, Denklem 6 kullanılarak magnitüd için aşağıda verilen birikimli dağılım işlevi, $F_M(m)$, elde edilir:

$$F_M(m) = \Pr\left(M < m \middle| m_0 \le m \le m_1\right) = k\left(1 - e^{-\beta\left(m - m_0\right)}\right) \tag{7}$$

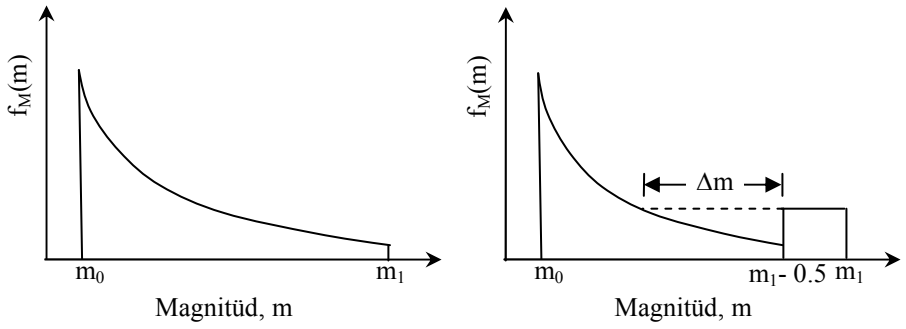
Burada,

$$k = \left[1 - e^{-\beta\left(m_1 - m_0\right)}\right]^{-1} \tag{8}$$

olup, birikimli dağılım işlevinin $m = m_1$ değerinde 1.0 olmasını sağlayan standartlaştırma katsayısıdır. Birikimli dağılım işlevinin magnitüde göre türevinin alınması ile aşağıda verilen olasılık yoğunluk işlevi, $f_M(m)$, bulunur:

$$\begin{aligned} f_M(m) &= k\beta e^{-\beta\left(m - m_0\right)} && m_0 \le m \le m_1 \\ &= 0 && \text{diğer yerlerde} \end{aligned} \tag{9}$$

Bu şekilde elde edilen budanmış üstel olasılık yoğunluk işlevi, Şekil 1(a)'da gösterilmiştir.



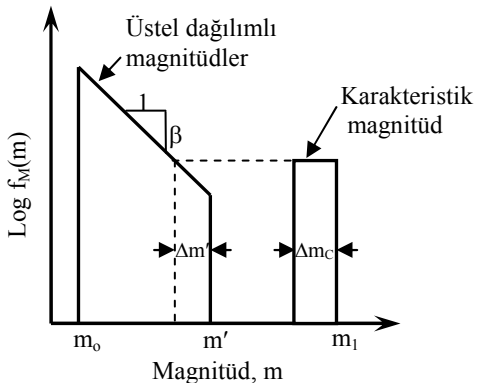
(a) Budanmış Üstel **(b)** Karakteristik

Şekil 1. Budanmış üstel ve karakteristik deprem modelleri için magnitüd olasılık yoğunluk işlevleri

Gözlem verilerine dayanarak üstel dağılımın parametrelerinin tahmini için değişik istatistiksel yöntemler kullanılabilir. Doğrusal regresyon ve en büyük olabilirlik istatistiksel tahmin yöntemleri en fazla tercih edilenlerdir. Standart en küçük kareler yöntemi, gözlenen ve tahmin edilen değerler arasındaki farkların karelerinin toplamlarının en küçüklenmesine dayanmaktadır. En küçük kareler regresyon yönteminin değişik uygulamaları mümkündür. Örneğin: frekans ya da birikimli frekans verilerinin kullanılması, regresyonun her bir magnitüd düzeyindeki frekanslara o magnitüd düzeyindeki gözlem sayısına göre verilen ağırlıklara göre yapılması (McGuire, 2004). En büyük olabilirlik yöntemi ise üstel dağılımın parametrelerini gözlenen magnitüd verilerinin olabilirliğini en büyükleyecek şekilde tahmin etmektedir. Değiştirilmiş en büyük olabilirlik yöntemi ise parametrelerin sağlam (robust) bir biçimde tahminine olanak sağlamaktadır (Yücemen ve Akkaya, 2011).

Karakteristik Deprem Modeli

Geçmiş deprem verilerine göre hesaplanan deprem tekerrür tahminleri ile sismolojik ve jeolojik incelemelere göre yapılanlar arasındaki çelişkiler, araştırmacıları bu çelişkileri giderecek yeni tekerrür modellerinin geliştirilmesine teşvik etmiştir. Bunlar arasında Schwartz ve Coppersmith (1984) tarafından önerilen karakteristik deprem modeli en fazla kabul gören olmuştur. Schwartz ve Coppersmith (1984), üstel dağılım modelinin büyük alanlardaki magnitüd dağılımını yeterli bir biçimde tanımladığını, ama fay segmentlerinde oluşan büyük magnitüdlü depremlerin oluş sıklığını eksik tahmin ettiğini belirterek, karakteristik deprem modelini önermişlerdir. Youngs ve Coppersmith (1985), karakteristik deprem modeli için geçerli olacak bir olasılık yoğunluk işlevini çıkartmışlardır. Bu modelde deprem magnitüdleri m′ değerine kadar üstel dağılımlı olarak alınmışlardır. Magnitüdü m′ den büyük depremler karakteristik deprem olarak tanımlanmışlar ve bunların $m_1 - \Delta m_C$ ve m_1 arasında bir biçimli dağılım gösterdikleri varsayılmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Schwartz ve Coppersmith (1984) tarafından önerilen karakteristik deprem modeli

Bu modelin kullanımı için Youngs ve Coppersmith (1985) bazı basitleştirici varsayımlar yapmışlardır. Δm_C, 0.5 ve $m' = m_1 - \Delta m_C$ olarak alınmıştır. Karakteristik depremin frekansının da üstel dağılımın (m′−1.0) değerindeki frekansa eşit olduğu varsayılmıştır. Bu varsayımların uygulanması ve olasılık yoğunluk işlevinin altındaki toplam alanın 1 olmasının sağlanması için gerekli işlemin yapılması ile, karakteristik deprem modeli için aşağıda verilen olasılık yoğunluk işlevi elde edilmiştir:

$$f_M(m) = \begin{cases} k\beta e^{-\beta(m-m_0)} & m_0 \le m \le m_1 - 0.5 \\ k\beta e^{-\beta\left(\left(m_1 - 3/2\right) - m_0\right)} & m_1 - 0.5 \le m \le m_1 \end{cases} \tag{10}$$

burada, k olasılık yoğunluk işlevinin altındaki toplam alanın 1 olmasını sağlayan katsayıdır ve şu şekilde ifade edilmiştir:

$$k = \left[1 - e^{-\beta(m_1 - 0.5 - m_0)} + \beta e^{-\beta\left(m_1 - 3/2 - m_0\right)} 0.5\right]^{-1} \tag{11}$$

Bu varsayımlara göre ortaya çıkan olasılık yoğunluk işlevinin biçimi, Şekil 1(b)'de gösterilmiştir. Bu şekilde, Δm=1 dir.

Sismik tehlike analizinde en önemli parametrelerden biri de sismik kaynaklar için belirlenecek olan deprem magnitüdü üst sınırıdır. Bu değerin tahmini için değişik yöntemler vardır. Gözlenmiş en büyük deprem magnitüdünün bir miktar artırılarak kullanılması bu yöntemlerden bir tanesidir. Diğer yöntemler kırılma boyu-magnitüd ve atım-magnitüd korelasyonlarına dayanmaktadır (Wells ve Coppersmith, 1994). Mevcut tüm yerel veriler ve belirtilen bu yöntemler kullanılarak m_1 için en iyi tahmin yapılmalıdır.

DEPREMLERİN ZAMAN İÇİNDE OLUŞUM MODELLERİ

Depremlerin zaman içinde gösterdikleri rassal dağılımın modellenmesi için değişik stokastik modeller geliştirilmiştir. Olasılıksal sismik tehlike analizi çalışmalarının çoğunluğunda depremlerin zaman içindeki oluşumları homojen Poisson süreci ile modellenmektedir. Poisson modelinde deprem olaylarının birbirlerinden bağımsız oldukları varsayılmaktadır. Bir sismik kaynak içerisinde ve belirli bir t zaman aralığında en az bir deprem olma olasılığı şöyledir:

$$\Pr(N \geq 1) = 1 - e^{-\nu . t} \tag{12}$$

burada, ν, incelenen bölgede, birim zaman süresinde (genellikle bir yıl) meydana gelen magnitüdü m_0'a eşit veya m_0'dan büyük depremlerin ortalama sayısı olup, 1/ν ise yıl cinsinden ortalama tekerrür süresine eşittir. Poisson modelinde, ν zaman içinde değişmeyen sabit bir değere eşittir.

Depremlerin zamana olan bağımlılığını modellemek üzere yinelenme modellerini kullanmak mümkündür. Yinelenme sürecine dayanan modellerde, depremlerin oluşumu, aynı dağılıma sahip tekerrür süreleri olan bir olaylar dizisi şeklinde alınmaktadır. Diğer bir deyimle gelecekte olacak depremin beklenen zamanı sadece bir önceki depremin olduğu tarihe bağımlıdır. Fay segmentinde meydana gelen bir deprem sonraki deprem için yineleme sürecini başlangıç durumuna getirterek tekrar başlatmaktadır. Zamana bağımlılık, tekerrür süreleri için varsayılan dağılımlara bağlı olan tehlike oranı yolu ile modellenmektedir. Tehlike oranı aşağıda denklemi verilen tehlike fonksiyonuna bağlıdır:

$$h(t) = \frac{f_T(t)}{1 - F_T(t)} \tag{13}$$

burada, $f_T(t)$ ve $F_T(t)$, sırası ile olaylar arası zamanın olasılık yoğunluk ve birikimli dağılım işlevleridir. Örneğin, Poisson süreci, tehlike oranının sabit ve tekerrür sürelerinin üstel dağılıma sahip olduğu bir yinelenme sürecidir.

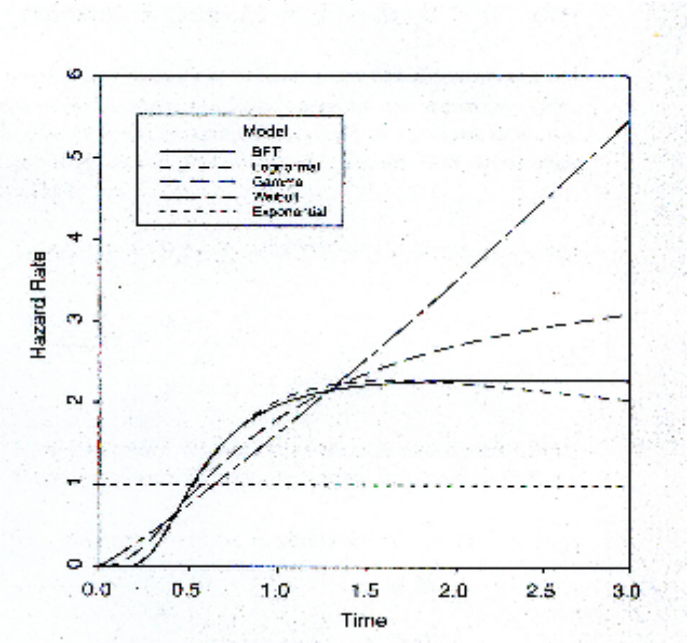
Esteva (1970) tekerrür süreleri için gamma dağılımını önermiştir. Weibull dağılımı, elastik geri tepme kuramı (Reid, 1910) ile uyumlu olarak, en son deprem olayından sonra geçen süre ile artan bir tehlike oranına sahip olması nedeni ile tekerrür zamanları için sıkça kullanılmıştır (örneğin, Kameda ve Ozaki, 1979; Hagiwara, 1974; Brillenger, 1982). Yakın bir zaman önce Brownian Aşma Zamanı (Brownian Passage Time) modeli, karakteristik depremlerin tekerrür sürelerinin olasılık dağılımı için önerilmiştir (Matthews, v.d., 2002). Brownian Aşma Zamanı (BAZ) modeli, San Francisco için 2002 yılında yapılan sismik tehlike analizinde kullanılmıştır. BAZ modeli için geçerli olan olasılık yoğunluk işlevi şöyledir (Matthews, v.d. 2002):

$$f_T(t) = \left(\frac{\mu}{2\pi\alpha^2 t^3} \right)^{1/2} e^{\left(-\frac{(t-\mu)^2}{2\alpha^2 \mu t} \right)} \tag{14}$$

burada, μ ortalama tekerrür süresi ve α aperiyodiklik parametresi olup aynı zamanda standart sapmanın ortalama değere oranı olan değişkenlik katsayısına eşittir. Yinelenme modelinde, tekerrür süresi için kullanılan değişik olasılık dağılımları için geçerli olan tehlike oranı işlevlerinin değişimi Şekil 3'de gösterilmiştir. Bu şekilde de görüleceği üzere lognormal ve BAZ modelleri birbirlerine çok yakın değerler vermekte olup, depremlerin zamana bağımlı oluşum süreçlerini en iyi şekilde tasvir etmektedirler.

Wu, v.d. (1995), karma (hybrid) yinelenme modelini geliştirmişlerdir. Bu modele göre, büyük magnitüdlü karakteristik depremlerin zamana olan bağımlılığı yinelenme süreci ile modellenmiş ve daha küçük depremler için kabul edilen üstel dağılım ile birleştirilmiştir. Karma yinelenme modeli, büyük magnitüdlü karakteristik depremlerin periyodik olarak meydana geldiği varsayımını içerebilmek için hafızasız Poisson modelini değiştirmektedir. Bu değişiklik karakteristik depremler için kabul edilen tek adımlık hafızadır. Diğer bir deyimle, bu modelde büyük magnitüdlü karakteristik depremlerin oluşumunun bir önceki karakteristik depremden sonra geçen zamana bağımlı olduğu varsayılmaktadır. Buna ek olarak daha önceki bölümde de

açıklandığı gibi, büyük magnitüdlü karakteristik depremlerin olasılık dağılımı için üstel dağılım yerine, karakteristik depremin yer aldığı dar aralıkta yoğunlaşmış birbiçimli (uniform) bir olasılık dağılımı varsayılmaktadır (bakınız Şekil 1 (b) ve 2).



Şekil 3. Tekerrür süresi için kullanılan değişik olasılık dağılımları için geçerli olan tehlike oranı işlevleri. Üstel dağılım haricindeki tüm dağılımlar için ortalama değer 1, standart sapma ise 0.5' dir. (Matthews, v.d. 2002)

YER HAREKETİ TAHMİN DENKLEMİ

Sismik tehlikenin tahmini için depremin etkinliğini yansıtan bir zemin hareketi parametresi seçilmelidir. Bundan sonra da o parametrenin azalımına ilişkin bir model geliştirmelidir. Zemin hareketi tahmin ya da azalım modelleri zemin hareketi parametrelerinin özelliklerinin odak noktasından ya da sismik kaynağın seçilen bir noktasından uzaklaştıkça nasıl değişeceğini gösteren ve çoğunlukla gözlemsel yollarla elde edilen denklemlerdir. Bu denklemler genellikle m magnitüdündeki bir depremin, r uzaklığındaki inşaat sahasında yaratacağı en büyük zemin hareketi parametresinin değerini veren bir fonksiyon şeklindedir. Uzaklık olarak, merkez-üstü, odak ya da sismik kaynak üzerindeki bir noktadan ölçülen mesafeler alınmaktadır. Ayrıca inşaat sahasının zemin özelliklerini yansıtan bir parametre de bu ilişkilerde yer alabilmektedir. Bazı azalım ilişkileri fayın türünü de göz önünde tutmaktadır. Bu azalım ilişkilerinin genel yapısı aşağıda verilen denklem ile tanımlanabilir (Araya ve Der Kiureghian, 1988):

$$Y = N_y f(M, R, SP_i) \tag{15}$$

Burada, Y=tahmin edilecek olan kuvvetli yer hareketi parametresi (bağımlı değişken); N_y=azalım ilişkisindeki (ortalama tahmin eğrisi) belirsizlik (saçılım) için rassal düzeltme katsayısı; R=depremden inşaat sahasına olan "tanımlanmış" uzaklık ölçüsü; M=deprem büyüklüğünü gösteren herhangi bir ölçekteki magnitüd değeri; SP_i= deprem kaynağı, dalga yayılma hattı, yerel zemin koşulları ile ilgili parametreler.

Zemin hareketi tahmin ilişkisi genellikle en küçük kareler yönteminin gözlemsel verilere uygulanması ile elde edilen bir eğri şeklindedir. Bu eğrinin etrafındaki saçılımdan doğan belirsizliğin analize yansıtılması, bundan sonraki bölümde anlatılacağı üzere rassal düzeltme katsayısı N_y ile sağlanmaktadır.

BELİRSİZLİKLERİN ANALİZİ

Olasılıksal sismik tehlike analizinde temelde birbirinden farklı iki tür belirsizlik vardır. Şu an kullanılan terminolojiye göre bunlar rassal (aleatory) ve bilgiye dayalı (epistemic) belirsizliklerdir. Rassallıktan kaynaklanan belirsizlikler sismik tehlikeyi etkileyen fiziksel olayların doğasında mevcut olan rassallık ve değişkenlikten kaynaklanmaktadır ve daha fazla veri ve bilgi elde edilerek azaltılmaları mümkün değildir. Gelecekte olacak bir depremin yeri, büyüklüğü, fay kırılmasının boyutları ve yönü bu tür belirsizliğin örnekleridir. Bilgi/veri eksikliğinden kaynaklanan belirsizliği ise elde edilecek yeni bilgiler ve veriler ile azaltmak mümkündür. Sismotektonik bölgelerin konumu, sismisite parametrelerinin dağılımlarındaki istatistiksel parametrelerdeki belirsizlikler bu tür belirsizliğe örnektir.

Zemin Hareketi Tahmin Modelindeki Belirsizlik

Sismik tehlike analizinde en önemli belirsizlik kaynaklarından biri kullanılan azalım ilişkisidir. Bu "aleotorik" belirsizliğin modele doğrudan yansıtılması Denklem 15'de gösterildiği gibi azalım ilişkisinin N_y ile simgelenen rassal düzeltme katsayısı ile çarpılması ve birinci mertebe belirsizlik analizi yönteminin kullanılması ile sağlanmıştır. Genellikle, N_y, beklenen değeri (ortalaması) 1 olan (yani ortalama tahmin eğrisinde bir yanlılığın olmadığı) lognormal dağılımlı bir değişken olarak alınmaktadır. Azalım ilişkileri çoğunlukla Ln Y cinsinden ifade edildiğinden, düzeltme katsayısı da toplam ve Ln N_y şeklinde olacaktır. Bu durumda Ln N_y ortalaması, $\mu=0$ ve standart sapması, σ_a, olan normal dağılımlı bir rassal değişkene dönüşür. Azalım ilişkisindeki belirsizliğin (saçılımın) ölçüsü olan standart sapma, σ_a, vasıtası ile azalım ilişkisindeki belirsizlik sismik tehlike sonuçlarına yansıtılmaktadır. Genellikle literatürde yer alan azalım ilişkileri, σ_a değeri ile birlikte verilmektedir. Yerel verilere dayanmayan "ithal" azalım ilişkilerinin kullanıldığı durumda σ_a değerini arttırmak gerekebilir.

Sismik Kaynakların Konumundaki Belirsizlik

Diğer bir belirsizlik sebebi de sismik kaynak bölgelerinin belirlenmesi ile ilgilidir. Bu belirsizliğin sonuçlara yansıtılması için klasik sismik tehlike modellerindeki deterministik bölge sınırları yerine, bu sınırların konumunun rassal olduğu varsayılmıştır. Bender (1986) tarafından önerilen modelde depremlerin beklenen konumu birbiçimli dağılım olarak alınmış, ancak ortalama konum etrafındaki belirsizlik iki değişkenli Gauss (normal) dağılımı ile modellenmiştir. Ortalama vektör, $(\bar{x}, \bar{y})$ en olası konumu, standard sapma σ ise konumdaki belirsizliği göstermektedir. En olası konumdan, δ_x ve δ_y miktarlarında bir sapma olasılığı aşağıdaki yoğunluk işlevi ile orantılı olacaktır:

$$f(\delta_x, \delta_y) = \frac{1}{2\pi\sigma^2} \exp\left(-\frac{\delta_x^{\,2} + \delta_y^{\,2}}{2\sigma^2} \right) \tag{16}$$

Burada, x ve y birbirine dik iki ekseni simgelemektedir ve her iki eksen boyunca konumdaki belirsizliğin eşit olduğu varsayılmıştır.

Yücemen ve Gülkan (1994), Bender (1986) tarafından önerilen modeli, konumdaki yöne bağlı belirsizliği içerecek şekilde geliştirmişlerdir. Eğer konumdaki belirsizlik birbirine dik iki eksen boyunca aynı değilse, o zaman Denklem 16 şu şekilde yazılacaktır (Yücemen ve Gülkan, 1994):

$$f(\delta_x, \delta_y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y} \exp\left[-\left(\frac{\delta_x^{\,2}}{2\sigma_x^{\,2}} + \frac{\delta_y^{\,2}}{2\sigma_y^{\,2}} \right) \right] \tag{17}$$

Denklem 16 ve 17 ile bir sismik kaynağın sınırlarındaki belirsizlik inşaat sahasında oluşacak zemin hareketi parametresine yansıtılmış olacaktır; zira bir sismik kaynakta oluşacak depremlerin

beklenen konumları $\left(\delta_x, \delta_y\right)$ miktarında kaydırılırsa, bu o sismik kaynağın sınırlarının da aynı miktarda yer değiştireceği anlamına gelir. Burada dikkat çekilmesi gereken husus, bir kaynak bölgesinde meydana gelen depremin koordinatlarındaki σ_x ve σ_y ile gösterilen belirsizliğin, o depremi içine alan bölgenin sınırlarında aynı değerlere sahip bir belirsizliğe eşdeğer olduğu gerçeğidir. Sismik kaynakların konumundaki belirsizliği yukarıda anlatılan model ile sonuçlara doğrudan yansıtmak SEISRISK-III programı (Bender ve Perkins, 1987) ile mümkün olmaktadır.

Sismik Kaynak Parametrelerinin Tahmin Edilen Değerlerindeki Belirsizlikler ve Mantık Ağacı Yöntemi

Olasılıksal sismik tehlike analizi modelinde bulunan yıllık sismik tehlike değeri, P(Y > y), sismik parametreler ν, β ve m_1'in verilen değerlerine, sismik kaynak modellemesine ve diğer varsayımlara bağlıdır. Dolayısı ile hesaplanan sismik tehlike değerleri koşullu olasılıklardır, ve $P(Y > y / \nu, \beta, m_1, A_j)$ şeklinde yazılmalıdır. Burada A_j değişik varsayımları simgelemektedir. Sismik parametrelerin tahminindeki ve değişik varsayımlardaki epistemik belirsizliklerin sonuçlara yansıtılması, aşağıda özetlenen ve genellikle mantık ağacı (logic-tree) olarak adlandırılan şu basit yöntemle, dolaylı olarak yapılabilir (Yücemen, 1982):
(i) Sismik parametrelerin değerlerine, sismik kaynakların konumuna, azalım ilişkisine, sismik veri tabanına ve diğer hususlara ilişkin her varsayıma, o varsayımın diğerlerine göre doğru olma olasılığını yansıtan öznel olasılık değerleri verilir.
(ii) Her bir varsayım grubu için (mesela, bir ν değeri, bir β değeri, bir m_1 değeri, bir azalım ilişkisi ve kaynakların konumuna ilişkin bir varsayım), o grubu oluşturan varsayımların öznel olasılıklarının çarpımına eşit olan birleşik olasılık değeri bulunur. Bu şekilde hesaplanan birleşik olasılıkların toplamının bire eşit olması gereklidir. Ayrıca en iyi tahminlerden oluşan grup için bulunacak birleşik olasılık değerinin de en büyük olması beklenir.
(iii) Her bir varsayım için sismik tehlike hesabı yapılır. Bulunan aşılma olasılığı o varsayım grubu için belirlenen birleşik olasılık değeri ile çarpılır. Birleşik olasılıklarla çarpılmış aşılma olasılıklarının toplamı aranılan sismik tehlike değerini verecektir. Bu şekilde hesaplanan ağırlıklı ortalama sismik tehlikeye "Bayes" tahmini denilecektir. Matematiksel olarak ifade edilirse:

$$P\left(Y > y\right) = \sum_{j=1}^{n} P\left(Y > y / G_j\right) w_j \tag{18}$$

burada, G_j=j sayılı varsayım grubu; w_j=$P(G_j)$, j sayılı varsayım grubunun diğerlerine göre doğru olma olasılığını yansıtan birleşik öznel olasılık; n=göz önünde tutulan varsayım takımlarının toplam sayısıdır.

SONUÇ

Yeni nesil sismik tehlike haritalarının hazırlanmasında aktif faylardan kaynaklanan sismik tehlikenin özellikle dikkate alınması ve faylarla ilgili mevcut bilgilerle uyumlu stokastik modellerin kullanılması gereklidir. Bildiride aktif faylara ağırlık verilerek geliştirilecek olan yeni nesil sismik tehlike haritalarının oluşturulmasında kullanılacak stokastik modeller sunulmuş ve özellikle aktif faylardan kaynaklanan tehlikenin modellenmesinde uygun olan karakteristik deprem modeli ile yinelenme rassal süreci üzerinde durulmuştur.

KAYNAKLAR

Araya, R. and Der Kiureghian, A. (1988) *Seismic Hazard Analysis: Improved Models, Uncertainties and Sensitivities*, EERC Report No. UCB/EERC-90/11, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Bender, B. (1986) Modeling *Source Zone Boundary in Seismic Hazard Analysis*, Bull. Seism. Soc. Am., 76(2): 329-341.

Bender, B. and Perkins, D. (1987) *SEISRISK III: A Computer Program for Seismic Hazard Estimation*, U.S.G.S. Bulletin 1772.

Boore, D.M. and Joyner, W.B. (1982) *The Empirical Prediction of Ground Motion*, Bull. Seism. Soc. Am., 72(6): 43-60.

Brillenger, D. R. (1982) *Some Bounds for Seismic Risk*, Bull. Seism. Soc. Am., 72(4): 1403-1410.

Castellaro, S., Mulargia, F., Kagan, Y. Y. (2006), *Regression Problems for Magnitudes,* Geophys J Int, 165: 913-930.

Deniz, A. (2006) Estimation of Earthquake Insurance Premium Rates for Turkey, M.Sc. Thesis, Dept. of Civil Engineering, METU.

Deniz, A. and Yücemen, M. S. *Magnitude Conversion Problem for the Turkish Eartquake Data*, Natural Hazards, 55(2): 333-352.

Esteva, L. (1970) *Seismic Risk and Seismic Design Decisions, in Seismic Design for Nuclear Power Plants*, Ed. Hansen, R. J., MIT Press, Cambridge, Mass.

Gardner, J. K. and Knopoff, L. (1974) *Is the Sequence of Earthquakes in Southern California, with Aftershocks Removed, Poissonian?,* Bull. Seism. Soc. Am., 64: 1363-1367.

Hagiwara, Y. (1974) *Probability of Earthquake Occurrence as Obtained from a Weibull Distribution Analysis of Crustal Strain*, Tectonophysics, 23(3): 313-318.

Kagan, Y. Y. (2002) *Aftershock Zone Scaling*, Bull. Seism. Soc. Am., 92(2): 641-655.

Kameda, H. and Ozaki, Y. (1979) *A Renewal Process Model for Use In Seismic Risk Analysis,* Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University, 41: 11-35.

Matthews, M. V., Ellsworth, W. L. and Reasenberg, P. A. (2002) *A Brownian Model for Recurrent Earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Am., 92(6): 2233-2250.

McGuire, R. K. (2004) *Seismic Hazard and Risk Analysis*, EERI, MNO-10, Oakland, CA.

Omori, F. (1894) *On the Aftershocks of Earthquakes*, Journal of College of Science, Imperial University, Tokyo, 7: 111-200.

Prozorov, A. G., Dziewonski, A. M. (1982) *A Method of Studying Variations in the Clustering Property of Earthquakes: Application to the Analysis of Global Seismicity*, Journal of Geophysical Research, 87(B4): 2829-2839.

Reid, H. F. (1910) *The Mechanics of the Earthquake, The California Earthquake of April 18, 1906, Report of the State Investigation Commission*, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C., 2: 16-28.

Richter, C. F. (1958) *Elementary Seismology*, W.H. Freeman and Company, San Francisco.

Savage, M. K. and Rupp, S. H. (2000) *Foreshock Probabilities in New Zealand*, New Zealand Journal of Geology and Geophysics, 43: 461-469.

Schwartz, D. P. and Coppersmith K. J. (1984) *Fault Behavior and Characteristic Earthquakes: Examples from the Wasatch and San Andreas Fault Zones*, J. Geophys. Res. 89: 5681-5698.

Stepp, J.C. (1973) *Analysis of the Completeness of the Earthquake Sample in the Puget Sound Area*, in Contributions to Seismic Zoning, S. T. Handing (Ed.), National Oceanic and Atmospheric Technical Report EERL 267-ESL 30.

Ulusay, R., Tuncay, E., Sönmez, H. and Gökçeoğlu, C. (2004) *An Attenuation Relationship Based on Turkish Strong Motion Data and Iso-Acceleration Map of Turkey*, Engineering Geology, 74: 265-291.

Utsu, T., Ogata, Y., Matsu'ura, R. S. (1995) *The Centenary of the Omori Formula for a Decay Law of Aftershock Activity*, Journal of Physics of the Earth, 43: 1-33.

Van Dyck, J. F. M. (1985) Statistical Analysis of Earthquake Catalogs, PhD. Thesis, Civil Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.

Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. (1994) *New Empirical Relationships Among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface Displacement*, Bull. Seism. Soc. Am., 84(4): 974-1002.

Wu, S.-C., Cornell, C. A. and Winterstein, S. R. (1995) *A Hybrid Model and Its Implication on Seismic Hazard Results*, Bull. Seism. Soc. Am., 85: 1-16.

Youngs, R. R. and Coppersmith, K. J. (1985) *Implications of Fault Slip Rates and Earthquake Recurrence Models to Probabilistic Seismic Hazard Estimates*, Bull. Seism. Soc. Am., 75: 939-964.

Yücemen, M.S. (1982) Sismik Risk Analizi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 160 s.

Yücemen, M. S. and Gülkan, P. (1994) *Seismic Hazard Analysis with Randomly Located Sources,* Natural Hazards, Kluwer Academic Publishers, 9: 215-233.

Yücemen, M. S. and Akkaya, A. D. (2011) *Robust Estimation of Magnitude-Frequency Relationship Parameters* (basımda).

GERÇEK VE BENZEŞTİRİLMİŞ YER HAREKETLERİNİN KULLANILMASI İLE İLGİLİ DEPREM YÖNETMELİĞİNDEKİ ESASLARININ İRDELENMESİ

DISCUSSTION OF THE REAL AND SIMULATED GROUND MOTIONS USAGE RELATED WITH THE PROVISIONS IN TURKISH EARTHQUAKE CODE

Zeki HASGÜR[1]

ÖZET

Önemli yapıların doğrusal elastik ya da elastik olmayan zaman tanım alanında dinamik hesapları, deprem ivmesinin genlik ve frekans içeriğindeki belirsizlikleri, bazı ölçeklendirmelerle, birden fazla sayıda gerçek ya da benzeştirilmiş deprem ivme kaydının kullanılması ile yönetmeliklerde göz önüne alınmak istenmiştir. Yapısal çözümlemelerde ivme kayıtlarının kullanılmasında Türk Deprem Yönetmeliği, A.B.D. ve EuroCode yönetmeliklerinde tasarım spektrumuna uyumla birlikte bazı kısıtlamalar getirilmektedir. Deprem ivmesinin frekans içeriğinin spektruma uyumlu benzeştirilmiş ivmenin elde edilmesi sırasında oldukça değişeceği, Fourier Genlik Spektrumu ve Faz Spektrumunun elde edilecek deprem kaydını etkilemesi beklenmelidir. Genlikleri durağan dışı olan bir kaydın Faz dalgası, zarf fonksiyonu ile değişmektedir. Kaydın süresi, etkin süre ya da anlamlı-şiddetli hareket süresi, en az süre olarak depremin manyitüdüne bağlı olup hesaplamalarda önemli bir etkendir. Yakın alan deprem kayıtlarının varlığı bu kısıtlamaların dışında tutulmalıdır. Giriş enerjisinin değişimi ve en büyük zemin hızı V_{gmax}<80 cm/s olma koşulu yıkıcı karakterde deprem kaydı üretiminde göz önüne alınabilir. Kütle başına düşen giriş enerjisi spektrumu da yakın alan ve dışındakiler için elde edilerek sonuçlar karşılaştırmalı olarak tartışılmıştır. Doğrusal olmayan çözümler için (μ-T) eğrileri R sabit değerleri için elde edilmiş ve tartışılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Tasarım Spektrumuna Uyumlu Benzeştirilmiş İvme, Fourier Genlik ve Faz Spektrumu

ABSTRACT

For the analysis of important structures it is mainly targeted to tackle uncertainties implying a number of real or artificially generated earthquake ground motions in linear elastic or non-linear time domain dynamic analysis making some scaling and knowing the existence of randomness in amplitudes and frequency content. In application of real or simulated accelerations in the analyses some limitations are given not only by Turkish Earthquake code but also by USA and European Codes. Fourier Amplitude Spectrum and Phase Spectrum of the obtained simulated records are main indications of the frequency content of the real records and variation should be expected. The phase wave of the record with nonstationary amplitudes may change with envelope function. Effective duration and strong motion time as magnitude dependable parameters of the record are important effect in the analysis. Near field earthquake records should be excluded in these limitations and their characteristics can be clarified by great values of V_{gmax}. A search of these type records, exhibite greater ground velocity value than 80cm/sec in lower limit. Input energy variations per mass are obtained and also compared for simulated and real records. For constant R values, (μ-T) curves are obtained and discussed.
Keywords: Spectrum Compatible Simulated Acceleration, Fourier and Phase Spectrum

[1] Prof.Dr., İTÜ, İnşaat Fakültesi,İstanbul, hasgur@itu.edu.tr

GİRİŞ

Özellikle son 40 yılda gerçekleşen bilgisayarlarda kapasite ve hesaplama hızının artışı alanındaki ilerlemeler mühendislik yapılarının tasarımında kullanılan çözümleme yöntemlerini de etkilemiş, yaklaşık yöntemlerin yanı sıra yapısal davranışı daha gerçekçi kestiren zaman tanım alanında hesap yöntemlerinin uygulanması sıkça tercih edilir olmuştur. Buna bağlı olarak zaman tanım alanındaki çözümlemelerde gerçek deprem kayıtlarının yerine, çeşitli tekniklerle üretilen benzeştirilmiş yer hareketlerinin gerek nükleer santral, baraj, köprü, sanayi bacaları, yüksek binalar gibi önemli ve ekonomik değeri yüksek mühendislik yapıları, gerekse bilimsel araştırma esaslı çalışmalarda kullanılması önem kazanmıştır. Bu alandaki uygulamalara ilk örmek, 1978 yılında çelik ve betonarme malzeme ile karma taşıyıcı sistem olarak planlanan Tokyo'daki 60 katlı Ikebukuro-Sunshine Sixty binasıdır. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesapları Prof. Dr. Kiyoshi Muto tarafından yapılmış yapının dinamik çözümlemelerinde bölgede yeterli sayıda gerçek deprem kaydı olmasına karşın, kullanılan beş adet ivme kaydından birisi, Dr. Hoshiya (1977) tarafından üretilmiş olan benzeştirilmiş deprem kaydıdır. Gerçek deprem kayıtları olarak El Centro 1940 KG ve Taft 1952 DB ve Japonya kayıtları olarak Tokyo 1956 KG ve Sendai 1962 KG kayıtları seçilmişlerdir.

Benzeştirilmiş deprem yer hareketleri genel olarak stokastik ve deterministik yöntemler olmak üzere iki farklı teknik ile üretilmektedir. Stokastik yöntemler, kuvvetli deprem yer ivmesinin benzeştirilmesinde yer hareketinin genlik ve frekans içeriğindeki belirsizliğin etkin şekilde ifade edilmesinden dolayı son 40 yılda geniş olarak uygulanmışlardır (Housner ve Jennings 1964; Amin ve Ang 1966; Aki 1967). Mühendislik uygulama alanlarını oldukça ilgilendiren, frekansları nispeten büyük (f >0.1Hz) yer hareketlerini benzeştirme işlemi, genel olarak yer hareketinin genlik spektrumunu parametrik veya fonksiyonel olarak tanımlayarak, deprem büyüklüğü ve kaynak uzaklığı ile uyumlu bir deprem süresi için rastgele bir faz spektrumu ile birleştirilmesi esasına dayanmaktadır (Boore 1983; Şafak 1988). Benzeşime, ya Boore (2003) ve Taskin ve Hasgür (2006)'da olduğu gibi rastgele sayılar ile elde edilen ve tüm frekans içeriklerini barındıran "Beyaz Gürültü"nün uygun bir zemin filtresinden geçirilmesi ile ya da Suzuki ve diğ. (1998) ve İpek (1980)'deki gibi kaydedilmiş bir ivme esas alınmak suretiyle başlanabilir. Spektrum uyumlu benzeştirilmiş ivme kayıtları üretimi yöntemi bu durumda Zaman Tanım Alanında Yaklaşım – Lilhanand and Tseng (1988) ve Frekans Tanım Alanında Yaklaşım- Silva ve Lee(1987) olarak iki başlıkta toplanabilir. Zaman Tanım Alanında Yaklaşım'da başlangıçta seçilen ivme kaydına sonlu süreli küçük dalgacıklar eklenip çıkarılarak spektruma uyum sağlanmaya çalışılır.

Bu çalışmada ise yönetmelikteki konu ile ilgili kurallar ve frekans tanım alanında simulasyon adımları tanıtılarak üretilen ivme izlerinin karakteristikleri tartışılmıştır. "Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu" kullanılmak suretiyle Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)'de verilen tasarım spektrumuna ardışık yaklaşımla ulaşan TARSCTS (Papageorgiou ve diğ. 2000) adlı bir bilgisayar programı kullanılmıştır. Büyüklükleri M=6.0 ve M=7.4 olarak seçilen iki farklı deprem için yönetmelikteki $Z1$ ve $Z3$ yerel zemin sınıfları göz önünde bulundurularak toplam süreleri 20s ve 40s olan toplam 8 farklı benzeştirilmiş yer hareketi üretilmiştir.

DİNAMİK HESAPLARDA KULLANILACAK YER HAREKETLERİ HAKKINDA YÖNETMELİK KOŞULLARI

Üretilen hareketlerin gerçekçiliği ve yıkıcı özelliğe sahip olup olmadıkları, ülkemizde yaşanmış geçmiş depremlerden alınan kayıtlara ait mühendislik şiddetleri ile karşılaştırmak suretiyle irdelenmiştir. Çalışmanın sonunda ise, yapı sistemlerini temsil eden (geniş bir periyot aralığında seçilmek suretiyle) eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemler (TSDS) ele alınarak, üretilen benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde doğrusal olmayan dinamik çözümlemeleri yapılmış ve her bir deprem hareketi için elde edilen süneklik spektrumları karşılaştırmalı olarak irdelenerek tartışılmıştır. Bilindiği üzere DBYBHY (2007) zaman tanım alanında hesap yapılırken yapay yollarla üretilen ve benzeştirilmiş deprem yer hareketlerinin kullanılmasına izin vermektedir.

En az üç adet olmak suretiyle üretilecek olan kayıtların kullanılmasındaki uyulacak koşulları aşağıda sıralanmıştır:

(1)Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci titreşim periyodunun beş katından ve 15s'den daha kısa olmamalı;
(2)Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması $A_0 g$'den daha küçük olmamalı;
(3)Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'nından daha az olmamalıdır.

Yönetmelik koşullarından, üretilecek deprem kayıtlarına ait en büyük ivme değeri, ilgili deprem bölgesi için tanımlanan etkin yer ivmesi (A_0) değerini sağlayacağı gibi, yerel zemin koşullarının etkisi de elastik spektral ivme için tanımlanan (3) no.lu koşul ile dikkate alınmaktadır. Çalışmada yönetmelikte tanımlanan bu koşul ve esaslarını sağlayan yapay deprem yer hareketleri, aşağıda açıklanan yöntemlerden birisi ile elde edilebilecektir.

Eurocode 8'de (2004) sürenin yapı yerinde beklenen deprem büyüklüğü ile ilişkili olacağı belirtildikten sonra bunun en az 10s. olması koşulu getirilmektedir. Diğer koşullar, üretilecek ivme değerlerinin spektruma uyumluluğu, TDY ile aynıdır. Kuşkusuz TDY'nde tek bir tasarım spektrumu varken Eurocode 8'de iki tasarım spektrumu Tip1 spektrumuna ek olarak Ms<5.5 büyüklüğü için çeşitli zeminleri de kapsayan Tip2 spektrumu tanımlanmıştır.

Diğer yandan A.B.D. yönetmeliği SEAOC (1999) 'da iki doğrultuda üretilen ivme değerlerinin verilen tasarım spektruma uyum koşulu, yapı sisteminin ilgili T_1 periyot değerine bağlı olarak $0.2T_1$ ~.1.5 T_1 arasında alınmış ayrıca iki doğrultu göz önüne alındığında elde edilen spektral değerlerin karelerinin toplamının karekökü, spektral değerin en fazla 1.4 katı az olmasına izin verilmiştir. Bu da %30 küçülmeye izin verilmesi anlamına gelmektedir.

Mühendislik Şiddetleri ve Diğer Etkin Parametreler

Mühendislik şiddetleri genel olarak yer hareketinin karakteristiğine bağlı olan mühendislik şiddetleri ve yapının deterministik özelliklerine ve yer hareketinin rastgeleliğine bağlı olan mühendislik şiddetleri olmak üzere iki grupta toplanabilir. Bu çalışmada ele alınan kuvvetli hareket ivmelerinin mühendislik şiddetleri ile ilişkili parametreler aşağıda özetlenmektedir:

(a) t_{eff} Süresi**:** Etkin Süre olarak adlandırılan süre kuvvetli hareketin, Trifunak/Brady (1975) 'e göre aşağıda ifade edildiği biçimde elde edilen Arias Şiddeti eğrisinde %5 ve %95'e karşı gelen değerlerin zaman eksenindeki farkı olarak hesaplanabilir. Denklem (1)'de görülen a(t) ise benzeştirilmiş deprem ivme izidir. Zemin koşullarının etkisi dâhil, Şekil.1'de verilen Husid (1969) eğrisi, deprem enerjisinin yapıya zaman içerisinde nasıl etkili olabileceği; örneğin, binalarda plastik mafsallarda dönme kapasitelerinin artabileceği olgusunu belirten önemli bir parametredir.

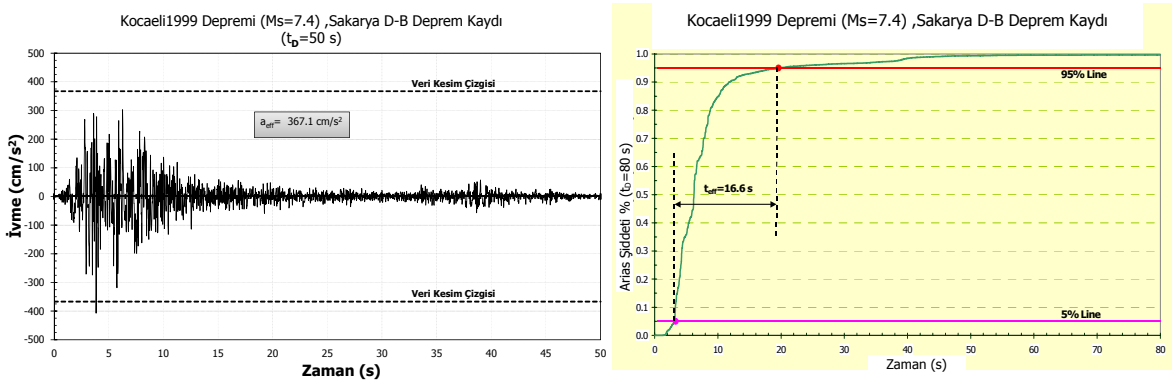
$$AI = 100 \times \left\{ \left[\int_0^t a^2(t)\,dt \right] / \left[\int_0^{t_d} a^2(t)\,dt \right] \right\} \qquad (1)$$

Kuvvetli yer hareketi kısmının değerlendirilmesi koşulu için Şekil2'de ivme değerlerinin en az yerçekimi ivmesinin %5'ini (0.05g) sağlaması koşulu dikkate alınmıştır

(b) a_{eff} İvmesi**:** Etkin Tepe İvmesi olarak adlandırılan bu şiddet, yönetmeliğimizdeki (A_0) Etkin Yer İvmesi kavramından farklı olarak, ivme spektrumu yerine %5 sönüm oranı için hesaplanan hız spektrumunun altında kalan alanın %90'ını verecek şekilde üstten ve alttan kesilen deprem kaydının maksimum ivmesidir ve birimi ivme birimi ile aynıdır, (Ör: gal). A_0 ise, aynı sönümlü S_a ivme spektrumunun, en büyük değerinin 2.5 değerine oranıdır.

(c) $SI_{0.2}$ Şiddeti**:** Housner Şiddeti olup, depremde açığa çıkan enerjinin bir ölçüsüdür ve deprem kaydına ait %20 sönüm oranı için elde edilen hız spektrumunun alanıdır. Dolayısıyla birimi yerdeğiştirme cinsindendir, (Ör: cm).

$$SI_{0.2} = \int_{0.1}^{2.5} S_v\left(0.2;T\right)dT \tag{2}$$

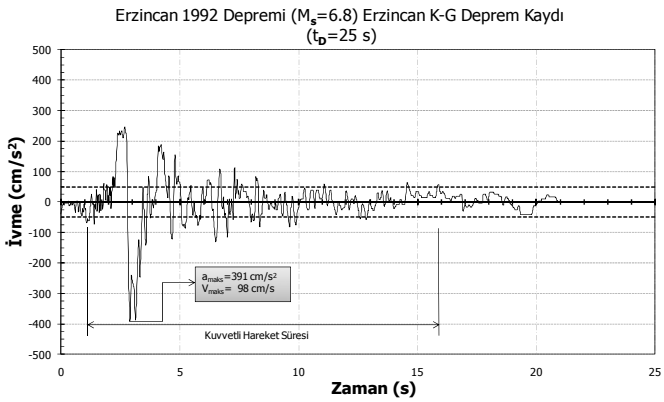


Şekil 1. Sakarya D-B kaydı, kesimli a_{eff} ve etkin sürenin Husid eğrisi

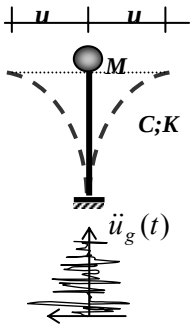
(d) Kütle Başına Düşen Giriş Enerjisi Spektrumu: TSD sisteme etkiyen kuvvetli hareket deprem ivmesinin belli bir viskos sönüm durumundaki (ξ=5%) birim kütleye düşen enerji, Denk.3 ve Denk.4 'te ifade edildiği gibi hesaplanabilir. Periyotların değişimi ile aynı sönüm için "**Kütle Başına Düşen Giriş Enerjiisi Spektrumu"** elde edilebilecektir.

$$E_t = \frac{1}{M}\int_0^{\infty}\left[M\,\ddot{u}_g(t) + C\,\dot{u}(t) + Ku(t)\right]du \tag{3}$$

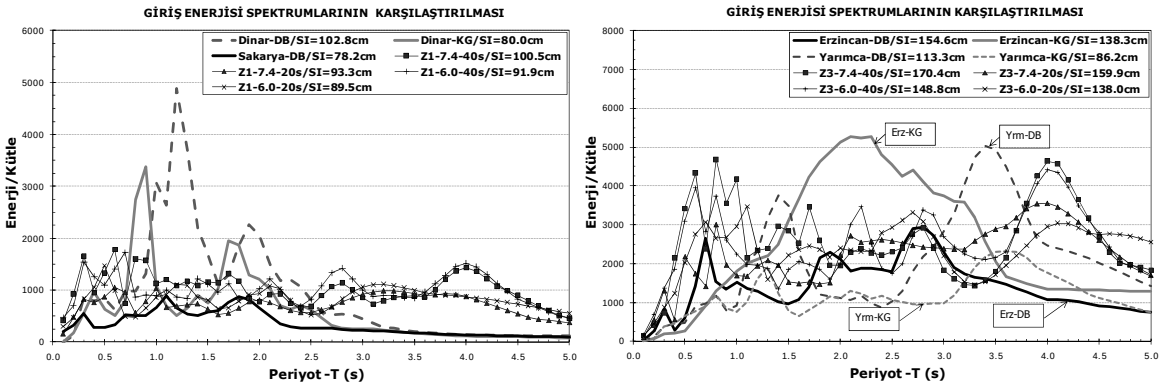
$$E_t = \int \ddot{u}_g(t)\,\dot{u}(t)dt \tag{4}$$



Şekil 2. Erzincan K-G kaydında süre[$\ddot{u}_g(t)$ >50gal]

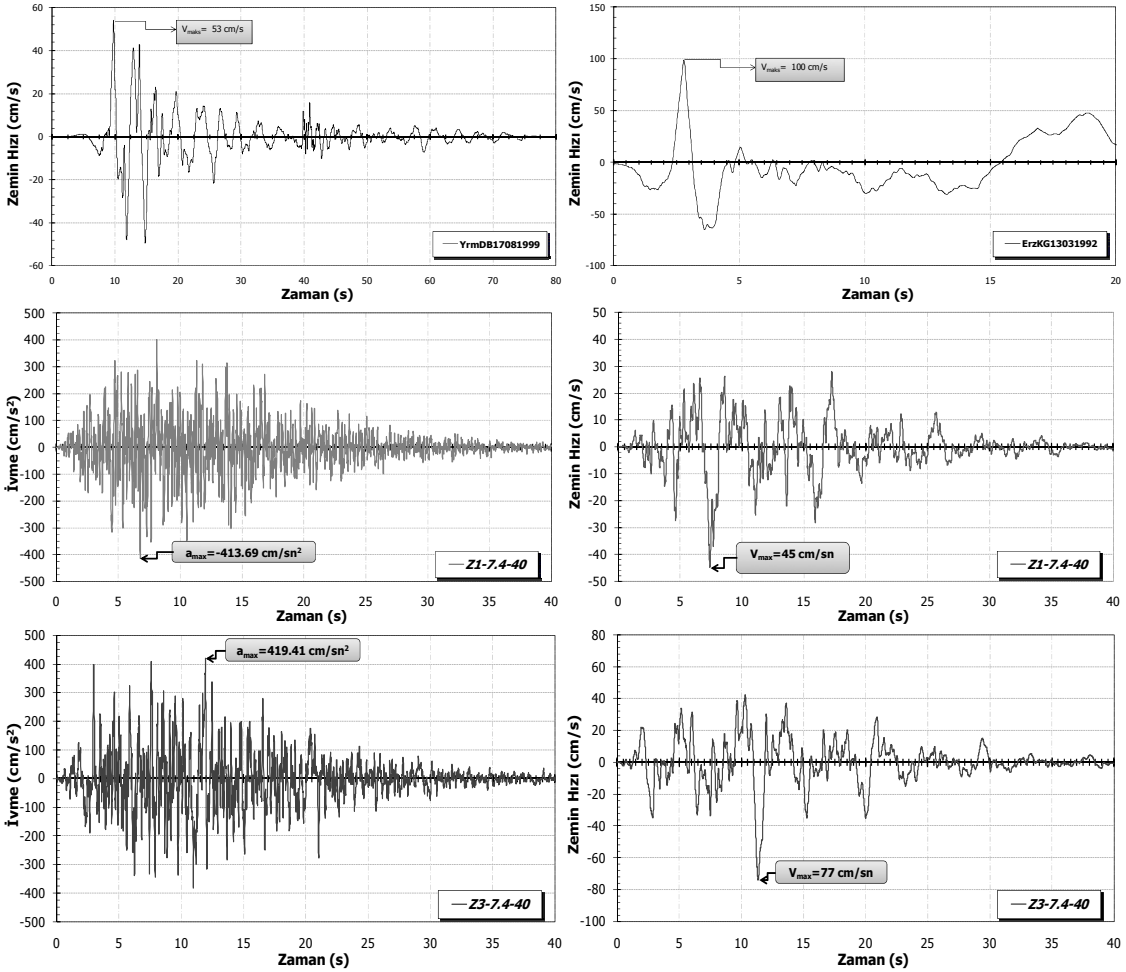


Şekil 3. TSDS Karakteristikleri

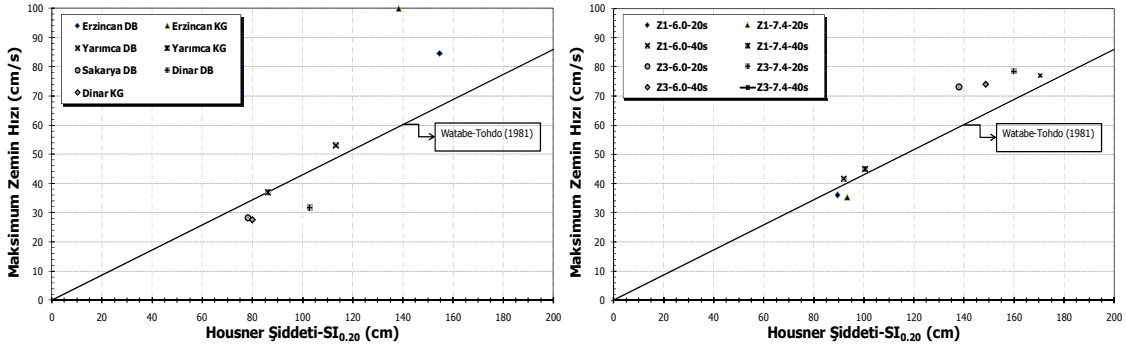


Şekil 4. Giriş Enerjisi Spektrumlarının gerçek ve benzeştirilmiş kayıtlar için karşılaştırılması

Şekil 4'e göre Dinar DB ve KG kayıtlarında taban hattı düzeltmesi yapılmadığı için T_1=0.8~1.5s periyot aralığında büyük enerji girişi meydana gelmektedir. *Z*1 kayıtları ve Sakarya DB depremi daha üniforma yakın spektrum vermektedirler. Ancak T_1>3.5s'den sonra enerji girişi (1/6) ölçeğinde azalmaktadır. Yakın alan kayıtlarında (Erzincan 1992KG ve Yarımca 1999 DB) T_1=1.5~3.7s aralığında enerji girişi fazladır.



Şekil 5: Yarımca kaydı, Z1 ve Z3 kayıtlarında hız değerlendirmesi



Şekil 6. Gerçek benzeştirilmiş deprem kayıtlarda hız-$SI_{0.2}$ karşılaştırılması ve Yakın Alan kayıtlarının varlığı

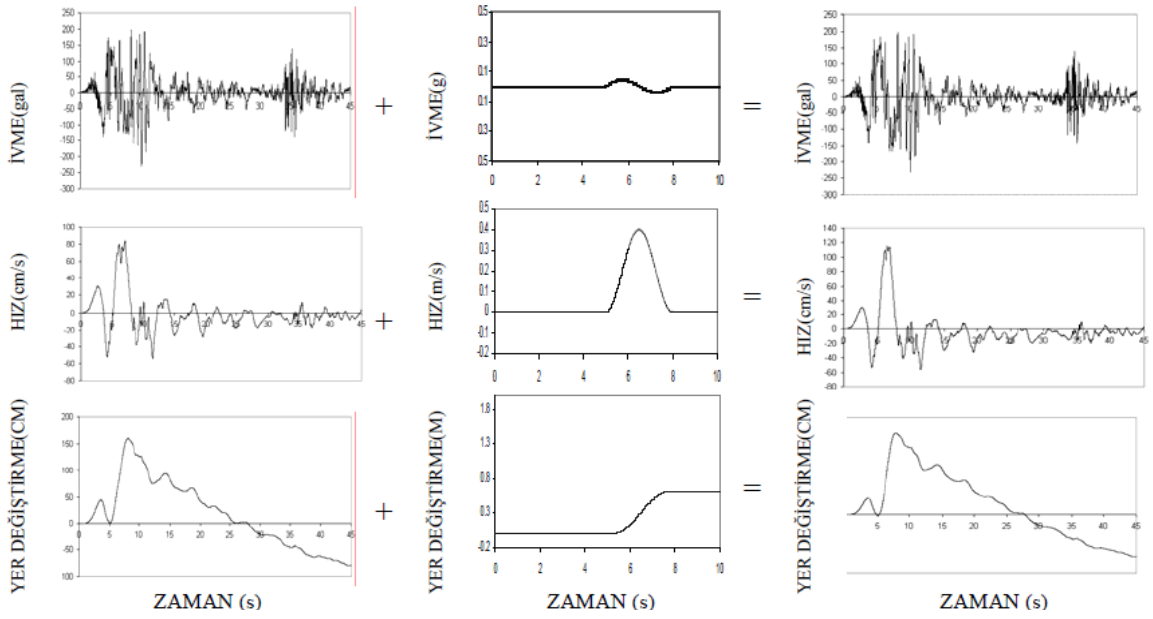
Yakın Alan Kayıtları ve Özellikleri

TDY'de belirtilmemiş olmamakla birlikte üretilen benzeştirilmiş kuvvetli yer hareketlerinin karakteristik özellikleri bakımından, yapı yerinin deprem kaynağına uzaklığı 8 km~10 km içinde Yakın Alan (YA) kayıtları olarak değerlendirilmeyecek, daha fazla uzaklıkta belirlenecek, yıkıcı niteliğe sahip ivme kaydı olmalıdır. Yıkıcı olup olmadıkları mühendislik şiddetleri hesaplanarak ve deprem mühendisliği araştırmalarında esas alınan kayıtlar, ya da 1976 sonrasında da ülkemizde

meydana gelmiş yıkıcı karakterde depremler sırasında alınan kayıtlarla, benzeştirilmiş kayıtlar kullanılarak hesaplanan Şekil 6'daki Housner şiddeti ($SI_{0.2}$)ve V_{gmax} hesap değerleri Denk .5 ile karşılaştırılarak verilmiştir.

$$V_{gmaks} = 0.43 \times SI_{0.20} \qquad \text{Ohsaki, Watabe, Tohdo (1980)} \qquad (5)$$

Genel olarak Türkiye kayıtlarında V_{gmax}-$SI_{0.2}$ ilişkisi doğrusal ilişkiye yakındır. Ancak Erzincan kayıtları V_{gmax}>80 cm/s olarak bunun dışında kalmaktadır. Üretilen $Z1$ ve $Z3$ kayıtları için aynı ilişkide V_{gmax}<80 cm/s olarak gerçekleşmektedir.



Şekil 7. Yakın Alan kayıtlarında impulsun varlığı ve bindirme etkisinin belirginleştirilmesi

Tablo1 de ülkemizdeki bazı depremlerde kaydedilmiş ivme kayıtlarının zemin hızlarının oldukça büyük olduğu, bunlardan Erzincan 1992 ve Yarımca 1999 yatay bileşenlerinin en büyük, ivme, hız ve yerdeğiştirme değerleri diğer depremlerin birlikte verilmiştir. Söz konusu kayıtların Yakın Alan hareketleri olarak ele alınması gerektiğinin incelendiği çalışmada, Hasgür ve Umut (2007), zemin hızlarının büyüklüğü ve sinüzoidal uzun periyotlu dalga bindirimi Şekil 5'te gösterildiği gibi ile daha da büyük darbesel etki yaratacak, yer değiştirmelerin %50 daha fazla artışına götürecek etki yarattığı gösterilmiştir.

Tablo 1. Deprem Kayıtlarının En Büyük İvme Hız ve Yerdeğiştirmesi

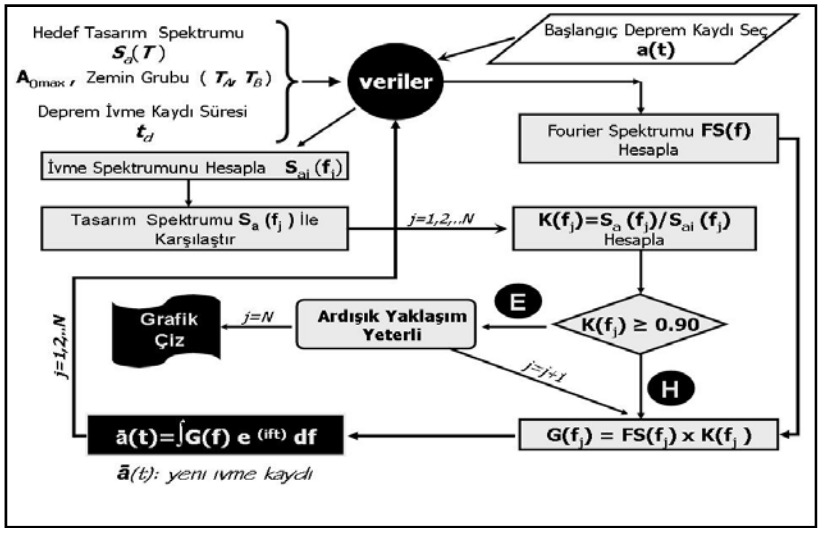
Kayıt	M	Δt (s)	N_{data}	a_{maks} (cm/s^2)	A_0 (cm/s^2)	t_{eff} (s)	a_{eff} (cm/s^2)	$SI_{0.2}$ (cm)	I_{EAP}
Z1-6.0-20	6.0	0.005	4000	429.3	415.4	9.70	208.5	89.51	54.23
Z1-6.0-40	6.0	0.005	8000	392.5	442.5	19.08	206.2	91.93	102.71
Z1-7.4-20	7.4	0.005	4000	425.5	439.0	9.31	190.1	93.34	45.51
Z1-7.4-40	7.4	0.005	8000	413.7	430.2	19.05	212.7	100.52	96.74
Z3-6.0-20	6.0	0.005	4000	417.7	438.3	9.66	219.1	138.04	36.80
Z3-6.0-40	6.0	0.005	8000	422.0	440.9	19.17	235.9	148.75	72.96
Z3-7.4-20	7.4	0.005	4000	410.8	431.6	9.67	256.9	159.92	37.28
Z3-7.4-40	7.4	0.005	8000	419.4	410.8	19.30	227.9	170.41	61.95
Erzincan-DB	6.1	0.010	2094	488.3	618.7	7.53	317.0	154.64	37.05
Erzincan-KG	6.1	0.010	2314	390.3	324.8	7.14	253.0	138.32	31.34
Dinar-DB	6.0	0.005	5538	318.1	514.3	15.56	156.8	102.79	56.97
Dinar-KG	6.0	0.005	5588	276.3	516.3	16.80	127.4	79.96	64.24
Sakarya-DB*	7.4	0.010	5000	407.7	428.0	15.46	170.8	78.21	81.03

** Sakarya-DB kaydı, kuvvetli hareket bölgesini kapsayacak şekilde 50s'lik bir pencerede alınmıştır.*

Spektrum uyumlu benzeştirilmiş deprem ivme izlerine en büyük eleştiri Naeim ve Lew (1994) tarafından yapılmıştır. Bunlardan ilki, tasarım spektrumunun bir depremde ortaya çıkan tek bir kaydı temsil etmesinin düşünülmediği, tersine yapı yerini çevreleyen bölgedeki olası bütün deprem kaynaklarının ele alınıp bunlardan kaydedilen ivmelerin bir zarfını almak suretiyle üretildiği ifade edilmektedir. İkincisi ve en önemlisi, doğrusal elastik davranışın hâkim olduğu durumlarda gerçekçi olmayan giriş enerjisinin ortaya çıktığı ve bunun doğrusal elastik olmayan tasarımda çok önemli olduğu şeklindedir**.** Genel olarak gerçek kayıt toplumunu, zemin koşullarına göre seçilip, spektrumlarını hesaplayarak tasarım spektrumu ile arasındaki mutlak farkı minimum yapacak tarzda "ölçeklendirme katsayısı ("$\alpha \leq 4$")hesaplamak ve bunu gerçek kaydın genliklerini çarparak minimum göreli hatalı spektrum uyumlu kayıtları seçmek, uymayanları elemek suretiyle zaman tanım alanında ölçeklendirme olarak nitelenmekte ve doğrusal olmayan hesaplamalar için $0.5<\alpha\leq 2$ arasında olması gerektiği Özdemir, Z. ve Fahjan, Y.M.(2007) tarafından ifade edilmektedir. Zaman tanım alnında ölçeklendirmenin yapıldığı durumlarda yazarlar, kayıtların doğrusal elastik olmayan ivme spektrumları, yerdeğiştirmeye hassas bölgede eşit yerdeğiştirme kuralını sağladığı ve sabit R katsayıları kullanılarak elde edilen yerdeğiştirme süneklik taleplerinin (μ) sistem davranış katsayısına eşit olduğu daha önce gösterilmiştir.

Tablo 2. Deprem Kayıtlarının En Büyük İvme Hız ve Yerdeğiştirmesi

Deprem	En büyük İvme(gal)	En büyük Hız(cm/s)	En büyük Yer Değiştirme(cm)
Erzincan 92 K-G	387.7	104.58	37.88
Erzincan 92 D-B	489.41	81.85	41.58
Dinar 95 K-G	275.78	31.75	20.95
Dinar 95 D-B	323.26	47.12	17.54
Ceyhan 98 K-G	223.21	30.71	11.2
Ceyhan 98 D-B	277.62	23.64	9.8
Düzce 99 Bolu K-G	739.37	57.52	31.49
Düzce 99 Bolu D-B	805.81	67.48	15.49
Yarımca 99 K-G	322.73	85.68	129.9
Yarımca 99 D-B	230.35	83.95	160.15
Yarımca Bindirilmiş K-G	349.64	128.64	169.04
Yarımca Bindirilmiş D-B	230.47	115.9	211.21
Kobe 95 K-G	817.02	91.13	20.53
Northridge 94 K-G	825.89	129.52	32.47



Şekil 8. Benzeştirilmiş deprem kaydının üretilmesi aşamaları

FREKANS TANIM ALANINDA BENZEŞİM

Yönteme göre öncelikle deprem yönetmeliğinde tanımlanan yerel zemin sınıfı ve deprem bölgesine bağlı olarak elastik tasarım spektrumu $S_a(T)$ belirlenir. Benzetim işleminde kullanılmak üzere herhangi bir deprem ivme kaydı *a(t)* ve üretilecek olan benzeştirilmiş yer hareketine ait süre, t_d, seçilir.
Benzetime, seçilen ivme kaydının mutlak ivme spektrumu $S_{ai}(T)$'nin hesaplanması ile başlanır. Başlangıçta sükûnette olan ve Şekil 3'de görülmekte olan *M* kütlesine, *C* sönüm oranına ve *K* rijitliğine sahip TSDS'in dinamik hareket denkleminin çözümünden spektral büyüklükler aşağıdaki gibi hesaplanır:
Dinamik hareket denkleminin çözümüne, (4) ifadesinde gösterilen Duhamel integrali ile ulaşılır:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_{Di}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp\left[-\xi\omega_i (t-\tau)\right] \sin \omega_{Di}(t-\tau)\, d\tau \tag{6}$$

Burada ω_{Di} sönümlü titreşime ait frekans olup, kuvvetli hareket süresi $t \le t_d$ dir. Yukarıdaki bağıntıdan sistemin hızı ve mutlak ivmesi, (4) bağıntısı sırasıyla türevleri alınarak hesaplanabilir.
Mutlak değerce maksimumlarından sırasıyla spektral yerdeğiştirme S_{Di}, spektral hız S_{Vi} ve spektral ivme S_{ai} elde edilir:

$$S_{ai}\left(T_i; \xi; \ddot{u}_g(t)\right) = \left|\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)\right|_{maks} \tag{7}$$

Seçilen kayıt için belirli frekans değerleri için hesaplanan S_{ai} (*f*) mutlak ivme spektrumu, yine ordinatları frekans eksenine göre tanımlanan dönüştürülmüş tasarım spektrumu $S_a(f)$ ile ayrık her *j* frekans değeri için karşılaştırılır ve (8) ifadesindeki spektral oran hesaplanır.

$$K(f_i) = \frac{S_a(f_j)}{S_{ai}(f_j)}\ ; \qquad f_j = \frac{\omega_j}{2\pi} \qquad j = 1, 2, ..., N \tag{8}$$

Diğer yandan seçilen ivme kaydının Fourier Genlik Spektrumu *FS*(*f*), (9) ifadesindeki gibi Fourier dönüşümü uygulanarak hesaplanır.

$$FS(\varpi) = \left|\int_0^{t_d} \ddot{u}_g(t) e^{-i\varpi t} dt\right| \ ; \ \left[FS(\varpi)\right]^2 = \left[\int_0^{t_d} \ddot{u}_g(\tau) \cos(\varpi t)\, dt\right]^2 + \left[\int_0^{t_d} \ddot{u}_g(\tau) \sin(\varpi t)\, dt\right]^2 \tag{9}$$

Bilindiği gibi, S_{Vi} hız spektrumu değerleri sönümsüz durum için (ξ=%0), (9) bağıntısı ile verilen *FS*(*f*) Fourier Genlik Spektrumu değerlerine zarf oluşturur. Bu durumda, doğal olarak ξ=%5 sönümüne sahip ivme spektrumunun değerlerine yaklaşmak, ancak frekans içeriğinin düzeltilmesi ile sağlanabilir. Tasarım spektrumu ordinatlarına yeter düzeyde yaklaşana dek, (10) ifadesindeki ters Fourier dönüşümü ile yeni ivme kaydı $\bar{a}(t)$ aşağıdaki gibi üretilir;

$$\bar{a}(t) = \int G(f) e^{ift} df \quad \Rightarrow \qquad G(f_j) = FS(f_j) \times \left\lfloor K(f_j) \right\rfloor \tag{10}$$

ve ardışık yaklaşımın bir sonraki adımına devam edilir. $K(f_j)$ oranının %90 ve üzerinde olması durumu için ardışık yaklaşıma son verilir.

Benzeşimin ilk aşamasında üretilen kaydın zarf ve süzgeç fonksiyonları ile çarpılarak hem kuvvetli hareket bölgesinin ve frekans içeriğinin, hem de en büyük hız ve yerdeğiştirme değerlerinin yakalanmasının sağlanması gerekmektedir. İlk benzeşim sonucunda yapılan bu çarpımlar neticesinde üretilen kaydın tasarım spektrumu ile uyumluluğu bozulur, ancak bir sonraki adıma bu kayıt ile başlandığında uyum yeniden yakalanmış olur.
Z(*t*) zarf fonksiyonları, yıkıcı ve darbe tipi depremler için deprem büyüklüğüne bağlı olarak seçilebildiği gibi, Clough ve Penzien (1993) tarafından California bölgesi depremlerinden elde

edilmiş ampirik formül, ya da yerel olarak eldeki kayıtların yaklaşık zarflarından elde edilerek, kullanılabilir.

Frekans içeriğini düzenleyen süzgeç fonksiyonları ise, $H_1(i\omega)$ yüksek frekans geçişini engelleyen (süzen) fonksiyonlar ve $H_2(i\omega)$ alçak frekans geçişini süzen fonksiyonlar olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. $H_1(i\omega)$ süzgeç fonksiyonu için Kanai-Tajimi filtresi ω_1=15.6 rad/s ve ζ_1=0.60 değerleri önerilmektedir. Murakami, Penzien (1975) ise $H_2(i\omega)$ süzgeç fonksiyonu için ω_2=0.897 rad/s ve ζ_2=0.715 değerlerini önermektedirler. Burada ω zemine ait frekans, ζ ise zemine ait sönüm oranıdır.

$$\left[H_1\left(i\varpi\right)\right]=\frac{\left[1+2i\zeta_i\left(\frac{\varpi}{\omega_1}\right)\right]}{\left[\left(1-\frac{\varpi^2}{\omega_1^2}\right)+2i\zeta_i\left(\frac{\varpi}{\omega_1}\right)\right]} \qquad \left[H_2\left(i\varpi\right)\right]=\frac{\left(\frac{\varpi}{\omega_2}\right)}{\left[\left(1-\frac{\varpi^2}{\omega_2^2}\right)+2i\zeta_i\left(\frac{\varpi}{\omega_2}\right)\right]} \tag{11}$$

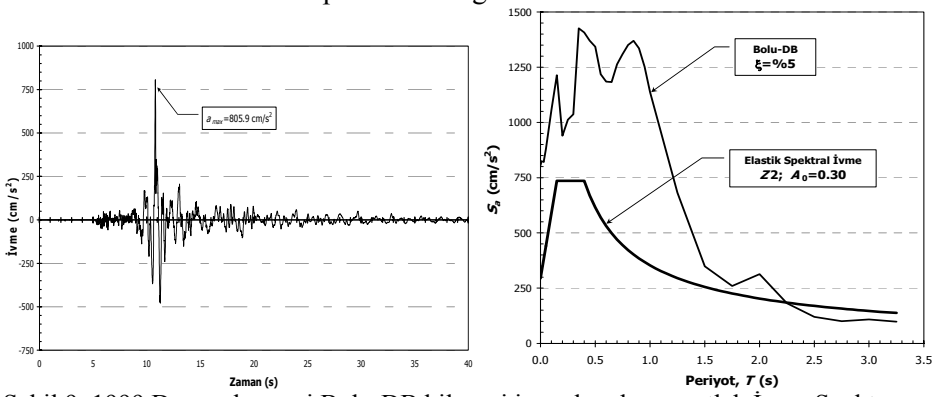
Süzgeç fonksiyonu aşağıdaki gibi ivme kaydının Fourier Genlik Spektrumu ile çarpılır.

$$B\left(i\omega\right)=FS\left(i\omega\right)\times H_1\left(i\omega\right)\times H_2\left(i\omega\right) \tag{12}$$

Bu durumda H_1(iω) ve H_2(iω) alçak ve yüksek frekans süzgeç fonksiyonlarının her ikisin birlikte frekans içeriği üzerindeki etkisini göstermektedir.

UYGULAMA ÖRNEĞİ

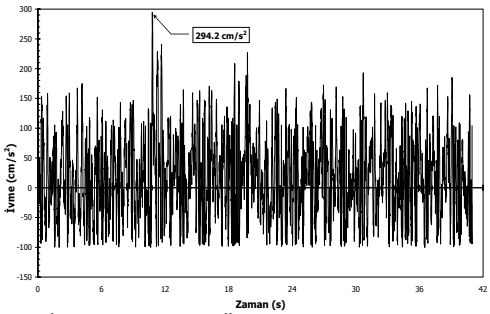
İkinci derece deprem bölgesi ve *Z*2 yerel zemin sınıfı için yukarıda açıklanan deterministik yöntem ile benzeştirilmiş deprem yer hareketi üretilmesi amaçlanmıştır. Akış diyagramında da açıklandığı gibi, 12 Kasım 1999 Düzce Depreminde kaydedilen Bolu-DB ivme bileşeni seçilerek işleme başlanmıştır. Şekil 6, Δt=0.005s zaman aralığı için inceltilmiş kuvvetli hareket kaydını ve bu kayda ait ξ=%5 sönüm oranlı mutlak ivme spektrumunu göstermektedir.



Şekil 9. 1999 Düzce depremi Bolu-DB bileşeni ivme kaydı ve mutlak İvme Spektrumu

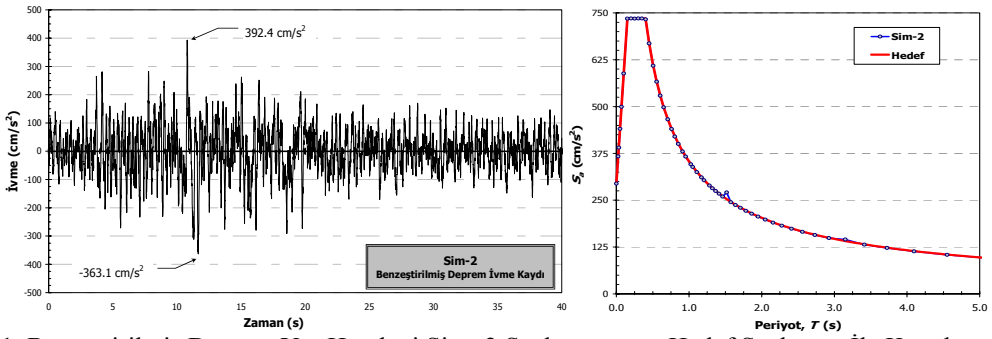
Fourier Genlik Spektrumunun hesabı için, Cooley-Tukey algoritmasını esas alan *Hızlı Fourier Dönüşümü* (FFT) kullanılmıştır, Ohsaki(1991). Bunun için uygun veri sayısı $N=2^{13}=8192$ alınmıştır. İvme spektrumunun başlangıç değeri seçilen deprem bölgesine uygun olarak $S_{ae}(T=0)=A_0 g$ belirlenmiş, ilk hesap periyodu $T(1)$=0.025s (f=40Hz) alınmış ve ΔT=0.025s alınarak $T(4)$=0.10s periyoda ulaşılmıştır. Bu periyottan sonra periyot artımı ΔT=0.050s değerine yükseltilerek, toplam 120 farklı periyot için en son $T(120)$=5.75s değeri belirlenmiştir. Ayrıklaştırılan bu 120 periyot değerine karşı gelen tasarım (hedef) spektrumu değerleri hesaplanmış, ardışık yaklaşım ile bu değerlere $\Delta S_a=\pm 1$cm/s^2 olacak şekilde ulaşılmaya çalışılmıştır. En büyük ardışık yaklaşım sayısının 150 alındığı iterasyonda, süzgeç fonksiyonunun parametreleri sağlam zemin için hesaplanmış ve Fourier Genlik Spektrumu ile çarpılmıştır. Zarf fonksiyonu olarak Jennings ve Housner (1968) verilen benzer B tipi zarf fonksiyonu kullanılmıştır.

Benzeşim için seçilen Bolu-DB bileşeni ivme kaydına ait mutlak ivme spektrumu ile hedef spektrum karşılaştırıldığında, Şekil 9'da gösterildiği gibi önemli fark olduğu ve $K(f_j)$ oranının %90'nın çok altında kaldığı anlaşılmıştır. Dolayısıyla kayda ait Fourier spektrumu $K(f_j)$ ile çarpılarak elde edilen $G(f_j)$, frekans tanım alanından zaman tanım alanına çevrilerek ilk benzeşim gerçekleştirilmiştir. Şekil 10, ilk adımda üretilmiş olan Sim-1 benzeştirilmiş deprem ivme izini, Şekil 11'de ise orijinal kayıt ile Sim-2 depremlerine ait güç spektrumlarının karşılaştırmasını göstermektedir. Aşağıdaki Şekil 10, ardışık yaklaşım sayılarının periyot üzerindeki dağılımını göstermektedir. Ardışık yaklaşım tamamlandığında üretilen Sim-2 benzeştirilmiş deprem hareketi, zarf fonksiyonunun da etkisiyle Şekil 11'deki hali almış olup, Sim-1 ve Bolu-DB depremlerinin güç spektrumları ile karşılaştırıldığında alçak ve yüksek frekans bölgelerindeki değişim de ayrıca Şekil 12'de gösterilmiştir.

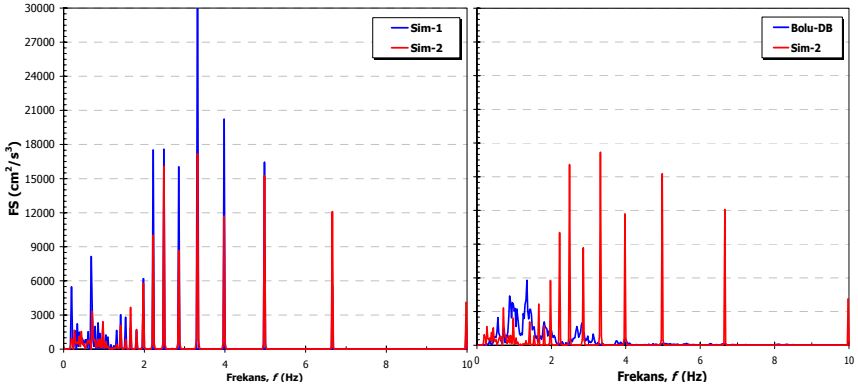


Şekil 10. İlk Benzetimde Üretilen Sim-1 Deprem Yer Hareketi

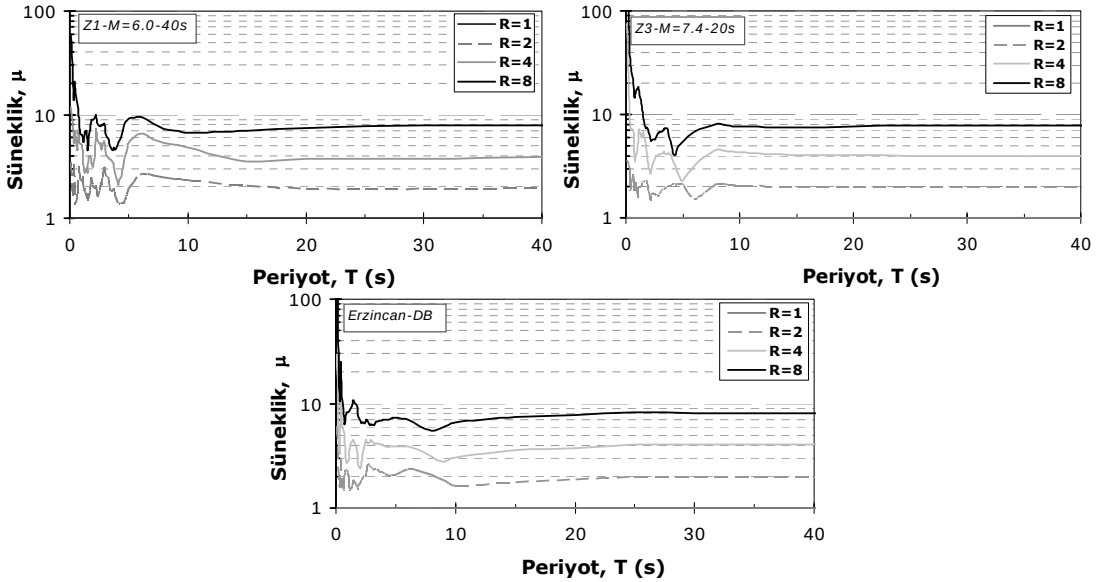
Güç spektrumları incelendiğinde, Sim-2 depreminde genliklerin belirgin düzeyde düştüğü ve zarf fonksiyonunun etkisiyle çok alçak ve çok yüksek frekans bölgelerindeki sıçramaların ortadan kalktığı görülmektedir. Sim-2 benzeştirilmiş kaydına ait %5 sönümlü mutlak ivme spektrumu hesaplanıp, ikinci derece deprem bölgesi ve $Z2$ yerel zemin sınıfına ait hedef spektrumu ile karşılaştırıldığında ise, Şekil 13'de sunulan yaklaşım elde edilmiştir. Spektrumlarda $T\approx1.5$s ve $T\approx3.2$s periyotlarındaki küçük sıçramalar ihmal edildiği takdirde tam bir uyum olduğu görülmektedir.



Şekil 11. Benzeştirilmiş Deprem Yer Hareketi Sim- 2 Spektrumunun Hedef Spektrum İle Karşılaştırılması



Şekil 12. Benzeşim sonrası güç spektrumlarının karşılaştırılması



Şekil 13. Z1,Z3 ve Erzincan KG kayıtları için sabit sistem davranış katsayıları kullanılarak elde edilen süneklik talepleri

SONUÇLAR

Tasarım spektrumu ile uyumlu benzeştirilmiş deprem yer hareketi üretilmesinde genel olarak frekans tanım alnında üretimin esas yapısı verilmiştir. Benzeşim işleminin herhangi bir deprem ivme kaydını esas alarak, frekans içeriğini uygun bir süzgeç ve zarf ile değiştirerek ve sonrasında da Fourier Dönüşüm Çiftleri kullanılmak suretiyle yönetmelikteki tasarım spektrumuna ardışık yaklaşımla ulaşılmasını amaçlayan yöntem frekans tanım alanında üretilebilir. Ancak burada başlangıç koşulundaki gerçek kaydın frekans içeriğinden farklı bir kayda ulaşıldığı unutulmamalıdır. Ayrıca doğrusal elastik olmayan ivme davranış spektrumlarının yerdeğiştirmeye hassas bölgede eşit yerdeğiştirme kuralını sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir. Genel olarak zaman tanım alanında ölçeklendirmelerde bu kuralın sağlandığı fakat frekans tanım alanında sağlanmadığı ifade edilmiş olmakla birlikte; daha önce elde edilmiş *Z*1, *Z*3 benzeştirilmiş ve taban hattı düzeltmesi yapılmış Erzincan 1992 KG kayıtları ve sabit sistem davranış katsayısı kullanılarak elde edilen yerdeğiştirme süneklik taleplerinin (μ) sistem davranış katsayısına eşit olduğu Şekil 13'teki sonuçlarda gösterilmiş olup böyle bir durumla karşılaşılmamıştır. Yerdeğiştirmeye hassas T_1=10s-40s. arasında bundan dolayı, doğrusal olmayan deprem hesaplamalarında kullanılmasının uygun olmadığı birlikte bunun frekans içeriğinin hız kontrollü olmasından kaynaklandığı ifade edilebilir.

Kuvvetli hareket deprem ivmesi üretilerek, belirlenen bir hedef ivme spektrum değerlerini yakalayacak bir ardışık yaklaşım algoritması verilmiş ve iki aşamalı olarak benzeştirilmiş deprem ivmesi yeterli doğrulukta elde edilmiştir.

Elde edilen benzeştirilmiş deprem ivme kaydına ait frekans içeriğinin hem zemin koşuluna bağlı süzgeç fonksiyonları hem de zarf fonksiyonlarının kullanılması dolayısı ile başlangıçtakinden farklı bir yapıya geldiği Güç Spektrumları hesaplanmak ve karşılaştırmak sureti ile gösterilmiştir.

Ardışık yaklaşım sayıları çözüme esas 120 ayrık periyot için üniform değildir. Yöntemin mutlak yakınsaması mümkün olmakla birlikte ortalama olarak 69 iterasyon Bolu ivme kaydı için elde edilmiş olup en büyük iterasyon sayısı 150'yi bulabilmektedir. Başka kayıtlar için yaklaşım sayılarının değişeceği doğaldır.

Narin yüksek yapılar ve büyük açıklıklı köprüler olması durumunda, spektruma uyumlulukta periyot üst sınırı büyük periyotlara ulaşabilecektir. Baca türü, izostatik yapılarda yüksek sünekliğe izin verilmediği gibi, hasarın artması ile esas periyodunun artacağı, bunun için $1.5T_1$ almak daha uygun kısıtlama olabilecektir.

Teşekkür

Çalışmanın gerçekleştirilebilmesinde değerli katkılarından dolayı Y.Doç. Dr. Beyza TAŞKIN'a ve Araş. Gr. Yük. Müh. Ülgen Mert Tuğsal'a teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

Aki K (1967) "Scaling Laws of Seismic Spectrum", *Journal of Geophysical Research,* **72**, 1217-1231

Amin M , Ang A H S (1966) "Nonstationary Stochastic Model for Strong Motion Earthquakes", *Structure Research Series*: **306**, University of Illinois

Boore D M (2003) "Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method, *Pure Applied Geophysics,* **160**, 635-676

CEN Eurocode 8 (2004) Design of Strucures-part 1:general rules, seismic actions, and rules for buildings, *Comité European de Normalisation* (Brussels)

Clough R W and Penzien J (1993) Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Company, New York

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara

Hasgür Z, Taşkın B, Tuğsal Ü M (2010) "Benzeştirilmiş Deprem Kayıtlarının Üretilmesi ve Kaydedilmiş Yer Hareketleri İle Karşılaştırmalı Yıkıcı Özelliklerinin Belirlenmesi",*Prof.Dr. İlhan Eren, Prof.Dr. Antonio L. Trupia ve Prof.Dr. Melike Altan için Bet. Yap. Semineri*, İstanbul, 13 Ekim

Hasgür Z, Umut Ö (2007) "Yakın Fay Hareketli Depremlerin Yapılar Üzerindeki Etkisi ve Temel ayırıcılı – Sıvı Sönümleyicilerin Bu Yapılardaki Etkinliği" *Proc. 6 UDMK*, İstanbul,2007, 305-316

Hoshiya M (1977) Stochastic Process Models of Earthquake Accelerations, Civil Eng. Dep., Musashi Institute of Technology, Setagaya-ku, Tokyo.

Housner G W, Jennings P C (1964) "Generation of Artificial Earthquakes", *Proc. ASCE, EM1*

Husid R (1969)"Analisis de terremoros: analisis general ",*Rev. IDIEM 8 21-42*

İpek M (1980) "Generation of Artificial Accelerograms by Superposition of Sinusoidal Waves of Random Duration", *Proc. 7th WCEE*, Istanbul, 319-326

Jennings P C, Housner G W, Tsai N C (1968) "Simulated Earthquake Motions", *Report of Earthquake Engineering Research Laboratory*, **EERL-02**, California Institute of Technology, USA

Lilhanand K, Tseng W S (1988)"Development and Application of Realistic Earthquake Time Histories Compitible with Multible –Damping Design Spectra", *Proc. 9th WCEE*, Tokyo-Kyoto, Japan, 2-9August,2,819-824

Murakami M, Penzien J (1975) "Nonlinear Response Spectra for Probabilistic Seismic Design and Damage Assesment of Reinforced Concrete Structures", University of California, Berkeley, **EERC:75-38**,

Naeim F and Lew Marshal (1994) "Deficiencies of Design Spectrum Compatible Accelerograms", *The Structural Design of Tall Buildings,* 3:275-283

Ohsaki Y, Watabe M, Tohdo M (1980) , "Analysis on Seismic Ground Motion Parameters Including Vertical Components", *Proc. 7th WCEE*, Istanbul, 97-104

Ohsaki Y (1991) Deprem Dalgasının Spektral Analizine Giriş, İnşaat Mühendisleri Odası-İstanbul Şubesi Yayınları, Çev: M.İpek, İstanbul

Özdemir Z, Fahjan M Y (2007) "Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumlarına Uygun Olarak Zaman ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması" *Proc. 6. UDMK*, İstanbul, 16-20 Ekim, 435-446

Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (1999), 7th Ed, SEAOC

Suzuki S, Hada K, Asano K (1998)"Simulation of Strong Ground Motions Based On Recorded Accelerograms and the Stochastic Method", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **17**, 551-556

Şafak E (1988) "Analytical Approach to Calculation of Response Spectra from Seismological Models of Ground Motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 121-134

Tajimi H (1960) "Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground", *Proceedings of the 2nd WCEE*, Tokyo and Kyoto, 781-798

Trifunac M, Brady A G (1975)"A Study on the Duration of Strong Ground Motion", *Bulletin of the Seismic Soc. of Am.,* **65**, 581-626.

Taskin B, Hasgür Z (2006) "Monte Carlo Analysis of Earthquake Resistant R-C 3D Shear Wall-Frame Structures", *Structural Engineering & Mechanics*, **22**(3), 371-399

DEPREM İVME KAYITLARINDAKİ GÜRÜLTÜNÜN YAPISAL DAVRANIŞA ETKİSİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF NOISE EFFECTS IN EARTHQUAKE ACCELERATION RECORDS TO THE STRUCTURAL BEHAVIOR

Fatma Sevil MALCIOĞLU [1] ve Beyza TAŞKIN [2]

ÖZET

Yapı sistemlerinin zaman tanım alanında doğrusal ya da doğrusal olmayan çözümlemelerinde kullanılan gerçek ivme kayıtlarının barındırdıkları gürültünün, yapısal davranış üzerinde ne denli etkin ve yapısal istemleri hangi düzeyde etkilediğinin incelenmesi, bu çalışmanın ana hedefini oluşturmaktadır. Bu amaçla ilk aşamada gerçek deprem ivme kayıtlarının barındırdıkları gürültü ve gürültü düzeyleri belirlenmiştir. İkinci aşamada 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik esaslarınca 1. derece deprem bölgesi ve Z3 yerel zemin sınıfı için tanımlanan tasarım spektrumu ile uyumlu olacak şekilde ve gürültülerden arındırılmış olduğu kabul edilen yapay kuvvetli yer hareketi üretilmiştir. Daha sonra gerçek depremlerden elde edilen farklı gürültü düzeyleri, üretilen yapay yer hareketine, geliştirilen bir algoritma yardımıyla eklenerek, gürültü içeriği bilinen yeni ivme izleri elde edilmiştir. Çalışmanın son aşamasında seçilen farklı süneklik düzeyi ve dayanım azalması katsayısı değerleri için eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemler, gerek tasarım spektrumuna uyumlu üretilen yapay yer hareketi; gerekse farklı düzeyde gürültünün eklenmesiyle elde edilen ivme izleri etkisinde doğrusal olmayan dinamik analize tabi tutulmuş ve yapısal karşılıklar belirlenmiştir. İncelemenin sonunda gürültü düzeyinin yapısal istemleri ne ölçüde etkilediği karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: İvme kayıtları, Sinyal/Gürültü oranı, Doğrusal olmayan dinamik analiz, Tek serbestlik dereceli sistemler

ABSTRACT

The main objective of this paper is to investigate the effects of the noise content in the recorded earthquake motions, which are employed during both linear and nonlinear transient analysis of structural systems. Initially, real strong motion records with pre-event time histories are studied by means of determining their noise contents. Secondly, a simulated ground motion, which is assumed to be noiseless, is generated to be compatible with the design spectrum as defined in the Turkish Earthquake Resistant Design Code of 2007 for seismic zone-1 and local site class of Z3. As the third step, realistic signal-to-noise ratios obtained from real records are substituted into the simulated motion; therefore an earthquake ensemble with known noise content is established. Later nonlinear dynamic analyses for a wide set of equivalent single degree of freedom systems with selected specific values of ductility and yield strength reduction factors are carried out. Finally, effects of different levels of noise on the structural demands are comparatively exhibited by means of inelastic deformation ratios.
Keywords: Acceleration records, Signal-to-Noise ratio, Nonlinear dynamic analysis, Single degree of freedom systems

[1] Jef.Müh., İnş.Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, fsmmelody@gmail.com.tr
[2] Y.Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, btaskin@itu.edu.tr

GİRİŞ

Kuvvetli hareket sismolojisinin kökeni 1932 yılına kadar dayanmaktadır. 1940'larda sismologlar tarafından ivme kayıtları sınırlı olarak deprem enerjisinin ölçülmesinde ve yer hareketinin azalım ilişkilerinin belirlenmesinde kullanılmalarına rağmen, kayıtların geniş çaplı kullanımı, 1966 Parkfield depreminin Aki tarafından 1968 yılında incelenmesi ile başlamıştır (Boore, 1983). İlerleyen zaman zarfında gelişen teknolojiye ve hesaplama olanaklarına koşut olarak depremlerin yapı sistemlerine olan etkileri, kayıtların kullanılmasıyla elde edilen doğrusal ve hatta doğrusal olmayan davranış spektrumu kavramlarını barındıran çözüm tekniklerini esas alarak incelenir hale gelmiştir.

Kuvvetli hareket şebekesinde yer alan kayıtçıların aletsel özelliklerinden kaynaklanan etkiler ile çevresel koşullar ve kullanım faktörleri gibi nedenler dolayısıyla depremler sırasında alınan ivme kayıtları, esas deprem hareketinin yanı sıra bir miktar gürültü de barındırmaktadır. Kayıtlardaki gürültü içeriğinin, gerçek ivme-zaman ilişkisini değiştirmesi ve dolayısıyla bunların kullanıldığı yapısal çözümleme sonuçlarını etkilemeleri nedeniyle, çeşitli araştırmacılar gürültülerin giderilmesi amacıyla farklı yöntemler önermektedirler, (Boore ve diğ 2002; Akkar ve Bommer 2006). Bunların yanı sıra, araştırma yapılacak yöre için kuvvetli kayıt şebekelerinin yetersizliği nedeniyle deprem ivme kayıtlarının sınırlı sayıda olması ya da bu kayıtların yapısal davranış spektrumlarının, tasarım spektrumları ile uyumsuz olması, yapay yer hareketleri üzerine çalışmaların gelişmesine neden olmuştur, (Housner ve Jennings 1964; Aki 1967).

Doğrusal veya doğrusal olmayan dinamik çözümlemelerde kullanılması söz konusu olan gerçek deprem ivme kayıtlarının barındırdığı gürültülerin, yapısal davranışa etkisinin belirlenmesi ve bu amaçla yapılacak sayısal modellemeler ve çözümlemeler, bu çalışmanın konusunu oluşturmaktadır. Bu amaçla ilk aşamada T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı-Kuvvetli Yer Hareketi veri tabanından (www.deprem.gov.tr) elde edilen çeşitli büyüklüklerdeki deprem ivme kayıtlarındaki sinyal/gürültü oranları (*signal-to-noise ratio*) tespit edilmiştir. Sinyal/gürültü oranı, depremlerin ivme kayıtlarının P dalgası ilk varış zamanının öncesi ve sonrası incelenerek belirlenmiştir. İkinci aşamada Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007)'de tanımlanan birinci derece deprem bölgesi ve *Z*3 yerel zemin sınıfına ait tasarım spektrumu kullanılarak bu spektrum ile uyumlu yapay yer hareketi üretilmiştir. Sonrasında gürültülerden arındırılmış olduğu kabul edilen benzeştirilmiş yer hareketine farklı gürültü düzeyleri eklenerek, içeriğinde gürültü barındıran ivme izlerinden oluşan bir deprem toplumu oluşturulmuştur. Çalışmanın son aşamasında, gürültü içeren deprem yer hareketleri ile gürültü içermeyen hareket, geniş bir periyot aralığındaki farklı yapı sistemlerini temsil eden eşdeğer tek serbestlik dereceli (TSD) sistemlere etki ettirilerek, doğrusal ve doğrusal olmayan spektral çözümleme gerçekleştirilmiş ve her bir çözümleme üç farklı dayanım azalması katsayısı ve süneklik değeri (R=2, 4, 8 veμ=2, 4, 8) için tekrarlanarak toplam 1512 adet zaman tanım alanında analiz gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak farklı R ve μ düzeylerine sahip eşdeğer TSD sistemler, değişik sinyal/gürültü oranı içeren deprem toplumu etkisinde doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri bakımından karşılaştırılmış ve gürültünün yapısal davranışa olan etkisi belirlenmiştir.

ÇALIŞMANIN TEORİK ESASLARI ve YÖNTEM

Yapay Yer Hareketlerinin Üretilmesi

DBYBHY esaslarına göre, zaman tanım alanında hesap yöntemleri kullanılarak yapılan yapısal çözümlemelerde yapay deprem ivme izleri de kullanılabilmektedir. Bu yöntemde kullanılacak ivme geçmişi türlerinin yönetmeliklerde verilen tasarım spektrumları ile uygun olması deprem mühendisliği açısından oldukça büyük önem taşımaktadır. Önceden kaydedilmiş deprem ivme kayıtlarının ölçeklenmesi yöntemi ile davranış spektrumları, tasarım ivme spektrumlarına uyumlu deprem ivme geçmişlerinin elde edilmesinin yanı sıra, belirli bir periyot aralığı için davranış spektrumu, elastik tasarım ivme spektrumuna benzeyen deprem ivme geçmişleri üretilmesi de mümkündür (Özdemir ve Fahjan, 2007).

Tasarım ivme spektrumuna uyumlu deprem ivme geçmişlerinin üretilmesi için yöntemlerden biri, davranış spektrumu, hedef spektrumuna uyumlu bir beyaz gürültü sinyali üretilmesidir. Hedef spektrum genel olarak sabit bir risk spektrumu yada yönetmeliklerde belirlenen tasarım spektrumu olabilir. Yapay deprem kaydı üretimi için üç ana etmenden bahsetmek mümkündür. Bunlar güç spektral yoğunluk fonksiyonu, rastgele faz açısı üreticisi ve bir zarf fonksiyonudur. Bu üç unsur başlangıçta belirlenerek ve sonrasında iteratif bir yöntem kullanılarak tasarım ivme spektrumu ile uyumlu deprem ivme geçmişi elde edilmektedir, (ElNashai ve Di Sarno, 2008).

Bu çalışmada teorik olarak Deodatis'in çalışmasını esas alan Papageorgiou ve diğ. (2000) tarafından geliştirilen Fortran tabanlı TARSCTHS bilgisayar programı kullanılmıştır. Durağan olmayan statik vektör yöntemlerini kullanarak, yapay yer hareketi üreten bu algoritma, istenen hareketin faz açılarının rastgele üretilerek ve güç spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılarak frekans alanında iteratif bir yöntem ile tasarım ivme spektrumuna uyumlu yapay deprem ivme geçmişleri üretmektedir.

TARSCTHS programının ilk adımda farklı faz açıları ve ayrık frekanslar için rastgele sinüzoidal hareketler üretilmektedir. Denklem (1) herhangi bir rastgele süreci göstermektedir.

$$\ddot{x}(t) = \sum_{n=1}^{N} A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \tag{1}$$

İfadede t zaman olmak kaydıyla A_n güç spektral yoğunluk fonksiyonu $G(\omega)$'ya bağlı olarak belirlenen genlikleri; ω_n açısal frekansları; φ_n ise $0<t<2\pi$ aralığında şiddeti $1/2\pi$ olan düzgün dağılımlı olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip rastgele faz açılarını göstermektedir. Deprem büyüklüğü, Merkez-Üssü Uzaklığı, Global ve Yerel Gerilme Düşüşlerinin tanımlandığı bir Sismik Güç Spektrum modeli kurularak, Denklem (1)'deki A_n genlikleri elde edilebilmektedir. Daha sonra stokastik harmonik modelde güç spektrum yoğunluk fonksiyonu, uygun bir filtre fonksiyonu ile filtrelendikten sonra rastgele faz açıları ile birleştirilerek sinüzoidal hareketler türetilmektedir. Üretilen bu sinüzoidal sinyaller toplanarak Saragoni-Hart (1974) tarafından önerilen uygun bir $\beta(t)$ deterministik zarf fonksiyonu ile çarpılmakta ve böylece yapay bir kayıt elde edilmektedir:

$$\ddot{x}(t) = \beta(t) \sum_{n=1}^{N} A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \tag{2}$$

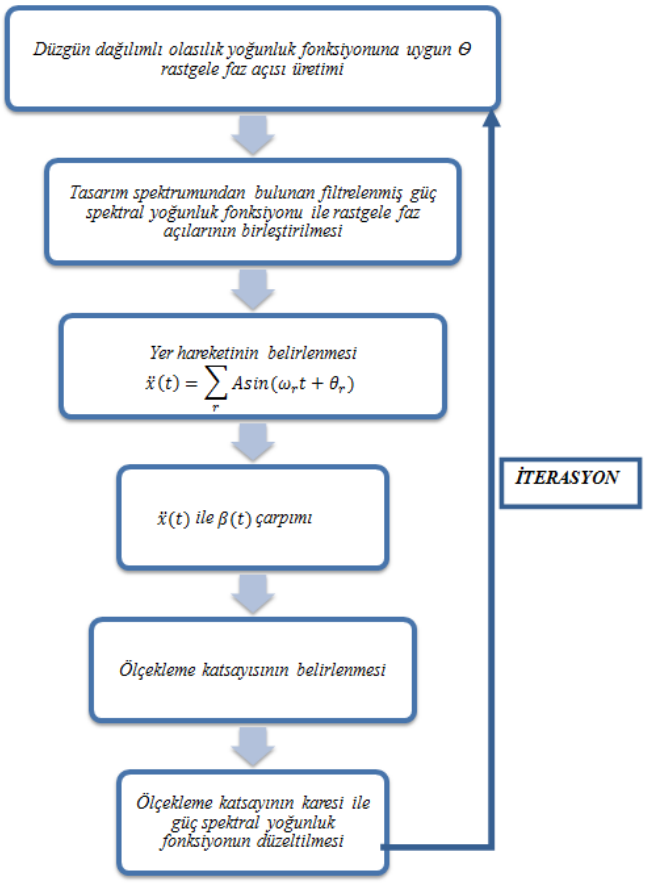
Belirli frekans değerlerinde ve adım sayısında iteratif bir yöntem kullanılarak, tasarım ivme spektrumu ile karşılık spektrumunun yaklaştırılması sağlanmaktadır. Yazılımın kullandığı bu yöntemde, seçilen frekans değerlerinde karşılık spektrumu ile tasarım ivme spektrumunun ordinatları arasındaki ölçekleme katsayısı hesaplanmaktadır. Burada, belirli bir zaman aralığında üretilmiş olan kayıtların güç spektral yoğunluk fonksiyonunun

$$G(\omega_n) \cong \lim_{n\to\infty} \frac{\left| \int_0^{n\Delta t} x_r(t) e^{-i\omega_n t} dt \right|^2}{2\pi n \Delta t} \tag{3}$$

olduğu göz önünde bulundurularak elde edilen ölçeklenme katsayısının karesi ile güç spektral yoğunluk fonksiyonu ayarlanarak kayıt aşağıdaki gibi düzeltilmektedir:

$$G(\omega_n)_{i+1} = G(\omega_n)_i \left[\frac{S_a(\omega_n)}{S_{a,t}(\omega_n)} \right]^2 \tag{4}$$

Denklem (4)'de verilen $S_a(\omega_n)$ ve $S_{a,t}(\omega_n)$ sırasıyla üretilen yer hareketine ait ivme spektrumu ve benzeştirilmeye çalışılan hedef (*bu çalışmada DBYBHY'deki tasarım spektrumu*) ivme spektrumudur. Daha sonra frekans tanım alanından Fourier dönüşümü ile zaman tanım alanına geçilir ve tasarım spektrumuna uyumlu yapay yer hareketi üretilmiş olur. Algoritmanın işleyişinin genel bir akış şeması Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. Yapay yer hareketi üretilmesine ait algoritmanın akış şeması

Sinyal/Gürültü Oranlarının Belirlenmesi

Çalışma kapsamında sinyal/gürültü oranları belirlenerek, yapay yer hareketine ilave edilmesi işlemi, MATLAB-R2010a'da geliştirilen bir algoritma ile sağlanmıştır. Yer hareketi $a(t)$ içerdiği gürültüler ile birlikte aşağıdaki ifade ile tanımlanmakta olup, burada $s(t)$ depremde oluşan ivmeleri; $n(t)$ ise gürültü bileşenlerini tanımlamaktadır.

$$a(t) = s(t) + n(t) \tag{5}$$

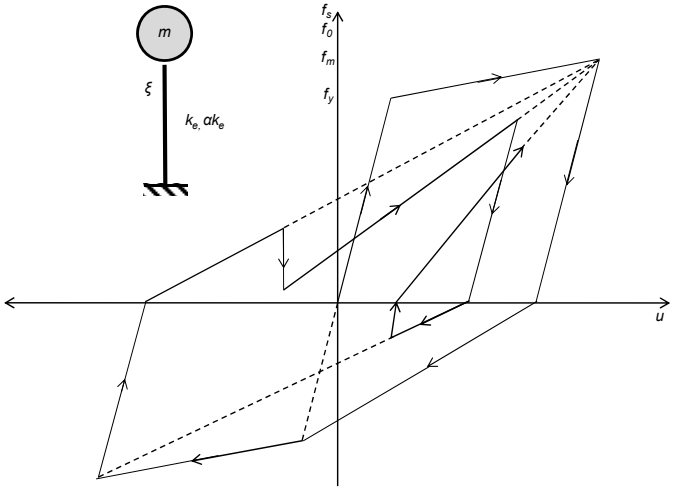
Denklem (6) ile ifade edilen sinyal/gürültü oranı (*SNR*), teorik olarak esas yer hareketinin ortalama değer (*mean*) civarında değişintisi (*variation*) σ_s'in, gürültü sinyali için hesaplanan σ_n değerine oranının logaritmasının 10 katı ile tanımlanmaktadır (Oppenheim ve Schafer, 2009).

$$SNR = 10\log_{10}\left[\frac{E\left[(s-\mu_s)^2\right]}{E\left[(n-\mu_n)^2\right]}\right] \tag{6}$$

Bu amaçla çalışmada, T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı Kuvvetli Yer Hareketi veri tabanındaki 2003 ile 2011 yılları arası Türkiye'de meydana gelmiş depremlere ait ivme kayıtları taranarak, bunların arasından deprem olayı öncesi kayıtlara sahip (*pre-event recording*) olanları seçilmiş ve *SNR* düzeylerinin belirlenmesi yoluna gidilmiştir. İvme izlerinin değerlendirilmesinde kuvvetli yer hareketi kayıtlarının P dalgası varış anı belirlenerek, kaydın önceki bölümünün gürültü sinyali olduğu varsayımı yapılmıştır. Bu gürültülü bölgenin P dalgası varış anından sonraki yer hareketinde de olduğu kabul edilerek, esas yer hareketine ait varyans σ_s; gürültü sinyaline ait varyansın, toplam kayda ait varyanstan çıkartılması ile elde edilmiştir.

Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme

Geniş bir yapı topluluğunun temsil edebilmek amacıyla bu çalışmada eşdeğer TSD sistemler ele alınmış, bu sistemlerin zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlemeleri BISPEC Professional (2010) programı ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, betonarme yapı sistemleri için akma sonrasındaki rijitlik azalımını dikkate alan çift-doğrulu Clough (1966) çevrim modeli (*hysteretic model*) kullanılmıştır. Şekil 2, çevrim modeline ait kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisini ve kütlesi m, elastik durumdaki rijitliği k_e, periyotu T_n, akma sonrasındaki rijitliği αk_e ve sönüm oranı ξ olan TSD sistem modelini göstermektedir.



Şekil 2. TSD sistem ve Clough çevrim modeli

Kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi gözönünde bulundurulduğunda TSD sistemlerin doğrusal olmayan davranışlarına ait önemli büyüklükler tanımlanabilmektedir. Bu büyüklükler arasından süneklik (μ) ve dayanım azalması katsayısı (R), Denklem (7) ile verilmiş olup,

$$R = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}; \quad \mu = \frac{u_m}{u_y} \tag{7}$$

burada f_0 ve u_0 sistemin elastik kalması durumu için tanımlanan dayanım ve bu dayanıma karşı gelen yerdeğiştirmeyi; f_m ve u_m doğrusal olmayan sistem için en büyük dayanım ve bu dayanıma karşı gelen yerdeğiştirmeyi; f_y ve u_y ise akma dayanımını ve akma dayanımına karşı gelen yerdeğiştirmeyi ifade etmektedir. İfadeden, sünekliğin dayanım azalması katsayısına oranının, doğrusal olmayan sistem için en büyük yerdeğiştirmenin, akma dayanıma karşı gelen yerdeğiştirmeye oranı olduğu görülmektedir. Bu aşamada u_m ve u_0 yerdeğiştirmeleri, TSD sistemler için dinamik hareket denkleminin çözümünden elde edilerek, doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranları sabit süneklikli sistemler için C_μ ve sabit dayanım azalması katsayısına sahip sistemler için de C_R olmak kaydıyla Denklem (8)'de verildiği şekilde hesaplanmaktadır.

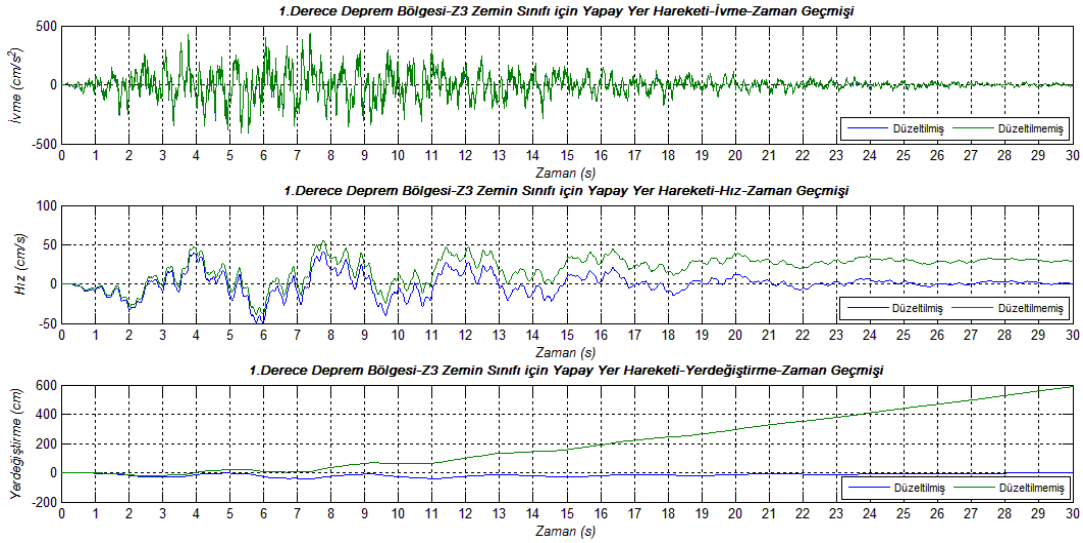
$$\frac{\mu}{R} = \frac{u_m}{u_0} \quad \rightarrow \quad C_\mu = \frac{u_m}{u_0}; \quad C_R = \frac{u_m}{u_0} \tag{8}$$

GÜRÜLTÜ İÇEREN YER HAREKETLERİNİN ÜRETİLMESİ

Çalışmada gürültülerden arındırıldığı kabul edilen ve ayrıca DBYBHY'de tanımlanan tasarım spektrumu ile uyumlu olan yapay yer hareketi, aşağıdaki Tablo 1'de verilen parametreler kullanılarak üretilmiştir. TARSCTHS programı ile üretilen ilk yapay kayıt ile zaman eksenine göre düzeltilmiş hali Şekil 3'de verilmiştir.

Tablo 1. Yapay Yer Hareketi Karakteristik Parametreleri

Deprem Bölgesi Derecesi	1
Etkin Yer İvmesi Katsayısı	0.40
Yerel Zemin Sınıfı	*Z*3
Spektrum Karakteristik Periyotları	T_A=0.15 s
	T_B=0.60 s
Sönüm Oranı (ξ; %)	5
Veri Sayısı	3001
Yer Hareketinin Toplam Süresi (t_d; s)	30
Zaman Aralığı (Δt; s)	0.01
Merkezüssü Uzaklığı, (R_{epi}; km)	30
Moment Büyüklüğü (M_w)	7.0



Şekil 3. Yapay yer hareketine ait ivme, hız ve yerdeğiştirme izleri

Daha sonra, yukarıda da belirtildiği üzere Deprem Dairesi Başkanlığı'na ait veri tabanından seçilen ve belli bir uzunlukta deprem öncesi hareketleri de barındıran farklı manyitüde sahip yüzlerce kuvvetli yer hareketi kaydı ele alınmış ve *SNR* değerleri hesaplanmıştır. Taranan deprem ivme kayıtlarının *SNR* düzeylerinin 2~250 arasında değiştiği gözlenmiş olup, 2003~2011 tarihleri arasında ülkemizde meydana gelmiş 11 adet depreme ait karakteristik özellikler örnek olması bakımından Tablo 2'de sunulmuştur.

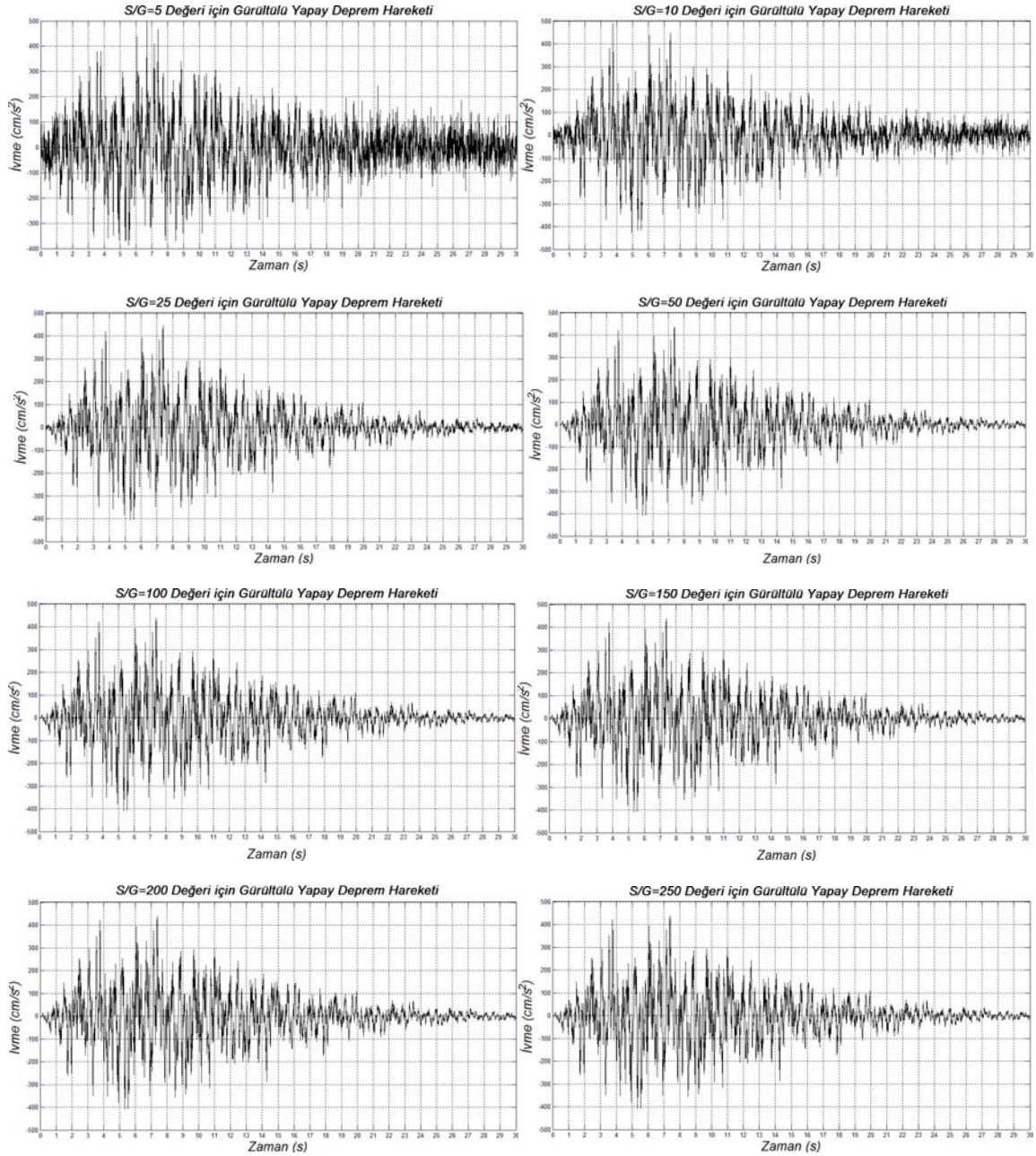
Gerçek depremlerden elde edilen *SNR* değerleri dikkate alınarak, Şekil 3'de verilen yapay yer hareketine eklenmek üzere değerleri 5, 10, 25, 50, 100, 150, 200 ve 250 olan toplam 8 farklı düzeyde *SNR* düzeyi seçilmiştir. MATLAB programında geliştirilen bir algoritma ile bu gürültü oranları, yapay yer hareketine eklenmiş ve sonuçta gürültü içeren 8 adet ivme izi elde edilmiştir. Üretilen deprem toplumuna ve yapay yer hareketine ait tipik özellikler Tablo 3'de verilmekte olup, PGA en büyük yer ivmesini; $t_{d,\pm 0.05g}$ yer hareketinde ivme değerlerinin ±%5*g* değerinden büyük olduğu kuvvetli hareket bölgesinin süresini ve $SI_{0.2}$ ise hareketin yıkıcılığını göstermek bakımından hesaplanan Housner Şiddetini göstermektedir. Tablodan da anlaşılacağı üzere *SNR* değerinin 5 ve 10 değerleri için en büyük ivme değeri PGA'nın 500 gal civarına yükseldiği, diğer değerler için *SNR*'ın artmasıyla PGA'nın azaldığı gözlemlenmiştir. Şekil 4, 8 adet gürültülü yer hareketine ait ivme izlerini göstermektedir. Şekil 5' de ise yer hareketlerinin gürültü içeriklerinin daha iyi anlaşılabilmesi amacıyla, Fourier Genlik Spektrumları görülmektedir.

Tablo 2. Türkiye'de Meydana Gelmiş Depremler İçin Belirlenen *SNR* oranları

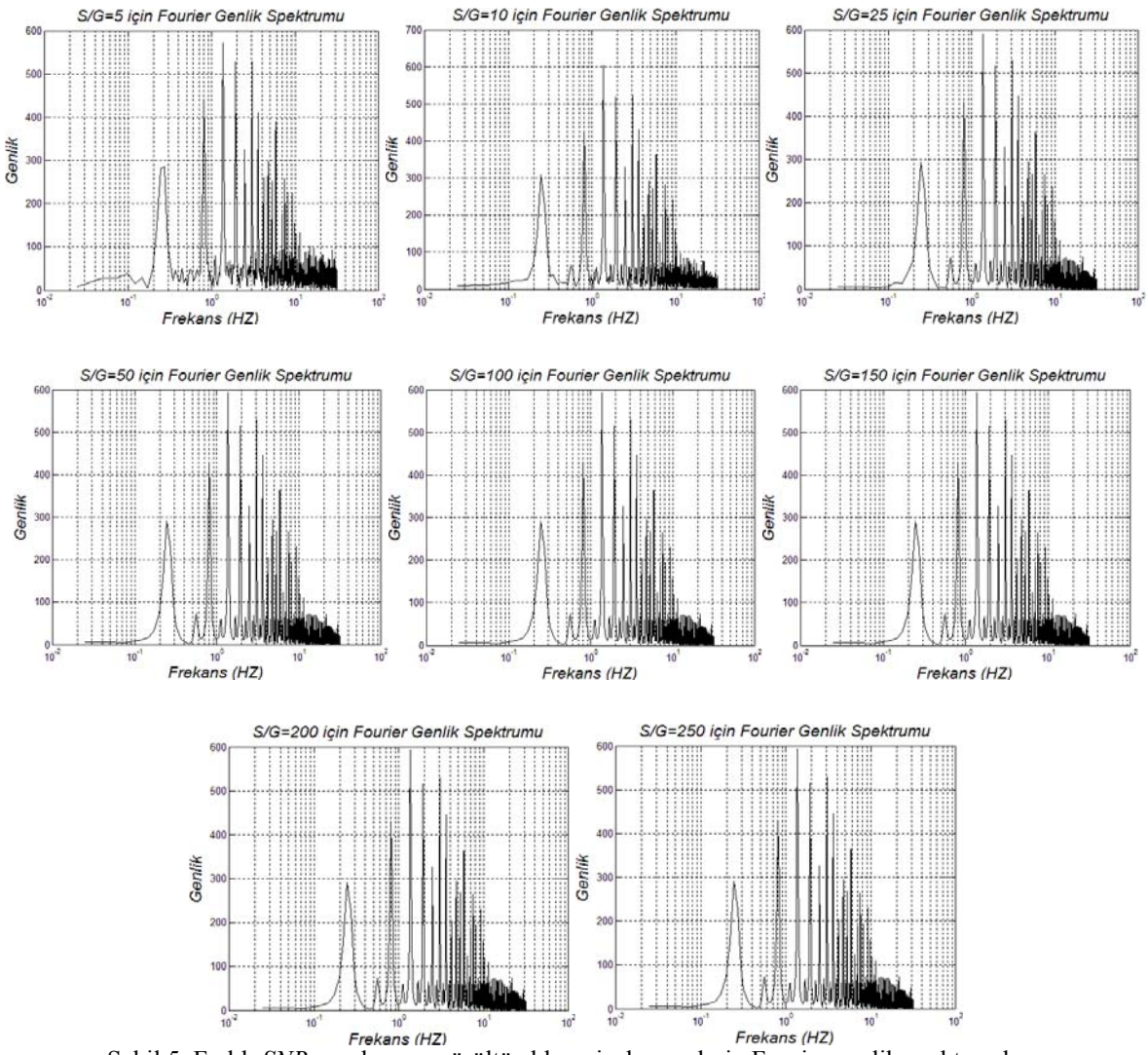
TARİH	MERKEZÜSSÜ	İSTASYON	BİLEŞEN	PGA (gal)	*SNR*
15.02.2007	AKDENİZ	Bodrum Meteoroloji İst. Müd.	N-S	0.244	2.022
			E-W	1.007	12.377
19.06.2007	MANİSA, Akhisar	Bodrum Meteoroloji İst. Müd.	N-S	1.007	19.839
			E-W	0.610	15.483
			U-D	0.519	7.001
31.01.2007	GÖKOVA Körfezi	Bodrum Meteoroloji İst. Müd.	N-S	1.343	22.725
			E-W	1.282	23.063
			U-D	0.855	13.008
03.01.2011	AYDIN, Kuşadası	Selçuk Meteoroloji İst.Müd.	N-S	10.024	33.555
			E-W	9.598	30.100
			U-D	5.000	30.100
05.02.2011	DENİZLİ	Pamukkale Ün. Kampüsü	N-S	1.477	50.097
			E-W	1.361	47.989
			U-D	2.263	49.867
05.02.2011	DENİZLİ	Babadağ İstanbul Camii	N-S	4.320	56.932
			E-W	2.429	56.877
			U-D	2.558	57.346
23.07.2003	DENİZLİ, Buldan	Sarayköy Jeotermal Loj.	N-S	86.647	75.533
			E-W	123.230	86.513
			U-D	60.683	92.572
02.02.2011	KASTAMONU	Kastamonu Bay.İskan Müd.	N-S	6.808	98.969
			E-W	7.131	94.778
			U-D	7.989	97.229
17.09.2010	MALATYA, Pötürge	Gerger Hükümet Konağı	N-S	133.491	109.579
			E-W	103.412	108.493
			U-D	73.181	109.098
01.05.2003	BİNGÖL	Bingöl Bay.İskan Müd.	N-S	398.407	144.106
			E-W	276.825	134.858
			U-D	472.260	134.953
06.02.2011	AYDIN, Kuşadası	Kuşadası Meteoroloji Müd.	N-S	41.092	146.905
			E-W	32.165	146.010
			U-D	21.581	147.767

Tablo 3. Yapay Yer Hareketlerine Ait Karakteristik Özellikler

Yer Hareketi	Kısa İsim	SNR	PGA (cm/s^2)	$t_{d,\pm 0.05g}$ (s)	$SI_{0.2}$ (cm)
Yapay yer hareketi	DDYH	-	437.5	22.96	91.39
Gürültü eklenmiş yapay yer hareketleri	S/G=5	5	418.1	29.99	88.63
	S/G=10	10	490.0	29.82	92.24
	S/G=25	25	445.2	22.93	91.28
	S/G=50	50	437.2	22.96	91.41
	S/G=100	100	437.1	22.96	91.39
	S/G=150	150	437.1	22.96	91.39
	S/G=200	200	437.1	22.96	91.39
	S/G=250	250	437.1	22.96	91.39



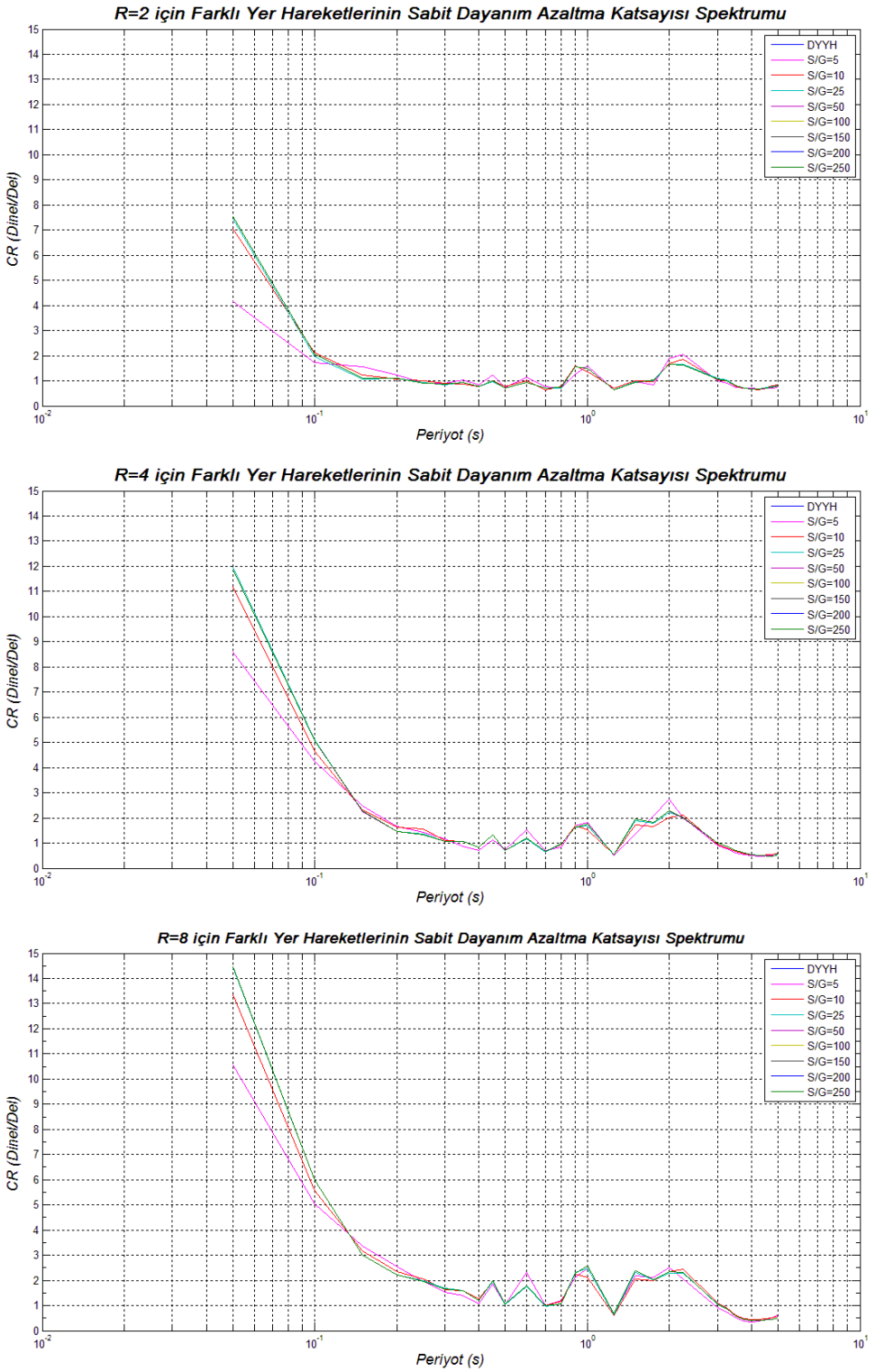
Şekil 4. Farklı *SNR* oranlarınca gürültü eklenmiş depremlere ait ivme izleri



Şekil 5. Farklı *SNR* oranlarınca gürültü eklenmiş depremlerin Fourier genlik spektrumları.

ÇÖZÜMLEME SONUÇLARI VE YAPISAL DAVRANIŞ

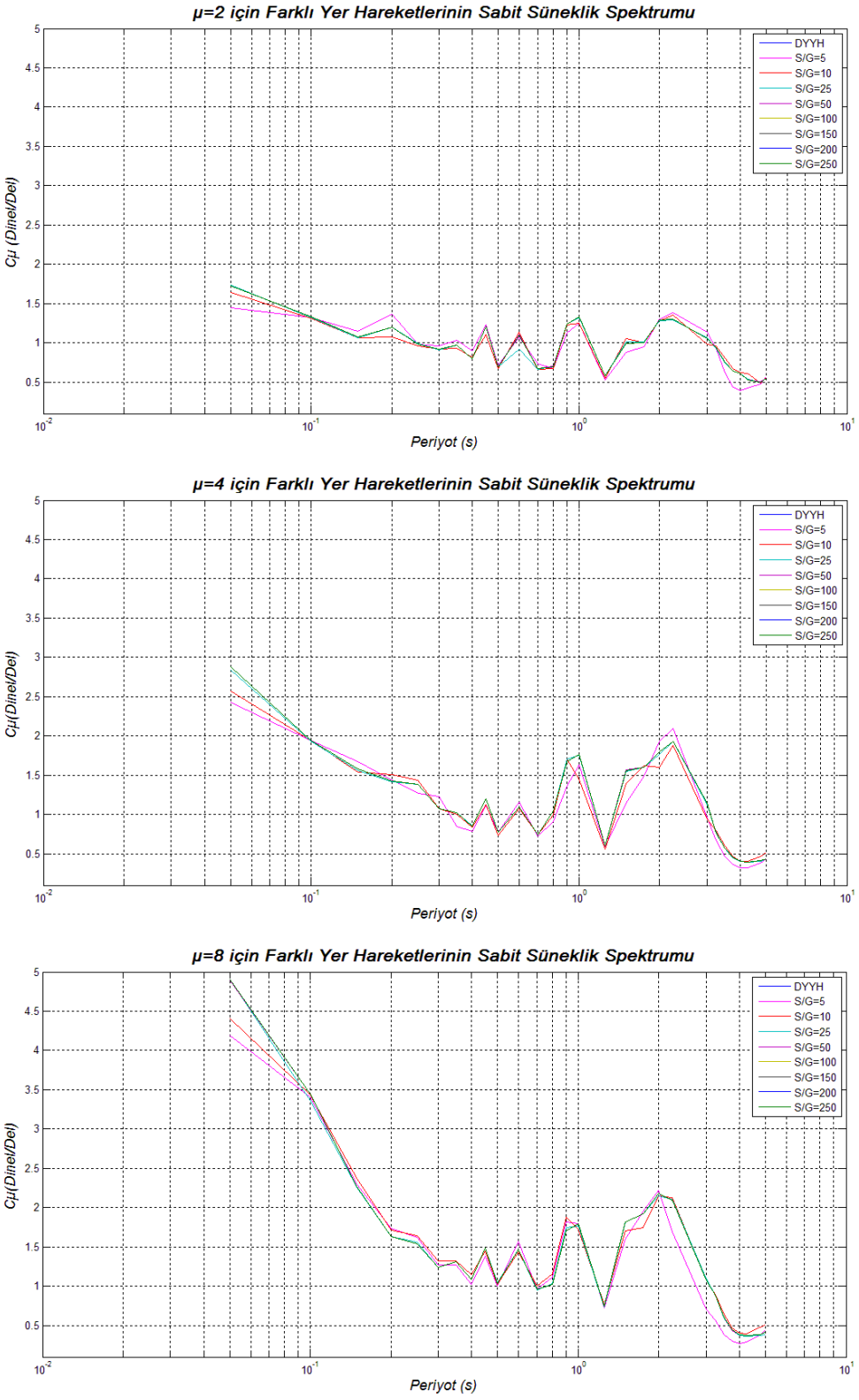
Deprem ivme kayıtlarındaki gürültünün yapısal davranış ve istemlere olan etkilerinin araştırılması amacıyla bu çalışmada üretilen yapay yer hareketi ile bu harekete 8 farklı *SNR* düzeyine sahip gürültü izlerinin eklenmesi ile oluşturulan deprem toplumu, birim kütleye sahip ve periyotları T_n=0.05~5.0 saniye arasında değişen 28 adet eşdeğer TSD sisteme etkitilmiştir. TSD sistemlerin doğrusal olmayan davranışları daha öncede belirtildiği üzere akma sonrası rijitlik azalmasını dikkate alan Clough modeli ile temsil edilmiş olup, pekleşme oranı α=%5 ve yapısal sönüm oranı ξ=%5 için doğrusal olmayan dinamik çözümlemeler yapılmıştır. Toplam 9 adet kuvvetli hareket, ilk aşamada mevcut yapıları temsil etmesi bakımından dayanım azalması katsayısı R=2, 4 ve 8 değerlerinde sabit olarak seçilen TSD sistemlere, sonrasında ise yeni tasarlanan yapıları temsil etmesi amacıyla süneklik düzeyleri μ=2, 4 ve 8 seçilen TSD sistemlere etkitilerek toplam 1512 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Çözümlemeler sonucunda TSD sistemler için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranları (C_R ve $C\mu$) elde edilmiş olup, aşağıdaki Şekil 5, C_R'nin doğal titreşim periyodu T_n'e göre değişimini R=2, 4 ve 8 değerleri için karşılaştırmalı olarak göstermektedir.



Şekil 5. Deprem toplumu etkisinde R=2 (üst), 4 (orta) ve 8 (alt) için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranlarının periyot ile değişimi.

Şekillerden de görülebileceği üzere, çok kısa yapı periyotlarında (ivmeye duyarlı spektral bölge) gürültüsüz yer hareketi ile karşılaştırıldığında *SNR*'ın küçük değerleri için yerdeğiştirme istemlerinin belirgin düzeyde düşük kaldığı anlaşılmaktadır. Bu durum oransal olarak daha zayıf sistemler (büyük R) için daha uzun bir periyot aralığında gözlenmiştir. Diğer yandan orta uzunluklu periyoda sahip yapılar için *SNR*'nin etkisi hemen hemen bulunmamakta olup, uzun periyotlu yapılar için ihmal edilebilecek düzeydedir. *SNR*'nin yüksek değerleri içinse tüm periyot boyunca gürültü etkisi hissedilmemektedir.

Benzer bulgular süneklik düzeyi bilinen sistemler için de geçerli olup, aşağıdaki Şekil 6 C_μ'nun doğal titreşim periyodu T_n'e göre değişimini μ=2, 4 ve 8 değerleri için karşılaştırmalı olarak göstermektedir.



Şekil 6. Deprem toplumu etkisinde μ=2 (üst), 4 (orta) ve 8 (alt) için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranlarının periyot ile değişimi.

SONUÇ

Bu çalışmada deprem ivme kayıtlarındaki gürültü bileşenlerinin, yapı sistemlerinin davranışları üzerinde oluşturdukları etkiler incelenmiştir. Bu doğrultuda ilk olarak gürültülerden arındırılmış ve yürürlükteki deprem yönetmeliğinde tanımlanan tasarım spektrumu ile uyumlu yapay yer hareketi üretilmiş, sonrasında gerçek deprem kayıtlarının incelenmesi sonucunda elde edilen sinyal/gürültü oranları dikkate alınarak 8 değişik *SNR* değeri yapay yer hareketine eklenmiş ve bir deprem toplumu oluşturulmuştur. Deprem toplumu, farklı yapısal özelliklere sahip eşdeğer TSD sistemlere etkitilerek doğrusal olmayan dinamik çözümlemeler gerçekleştirilmiştir. Araştırmanın sonucunda şu bulgulara ulaşılmıştır:

- Farklı taşıma kapasitelerine sahip mevcut yapıları temsil etmek bakımından üç farklı düzeyde dayanım azalması katsayısına sahip sistemler için yapılan analizlerde, özellikle kısa periyotlara sahip yapılarda *SNR*'nin küçük değerleri için yerdeğiştirme istemlerinin gürültüsüz kuvvetli hareket istemlerine göre belirgin düzeyde düşük kaldığı anlaşılmaktadır.
- Yine kısa periyot bölgesi için, *SNR*'nin küçük değerleri süneklik düzeyi bilinen sistemler için benzer olarak düşük doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi ortaya çıkartmaktadır.
- Yüksek süneklik düzeyi veya büyük dayanım azalması katsayısına sahip yapılar için yerdeğiştirme istemlerindeki farklılaşma oranları da artmaktadır.
- Orta ve uzun periyotlu sistemler için *SNR*'nin etkisi ihmal edilebilecek düzeydedir.
- *SNR* değeri yükseldikçe doğrusal olmayan istemler, gürültüsüz yer hareketi istemleri ile örtüşmektedir.

Teşekkür

Bu çalışma, BAP 34150 no'lu proje tarafından desteklenmektedir. Yazarlar, çalışmada kullanılan algoritmaların oluşturulmasındaki katkılarından dolayı İTÜ Elektrik-Elektronik Fakültesi'nden Prof.Dr. Tayfun Akgül ve Araş.Gör. Süleyman Baykut'a teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

Aki K (1967). "Scaling laws of seismic spectrum", *Journal of Geophysical Research*, 72:1217-1231

Akkar S, Bommer JJ (2006) "Influence of long-period filter cut-off on elastic spectral displacements", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* 35:1145–1165

BISPEC Professional (2010). V:2.03, Earthquake Solutions Inc., Albany, CA, USA

Boore D (1983) "Strong motion seismology", *Reviews of Geophysics and Space Physics*, 21(6): 1308

Boore DM, Stephens CD, Joyner WB (2002) "Comments on baseline correction of digital strong motion data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America,* 92:1543 –1560

Clough RW (1966) Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Dept. of Civil Eng., University of California-Berkeley, CA, USA

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara

ElNashai A, Di Sarno L (2008) "Fundamentals of Earthquake Engineering", 1st Ed., A John Wiley & Sons, Ltd, UK

Housner GW, Jennings PC (1964). "Generation of Artificial Earthquakes", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, EM1.

MATLAB-R2010a, Versiyon 7.10.0.499 The Mathworks, Inc.

Oppenheim AV, Schafer RW (2009) Discrete-Time Signal Processing, 3rd Ed., Prentice Hall, New York

Özdemir Z, Fahjan Y (2007) "Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumlarına Uygun olarak Zaman ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması", *6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim, 437-438

Papageorgiou A, Hall Dorsson B, Dong G (2000) Target Acceleration Spectra Compatible Time Histories – TARCTHS user manual V. 1, Engineering Seismology Laboratory Report, SUNY, USA

Saragoni GR, Hart GC (1974). "Simulation of artificial earthquakes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2:249-267

YER HAREKETİ DAĞILIMLARINDA MODİFİYE KRIGING YÖNTEMİNİN FARKLI PARAMETRELER İÇİN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF THE MODIFIED KRIGING METHODOLOGY FOR DIFFERENT PARAMETERS USED IN GROUND MOTION DISTRIBUTIONS

Yaver KAMER1, Ebru HARMANDAR2, Mustafa ERDİK3

ÖZET

Olası bir deprem sonrası oluşabilecek hasar ve can kayıplarının hızlı ve doğru bir şekilde saptanabilmesi için depremin büyüklük ve merkez üssü bilgilerinden yola çıkılarak yer hareketi dağılımları elde edilebilmektedir. Bu dağılımlar, kullanılan yer hareketi azalım ilişkilerinin içsel standart sapmalarını içerirler. Belirsizliklerin en aza indirilebilmesinde yer hareketi dağılımlarında deprem esnasında kayıt alan istasyon verilerinin de entegre edilmesi önem taşımaktadır. Günümüzde kullanılan yer hareketi dağılım yazılımlarında bu entegrasyon istasyonlar arasında basit enterpolasyon yöntemleriyle gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışmada, yer hareketleri dağılımlarının oluşturulmasında kullanılan aralıklı ağ istasyonlarında ölçülen yer hareketlerinin enterpolasyonu için Harmandar (2010) tarafından geliştirilen modifiye edilmiş Kriging yöntemi ele alınmıştır. Bu yöntemde istasyonlar alt yerel bölgeler kapsamında değerlendirilerek her yerel bölge için regresyonla elde edilen mesafeye bağlı ilişkiler kullanılmaktadır. Yöntemin sonuçlarını doğrudan etkileyen parametrelerin seçimi ve bunlara bağlı olarak değişen yöntemin başarımının ölçülebilmesi için Marmara ve Güney Kaliforniya bölgesinde meydana gelen iki farklı deprem ve iki farklı yer hareketi parametreleri (pik yer ivmesi-PGA ve kümülatif mutlak hız-CAV) ele alınmıştır. Modifiye edilmiş Kriging metodunda kullanılan parametreler kademeli olarak değiştirilmiştir. Başarım kriteri olarak her istasyon için tekini dışarıda bırakma (leave-one-out) metodu uygulanmış ve elde edilen sonuçlar kıyaslamalı olarak irdelenmiştir.

Çalışmada elde edilen sonuçlar İstanbul Deprem Acil Müdahale Ağı tarafından üretilen yer hareketi dağılım haritalarının iyileştirilmesinde kullanılabileceği gibi daha düşük istasyon yoğunluğuna sahip ağlarda Modifiye Kriging yönteminin uygulanabilirliğine ışık tutacaktır.

Anahtar Kelimeler: Kuvvetli Yer Hareketi, Deprem Senaryoları, Deprem Tehlikesi.

ABSTRACT

Ground motion distribution maps based on epicentre and magnitude information generated immediately after an earthquake are crucial in the assessment of damage and life loss. These distributions include the intrinsic uncertainties of the utilized ground motion prediction equations (GMPEs). Ground motion recordings obtained during the earthquake are important in reducing these uncertainties, since they can be integrated into the distributions. Currently, in most ground motion distribution software, this integration is done by simple interpolation techniques.

In this study, the Modified Kriging (MK) methodology proposed by Harmandar (2010) for the interpolation of ground motion measurements in dense networks has been investigated. In this methodology stations are grouped into localized subsets and each subset is used for obtaining a local equation by regression of the recorded values with cross station distance. Two earthquakes, in Marmara Sea and South California, and two ground motion parameters, peak ground acceleration (PGA) and cumulative absolute velocity (CAV), have been taken into

[1] Y. Müh, Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. ABD, İstanbul, yaver.kamer@gmail.com
[2] Dr., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. ABD, İstanbul, ebru.harmandar@boun.edu.tr
[3] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, Deprem Müh. ABD, İstanbul, erdik@boun.edu.tr

account in order to investigate the parameters' effect on the results and evaluate the performance of the MK methodology. The performance evaluation has been carried out by leave-one-out analysis (LOO) and the results have been presented in comparison with respect to parameter change.
The results of this study can be used in enhancement of the ground motion distribution maps generated by the Istanbul Early Warning and Rapid Response System and also provide insights about the applicability of the methodology in more sparsely spaced networks.
Keywords: Strong ground motion, Earthqauke scenarios, Earthquake hazard.

GİRİŞ

Deprem sonrasında depremin etki alanındaki bölgelerde yer hareketi dağılımlarının sağlıklı olarak belirlenmesi; hasar ve kayıp tahminleri ve bunlara bağlı olarak yapılacak acil müdahale açısından büyük önem taşır. Günümüzde yaygın olarak kullanılan uygulamalarda dağılımlar kuvvetli yer hareketi istasyonlarından alınan ölçülmüş değerlerinin yer hareketi tahmin ilişkileri ile bir arada kullanılmasıyla elde edilmektedir. Bu yöntemlerin başarımı oluşan deprem ile kullanılan yer hareketi tahmin ilişkisinin uyumuna bağlıdır. İstasyon arası mesafenin az olduğu istasyon ağlarında yer hareketi tahmin ilişkileri ile birlikte ve ya alternatif olarak Harmandar (2010) tarafından geliştirilen modifiye edilmiş Kriging yönteminin kullanılması önerilmiştir. Bu yöntemde kestirim yapılacak noktalar için belirlenen azami yarıçap içerisinde kalan asgari sayıdaki istasyondan elde edilen değerler regresyon hesabı ile yer hareketi azalımına dair yerel ilişkiler elde edilmektedir. Aralıklı ağ istasyonlarında modifiye edilmiş Kriging yönteminin kullanılması elde edilen sonuçlar azalım ilişkilerinin içsel hata ve sapmalarından etkilenmediği için bu yöntem yer hareketi dağılımları için bir alternatif teşkil etmektedir.

Bu çalışmada bahsedilen modifiye edilmiş Kriging yöntemi ve bu yöntemin başarımının farklı parametrelere bağlı değişimi incelenmiştir. Karşılaştırmalarda, istasyonlar arası mesafenin az olması itibari ile İstanbul Erken Uyarı ve Acil Müdahale sistemine ait istasyonlarda ve Amerikan Jeoloji Enstitüsü'ne ait Kaliforniya'da bulunan istasyonlarda kaydedilen iki farklı depremin verileri kullanılmıştır.

MODİFİYE EDİLMİŞ KRİGİNG YÖNTEMİ

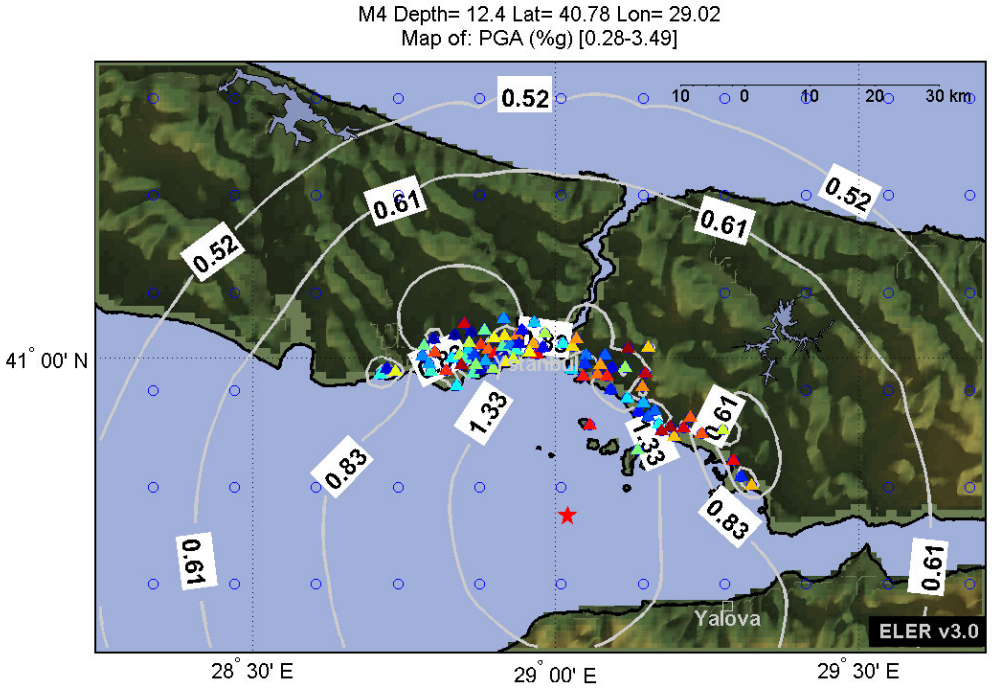
Depremden sonra oluşturulan yer hareketi haritaları; sınırlı sayıda sensörlerden ve/ve ya istenilen verinin toplanmasında etkili olan erişilmez yerlerde monitörlemenin zorluğundan çoğunlukla etkilenmektedir. Verideki bu boşluk, gerçek kayıtlara bağlı olan eksik verilerin simule edilmesiyle doldurulacaktır. Bu noktadan yola çıkılarak; yakın aralıklı noktalardan oluşan seçilmiş kümelerde, farklı lokasyonlarda bilinen ve ya öngörülen yer hareketi parametreleri (pik yer ivmesi) ile uyumlu, birbirleriyle tamamen bağlantılı deprem yer hareketleri parametreleri (pik yer ivmesi) tahmini için Harmandar (2010) tarafından bir metodoloji geliştirilmiştir.

Bu yöntemde, öncelikle uygulama alanı belirlenir. Eğer bir nokta kendisini merkez alan r km yarıçaplı bir dairede n adet istasyonu çevreliyorsa yöntem bu noktadaki yer hareketini tahmin için kullanılabilir. Seçilen r ve n parametreleri ile deprem esnasında kayıt alan istasyonların dağılımdan yöntemin uygulanabileceği noktalar belirlenir. Daha sonra her bir noktaya yakın olan istasyonlarda ölçülen değer ve istasyonlar arası çapraz mesafe verilerinden ilgili noktada kullanılacak bir kestirim modeli oluşturulur. Bu işlem yöntemin uygulanabilirlik kriterini sağlayan tüm noktalarda tekrarlanır ve bunun sonucunda yer hareketi dağılımı elde edilir.

KULLANILAN DEPREM VERİLERİ

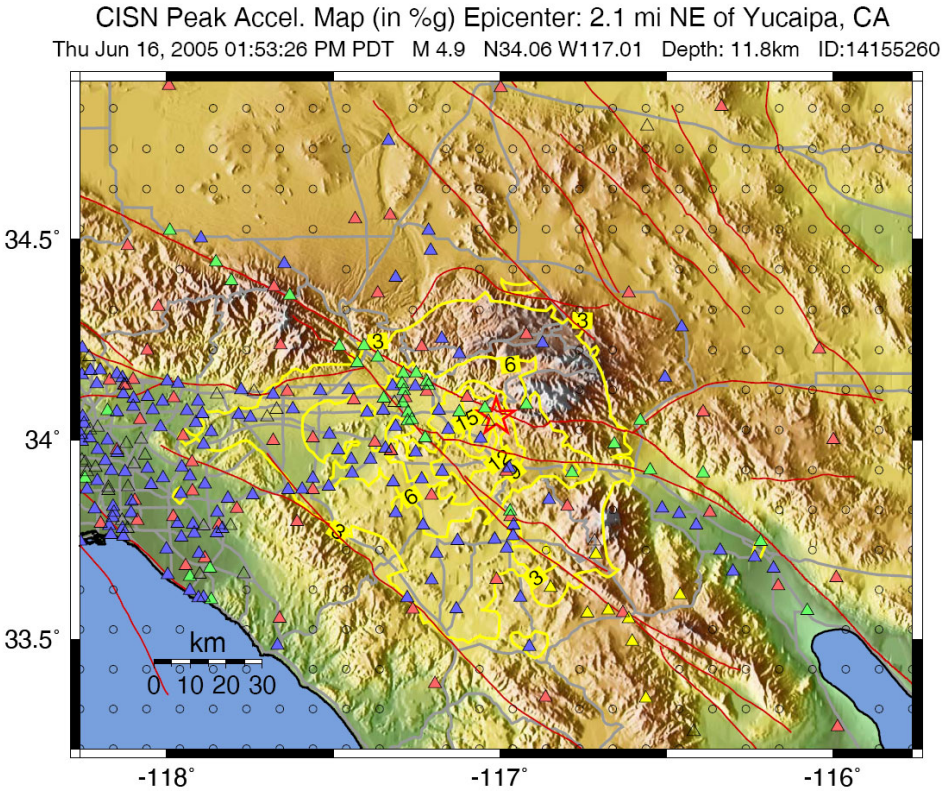
Çalışmada İstanbul Erken Uyarı ve Acil Müdahale istasyon ağı (IEWRRS) verileri ve Amerikan Jeoloji Enstitüsü'ne (USGS) ait Kaliforniya'daki istasyonlarının verileri kullanılmıştır. IEWRRS ağı için 29.09.2004 tarihinde Maramara Denizinde olan M4 büyüklüğündeki bir deprem kullanılmıştır. Bu depremde toplam 86 istasyon kayıt almış ve bunların merkez üssüne uzaklıkları

14 ila 34 km arasında olmuştur. Şekil 1 depreme ilişkin en büyük yer ivmesi dağılımını ve istasyon konumlarını göstermektedir.



Şekil 1. 29 Eylül 2004 Marmara Denizi M4 depremine ilişkin en büyük yer ivmesi dağılımı

USGS Kaliforniya istasyonları için ise 16.06.2005 tarihinde Yucaipa kenti yakınlarında meydana gelen M4.9 büyüklüğündeki deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu depreme ilişkin yer hareketi ve istasyon dağılımı Şekil 2'de verilmiştir.



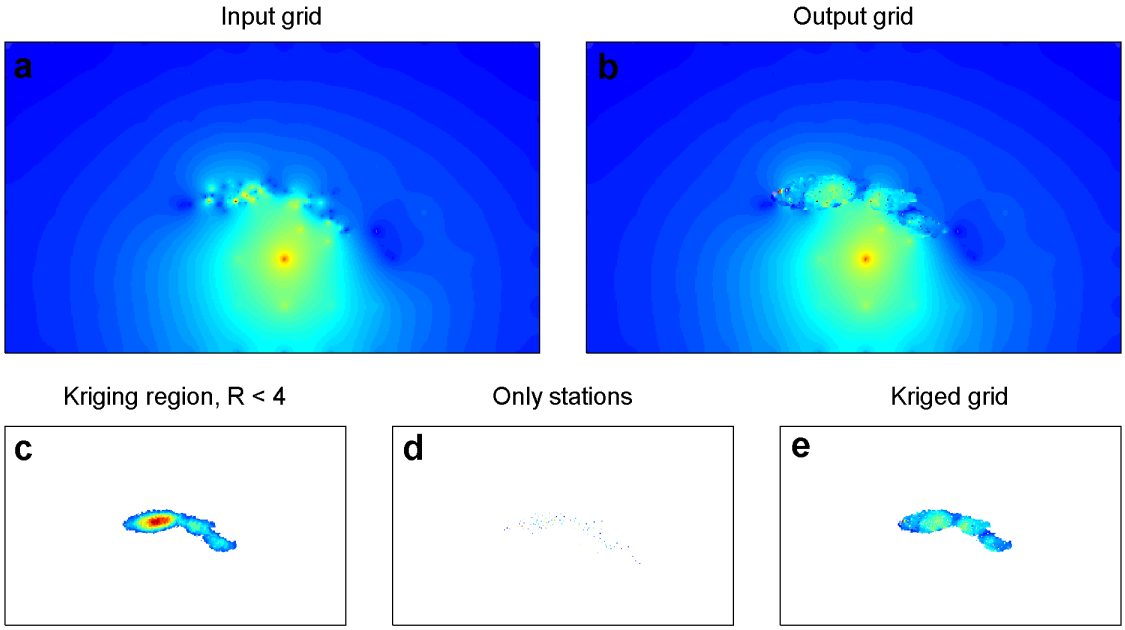
Şekil 2. 16 Haziran 2005 Yucaipa M4.9 depremine ilişkin en büyük yer ivmesi dağılımı

PARAMETRELERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışmada Modifiye Kriging yönteminin farklı parametreler için başarımının değerlendirilmesi, optimum parametre değerlerinin bulunması ve bunların depremden depreme değişiklik gösterip göstermediğinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda yöntemle elde edilen yer hareketi dağılımları üzerinden tekini dışarıda bırakma (leave-one-out (LOO)) metodu uygulanmıştır. Bu yöntemde öncelikle tüm istasyonlar kullanılarak seçilen parametreler için Modifiye Kriging alanı belirlenir. Bu alan içinde yer alan istasyonlarda LOO analizi uygulanır. Söz konusu analizde sırayla her bir istasyon yok sayılır ve bu durumda yer hareketi dağılımı elde edilir. Yok sayılan istasyonun bulunduğu noktada belirlenen değer ile istasyonda kaydedilen değer arasındaki fark kaydedilir. Bu işlem Modifiye Kriging alanı içindeki tüm istasyonlar için tekrarlanır ve yöntemin istasyon bazındaki ortalama hatası elde edilir.

Karşılaştırmalar esnasında Avrupa Komisyonu 6. Çerçeve Programı tarafından finanse edilen NERIES "Network of Research Infrastructures for European Seismology" projesi JRA-3 çalışma grubu kapsamında BÜ-KRDAE Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı tarafından Matlab ortamında geliştirilen Earthqauke Loss Estimation Routine (Deprem Kayıp Tahmin Yazılımı) ELER kullanılmıştır. LOO analizleri için ELER'de halen hazırda bulunan Modifiye Kriging modülüne ek fonksiyonlar geliştirilmiştir.

Şekil 3'de M4 Marmara Denizi için ELER'de örnek olarak elde edilen bir Modifiye Kriging (MK) çıktısı verilmiştir. Şekil 3a'da ELER metodolojisinde varsayılan yöntemin uygulanması sonucunda elde edilen enterpolasyonlu dağılım verilmiştir. Kapsam kriterlerini sağlayan alanlarda MK metodunun uygulanması sonucu elde edilenler Şekil 3b'de verilmiştir. Şekil 3c'de R = 4km çapında asgari istasyon sayısını sağlayan alanlar gösterilmiştir. Kırmızı bölgelerdeki noktalar (Şekil 3c) daha fazla istasyonun kapsama alanında bulunmaktadır. Şekil 3d ve Şekil 3e sırasıyla istasyonların dağılımını ve MK sonucunu göstermektedir.

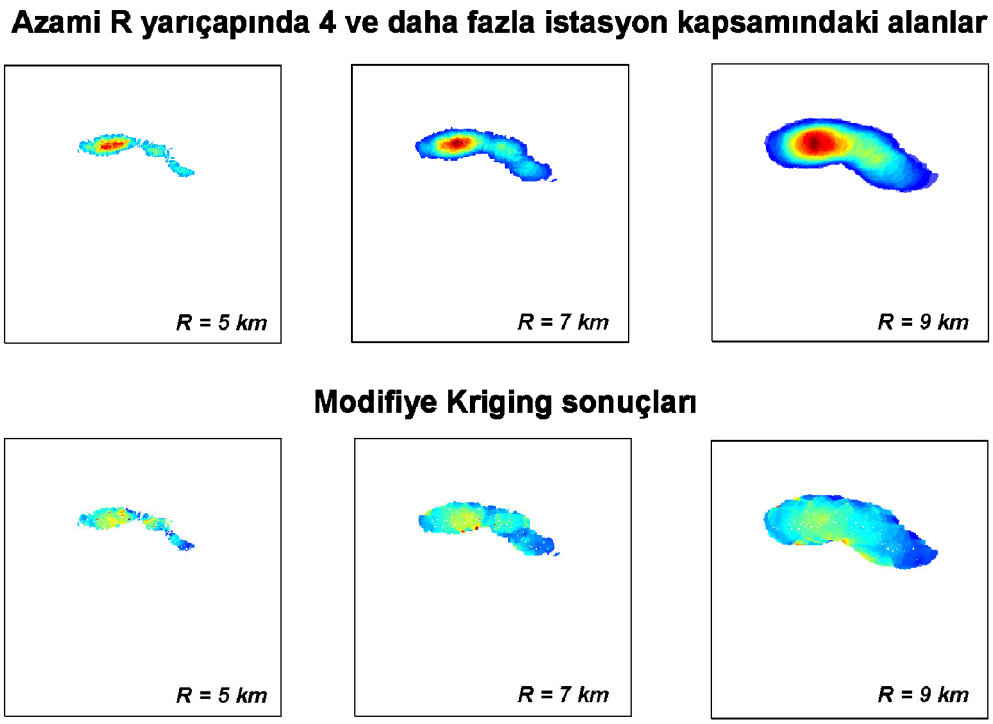


Şekil 3. a) MK olmaksızın enterpolasyon ile elde edilen dağılım. b) İlgili alanlara MK uygulanmış dağılım. c) R=4km çapında asgari istasyon sayısını sağlayan alanlar d) İstasyonların dağılımı e) Kriteri sağlayan alanlar için MK sonucu

Bu çalışmada MK yöntemi aynı depremler için farklı azami R çapı ve asgari istasyon adeti parametreleri ile uygulanmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Azami R Çapı Parametresi

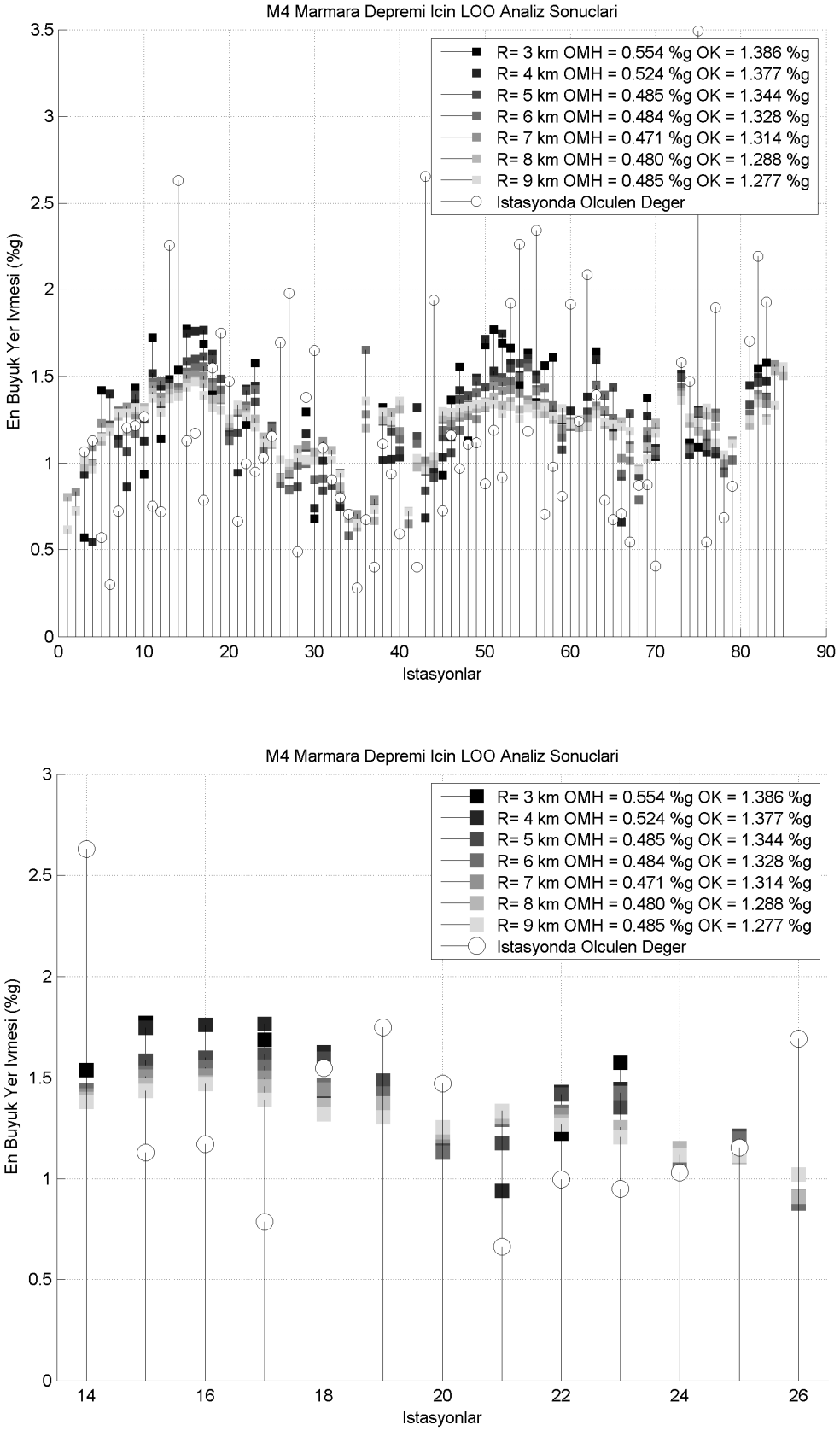
MK yönteminin uygulandığı bir nokta açısından azami R çapının, bir başka deyişle kapsama alanının, artırılması bu noktadaki değerin belirlenmesi esnasında dikkate alınacak olan istasyon sayısını arttırmaktadır. Küçük bir çap kullanıldığında az sayıda istasyonun etkisinde kalan bir nokta daha büyük bir tarama çapı kullanıldığında daha fazla istasyonun etkisinde kalır. R çapın artırılmasıyla hesaba katılan istasyonlarda ölçülen değerler ve bunların birbirlerine olan çapraz uzaklıkları kestirilen değerde farklılaşmalara sebep olur. Şekil 4'te IEWRRS ağı için farklı azami R çapları için hesaplanan, yöntemin uygulanabileceği kapsama alanları ve sonuç olarak elde edilen dağılımlar gösterilmiştir. Şekil 3c'de olduğu gibi kırmızı bölge daha fazla istasyon tarafından kapsanan noktaları göstermekle birlikte her bir şeklin renklendirmesi maksimum ve minimum kapsama istasyon sayısına göre normalize edilmiştir. Başka bir ifade ile R= 7 km'de ve R= 9 km'deki kırmızı bölgeler farklı istasyon sayısını göstermektedir.



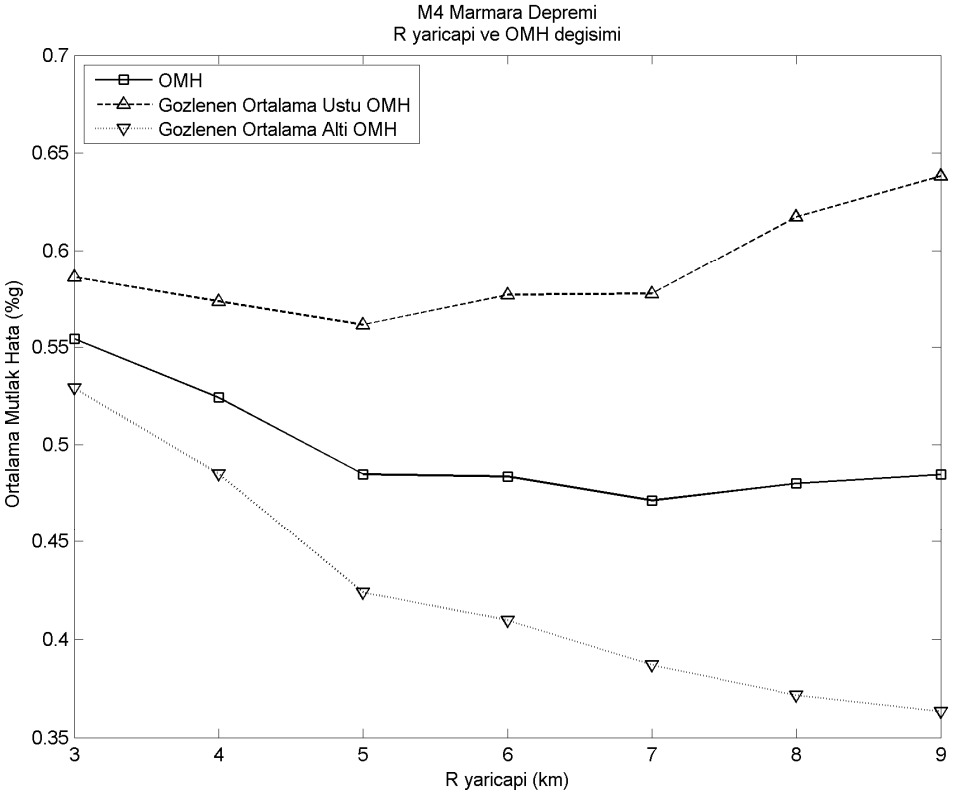
Şekil 4. Farklı R yarıçapı için kapsama alanı ve MK sonucu elde edilen dağılım

M4 Marmara Denizi depreminde kaydedilen pik yer ivmesi değerleri için LOO analizleri sonucunda her bir istasyonun bulunduğu noktada farklı azami R yarıçapları ile yapılan kestirim sonuçları ve istasyonda ölçülen değerler Şekil 5'te verilmiştir. Bu şekilde artan R yarıçapının artırılması ile elde edilen kestirim değerleri koyudan açığa doğru renklendirilmiştir. Örneğin 17 numaralı istasyonda R yarıçapının artırılması ile kestirim değerleri istasyonda ölçülen değere yaklaşırken aynı seviyede bir ölçümün yapıldığı 21 numaralı istasyonda kestirim değerlerinin gerçek değerden uzaklaştığı gözlenmiştir.

R parametresinin farklı değerleri için kıyaslama yapılabilmesi için R'nin tüm değerleri için MK kapsama alanında kalan istasyonlar üzerinden ortalama mutlak hata (OMH) hesaplanmıştır. Bazı istasyonların bulunduğu noktalar sadece büyük R değerleri için kapsama alanına dahil olduğundan bunlar (örneğin 1, 2, 84 ve 85 numaralı istasyonlar) OMH hesaplamalarında kullanılmamıştır. Her bir R değeri için MK yöntemi ile elde edilen tüm kestirimlerin ortalaması (OK) da Şekil 5'te verilmiştir. M4 Marmara Denizi depreminde ölçülen pik yer ivmeleri için R parametresinin artırılmasıyla ortalama kestirim değerinin düştüğü gözlenmektedir. Karşılaştırmada kullanılan istasyonlarda ölçülen değerlerinin ortalaması ise 1.197 %g olarak hesaplanmıştır.



Şekil 5. M4 Marmara Depremi pik yer ivmeleri için farklı azami R yarıçaplarında LOO analizi sonuçları. Genel görünüm (üst şekil), detay görünüm (alt şekil)

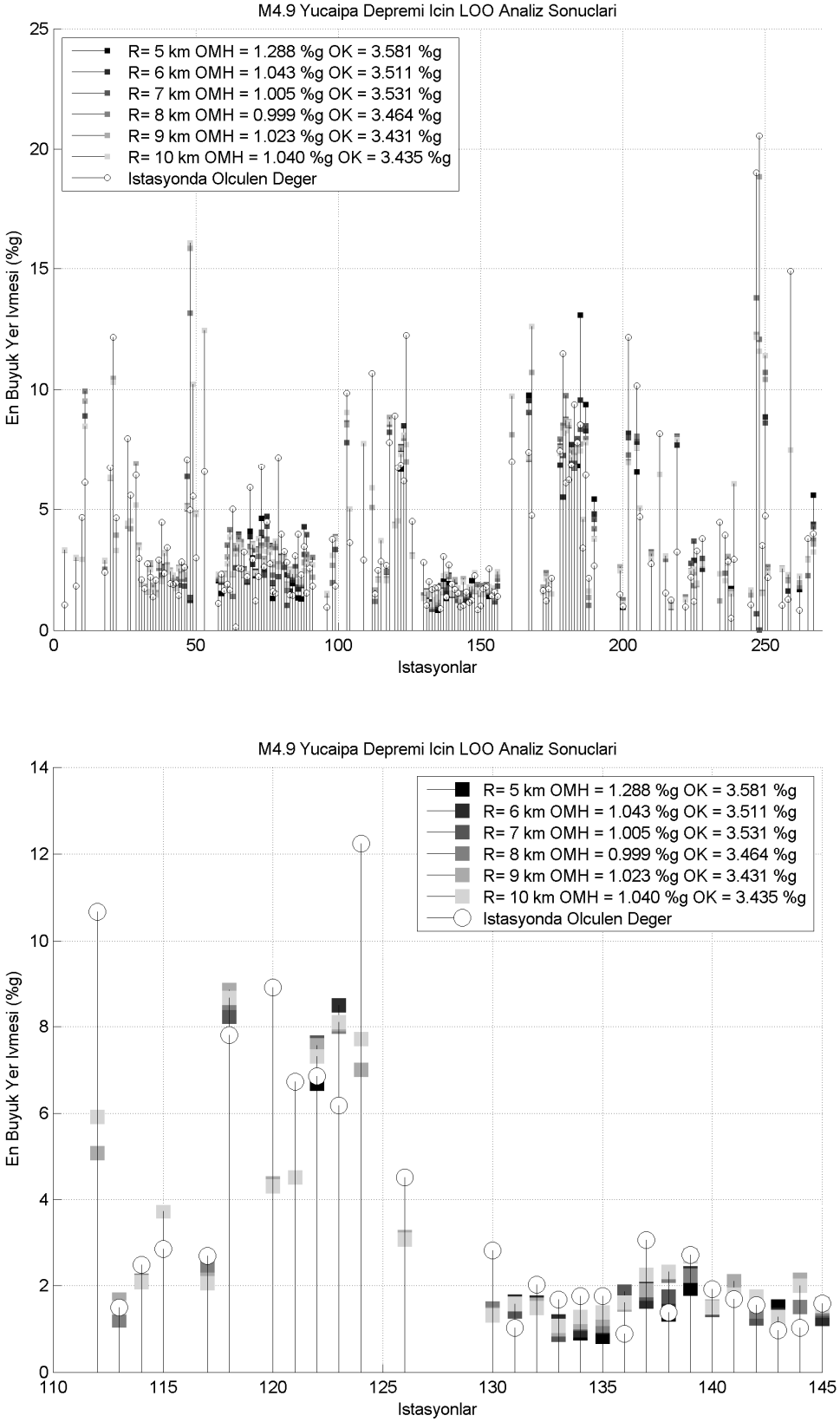


Şekil 6. M4 Marmara Depremi için pik yer ivmelerinin OMH'nın R yarıçapı parametresine göre değişimi

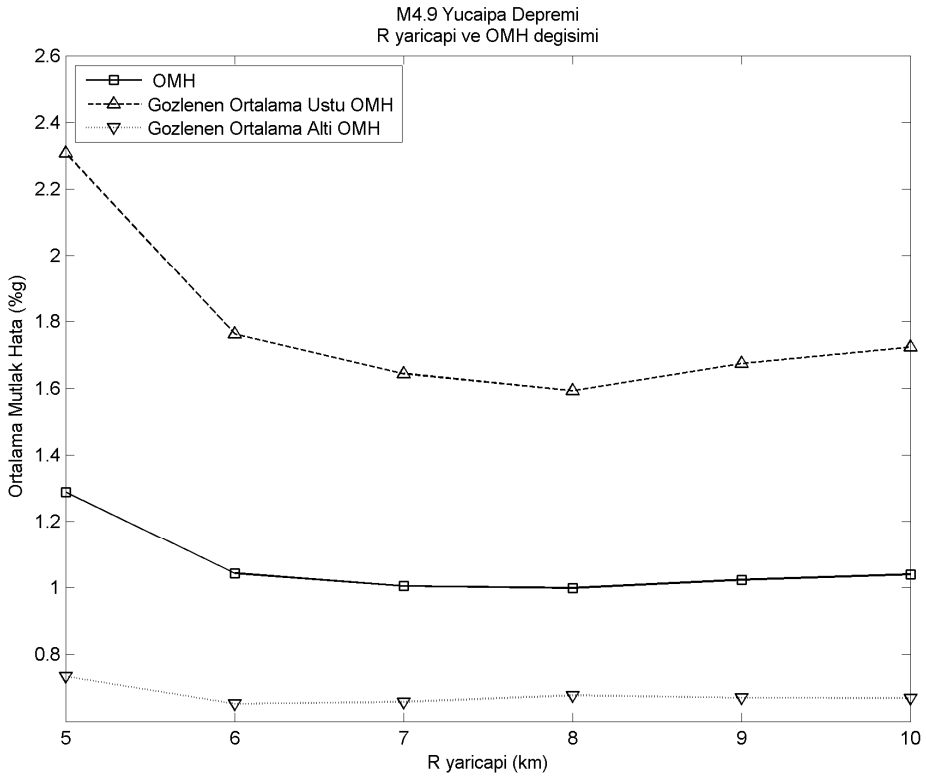
Şekil 6'da OMH'nin R yarıçap parametresine göre değişim grafiği verilmiştir. Tüm istasyonlar üzerinden hesaplanan mutlak hata değeri R = 7 km'de en aza inmiştir. İstasyonlar ölçüm değerlerinin ortalamadan (1.197 %g) büyük ve küçük olması durumuna göre iki gruba ayrılacak olursa ortalamanın üzerinde değer kaydedilen istasyonlarda R = 5 km'den sonra OMH'nin arttığı, buna karşılık ortalamanın altındaki istasyonlarda OMH'nin azaldığı gözlenmiştir.

M4 Marmara Denizi depreminde IEWRRS istasyonlarında ölçülen pik yer ivmeleri için yapılan bu karşılaştırmada elde edilen sonuçların başka depremler için doğurabileceği farklılıkların incelenebilmesi için benzer bir karşılaştırma M4.9 Yucaipa depremi için yapılmıştır. Deprem büyüklüğüne bağlı olarak ölçülen pik yer ivmeleri ve ölçüm alan istasyon sayısı artmıştır. Benzer seviyeli ölçümlerin alındığı istasyonların kümeleşmesi Şekil 7'de görülmektedir. İstasyonların büyük bir bölümünün 1-2 %g aralığında olduğu M4 Marmara depreminde (Şekil 5) R yarıçapındaki artış kestirim ortalamasını düşürürken 1-15 %g ölçüm aralığında farklı öbekleşmelerin görülmüştür. M4.9 Yucaipa kayıtlarında R yarıçapındaki artışla kestirim ortalaması arasındaki azalım belirgin değildir. Buna ek olarak, M4.9 Yucaipa depremi için istasyonların ölçüm değerlerinin ortalamasının 3.793 %g olduğu ve bu değerin tüm R değerleri için kestirim ortalamalarının üstünde olduğu görülmektedir (Şekil 7).

Şekil 8'de M4.9 Yucaipa Depremi için artan R yarıçap parametresine göre OMH'nin değişim grafiği verilmiştir. Mutlak hata değerinin R = 7-8 km'lerde en aza indiği ve buna ek olarak hata değişiminde ortalamanın (3.793 %g) üzerinde değerlerin kaydedildiği istasyonların etkili olduğu gözlenmiştir.



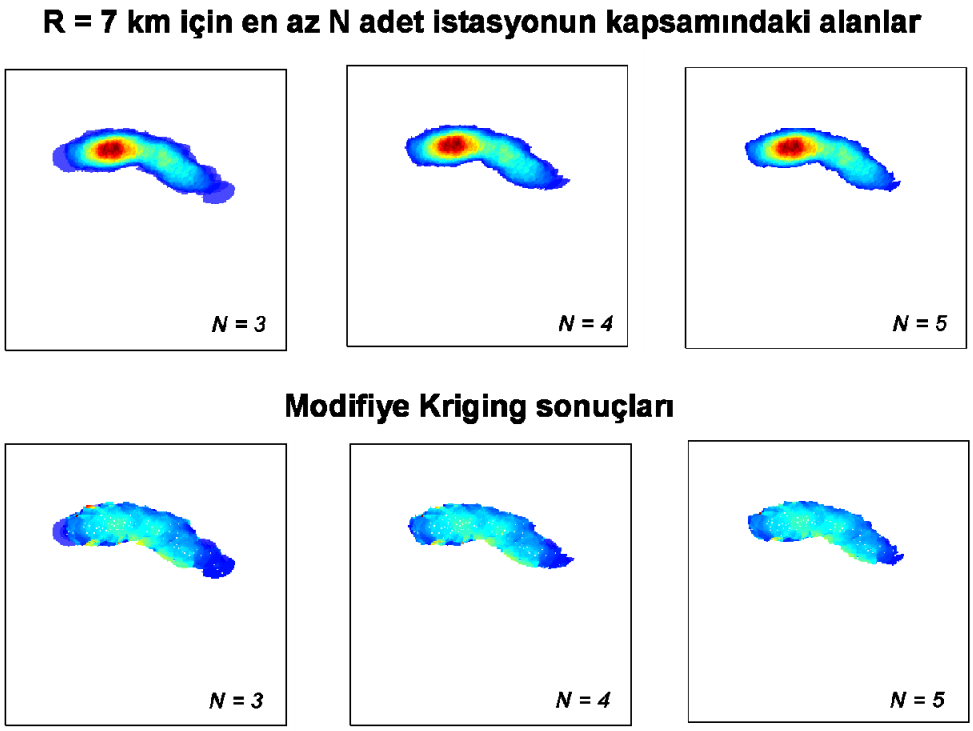
Şekil 7. M4.9 Yucaipa Depremi pik yer ivmeleri için farklı azami R yarıçaplarında LOO analizi sonuçları



Şekil 8. M4.9 Yucaipa Depremi için pik yer ivmelerinde OMH'nin R yarıçapı parametresine göre değişimi

Asgari İstasyon Sayısı (N)

MK yönteminin uygulanacağı noktaların azami R yarıçapı içinde sağlaması gereken asgari istasyon sayısı parametresinin (N) kestirim sonuçlarına etkisinin incelenmesi için M4 Marmara Denizi depremi kayıtları dikkate alınmıştır. R parametresi daha önceki karşılaştırmalardan (Şekil 6) en düşük OMH'nin elde edildiği R = 7 km'ye sabitlenmiş ve farklı N değerleri için MK analizleri uygulanmıştır. Şekil 9'da R = 7 km için farklı asgari istasyon sayıları için hesaplanan, yöntemin uygulanabileceği kapsama alanları ve sonuç olarak elde edilen dağılımlar gösterilmiştir. Bu şekilde görüldüğü üzere N parametresindeki değişim istasyonlar arası mesafenin az olduğu ve öbekleşmenin olmadığı sadece kapsama alanının dış çeperlerine etki etmiştir. İç kesimlerde kalan ve hataya daha büyük etkisi olan noktaların durumunda herhangi bir değişiklik olmamış ve MK kestirimlerinde kullanılan istasyon sayısı aynı kalmıştır. Bu nedenden dolayı N=3,4 ve 5 için elde edilen OMH değerlerindeki farklılık ihmal edilebilir bir seviyede kalmıştır.



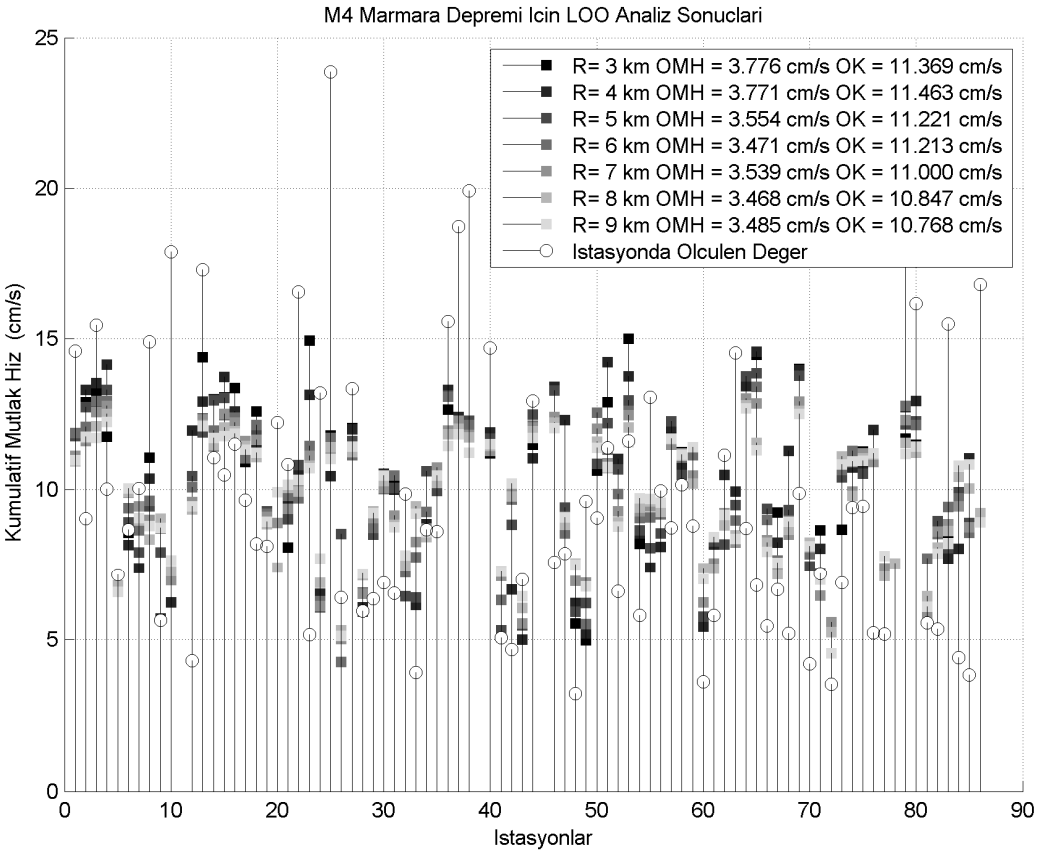
Şekil 9. R = 7 km yarıçapı için en az N adet istasyon kapsamındaki alanlar ve MK sonucu elde edilen dağılım

Kümülatif Mutlak Hız için Karşılaştırma

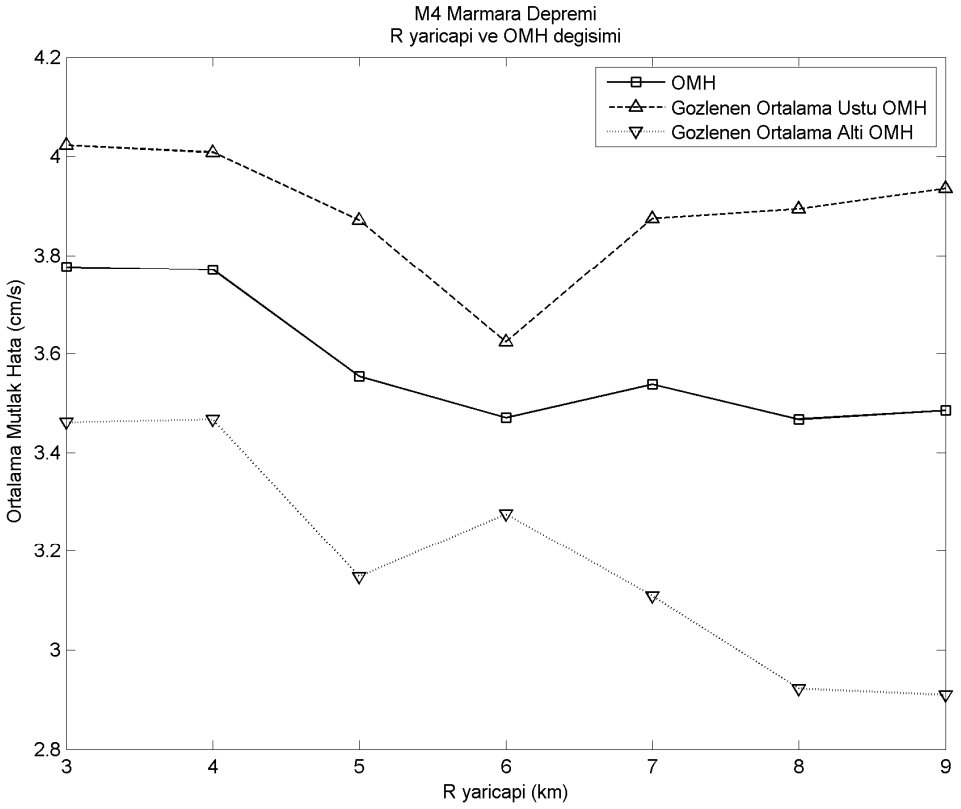
MK yönteminin pik yer ivmesi dağılımı dışındaki yer hareketi parametrelerinin dağılımındaki sonuçlarını da değerlendirmek için bu çalışmada ayrıca kümülatif mutlak hız (CAV) da ele alınmıştır. CAV yer hareketi kayıtlarında enerjinin göstergesi olduğundan ve gözlenen hasarlarla korelasyonundan dolayı karşılaştırmada tercih edilmiştir.

Farklı azami R yarıçapları için yapılan analizlerde gözlenen ortalama CAV değerinin 9.674 cm/s olduğu istasyonlar için LOO sonucunda elde edilen OMH değişimleri R ye bağlı olarak Şekil 11'da verilmiştir. Her bir R değeri için MK yöntemi ile elde edilen tüm kestirimlerin ortalaması (OK) Şekil 10'da verilmiştir. M4 Marmara Denizi depreminde hesaplanan kümülatif mutlak hız değerleri için R parametresinin artırılmasıyla ortalama kestirim değerinin düştüğü gözlenmiştir. Aynı şekilde, OMH değerlerinin R = 6 km için en düşük değeri verdiği gözlenmiştir.

Şekil 11'de OMH'nin R yarıçap parametresine göre değişim grafiği verilmiştir. Tüm istasyonlar üzerinden hesaplanan mutlak hata değeri R = 6 km'de en aza inmiştir. Yine pik yer ivmesi karşılaştırmalarında olduğu gibi istasyonlar ölçüm değerlerinin ortalamadan büyük ve küçük olması durumuna göre iki gruba ayrıldı. Fakat ortalama üstü ve ortalama altı mutlak hata değeri için, pik yer ivmesindeki gibi, genel bir trend yakalanamadı.



Şekil 10. M4 Marmara Depremi kümülatif mutlak hız için farklı azami R yarıçaplarında LOO analizi sonuçları



Şekil 11. M4 Marmara Depremi için kümülatif mutlak hız değerlerinde OMH'nın R yarıçapı parametresine göre değişimi

SONUÇ

Bu çalışmada, Harmandar (2010) tarafından geliştirilen; yer hareketleri dağılımlarının oluşturulmasında kullanılan yer hareketlerinin enterpolasyonu için modifiye edilmiş Kriging yöntemi için farklı parametreler gözönünde bulundurularak kıyaslamalar yapılmıştır. Azami R yarıçapı ve asgari istasyon adedi parametrelerinin Marmara Denizi ve Kaliforniya'da meydana gelen iki depreme ilişkin yer hareketi dağılımlarına etkisi incelenmiştir. Kıyaslamalarda yer hareketi olarak pik yer ivmesi (PGA) ve kümülatif mutlak hız büyüklükleri dikkate alınmıştır.

Yapılan kıyaslamalarda, ortalama mutlak hata (OMH) ve tüm kestirimlerin ortalaması (OK) hesapları gözönünde bulundurulduğunda azami R çapı 6 km to 8 km arasında minimum hata değerine ulaşmaktadır. Kayıt olmayan noktalarda yer hareketi tahmini için bu değerler Modifiye Kriging metodunda kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

Harmandar, E. (2009). Spatial variation of strong ground motion. Doktora tezi, Boğaziçi Üniversitesi,İstanbul

DEPREME DAYANIKLI ÇELİK BİNA TASARIMINDA MODERN YAKLAŞIMLAR

STATE-OF-THE-ART APPROACH IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF STEEL BUILDINGS

Erkan ÖZER[1]

ÖZET

Yakın geçmişte meydana gelen depremlerde çelik yapı sistemlerinin deprem davranışına ilişkin olarak kazanılan deneyimin yanında, çelik binaların giderek daha geniş bir uygulama alanına sahip olması, depreme dayanıklı çelik bina tasarımını amaçlayan araştırmaların yoğunlaşmasına neden olmaktadır. Depreme dayanıklı bina taşıyıcı sistemlerinden beklenen en önemli özellik, öngörülen sınırlı hasar düzeyinin sağlanarak deprem enerjisinin kontrollü elastoplastik şekildeğiştirme suretiyle söndürülebilmesidir. Bu amaca ulaşılması amacıyla geliştirilen ileri tasarım yöntemleri ve yönetmelik kuralları depreme dayanıklı çelik bina tasarımı alanındaki modern yaklaşımları oluşturmaktadır. Bu modern yaklaşımlar kapsamında, çelik binaların performansa göre tasarım yöntemlerinin geliştirilmesi ve kapasite tasarımı ilkelerinin çelik yapı sistemlerine uygulanması yer almaktadır. Bu bildiride, depreme dayanıklı çelik binalarda dayanım, rijitlik ve sistem sünekliğinin sağlanmasını öngören ve kapasite tasarımı ilkelerine dayanan modern tasarım kuralları ile performansa göre çelik bina tasarımı gözden geçirilecek, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde depreme dayanıklı çelik bina tasarımına yönelik olarak yer alan kurallar irdelenecektir.

Anahtar Kelimeler: Deprem yönetmeliği, Çelik bina tasarımı, Kapasite tasarımı ilkesi, Sistem sünekliği, Performansa göre tasarım.

ABSTRACT

Experience gained from recent earthquakes related to the seismic behavior of steel building structures, as well as increasing demand on steel buildings resulted in extensive research in the field of earthquake resistant steel building design. The main feature expected from an earthquake resistant building structure is the reduction of seismic energy through controlled elastic-plastic deformation while remaining within the acceptable damage limits. The advanced design methods and prescriptive rules to achieve this goal constitute the modern approach in the field of earthquake resistant steel building design. These modern approaches cover the performance based design methods for steel structures and the application of capacity design principles in steel building design. In this presentation, the capacity design applications in steel building structures to provide necessary strength, rigidity and system ductility, as well as the performance based design of steel building structures are given. Besides, the prescriptive design rules for steel buildings, given by 2007 Turkish Earthquake Code, are reviewed.

Keywords: Earthquake code, Steel building design, Capacity design principle, System ductility, Performance based design.

GİRİŞ

Aktif bir deprem kuşağında yer alan ve hızlı bir yapılaşma süreci içinde bulunan ülkemizde çelik bina sistemlerinin giderek daha geniş bir uygulama alanına sahip olması, benzer koşullardaki diğer ülkelerde olduğu gibi, depreme dayanıklı çelik bina tasarımının önemini arttırmaktadır. Bu bağlamda, çelik bina taşıyıcı sistemleri, bu sistemleri oluşturan yapı elemanları ve birleşimleri üzerinde gerçekleştirilen kuramsal ve deneysel çalışmaların sonuçlarına dayanarak geliştirilen ve çelik binaların

[1] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, eozer@itu.edu.tr

yeterli dayanım, rijitlik ve süneklik koşullarını sağlayacak şekilde boyutlandırılmasını öngören modern yönetmelik kurallarından yararlanılmaktadır (EC 8, 2003, ANSI/AISC 341-05, 2005, DBYBHY, 2007 ve ANSI/AISC 341-10, 2010). Diğer taraftan, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan *performansa göre tasarım* kavramı, özellikle son yıllarda alternatif bir tasarım yaklaşımı olarak ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir (IYBDY, 2008 ve TBI, 2010).

Bu çalışmada, çelik bina taşıyıcı sistemlerinin depreme dayanıklı olarak tasarımını amaçlayan söz konusu yaklaşımlar incelenecektir.

DEPREME DAYANIKLI ÇELİK BİNA TASARIMI

Bir çelik bina taşıyıcı sisteminin deprem etkileri altında yeter güvenlikli olarak tasarımında, genel olarak aşağıdaki iki farklı yaklaşımdan biri uygulanabilir.

a- Bina taşıyıcı sistemi, boyutlandırmaya esas olan ve *tasarım depremi* adı verilen deprem etkileri altında doğrusal-elastik davranacak şekilde boyutlandırılır. Diğer bir deyişle, tasarım depreminden oluşan iç kuvvetlerin kesitlerin doğrusal-elastik taşıma kapasitelerini aşmasına ve sistemde plastik şekildeğiştirmelerin meydana gelmesine izin verilmez. Böylece sistemin şekildeğiştirmeleri doğrusal-elastik sınırlar içinde kalır ve bina taşıyıcı sisteminde hasar oluşmaz. Ayrıca, sistemin öngörülen deprem etkileri altındaki doğrusal davranışı ve performansı başlangıçta kolaylıkla tahmin edilebilir. Ancak bu tasarım yaklaşımı genel olarak ekonomik değildir ve sadece önem derecesi yüksek olan binalara uygulanmaktadır.

b- Buna karşılık, pratik uygulamaların önemli bir bölümünde, deprem etkileri altında yapı taşıyıcı sisteminde doğrusal-elastik sınırı aşan şekildeğiştirmelerin meydana gelmesi kaçınılmaz olmaktadır. Bu durumda, öngörülen deprem etkileri altında sistemde plastik şekildeğiştirmelerin meydana gelmesine izin verilir ve böylece deprem enerjisinin yapının plastik şekildeğiştirmeleri ile söndürülmesi amaçlanır. Ancak bu davranışın, sistemde en uygun mekanizma durumunu oluşturması öngörülür ve yapı sistemi bu davranış modeline uygun olacak şekilde boyutlandırılır. Bu işlem, *kapasite tasarımı* kavramı doğrultusunda belirlenen ilgili yönetmelik kuralları ile veya *performansa göre tasarım* yöntemi uygulanarak gerçekleştirilir. Bu yaklaşım yeter derecede güvenli ve ekonomik sonuç verebilir.

Aşağıda, çelik binalarda depreme dayanıklı yapı tasarımını amaçlayan modern yaklaşımlar gözden geçirilecektir.

DAYANIMA GÖRE TASARIM VE KAPASİTE TASARIMI KAVRAMI

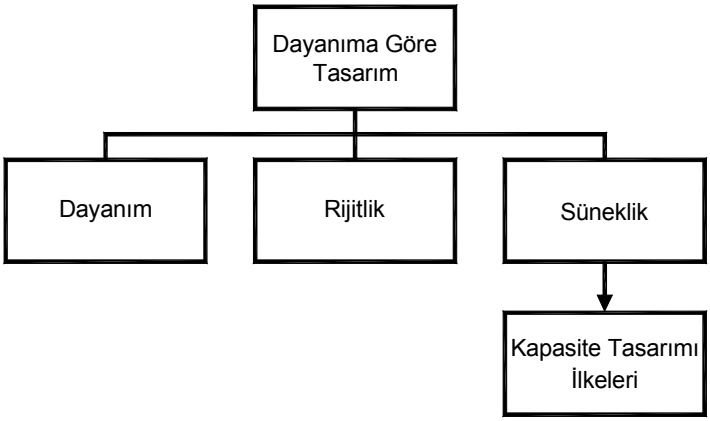
Dayanıma Göre Tasarım - Dayanım Kriteri

Diğer ülkelerin deprem yönetmeliklerine benzer olarak, Türk Deprem Yönetmeliği'nde de, depreme dayanıklı betonarme ve çelik bina taşıyıcı sistemlerinin boyutlandırılmasında *dayanıma göre tasarım* yaklaşımı uygulanmaktadır. Bu yaklaşımın üç temel bileşeni, dayanım kriteri, rijitlik kriteri ve sistem sünekliğidir, Şekil 1. Dayanıma göre tasarımda, gözönüne alınan *tasarım depremi* için elastik davranış spektrumundan yararlanarak hesaplanan deprem yükleri taşıyıcı sistemin türüne ve özelliklerine bağlı olarak belirlenen bir *deprem yükü azaltma katsayısı* ile bölünerek sisteme etkitilir. Yapı sistemi bu etkiler altında doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanarak iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler elde edilir. Daha sonra, taşıyıcı sistemin elemanları ile birleşim ve ek detayları, güvenli taşıma kapasiteleri dış yükler ve azaltılmış deprem etkilerinden oluşan toplam iç kuvvetlere eşit veya daha büyük olacak şekilde boyutlandırılır. Böylece, dayanım kriteri sağlatılmış olur.

Rijitlik Kriteri

Dış yükler ve deprem etkileri altında gerekli dayanım kriterlerini sağlayan bina taşıyıcı sisteminin fonksiyonlarını aksatmadan gerçekleştirebilmesi için, aynı zamanda rijitlik kriterlerini de yerine

getirmesi gerekmektedir. Bir yapı sisteminin yeterli rijitlikte olmasına çeşitli nedenlerle gereksinim vardır. Bunların başlıcaları



Şekil 1. Dayanıma göre tasarımın temel bileşenleri

a- normal kullanım koşullarında ve küçük şiddetteki depremler altında, bina sakinlerinin konforunun sağlanması

b- ikinci mertebe etkilerinin sınırlandırılması

c- orta şiddetteki ve şiddetli depremler altında ise, yapısal bütünlüğün sağlanması ve taşıyıcı olmayan yapı elemanlarının aşırı şekildeğiştirmelerinin önlenmesidir (Gioncu and Mazzolani, 2002).

Bu koşulların sağlanabilmesi için, eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca, deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünmemiş elastik deprem yüklerinden meydana gelen toplam yatay yerdeğiştirmeler ve göreli kat ötelemeleri hesaplanarak kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılır ve gerekli rijitlik kriterlerinin sağlandığı kontrol edilir. Yerdeğiştirme sınır değerleri, yukarıda belirtilen koşulları sağlatacak şekilde, yönetmelikler tarafından belirlenmektedir.

Sistem Sünekliğinin Sağlanması

Dayanıma göre tasarım yaklaşımında, öngörülen deprem yükü azaltma katsayısının uygulanabilmesi, bina taşıyıcı sisteminin bu katsayının gerektirdiği sistem sünekliğine sahip olması ile mümkün olmaktadır. Sistem sünekliği, taşıyıcı sistemin önceden belirlenen bazı kesitlerinin yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme kapasitesine sahip olması, böylece deprem enerjisinin bu kesitlerin plastik şekildeğiştirmeleri ile söndürülmesi ve deprem etkileri altında yapısal göçmenin önlenmesi özelliği olarak tanımlanmaktadır. Sistem sünekliğinin sağlanmasının başlıca koşulları

a- bina taşıyıcı sistemi için uygun bir mekanizma durumu seçilerek, doğrusal-elastik sınır ötesinde şekildeğiştirme yapması öngörülen plastik kesitlerin belirlenmesi

b- plastik kesitlerin yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme kapasitesine sahip olması ve plastik şekildeğiştirmeleri sırasında, enkesit düzeyinde stabilitenin (kararlılığın) sağlanması

c- sistemin elastoplastik şekildeğiştirmesi sırasında, gevrek göçme meydana gelmemesi

olarak sıralanabilir.

Bu koşullar, aşağıda açıklanan *kapasite tasarımı ilkeleri* doğrultusunda belirlenen ve modern deprem yönetmeliklerinde yer alan tasarım kuralları ile sağlanabilmektedir.

Enkesit Koşulları

Depreme dayanıklı çelik bina taşıyıcı sistemlerinin yeterli düzeyde sünek davranış gösterebilmesi için, eleman enkesitlerinin bölgesel narinliklerinin (başlık genişliği/kalınlık, gövde yüksekliği/kalınlık ve çap/kalınlık oranlarının) doğrusal-elastik sınırı aşan basınç gerilmeleri altında yerel burkulma olmaksızın şekildeğiştirmeye izin vermesi gerekmektedir. Süneklik düzeyi yüksek sistemlerin plastik şekildeğiştirme kapasitelerinin göreceli olarak daha fazla olması gerektiğinden, bu sistemleri oluşturan elemanların sağlaması gereken enkesit koşulları da daha sınırlayıcı olmaktadır. Bu nedenle, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde süneklik düzeyi yüksek ve normal sistemlerin elemanlarının sağlaması

gereken enkesit koşulları ayrı ayrı verilmiştir (DBYBHY, 2007). Süneklik düzeyi yüksek sistemler için enkesit koşullarının verildiği, süneklik düzeyi normal sistemler için çelik tasarım yönetmeliklerine atıf yapıldığı 2005 Amerikan Çelik Yapılar Deprem Yönetmeliği'nde de (ANSI/AISC 341-05, 2005), daha sonra 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne benzer olarak, süneklik düzeyi yüksek ve normal sistemlerin elemanları için ayrı ayrı enkesit koşulları verilmesi yaklaşımı benimsenmiştir (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Kolonlarda Eksenel Göçme Riskinin Önlenmesi

Deprem yükleri etkisindeki çelik bina taşıyıcı sistemlerinin kolon eksenel kuvvetleri, tasarım yönetmeliklerinde öngörülen standart yükleme kombinasyonları ile hesaplanan değerleri aşabilir. Bunun nedenleri arasında, taşıyıcı sistem davranış katsayısına bağlı olarak azaltılan deprem yüklerinin ve devrilme momentlerinin yönetmelikte öngörülenden daha büyük değerler alabilmesi ve deprem hesaplarında çok kere gözönüne alınmayan düşey deprem etkileri bulunmaktadır (Aydınoğlu vd., 2009). Bu olası durumlar nedeniyle artan kolon eksenel kuvvetlerinin kolonların eksenel basınç ve çekme kapasitelerini aşması, yapı sisteminde kolonların taşıma kapasitesi yetersizliğinden kaynaklanan global burkulma ve gevrek çekme kırılması risklerini arttırabilmektedir. 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre, bu sınır durumlara karşı önlem almak üzere, çelik yapı sistemlerinin kolonlarının düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, ayrıca

$$G + Q \pm \Omega_0 E \tag{1a}$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \tag{1b}$$

şeklinde tanımlanan arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olması öngörülmektedir (DBYBHY, 2007). Bu bağıntılarda, G, Q ve E ($E_x + 0.3E_y$ veya $E_y + 0.3E_x$) sırasıyla sabit yükler, hareketli yükler ve deprem etkilerinden oluşan kolon eksenel kuvvetlerini, Ω_0 ise deprem etkilerine uygulanan bir *büyütme katsayısı*'nı göstermektedir.

Amerikan Çelik Yapılar Deprem Yönetmelikleri'nde de (ANSI/AISC 341-05, 2005 ve ANSI/AISC 341-10, 2010) benzer koşullar yer almaktadır. Bununla beraber, söz konusu yönetmeliklerde, (1) bağıntıları ile arttırılan kolon eksenel kuvvetleri kolona komşu olan kiriş ve çapraz elemanların ilgili doğrultudaki kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katı (D_a : ortalama akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı) ile sınırlandırılmıştır.

Birleşim ve Ek Detayları

Depreme dayanıklı çelik binaların birleşim ve ek detaylarının bu bölgelerde birleşen elemanların taşıma kapasitelerinden daha büyük bir kapasiteye sahip olacak şekilde boyutlandırılması, böylece birleşime giren elemanlarda plastik şekildeğiştirmeler oluşması halinde birleşimin veya ek detayının iç kuvvet kapasitelerinin aşılmaması, kapasite tasarımının temel ilkeleri arasındadır.

Amerikan Çelik Yapılar Deprem Yönetmelikleri'ne (ANSI/AISC 341-05, 2005 ve ANSI/AISC 341-10, 2010) benzer koşullar içeren 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre, süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerin kiriş-kolon birleşim bölgelerinin boyutlandırılmasında, kapasite tasarımı ilkesi aşağıdaki şekilde uygulanmaktadır (DBYBHY, 2007).

a- Birleşimin dönme kapasitesi en az 0.04 radyan *göreli kat ötelemesi açısı*'nı (göreli kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) sağlayacak düzeyde olmalıdır (FEMA 350, 2000).

b- Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımının, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1D_a$ katından daha az olmaması gerekmektedir.

c- Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak kesme kuvveti, düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti ile kiriş uçlarında plastik mafsal oluşumuna karşı gelen kesme kuvvetinin toplamından daha küçük olmayacaktır.

d- Kiriş ve kolon enkesitlerinin başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin kesme dayanımı, düğüm noktasında birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetinden daha büyük olmalıdır. Böylece, düğüm noktasında birleşen

kirişlerin eğilme momenti kapasitelerine ulaşmaları halinde, birleşimde oluşacak kesme kuvveti nedeniyle kayma bölgesinin yerel burkulmasının (buruşmasının) önlenmesi amaçlanmaktadır.

Kiriş-kolon birleşim detayının yukarıdaki koşulları sağlayacak şekilde tasarımı ile, birleşimin eğilme ve kesme kapasiteleri aşılmaksızın, düğüm noktasında birleşen kiriş ve kolonların doğrusal-elastik sınır ötesinde şekildeğiştirme yapabilmeleri ve böylece yapı sisteminin öngörülen süneklik düzeyine erişmesi sağlanabilmektedir.

Süneklik düzeyi normal çelik çerçeve sistemlerin kiriş-kolon birleşim bölgelerinin boyutlandırılmasında ise, yukarıda belirtilen koşullara alternatif olarak, düşey yükler ve Ω_0=2.0 büyütme katsayısı ile arttırılan deprem etkileri altında kolon yüzünde meydana gelen kiriş eğilme momenti ve kesme kuvveti esas alınabilmektedir.

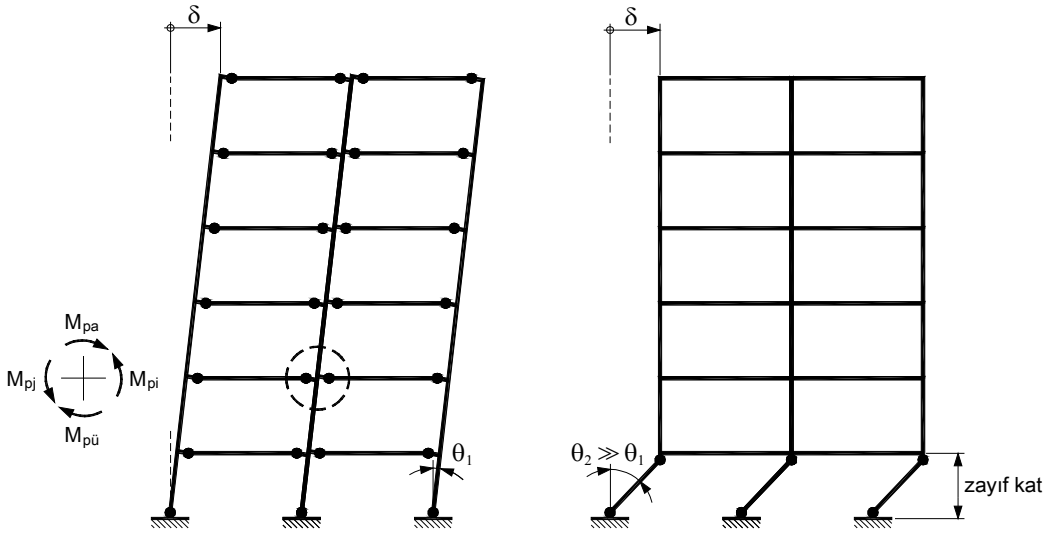
Güçlü Kolon Tasarımı

Çerçevelerden oluşan çelik yapı sistemlerinin düğüm noktalarında, plastik şekildeğiştirmelerin kolonlar yerine kirişlerde meydana gelmesi iki bakımdan tercih edilmektedir.

a- Plastik şekildeğiştirmelerin kirişlerde yoğunlaştığı çerçeve sistemlerde (Şekil 2(a)), tümsel mekanizma durumu çok sayıda plastik mafsal içermekte ve buna bağlı olarak her bir plastik mafsaldaki dönme istemi (talebi) sınırlı kalmaktadır. Buna karşılık, plastik mafsalların kolonlarda oluştuğu çerçevelerde (Şekil 2(b)), az sayıda plastik mafsal içeren bölgesel mekanizma için, aynı yatay yerdeğiştirmeye karşı gelen plastik dönme istemleri çok daha büyük değerler almakta ve plastik dönme kapasitelerini aşarak sistemin göçme riskini arttırabilmektedir (Bruneau vd., 1998).

b- Bir düğüm noktasında, plastik mafsalların kolonlar yerine kirişlerde meydana gelmesi bölgesel *zayıf kat göçme mekanizması* oluşumunu da (Şekil 2(b)) önlemektedir.

Bu gerekçelere dayanarak, süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeve sistemlerde ve karma sistemlerin çerçevelerinde, düğüm noktalarındaki plastik mafsalların kirişlerde oluşumunu öngören *güçlü kolon tasarımı* uygulanmaktadır (DBYBHY, 2007, ANSI/AISC 341-05, 2005 ve ANSI/AISC 341-10, 2010). Buna karşılık, plastik şekildeğiştirme istemlerinin daha sınırlı olduğu süneklik düzeyi normal sistemlerde güçlü kolon tasarımı için özel koşullar öngörülmemiştir.

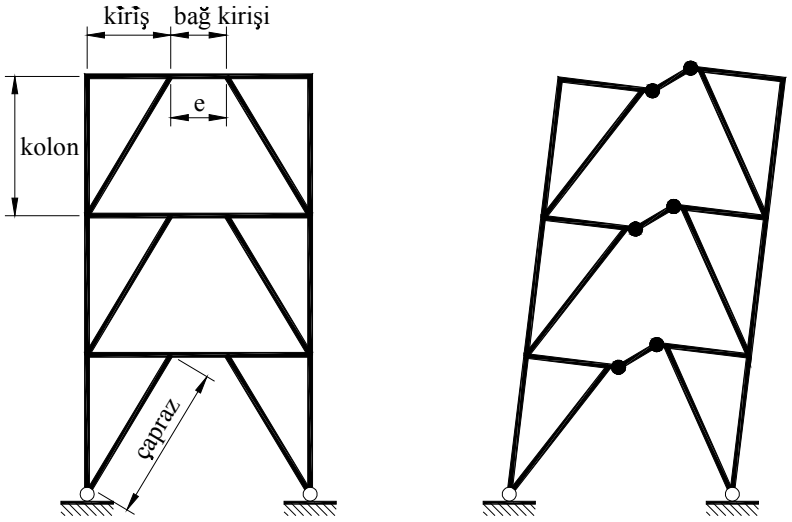


(a) Tümsel mekanizma (b) Bölgesel kat mekanizması

Şekil 2**.** Moment aktaran çerçevelerde olası mekanizma durumları

Güçlü kolon tasarımında, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, bir düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olmalıdır. Buradaki $1.1D_a$ katsayısı ile kirişlerin taşıma gücü momentlerindeki olası artış hesaba katılmaktadır.

Plastik Şekildeğiştirme Mekanizmasının Seçimi - Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler
Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, kapasite tasarımı ilkesinin çelik bina taşıyıcı sistemleri üzerindeki örnek bir uygulamasını oluşturmaktadır. Bu sistemler, deprem etkileri altında, *bağ kirişi* adı verilen elemanların önemli ölçüde doğrusal olmayan şekildeğiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, bağ kirişlerinin plastik şekildeğiştirmesi sırasında kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin doğrusal-elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar. Diğer bir deyişle, bu sistemlerde plastik mafsalların sadece bağ kirişlerinin uçlarında oluşması öngörülür, Şekil 3. Bunu sağlamak için, bağ kirişlerinin yeterli süneklik düzeyine sahip olması, plastik şekildeğiştirmeleri sırasında stabilitelerinin (kararlılıklarının) sağlanması ve plastik şekildeğiştirmelerden dolayı sistemde oluşan yerdeğiştirmelerin sınırlandırılması amacıyla gerekli önlemler alınır (Özer, 2007). Bu önlemlere ek olarak, dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin birleşim detayları, birleşen elemanların iç kuvvet kapasiteleri veya arttırılmış deprem etkileri esas alınarak teşkil edilir.



(a) Dışmerkez çelik çaprazlı perde (b) Plastik şekildeğiştirme mekanizması

Şekil 3**.** Dışmerkez çelik çaprazlı perde ve plastik şekildeğiştirme mekanizması

Özel Çelik Taşıyıcı Sistemler

2005 Amerikan Çelik Yapılar Deprem Yönetmeliği'nde (ANSI/AISC 341-05, 2005), diğer taşıyıcı sistem türlerinin yanında, iki özel çelik taşıyıcı sistem yer almış ve bu sistemlerin tasarımına yönelik kurallar verilmiştir. Benzer şekilde 2010 Taslak Yönetmeliği'nde de (ANSI/AISC 341-10, 2010) tasarım kuralları verilen bu taşıyıcı sistemler, *burkulması önlenmiş çelik çaprazlı perdeler* (*buckling-restrained braced frames*) ve *özel çelik perde duvarlar* (*special plate shear walls*) dır. Aşağıda bu özel taşıyıcı sistemler ve tasarım ilkeleri kısaca açıklanacaktır.

Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Perdeler
Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı perdeler, deprem etkilerinden oluşan çekme ve basınç kuvvetleri altında eşit derecede elastoplastik şekildeğiştirme yapabilen sistemlerdir. Bu sistemler, merkezi çelik çaprazlı perdelere benzer olarak, düşey ve yatay elemanlar ile bunlara merkezi olarak bağlanan çapraz elemanlardan oluşmaktadır. Genel olarak bir çelik çubuk ve bu çubuğun burkulma dayanımının artmasını sağlayan bir kılıf sisteminden oluşan çapraz elemanın çekme ve basınç kuvvetleri altında benzer dayanım ve davranışa sahip olması, sistemin sünekliğinin ve bunun sonucunda enerji sönümleme kapasitesinin artmasını sağlamaktadır.

Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı perdelerin ve bu sistemlerin çapraz elemanlarının tasarım kuralları ve test prosedürleri yukarıda adı geçen ilgili yönetmeliklerde verilmiştir.

Özel Çelik Perde Duvarlar

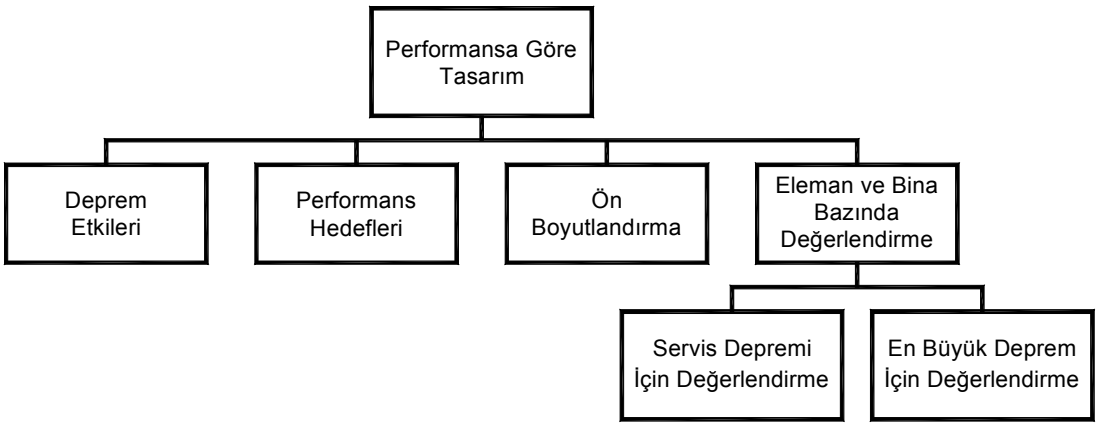
Özel çelik perde duvarlar, çelik kirişler ve kolonlar ile çevrelenmiş çelik sac levhadan oluşan panellerdir. Özel çelik perde duvarlar, merkezi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdeler gibi, bina taşıyıcı sisteminin her iki doğrultudaki belirli akslarına, tüm bina yüksekliğince yerleştirilirler. Yeni yapıların tasarımında olduğu gibi, mevcut binaların güçlendirilmesinde de kullanılabilen bu elemanlar, tasarım depremi altında önemli ölçüde elastoplastik şekildeğiştirme yapabilme özellikleri nedeniyle, sünek davranış gösterirler.

Tasarım kuralları ve test prosedürleri ilgili deprem yönetmeliklerinde verilen bu sistemlerde, panel gövdesinin elastoplastik şekildeğiştirmesi sırasında, paneli çevreleyen kiriş ve kolonların elastik bölgede kalması istenir. Buna karşılık, kirişlerin uçlarında plastik mafsal oluşumuna izin verilir.

PERFORMANSA GÖRE TASARIM

Doğrusal olmayan yapı analizi ve deprem mühendisliği alanlarındaki gelişmelerin sağladığı olanaklar, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan *performansa göre tasarım* yaklaşımının giderek dayanıma bağlı tasarım yönteminin ve buna bağlı olarak oluşturulan geleneksel tasarım kurallarının yerini almasına neden olmaktadır.

Performansa göre tasarım yaklaşımında, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, tasarıma esas olan deprem etkileri altında doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme istemleri yapı sisteminin şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmakta ve yapısal performans düzeyi elde edilmektedir. Daha sonra, bu performans düzeyi bina için öngörülen performans hedefi ile karşılaştırılarak bina güvenliği belirlenmektedir. Genel olarak şekildeğiştirme bazlı performans kriterlerinin esas alındığı bu yaklaşımda, ayrıca gevrek davranışa ilişkin iç kuvvetler altında yeterli bir dayanım da öngörülmektedir. Performansa göre tasarımın temel bileşenleri ve izlenen yolun adımları Şekil 4 üzerinde açıklanmıştır.



Şekil 4. Performansa göre tasarımın temel bileşenleri

Deprem Etkileri

Performansa göre tasarımda gözönüne alınmak üzere, farklı düzeylerde deprem hareketleri tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY, 2007) mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde üç farklı seviyede deprem yer hareketi tanımlanmıştır. Diğer bir deyişle, üç ayrı sismik risk seviyesi gözönüne alınmıştır. Benzer şekilde, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'nde de (IYBDY, 2008) aynı deprem hareketleri esas alınmaktadır. Bu deprem hareketleri aşağıda tanımlanmıştır.

a- 50 yılda aşılma olasılığı % 50, yaklaşık dönüş periyodu 72 yıl olan **D1** depremi (*servis depremi*). Bu deprem binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, ancak çok şiddetli olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir.

b- 50 yılda aşılma olasılığı % 10, yaklaşık dönüş periyodu 475 yıl olan **D2** depremi (*tasarım depremi*). Bu deprem düzeyi, binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı yüksek olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini temsil etmektedir.

c- 50 yılda aşılma olasılığı % 2, yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıl olan **D3** depremi (*en büyük deprem*). Bu deprem, binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketidir.

Yüksek binaların performansa göre tasarım kurallarını içeren TBI yönergesinde (TBI, 2010) ise iki deprem seviyesi için hesap ve değerlendirme öngörülmektedir. Bunlar

a- 30 yılda aşılma olasılığı % 50, yaklaşık dönüş periyodu 43 yıl olan *servis depremi*

b- 50 yılda aşılma olasılığı % 2, yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıl olan *en büyük deprem*'dir.

Performans Hedefleri

Belirli bir deprem etkisi altında bina için öngörülen yapısal performans *performans hedefi* olarak tanımlanır. Genel olarak, bir bina için birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir.

Performans seviyeleri, verilen bir bina için, verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir. Yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Dolayısıyla her yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin bir kombinezonu olarak belirlenir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) ve İstanbul Yüksek Binalar Yönetmeliği'nde (IYBDY, 2008) yapısal performans için üç farklı seviye tanımlanmaktadır. Bunlar, *minimum hasar-kesintisiz kullanım*, *kontrollü hasar-can güvenliği* ve *ileri hasar-göçme güvenliği* performans seviyeleridir. İleri hasar-göçme güvenliği performans sınırını aşan hasar durumu için bina *göçme* bölgesinde kabul edilir. Bina için öngörülen performans hedefleri, gözönüne alınan deprem yer hareketine ve binanın kullanılma amacına bağlı olarak belirlenmektedir.

TBI yönergesinde (TBI, 2010), gözönüne alınan iki deprem seviyesi için iki farklı performans hedefi öngörülmektedir. Servis depremi sonrasında binanın hemen kullanılabilmesi, en büyük depremde ise göçmeye karşı yeterli bir güvenliğe sahip olması hedeflenen performans seviyeleridir.

Ön Boyutlandırma

Ön boyutlandırma işlemi performansa göre tasarım yaklaşımının ilk adımını oluşturmaktadır. Bu adımda, yapı sistemi doğrusal-elastik teoriye göre ve mod birleştirme yöntemi uygulanarak boyutlandırılabilir. Tasarımda, binanın önem derecesine bağlı olarak belirlenen tasarım depremi spektrumu esas alınır. Boyutlandırma ilgili yönetmelik kuralları doğrultusunda, örneğin Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 2, 3 ve 4 te verilen kurallar uygulanarak gerçekleştirilir. Ön boyutlandırmada ayrıca, önceki pratik uygulamalar ve performans değerlendirmelerinde edinilen deneyimlerden de yararlanılabilir.

Ön boyutlandırmanın doğrusal olmayan teoriye göre yapılması halinde, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi uygulanır. Analizde, tasarım depremi spektrumu ile uyumlu deprem kayıtları kullanılır. Boyutlandırma, aşağıda ayrıntılı olarak açıklanan, eleman ve bina bazında değerlendirme esasları çerçevesinde gerçekleştirilir.

Eleman ve Bina Bazında Değerlendirme

Ön boyutlandırma aşaması sonucunda oluşturulan taşıyıcı sistemin eleman ve bina bazında değerlendirilmesi, gözönüne alınan deprem etkileri ve bu deprem etkileri altında öngörülen performans hedefleri esas alınarak gerçekleştirilir.

Modern tasarım yaklaşımlarında esas alınan deprem etkileri, servis depremi (İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'nde önem derecesi yüksek olan binalar için tasarım depremi) ve en büyük depremdir. Bu iki deprem düzeyi için, eleman ve bina bazında değerlendirme esasları aşağıda gözden geçirilecektir.

Servis Depremi İçin Değerlendirme

Minimum hasar - kesintisiz kullanım performans seviyesinin esas alındığı servis depremi altında, yapı sisteminin şekildeğiştirmelerinin genel olarak doğrusal-elastik bölgede kaldığı gözönünde tutularak, üç boyutlu yapı modeli için doğrusal mod birleştirme yöntemi ile analiz yapılabilir. Analiz ve değerlendirmede esas alınan yapı modelinin başlıca özellikleri aşağıdaki şekilde belirlenir.

- Her iki deprem doğrultusunda en az %90 kütle katılımını sağlayan yeterli sayıda mod gözönüne alınmalıdır.
- Maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için tam karesel birleştirme (CQC) kuralı uygulanır.
- Analizde ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınmayabilir.
- Moment aktaran çelik çerçevelerin kiriş-kolon birleşim bölgelerindeki (kayma bölgesi) kayma şekildeğiştirmeleri hesaba katılır (Hamburger vd., 2009).
- Yapı çeliğinin ortalama akma dayanımları, yapı çeliğinin sınıfına bağlı olarak, karakteristik akma gerilmesinin 1.1-1.5 katına eşit olarak alınır.
- Döşeme diyaframlarının düzlem içi rijitlikleri gerçek özelliklerine uygun şekilde modellenir.
- Yük birleşimleri için, n hareketli yük katılım katsayısı olmak üzere,

$$G + nQ \pm E_x \pm 0.3E_y \tag{2a}$$

$$G + nQ \pm 0.3E_x \pm E_y \tag{2b}$$

bağıntıları kullanılır. Burada G, Q, E_x ve E_y sırasıyla sabit ve hareketli yükler ile x ve y doğrultularındaki deprem yüklemelerini göstermektedir.

Bina taşıyıcı sisteminin eleman ve bina bazında değerlendirilmesi için farklı yaklaşımlar uygulanabilir.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'ne (IYBDY, 2008) göre değerlendirmede, deprem etkilerine R=1.5 deprem yükü azaltma katsayısı uygulanır. Buna karşılık iç kuvvetlere uygulanacak büyütme katsayısı Ω_0=1.0 olarak alınır. Doğrusal analiz ile elde edilen iç kuvvetlerin kesitlerin ortalama dayanım kapasitelerini aşmadığı kontrol edilir. Bu hesapta malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz. Servis depremi altında ayrıca, her iki doğrultudaki göreli kat ötelemesi oranlarının 0.01 sınır değerini aşmaması öngörülür.

TBI yönergesine (TBI, 2010) göre değerlendirmede ise, R=1 ve Ω_0=1.0 için elde edilen iç kuvvetlerin kesitlerin karakteristik dayanım kapasitelerine oranının 1.5 sınırını aşmaması öngörülür. Ancak bu kontrolde, kesitlerin karakteristik dayanım kapasitelerinin hesabı için AISC 360 yönetmeliğinde (ANSI/AISC 360-10 (2010)) verilen güvenlik katsayıları veya dayanım azaltma katsayıları uygulanır. Bu yönergede, servis depremi altında göreli kat ötelemesi oranı için 0.005 sınır değeri esas alınmaktadır.

TBI yönergesi, doğrusal analiz ile hesaplanan büyüklüklerin kesitlerin dayanım kapasitelerine oranının 1.5 sınırını aşması halinde, doğrusal olmayan analiz ile değerlendirmeye olanak sağlamaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ve değerlendirmenin esasları aşağıda açıklanmıştır.

En Büyük Deprem İçin Değerlendirme

İleri hasar - göçme güvenliği performans seviyesinin hedef olarak alındığı en büyük deprem etkisi altında, yapı sisteminin şekildeğiştirmeleri doğrusal-elastik sınırı aştığı için, üç boyutlu bina taşıyıcı sistem modeline zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz uygulanır. Analiz ve değerlendirmede esas alınan deprem yer hareketinin ve yapı modelinin başlıca özellikleri aşağıdaki şekilde belirlenir.

- Analizde, en büyük deprem yer hareketi spektrumu ile uyumlu olan en az yedi deprem ivme kaydı takımı kullanılır. Birbirine dik iki doğrultudaki ivme kayıtlarını içeren deprem hareketi binanın asal eksenleri doğrultularında ayrı ayrı uygulanır. Bu analizler sonunda elde edilen

büyüklüklerin (yerdeğiştirmeler, şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetler) ortalamaları deprem istemlerini oluşturmaktadır.

- Çelik çubuk elemanlarda doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin *plastik kesit* (basit eğilme durumunda *plastik mafsal*) olarak tanımlanan kesitlerde toplandığı, sistemin diğer bölgelerinin doğrusal-elastik davrandığı varsayımına dayanan plastik mafsal hipotezi uygulanabilir.
- Analizde, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini (P-Δ etkisi) gözönüne alan *ikinci mertebe teorisi* uygulanmalıdır.
- Yapı çeliğinin ortalama akma dayanımları, yapı çeliğinin sınıfına bağlı olarak, karakteristik akma gerilmesinin 1.1-1.5 katına eşit olarak alınır. Plastik kesitlerin dayanım kapasiteleri ortalama akma dayanımları esas alınarak hesaplanır.
- Moment aktaran çelik çerçevelerin kiriş-kolon birleşim bölgelerindeki (kayma bölgesi) plastik kayma şekildeğiştirmelerinin birleşimin dönme kapasitesine ve yapı sisteminin rijitliğine katkısı gözönüne alınır.
- Döşeme diyaframlarının düzlem içi rijitlikleri gerçek özelliklerine uygun şekilde modellenir.
- Analizde ek dışmerkezlik etkileri gözönüne alınmayabilir.
- Üst yapı ile temel sisteminin etkileşimi ve gerekli olan durumlarda zeminin elastoplastik davranışı gözönüne alınır.
- Doğrusal olmayan dinamik analizin başlangıç durumu için, n hareketli yük katılım katsayısı olmak üzere,

$$G + nQ \tag{3}$$

yüklemesi esas alınır. Burada G ve Q sabit ve hareketli yükleri göstermektedir.

Bina taşıyıcı sisteminin eleman bazında değerlendirilmesi için, en büyük deprem etkisi altında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda elde edilen ortalama plastik şekildeğiştirme istemleri, elemanların ileri hasar-göçme güvenliği performans seviyesine karşı gelen şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak öngörülen performansın sağlandığı kontrol edilir. Çelik yapı elemanlarının ve birleşimlerin plastik şekildeğiştirme kapasiteleri ASCE/SEI 41 (2007) ve ATC 72 (2010) standartlarından alınabilir. Şekildeğiştirme kapasitelerinin kontrolünün dışında, örneğin kolon eksenel kuvvetleri gibi kritik iç kuvvetler için dayanım bazlı değerlendirmelerin yapılması da gereklidir.

Bina taşıyıcı sisteminin global değerlendirilmesi için farklı yaklaşımlar uygulanabilmektedir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'ne (IYBDY, 2008) göre değerlendirmede, her iki doğrultudaki göreli kat ötelemesi oranlarının 0.035 sınır değerini aşmaması gerekmektedir.

TBI yönergesine (TBI, 2010) göre değerlendirmede ise, en büyük deprem altında göreli kat ötelemesi oranı için 0.03 sınır değeri verilmiştir. Ayrıca, kalıcı göreli kat ötelemesi oranlarının da 0.01 sınır değerini aşmaması öngörülmektedir.

SONUÇLAR

Depreme dayanıklı çelik bina taşıyıcı sistemlerinden beklenen en önemli özellik, öngörülen sınırlı hasar düzeyinin sağlanarak deprem enerjisinin kontrollü elastoplastik şekildeğiştirme suretiyle söndürülebilmesidir. Bu amaç doğrultusunda geliştirilen modern yaklaşımlar kapsamında, çelik binaların performansa göre tasarım yöntemlerinin oluşturulması ve kapasite tasarımı ilkesinin çelik yapı sistemlerine uygulanması yer almaktadır. Bu bildiride, kapasite tasarımı ilkesinin yapısal boyutlandırmaya uygulanması, depreme dayanıklı çelik binalarda dayanım, rijitlik ve sistem sünekliğinin sağlanmasını öngören modern tasarım kuralları ile performansa göre çelik bina tasarımı incelenmiş ve bu bağlamda 2007 Türk Deprem Yönetmeliği ile diğer benzeri yönetmeliklerde depreme dayanıklı çelik bina tasarımına yönelik olarak yer alan kurallar irdelenmiştir. Bu çalışmada varılan bazı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan *performansa göre tasarım* yaklaşımının, giderek *dayanıma bağlı tasarım* yönteminin ve bu doğrultuda oluşturulan geleneksel tasarım kurallarının yerini alması beklenmektedir. Bu durum özellikle çelik yüksek binalar ve diğer önemli çelik yapı sistemleri için geçerlidir.

- Diğer modern deprem yönetmeliklerine benzer olarak, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nin özellikle depreme dayanıklı çelik binaların tasarımına ilişkin bölümü *kapasite tasarımı ilkeleri*'ni geniş olarak içermektedir.
- Buna karşılık, deprem yönetmeliklerinde kapasite tasarımı ilkesinin uygulandığı günümüzde, halen tek boyutlandırma yöntemi olarak emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımın esas alındığı TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 648, 1980) standardının modern yaklaşımlara uygun olarak güncelleştirilmesi gereklidir.
- Yakın geçmişte kullanılmaya başlayan ve Amerikan Çelik Yapılar Deprem Yönetmeliği'nde yer alan burkulması önlenmiş çelik çaprazlı perdeler ve özel çelik perde duvarlar gibi yeni çelik taşıyıcı sistemlerin de ülkemiz deprem yönetmeliğinin kapsamına alınması yararlı olacaktır.

KAYNAKLAR

ANSI/AISC 341-10 (2010) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Draft, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ANSI/AISC 341-05 (2005) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ANSI/AISC 360-10 (2010) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ASCE/SEI 41 (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ATC 72 (2010) Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC 72-1, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Aydınoğlu N, Celep Z, Özer E ve Sucuoğlu H (2009) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Bruneau M, Uang C M, Whittaker A (1998) Ductile Design of Steel Structures, Mc Graw Hill, NY.

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

EC 8 (2003) Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1, European Committee for Standardization, Brussels.

FEMA 350 (2000) Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Gioncu V, Mazzolani F M (2002) Ductility of Seismic Resistant Steel Structures, Spon Press, London

Hamburger R O, Krawinkler H, Malley J O and Adan S M (2009) Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, NEHRP Seismic Design Technical Brief No.2, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD

IYBDY (2008) İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, Versiyon-IV, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

Ozer E (2007) "Kapasite Tasarımı İlkesi ve Türk Deprem Yönetmeliği" *Çağrılı Bildiriler, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı,* İstanbul, 16-20 Ekim 2007, 257-266

TBI (2010) Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA.

TS 648 (1980) Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

ÇELİK LEVHA PERDELİ SİSTEMLERİN (ÇLPS) DEPREM YÜKLERİ ALTINDA KAPASİTE TASARIMI İÇİN BİR ARDIŞIK YAKLAŞIM YÖNTEMİ

A Successive Iteration Method for the Capacity Design of Steel Plate Shear Walls (SPSW) under Earthquake Loads

İsmail Gürkan Arıcı[*] ve Oğuz Cem Çelik[†]

ÖZET

Çelik Levha Perdeli Sistemler (ÇLPS) özellikle Amerika, Kanada, Meksika ve Japonya gibi deprem sorunu olan ülkelerde çaprazlı sistemlere alternatif olarak kullanılmaktadır. 1970'lerde araştırmaya başlanılan ÇLPS, deprem yükleri altında yüksek yatay rijitlikleri, yeterli dayanımları ve stabil histeretik eğrileri nedeniyle tercih edilmektedir. Yeni bir sistem olmaları nedeniyle deprem sırasındaki davranışı, yük aktarım mekanizması ve iç kuvvet durumu daha fazla incelenerek sistemin üstünlük ve sakıncalarını belirleyecek birçok deneysel ve kuramsal çalışmalar yapılmıştır. Söz konusu çalışmalar, gövde levhasının tamamen akarak kapasitesine ulaştığı varsayımına dayanmaktadır. ÇLPS'nin yakın gelecekte Türkiye'de de kullanılabileceği düşünülerek günümüze kadar yapılan araştırmalar sonucunda geliştirilen dört farklı hesap yönteminin içinde en günceli olan ve ardışık yaklaşım ilkesine dayanan "Önerilen Yöntem" tüm detaylarıyla incelenmiştir. Seçilen 4,5,6 ve 8 katlı düzlem ÇLPS modelleri üzerinde Excel ve SAP2000 programları yardımıyla uygulanarak elde edilen sonuçlar yorumlanmıştır. Bu bağlamda, çok katlı bir ÇLPS yapısını daha hızlı ve kolay bir biçimde boyutlandırmak için kısaltılmış bir yöntem de geliştirilmiştir. Ayrıca ÇLPS'nin birinci elastik titreşim periyoduna ilişkin $T_1=aH^b$ biçiminde yeni bir ampirik bağıntı önerilmiştir. Sayısal incelemeler, şerit model ile boyutlandırma yapıldığında, akma doğrultusu açısı başlangıç değeri için $\alpha=30°$ ile başlamanın ardışık yaklaşım sayısını azalttığını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Çelik Levha Perdeli Sistemler (ÇLPS), Deprem, Kapasite Tasarımı

ABSTRACT

Steel Plate Shear Walls (SPSW) are used as alternative systems to steel bracing systems especially in the USA, Canada, Mexico, and Japan. SPSWs that have been investigated both theoretically and experimentally since 1970s, have been preferred for their high lateral stiffness, sufficient strength, and stable hysteretic curves under earthquake loads. As this is a new system, its behavior during earthquakes, load transfer mechanisms, and internal forces have been investigated and several studies have been carried out to determine their advantages and disadvantages. These studies were based on an assumption that the web plate reaches its capacity by diagonal yielding. As SPSW could be used in the near future in Turkey, a new calculation method called as the "Proposed Method," which is based on a successive iteration, is examined in detail. The application of this method is performed on selected 4, 5, 6, and 8-story plane SPSW models using Excel and SAP2000 computer programs. With the help of numerical results obtained, a quick and easy method to dimension multi-story SPSW models is proposed. In addition, a new empirical formula for the first elastic vibration period of SPSW is developed. Numerical analyses showed that, starting with an initial angle of $\alpha=30°$ in

[*] İnş. Yüksek Müh., İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Mühendisliği Programı, Maslak, İstanbul, email: gurkanarici@gmail.com
[†] Prof. Dr., İTÜ, Mimarlık Fakültesi, Yapı Statiği ve Betonarme Birimi, Taşkışla, Taksim, 34437, İstanbul, email: celikoguz@itu.edu.tr

dimensioning with strip model decreases the number of necessary successive iterations.
Keywords: Steel Plate Shear Walls (SPSW), Earthquake, Capacity Design

GİRİŞ

Çok katlı çelik binalarda deprem ve rüzgâr yüklerini karşılamak için genellikle çelik çaprazlar kullanılmaktadır. Çelik Levha Perdeli Sistemler (ÇLPS), 1970'lerde özellikle Amerika, Kanada, Meksika ve Japonya gibi deprem sorunu olan ülkelerde geleneksel çaprazlı sistemlere alternatif olarak geliştirilmiş, yapılan kuramsal ve deneysel çalışmaların uygun sonuçlar vermesi nedeniyle son yıllarda hızla artan bir oranda uygulama alanı bulmaya başlamıştır (Seilie ve Hooper, 2005). Gerçekten de yapılan çalışmalar ÇLPS'nin deprem yükleri altında yüksek yatay rijitlik, yeterli dayanım, süneklik ve dengeli histeretik eğriler sağladığını göstermektedir (Kulak vd., 2001). Yeni bir sistem olmaları nedeniyle üzerine etkiyen yükler altındaki davranışı araştırılmaya açıktır. Özellikle deprem sırasındaki davranışı konusunda birçok kuramsal ve deneysel araştırma yürütülmüş, davranış ile ilgili önemli sonuç ve bağıntılara ulaşılmış ve sisteme yönelik çeşitli hesap yöntemleri geliştirilmiştir (Berman ve Bruneau, 2008). Günümüze kadar ÇLPS ile ilgili yapılan çalışmaların başlıcaları şöyle sıralanabilir (Vatansever C., 2007):

a. Basit ve rijit kolon-kiriş bağlantılarının genel davranış üzerindeki etkileri (Caccese vd., 1993)
b. Gövdenin sınır elemanlarına bağlantıları (Sabouri-Ghomi ve Roberts, 1992; Rezai, 1999)
c. Gövdede boşluk açılmasının etkileri (Roberts ve Sabouri-Ghomi, 1992)
d. Düşük dayanımlı ve hafif çelik kullanımı (Vian ve Bruneau, 2004; Berman ve Bruneau, 2003)
e. Histeretik davranışları ve enerji yutma kapasiteleri yönünden çelik çaprazlı sistemlerle karşılaştırılmaları (Çelik vd, 2005)
f. Kolona gelen kiriş etkilerinin azaltılması için Zayıflatılmış Kiriş Bölgesi (ZKB) kullanımı (Jin ve El-Tawil, 2004)

Yukarıda sıralanan çalışmalar sonucunda ÇLPS'nin deprem yükleri altındaki davranışı daha iyi anlaşılmış ve performansının arttırılması konusunda önemli aşamalar kaydedilmiştir. Bu çalışma kapsamında, ÇLPS'nin boyutlandırılmasına yönelik geliştirilen en yeni yöntem, detaylarıyla sayısal örnekler üzerinde incelenmiş ve elde edilen sonuçlar tablolaştırılmıştır. Statik itme analizi (Pushover) ile çok yakın sonuçlar veren bu yöntemden elde edilen sonuçlar kullanılarak, belirli varsayımlar altında, çok katlı ÇLPS yapılarının daha hızlı ve kolay bir biçimde boyutlandırılmalarını amaçlayan kısaltılmış bir yöntem de önerilmiştir. Ayrıca, ÇLPS'nin birinci elastik titreşim periyodu (T_1) için yeni bir ampirik bağıntı verilmiştir.

ÇLPS'NİN GENEL ÖZELLİKLERİ VE HESAP MODELİ

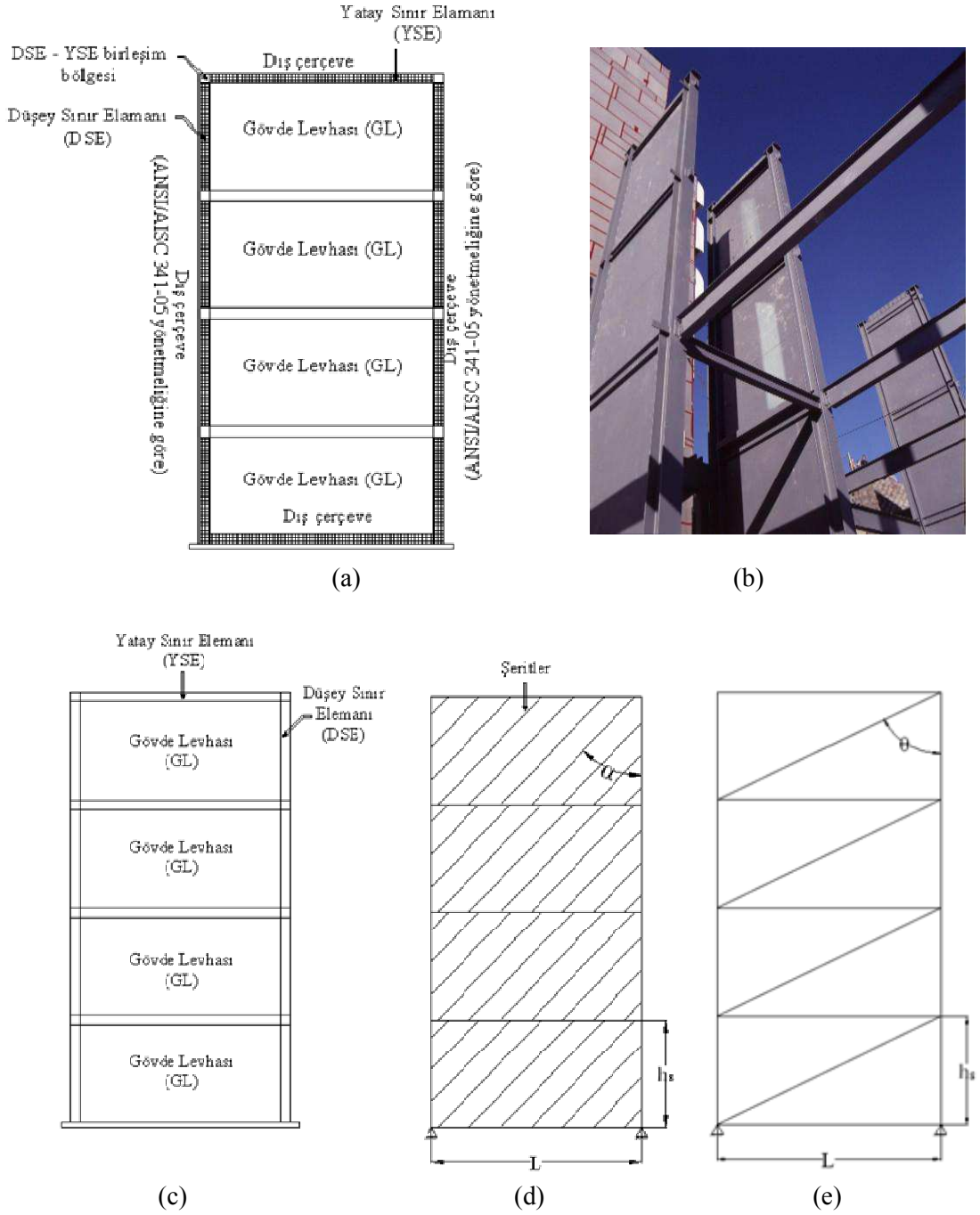
ÇLPS, düşey sınır elemanı (DSE), yatay sınır elemanı (YSE) ve gövde levhası (GL) olmak üzere üç ana taşıyıcı bölümden oluşmaktadır. Bu sistemlerde DSE kolon, YSE kiriş görevi görmektedir. ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde ÇLPS'yi çevreleyen dıştaki DSE ve YSE *dış çevçeve* olarak tanımlanmıştır (Şekil 1).

Orta ve çok katlı yapılarda, kat planlarının aynı olması ve yapının tüm yüksekliği boyunca sürekli bir çekirdeğinin bulunması durumunda ÇLPS kullanımı uygundur. ÇLPS yalnızca yeni binalarda değil aynı zamanda varolan çelik ya da betonarme iskelet türü yapıların güçlendirilmesinde de kullanılabilir (Sabelli ve Bruneau, 2007).

GL kullanıldığı farklı bölgelerde farklı kalınlıklarda seçilmektedir. Örneğin, Japonya'da deprem sırasında burkulmayı önlemek amacıyla kalın GL, Kanada ve Amerika'da ise burkulmadan sonraki davranıştan yararlanmak için ince GL kullanılmaktadır. Son yıllardaki gelişmelerden yola çıkarak, ince GL kullanmanın daha ekonomik/uygun olduğu söylenebilir. Bu amaçla kullanılan GL'nin kalınlığı 2 mm'yi pek geçmemektedir.

Tipik bir ÇLPS yapısı Şekil 1'de gösterilmiştir. Eşdeğer kat çapraz modeli, ortotropik membran modeli ve şerit modeli, ÇLPS yapısının analizi için kullanılan üç farklı model olarak

tanımlanmaktadır (Şekil 1). Bu çalışma kapsamında şeritli model hesap modeli olarak kullanılmıştır.



Şekil 1. Çelik Perde Levhalı Sistemler ve modellenme biçimleri: (a) Çelik Levha Perdeli Sistemler (ÇLPS) ve ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde tanımlanan dış çerçeve (taralı kısımlar), (b) Canam Manac Group Headquaters Expansion, Quebec (Canada), (c) Ortotropik membran modeli, (d) Şerit modeli, (e) Eşdeğer kat çapraz modeli

Deprem yükleri altında GL çekme doğrultusunda tamamen akarak diğer doğrultudaki burkulma nedeniyle katlanmış bir şekil almaktadır. DSE ve YSE, GL'nin akmasıyla oluşan etkileri karşılayarak sistemin devrilme ve dönmeye karşı dayanımını sağlamaktadır. Düşeyle bir (α) açısı yapan bu katlantılar, çekmede akma mekanizması durumuna (*Tension field mechanism*) uygun

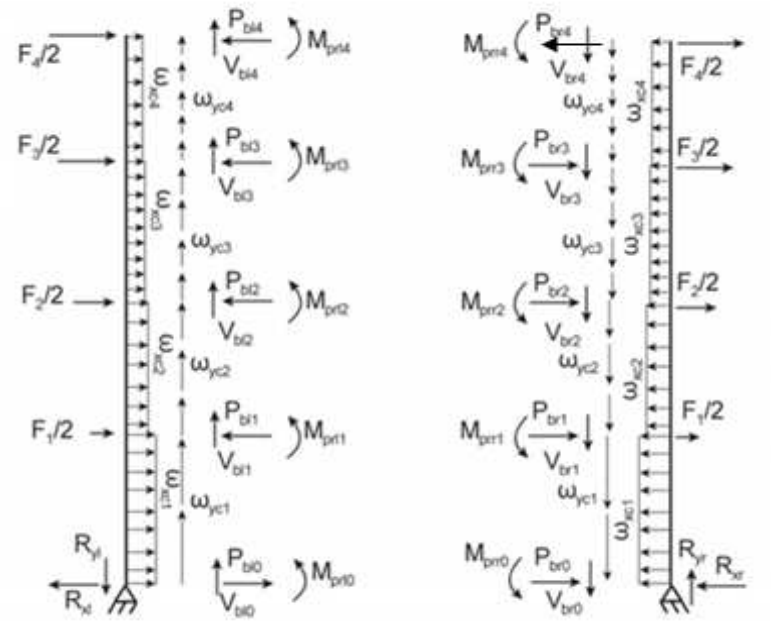
olarak basınç almayan ve iki ucu mafsallı şeritler şeklinde Şekil 1'de gösterildiği gibi modellenebilir. Söz konusu mekanizma durumuna göre, deprem kuvvetleri altında GL hemen akarak şeritlerin yalnızca çekme kuvveti alması beklenir. Şeritlerin düşeyle yaptıkları (α) açısı için yönetmeliklerde aşağıdaki bağıntı verilmiştir (Sabelli ve Bruneau, 2007):

$$\alpha = tan^{-1}\left(\sqrt[4]{\frac{1+\frac{t_w L}{2A_c}}{1+t_w h_s\left(\frac{1}{A_b}+\frac{h_s^3}{360 I_c L}\right)}}\right) \quad (1)$$

Burada, A_b = kiriş enkesit alanı, A_c= kolon enkesit alanı, I_c = kolonun atalet momenti, h_s = kat yüksekliği, L= GL'nin genişliği (aks aralığı), t_w = GL'nin kalınlığı olarak tanımlanır. (1) bağıntısından elde edilen (α) açısı, aşağıda detayları açıklanacak olan Önerilen Yöntem için önemli bir parametre olacaktır.

ÖNERİLEN YÖNTEM (ÖY)

Bu yöntem, deprem yükleri altında GL'nin kapasitesine ulaşarak tamamen akmasıyla YSE üzerinde oluşan kuvvetlerin DSE'lerin üzerine aktarılması (Şekil 2) ve bu etkiler altında DSE'lerin boyutlandırılması esasına dayanmaktadır. Bu yöntemde elastik ve plastik analiz birlikte kullanılmıştır.



Şekil 2. DSE üzerindeki kuvvetler (Berman ve Bruneau, 2008)

Şekil 2'te, F_i = (i) nolu kata etkiyen dış kuvvetler (deprem kuvvetleri), R_{xl}, R_{yl} = sol taraftaki DSE için x ve y yönündeki mesnet tepkileri, R_{xr}, R_{yr} = sağ taraftaki DSE için x ve y yönündeki mesnet tepkileri, P_{bli}, V_{bli}, M_{bli} = sol taraftaki DSE için (i) nolu katlardaki iç kuvvetler, P_{bri}, V_{bri}, M_{bri} = sağ taraftaki DSE için (i) nolu katlardaki iç kuvvetler, ω_{xci} ve ω_{yci} = gövdedeki akmadan dolayı (i) nolu katlarda sol ve sağ taraftaki DSE' ye etkiyen yayılı akma kuvvetleri olarak tanımlanır. Söz konusu bu kuvvetlere ilişkin bağıntılar ve bağıntıların çıkarılışları Arıcı, 2011'de ayrıntılı olarak verilmiştir. ÇLPS'lerin analizinde ÖY ile ardışık yaklaşım ilkesi birleştirilerek, Önerilen Yönteme Dayanan Ardışık Yaklaşım Yöntemi (ÖY+AYY) geliştirilmiştir.

ÖNERİLEN YÖNTEME DAYANAN ARDIŞIK YAKLAŞIM YÖNTEMİ (ÖY+AYY)

Bu yöntemin hesap şeması Tablo 1'de gösterildiği gibidir.

Tablo 1. (ÖY+AYY) hesap şeması

1

DEPREM HESABI

- Kat deprem kuvvetleri
- Kat kesme kuvvetleri
- Gövde levhası (GL) ön tasarımı

(GL KALINLIĞI (t_w) BELİRLENİR.)

2

(ÖY+AYY - 1. BÖLÜM)

1. AŞAMA

- (t_w) değeri kullanılır.
- DSE ve YSE ön tasarımı yapılır.
- (α) seçilerek YSE akma etkileri (ω_{ybi} ve ω_{xbi}) belirlenir.

(YSE ON BOYUTU (1) VERILIR.)*

- YSE özellikleri (A_{bi} ve Z_{xbi}) ve (ω_{xci}) akma etkileri yardımıyla DSE(1) elastik model mesnet tepkileri bulunur. Excel tablosunda yerine yazılıp tüm iç kuvvet (P_{bli}, V_{bli}, M_{bli}, P_{bri}, V_{bri}, M_{bri}) değerleri bulunur ve SAP2000'de yüklenir.

*(YSE ON BOYUTU (2)** VERILIR.)*

- Son YSE ön boyutlamasının ardından YSE özellikleri ile (ω_{xci}) akma etkileri yardımıyla DSE(2) elastik model mesnet tepkileri bulunur. Excel tablosunda yerine yazılıp tüm iç kuvvet (P_{bli}, V_{bli}, M_{bli}, P_{bri}, V_{bri}, M_{bri}) değerleri bulunur.
- Bu değerler SAP2000'de DSE ve YSE üzerine etkitilir. Eğer Excel ve SAP2000'deki mesnet tepkileri aynıysa hesaba devam edilir.
- ANSI/AISC 341-05 ve LRFD yönetmelikleri yardımıyla SAP2000 programında, kapasite oranlarına dikkat edilerek, DSE boyutlaması yapılır.
- 1. aşama sonunda bulunan YSE ve DSE profil özellikleri kullanılarak ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde verilen bağıntı yardımıyla (α) açısı hesaplanır.

1. AŞAMA SONU

NOT: Kiriş ön boyutlaması 2 bölümden oluşmaktadır.
*Önerilen yeni yönteme başlamak ve yöntemin içerdiği tüm iç ve dış kuvvet değerlerini bulabilmek için herhangi bir YSE seçilmesi gereklidir. Yöntemle uyumlu olması açısından ilk önce yalnızca YSE akma etkileri ($\omega_{y,b}$ ve $\omega_{x,b}$) altında boyutlama yapılmıştır.
** Yukarıda sözü edilen ilk boyutlamadan elde edilen veriler kullanılarak tüm iç kuvvet değerleri hesaplanmış ve YSE ön boyutlaması için son profiller belirlenmiştir.

3

2. AŞAMA

- 1. aşamadan bulunan YSE özellikleri ile (ω_{xci}) akma etkileri yardımıyla DSE elastik model mesnet tepkileri bulunur. Excel tablosunda yerine yazılıp tüm iç kuvvet (P_{bli}, V_{bli}, M_{bli}, P_{bri}, V_{bri}, M_{bri}) değerleri hesaplanır.
- Bu değerler SAP2000'de DSE ve YSE üzerine etkitilir. Eğer Excel ve SAP2000'deki mesnet tepkileri aynı ise hesaba devam edilir.
- ANSI/AISC 341-05 ve LRFD yönetmelikleri yardımıyla SAP2000 programında, kapasite oranlarına dikkat edilerek, DSE boyutlaması yapılır.
- 2. aşama sonunda bulunan YSE ve DSE profil özellikleri kullanılarak ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde verilen bağıntı yardımıyla (α) açısı hesaplanır.

2. AŞAMA SONU

4

(n). AŞAMA

- (n-1). aşamadan bulunan YSE özellikleri ile(ω_{xci}) akma etkileri yardımıyla DSE elastik model mesnet tepkileri bulunur. Excel tablosunda yerine yazılıp tüm iç kuvvet (P_{bli}, V_{bli}, M_{bli}, P_{bri}, V_{bri}, M_{bri}) değerleri hesaplanır.
- Bu değerler SAP2000'de DSE ve YSE üzerine etkitilir. Eğer Excel ve SAP2000'deki mesnet tepkileri aynı ise hesaba devam edilir.
- ANSI/AISC 341-05 ve LRFD yönetmelikleri yardımıyla SAP2000 programında, kapasite oranlarına dikkat edilerek, DSE boyutlaması yapılır.
- (n). aşama sonunda bulunan YSE ve DSE profil özellikleri kullanılarak ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde verilen bağıntı yardımıyla (α) açısı hesaplanır.

(n). AŞAMA SONU

5

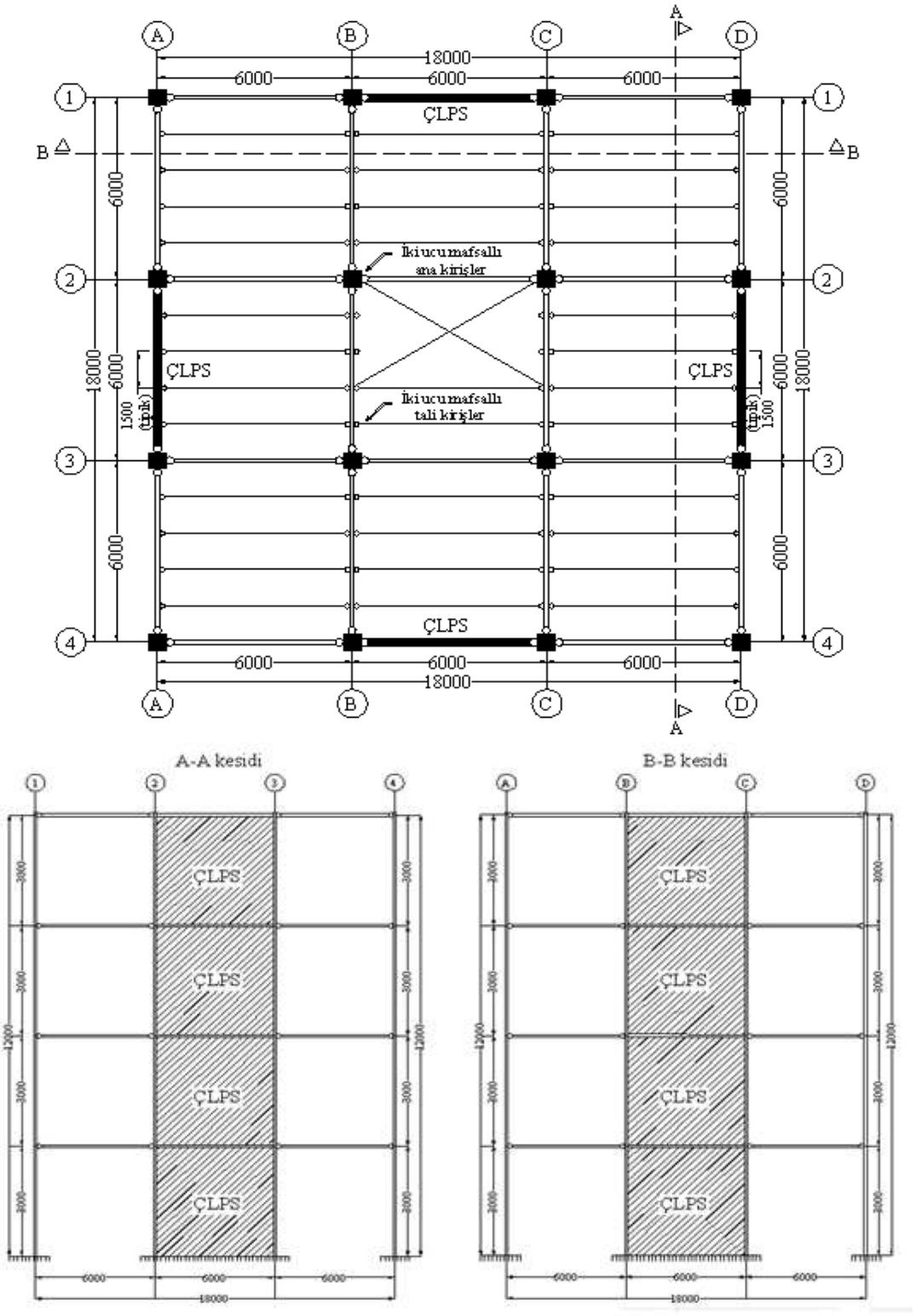
(ÖY+AYY) - 2. BÖLÜM

- (ÖY+AYY - 1. bölüm)'den elde edilen profiller ve (α) açısı ile 2. bölüme geçilir. Şerit geometrisi ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğine göre belirlenerek sisteme eklenir.
- Şeritli modele düşey ve gerçek yatay kuvvetleri etkitilerek SAP2000 programıyla sistem çözülür.
- Dış çerçeve profilleri sabit kalırken, iç çerçeve profilleri yüklenen yükler altında azaltılabilir.
- Azaltılan profiller altında (α) açısı hesaplanır. Şeritler bu açıyla tekrar sisteme girilir. Aynı yükler altında DSE ve YSE kapasiteleri dikkate alınarak kontrol edilir.

(KESİN BOYUTLANDIRMA YAPILMASI)

Tablo 1'de (1-2-3-4-5) nolu kutucuklar halinde verilen hesap adımları 4, 5, 6 ve 8 katlı düzlem modeller üzerinde sırasıyla uygulanmış ve elde edilen sonuçlar tablolara aktarılmıştır. 4 katlı modele ilişkin plan ve kesitler Şekil 3'te verilmiştir (Arıcı, 2011).

4 KATLI ÖRNEK MODEL



Şekil 3. 4 katlı model plan ve kesitleri

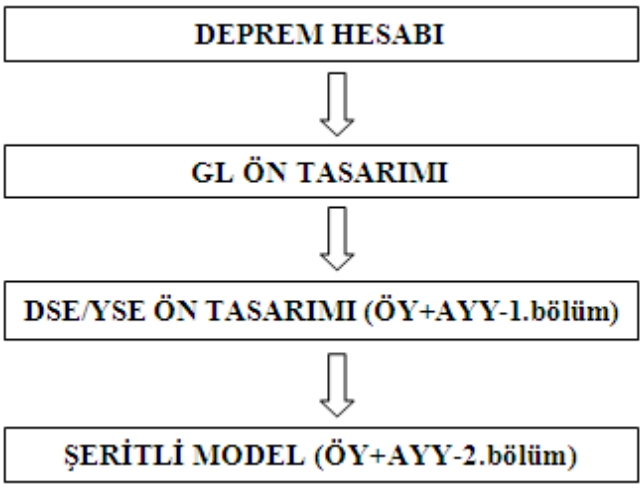
Seçilen sistemlerin tüm yükseklikleri boyunca düzgün bir mimariye ve taşıyıcı sisteme sahip oldukları varsayılmış ve her iki yöndeki kirişleri kolonlara mafsallı olarak bağlanmıştır. (Şekil 3). Kat yükseklikleri 3 m olup plan üzerinde (x) ve (y) yönlerindeki kenar uzunlukları 18'er m olarak alınmıştır. Binanın her cephesi 6 m'lik üç eşit açıklığa bölünmüş ve orta açıklıklara ÇLPS

yerleştirilmiştir. (x) doğrultusunda 6 m'lik açıklıklar da tali kirişler ile 1,5 m'lik uzunluklara bölünmüştür. Bütün modellerde GL kalınlığı (t_w) her katta aynı seçilmiştir. Malzeme, DSE ve YSE'lerde Fe44, GL'de Fe37 olarak seçilmiştir. Ölü (D) ve hareketli (L) yükler ise

Çatı kat için $D = 4,5$ kN/m^2 $L_r = 2,75$ kN/m^2

Normal kat için $D = 4,5$ kN/m^2 $L = 3,5$ kN/m^2

olarak alınmıştır. L_r = TS 498'de önerilen yük değeri + Kar yükü + Kaplama ve sıva = 1,5 + 0,75 + 0,5 = 2,75 kN/m^2 olarak hesaplanmıştır. Bu yükler altında önce tali kirişlerin mesnet tepkileri bulunmuş ve bu tepkiler ana taşıyıcı kirişlere oradan da her bir ÇLPS yapısına aktarılmıştır. Aktarılan bu yükler gerek deprem hesabında kat ağırlıklarının bulunması, gerekse (ÖY+AYY) hesap aşamaları içerisinde şeritli modelin boyutlandırılmasında kullanılan yük kombinasyonları içerisinde hesaba katılmıştır. Bir ÇLPS düzlem modeli, Şekil 4'te verilen hesap şemasındaki sıra izlenerek boyutlandırılabilir (Arıcı, 2011).



Şekil 4. ÇLPS hesap şeması

Deprem hesabı

Her iki doğrultuda kolon-kiriş bağlantılarının mafsallı olduğu ve yatay yüklerin yalnızca ÇLPS ile taşındığı, diğer kolonların yalnızca düşey yük aktardıkları düşünülmüştür. Buradan hareketle, tüm modellerde tek bir doğrultu için deprem hesabı yapılmış olup söz konusu doğrultuda deprem etkilerinin iki adet ÇLPS tarafından karşılandığı varsayılmıştır. Deprem hesabı için yönetmeliklerde önerilen

$$T_1 = 0,05H_n^{0.75} \quad (2)$$

ampirik bağıntısı kullanılmıştır. Burada H_n, bina toplam yüksekliği olup birimi metredir.

GL ön tasarımı

Modellerin deprem hesabından elde edilen kat kesme kuvvetleri, ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde verilen

$$\emptyset V_n = 0{,}9(0{,}42) F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha) \quad (3)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanan kapasite kesme kuvvetleri ile karşılaştırılarak kapasiteyi aşmayacak şekilde GL'nin kalınlığı (t_w) için bir değer belirlenir (ANSI/AISC 341-05, 2005). Hesaplamalarda kolaylık sağlaması açısından net açıklık akslar arasındaki açıklığa eşit olacak şekilde alınmıştır. Diğer bir deyişle, $L_{cf} = L'$ dir. Fe37 için F_y akma dayanımı 235 MPa olarak alınmıştır. (α) açısı için de 30° ve 45° başlangıç değerleri kullanılmıştır. (t_w) için başlangıç değeri 2 mm olarak alınmıştır. Bu değerler sonucunda seçilen (t_w) değeri 2 mm olup DSE/YSE ön tasarım aşamasında kullanılacaktır (Arıcı, 2011).

DSE/YSE ön tasarımı (ÖY+AYY-1.bölüm)

Birinci bölümde, (α) başlangıç açısı seçilerek Tablo 1'deki (ÖY+AYY-1.BÖLÜM) hesap adımları uygulanır. ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğine göre ÇLPS dış çerçevesinin GL'den dolayı oluşan akma etkilerini karşılaması gerekmektedir. Bu koşul dikkate alınarak, tüm YSE ve DSE'nin her katta aynı olacağı varsayımı altında boyutlandırma yapılır. Ardışık yaklaşımın her adımında elde edilen profillerin özellikleri kullanılarak yeni bir (α) açısı hesaplanır. Ardışık yaklaşım yeterince sağlandıktan sonra son profiller elde edilir (Arıcı, 2011).

Şeritli model (ÖY+AYY-2.bölüm)

İkinci bölümde, birinci bölümden elde edilen son profiller kullanılarak şeritli model hazırlanır (Tablo 1). Şerit geometrisi ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinde verilen

$$A_s = \frac{(L\cos\alpha + H\sin\alpha)}{n} * t_w \quad (4)$$

bağıntısına göre belirlenir. Burada, A_s= şerit alanı, L = kolon aks açıklığı, H= kat yüksekliği, n = şerit sayısı, t_w = GL kalınlığı olarak verilmektedir. Şeritler birinci bölümden gelen (α) açısıyla sisteme eklenerek ÇLPS şerit modeli oluşturulur. Düşey ve yatay yüklerin gerçek değerleri sisteme yüklenir ve SAP2000 yardımıyla sistem çözülür. Dış çerçeve akma etkilerini karşılayacağı için aynı kalır; ancak orta kirişlerde profillerin kesitleri azaltılabilir.

Yukarıda sözü edilen aşamalar, 4, 5, 6 ve 8 katlı düzlem ÇLPS modelleri üzerinde uygulanmıştır. Tüm şeritli ÇLPS modellerine ilişkin profil ve (α) açısı özeti Tablo 2'de verilmiştir. α = 45° için hesapların 4. aşamada bitirilmesi uygun görülmüştür. Tablo 2'den anlaşılacağı üzere, 4 ve 6 katlı modellerin ilk aşamaları dışında, α=30° çözümü (i) nolu aşamadaki profiller ile α=45° çözümü (i+1) nolu aşamadaki profiller aynıdır (Arıcı, 2011).

Tablo 2. YSE/DSE profil ve (α) açısı özeti

4 KATLI MODEL	5 KATLI MODEL	6 KATLI MODEL	8 KATLI MODEL
α = 30°	*α = 30°*	*α = 30°*	*α = 30°*
1.AŞAMA	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**
W 30 x 211	W 30 x 211	W 30 x 211	W 30 x 211
W 40 x 324	W 40 x 397	W 40 x 431	W 40 x 593
2.AŞAMA	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**
W 30 x 261	W 30 x 261	W 30 x 261	W 30 x 261
W 40 x 397	W 40 x 480	W 40 x 531	W 40 x 655
3.AŞAMA	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**
W 30 x 326	W 30 x 326	W 30 x 326	W 30 x 326
W 40 x 480	W 40 x 531	W 40 x 655	W 36 x 798
α = 45°	*α = 45°*	*α = 45°*	*α = 45°*
1.AŞAMA	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**
W 30 x 173	W 30 x 173	W 30 x 173	W 30 x 173
W 40 x 268	W 40 x 324	W 40 x 362	W 40 x 480
2.AŞAMA	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**
W 30 x 211	W 30 x 211	W 30 x 211	W 30 x 211
W 40 x 362	W 40 x 397	W 40 x 480	W 40 x 593
3.AŞAMA	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**
W 30 x 261	W 30 x 261	W 30 x 261	W 30 x 261
W 40 x 397	W 40 x 480	W 40 x 531	W 40 x 655
4.AŞAMA	**4.AŞAMA**	**4.AŞAMA**	**4.AŞAMA**
W 30 x 326	W 30 x 326	W 30 x 326	W 30 x 326
W 40 x 480	W 40 x 531	W 40 x 655	W 36 x 798
5.AŞAMA	**5.AŞAMA**	**5.AŞAMA**	**5.AŞAMA**
W 30 x 391	W 30 x 391	W 30 x 391	-
W 40 x 593	W 40 x 655	W 36 x 798	

4 KATLI MODEL	5 KATLI MODEL	6 KATLI MODEL	8 KATLI MODEL
α = 30°	*α = 30°*	*α = 30°*	*α = 30°*
1.AŞAMA	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**
44,62	44,51	44,48	44,35
2.AŞAMA	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**
44,69	44,61	44,57	44,50
3.AŞAMA	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**
44,77	44,72	44,65	44,60
α = 45°	*α = 45°*	*α = 45°*	*α = 45°*
1.AŞAMA	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**	**1.AŞAMA**
44,55	44,42	44,36	44,23
2.AŞAMA	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**	**2.AŞAMA**
44,56	44,51	44,43	44,35
3.AŞAMA	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**	**3.AŞAMA**
44,69	44,61	44,57	44,50
4.AŞAMA	**4.AŞAMA**	**4.AŞAMA**	**4.AŞAMA**
44,77	44,72	44,65	44,60
5.AŞAMA	**5.AŞAMA**	**5.AŞAMA**	**5.AŞAMA**
44,79	44,76	44,70	-

Tüm modeler için elde edilen son profiler ve (α) açısı değerleri yukarıdaki tabloda koyu renkle belirtilmiştir.

ELDE EDİLEN SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÖNERİLEN YÖNTEME DAYANAN KISALTILMIŞ YÖNTEM (ÖY+KY)

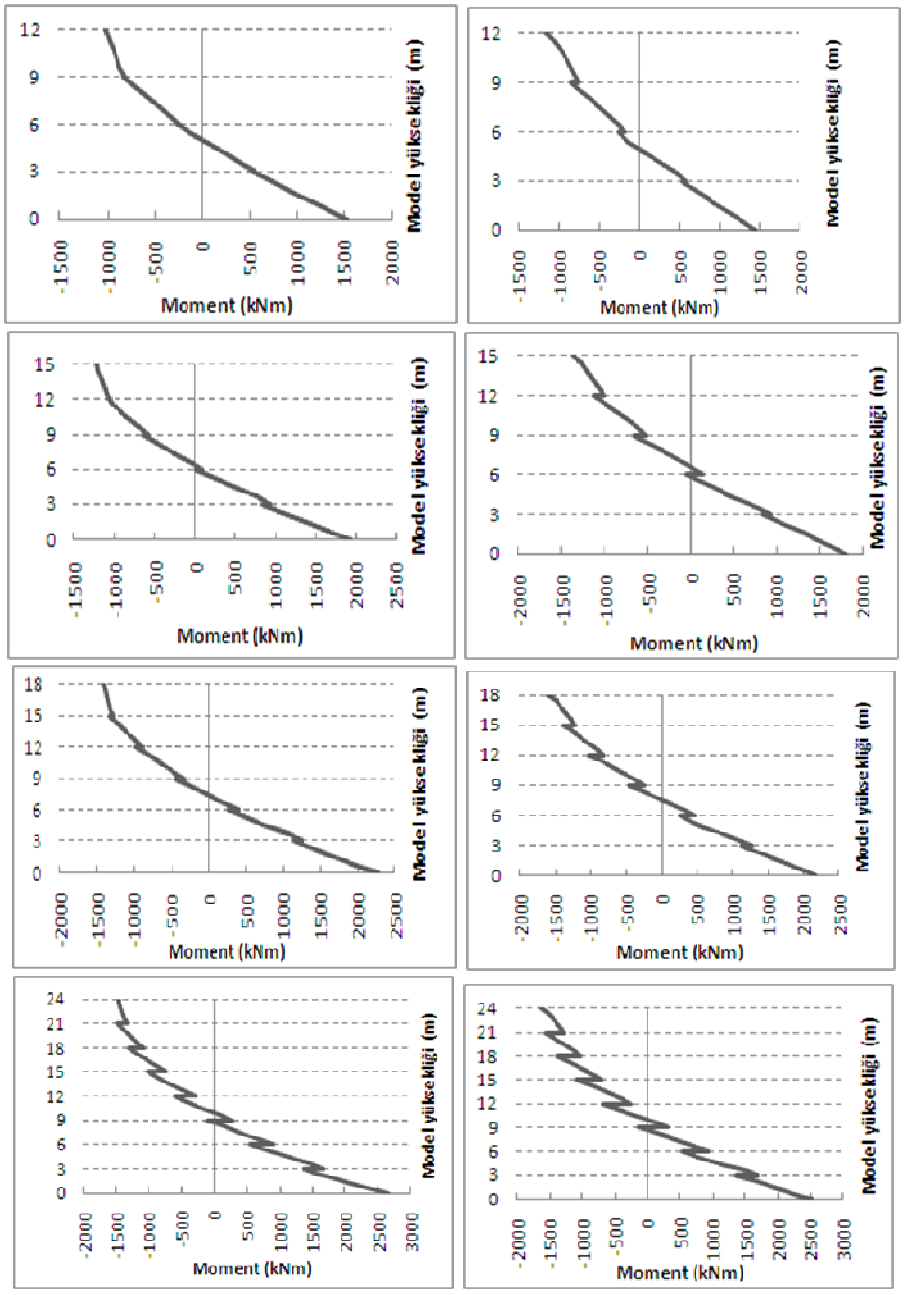
YSE için elde edilen son profiler, (α) açısının farklı değerler alması ve yapı kat sayısından bağımsız olmak üzere Tablo 2'de gösterildiği gibi (W30x326) olarak hesaplanmıştır. YSE'lerin aynı olması ve tüm modellerin Excel verileri karşılaştırıldığı zaman iç ve dış kuvvetlerin birbirlerine eşit ya da çok yakın olması nedeniyle, (k) çok katlı ÇLPS yapısını daha hızlı ve kolay

bir biçimde boyutlandırmanın mümkün olabileceği görülmüştür. Buradan hareketle, Önerilen Yönteme Dayanan Kısaltılmış Yöntem (ÖY+KY) önerilmiştir (Arıcı, 2011).

Aynı geometri ve malzeme özelliklerine sahip, farklı yüksekliklerde ÇLPS'nin kullanıldığı düşünülürse, genelde en düşük katlı model verileri kullanılarak (k) çok katlı ÇLPS kolayca boyutlanabilir. Böylece tüm ÇLPS boyutlanmış olur. Bu çalışma kapsamında, (ÖY+AYY)'ye göre Excel ve SAP2000 programları ile hesaplanan 8 katlı ÇLPS düzlem modeli, 4 katlı düzlem modelin verileri kullanılarak (ÖY+KY)'ye göre yeniden çözümlenmiştir. 8 katlı düzlem modele ilişkin söz konusu iki yöntem sonucunda elde edilen iç kuvvet diyagramları karşılaştırılmış ve bu diyagramların birbirlerine yeter derecede yakın oldukları gözlemlenmiştir (Arıcı, 2011).

(ÖY+AYY) kullanılarak LRFD yönetmeliğinde verilen yük kombinasyonlarının zarflarından elde edilen moment diyagramları 4, 5, 6 ve 8 katlı düzlem modeller için Şekil 5'te verilmiştir.

Şekil 5. (ÖY+AYY) Moment diyagramları (yukarıdan aşağıya sırasıyla 4, 5, 6 ve 8 katlı düzlem ÇLPS modellerinin LRFD yönetmeliğinde verilen yük kombinasyonlarının zarflarından elde edilen moment diyagramları): (a) sol DSE, (b) sağ DSE



(a) (b)

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında ulaşılan sonuçlar aşağıda verilmiştir:

- ÇLPS'li sistemlerin birinci elastik titreşim periyotları için $T_1 = \alpha H^{\beta}$ biçiminde yeni bir ampirik bağıntı önerilmiştir. Burada α = 0,035 ve β = 1,12 olarak alınabileceği belirlenmiştir.

- ÇLPS'li sistemlerde sürekli gövde levhası bir doğrultuda oluşturulan şeritlerle modellenerek hesaplar yürütülmektedir. Şeritlerin düşeyle yaptıkları (α) açısının başlangıçta bilinmemesi bu açının tahmin edilmesini gerektirmektedir. Çok sayıda yapılan incelemede (α) açısının başlangıçta 30º olarak seçilmesinin hesapta kullanılan ardışık yaklaşım sayısını ve böylece hesaplama zamanını azalttığı görülmüştür.

- Seçilen sayısal örneklerden elde edilen sonuçlar birlikte değerlendirildiğinde, belirli kısıtlamalar altında, çok katlı bir ÇLPS'yi daha hızlı bir şekilde boyutlandırmak için az katlı çözümlerden yararlanılabileceği görülmüştür. Diğer bir deyişle, az katlı ÇLPS çözümleri var olan bir binadan yararlanarak aynı geometri ve malzeme özelliklerine sahip çok katlı ÇLPS'li bir yapı daha hızlı boyutlandırılabilmektedir.

- Çalışma kapsamında yöntemin işleyişini açıklamak amacıyla çözümlemelerde kullanılan periyot değerleri için tek aşamalı bir hesaplama yapılmış olmakla birlikte, periyot değerlerinin de ardışık yaklaşımlarla birbirine yeterince yakın olacak biçimde belirlenmesi gereği açıktır.

- Hesaplamalarda kapasite tasarımı yapıldığından (ÖY+AYY)'nin her aşaması gerçekte bir çözüm olarak düşünülebilir.

- α=30º başlangıç açısı kullanılırsa, (T_{modal}) ile hesaplanan yeni deprem yükleri altında yapıların alt katları dışında GL kalınlığı (t_w)'nin azaltılabileceği anlaşılmıştır.

- α=45º başlangıç açısı kullanılırsa, (T_{modal}) ile hesaplanan yeni deprem yükleri altında yapıların tüm katlarında GL kalınlığı (t_w)'nin azaltılabileceği anlaşılmıştır.

- (t_w)'nin azalması akma etkilerinin azalması ve dolayısıyla DSE ve YSE kesitlerinin de azalması anlamına gelmektedir. Yapının (T_{modal}) değeri izin verilen üst sınır içerisinde kalacak şekilde yeni bir boyutlandırılmaya gidilebilir.

KAYNAKLAR

ANSI/AISC (2005) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," Chicago, Illionis 60601-1802

Arıcı İG (2011) Çelik Levha Perdeli Sistemler (ÇLPS)'nin Birinci Elastik Titreşim Periyotlarının Hesabı ve Deprem Yükleri Altında Kapasite Tasarımı için Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye

Berman JW, Bruneau M (2003b) "Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls for the Seismic Retrofit of Buildings," Technical Report MCEER-03-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Berman JW, Bruneau M (2008) "*Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls*," Engineering Journal – First Quarter, pp 57-71

Caccese V, Elgaaly M, Chen R (1993) "*Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load*," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 573–587.

Çelik OC, Berman J, Bruneau M (2005) "*Comparing hysteretic behavior of light-gauge steel plate shear walls and braced frames"*, Engineering Structures, 27, pp. 475-485

Jin J, El-Tawil S (October 2004) "*Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections*," Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 453–471, (article received 20 May 2004; accepted 26 October 2004, Elsevier).

Kulak GL, Kennedy L, Driver RG, Medhekar M (2001) "*Steel Plate Shear Walls – An Overview*," Engineering Journal – First Quarter, pp. 50-62.

LRFD (1999), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, INC, Chicago, Illinois 60601-2001

Rezai M (1999) Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia,Vancouver, Canada.

Roberts TM, Sabouri-Ghomi S (1992) "*Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Walls*," Thin-Walled Structures, Vol.14, No. 2, pp. 139–151

Sabelli R, Bruneau M (2007) "*Steel Design Guide-Steel Plate Shear Wall,"*American Institute of Steel Construction , Inc

Sabouri-Ghomi S, Roberts TM (1992) "*Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations*," Engineering Structures,Vol. 14, No. 5, pp. 309–317.

Seilie IF, Hooper John D, (2005) "*Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction*," North American Steel Construction Conference

Vatansever C (2007) "Cyclic Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls with Semi-Rigid Beam-to-Column Connections" Ph.D. thesis, Istanbul Technical University-Institute of Science and Technology.

Vian D, Bruneau M (2004) "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls," Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, British Columbia, Canada, Paper No. 978.

ÇELIK ÇERÇEVELERDE GÖRELI KAT ÖTELEMELERININ DEĞERLENDIRILMESI

EVALUATION OF STORY DRIFTS IN STEEL MOMENT RESISTING FRAMES

Bülent AKBAŞ[1], Jay SHEN[2], Onur ŞEKER[3], Pınar TORU[4]

ÖZET

Çelik yapılarda en sık kullanılan taşıyıcı sistem türlerinden bir tanesi çelik çerçevelerdir. Çelik çerçevelerin tasarımında ilk adım göreli kat ötelemesi şartlarını sağlayan kesitleri seçmekle başlar. Türk Deprem Yönetmeliği (TEC 2007), etkin göreli kat ötelemelerinin, taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) ve azaltılmış göreli kat ötelemelerinin çarpımıyla elde edilmesini gerektirmektedir. ASCE 7-05 (2005) ise etkin göreli kat ötelemeleri, yer değiştirme arttırma katsayısı (C_d) ve azaltılmış göreli kat ötelemelerinin çarpımıyla elde edilmektedir. R, TEC'de(2007) 8; C_d, ASCE 7-05'de (2005) ise 5.5 olarak verilmiştir. Etkin göreli kat ötelemelerinin el edilmesindeki bu büyük fark, daha büyük ve ağır kesitler kullanılmasını gerektirmektedir. Bu çalışmada, şiddetli yer hareketlerine maruz alçak-, orta-, ve yüksek-katlı çelik çerçevelerdeki doğrusal olmayan yer değiştirmelerin rasyonel bir şekilde incelenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla; 4-, 9-, ve 20-katlı çelik çerçeveler üzerinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik hesaplar yapılmıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlarda; dayanım, göreli kat ötelemeleri ve plastik mafsal dönmeleri incelenmiştir.
Anahtar Kelimeler: etkin göreli kat ötelemesi, eşit yer değiştirme, çelik çerçeveler

ABSTRACT

Steel moment resisting frames (SMRF) are the most common type of structural systems used in steel structures. The first step of structural design for SMRFs starts with the selection of the structural sections based on drift limitation. Turkish Earthquake Code (TEC 2007) requires that story displacements (inelastic displacements) be calculated by multiplying the response modification factor (R) with the deflection determined by elastic analysis under earthquake forces. However, ASCE 7-05 allows determining the story displacements (inelastic displacements) by multiplying the deflections determined by elastic analysis under earthquake forces with a deflection amplification factor (C_d). For special moment resisting frames, C_d is given as 5.5 in ASCE 7-05 and R is given as 8 in TEC (2007). This high discrepancy in determining the story drift results in using higher and heavier sections in Turkey. This study aims at investigating the seismic displacements that low-, medium-, and high-rise SMRFs can experience under severe earthquake ground motions and evaluating the inelastic displacement of SMRFs in a rational way. For this purpose, nonlinear dynamic time history and pushover analyses will be carried out on SMRFs with 4-, 9-, 20-stories. The results obtained from this study are presented in terms of strength, story drift, and plastic hinge rotations.

Keywords: deflection amplification, drift limitation, steel moment frames

[1] Assoc.Prof., Gebze Inst. of Tech., Depart. of Earthquake and Struc. Eng., Kocaeli, akbasb@gyte.edu.tr
[2] Assoc.Prof., Illinois Inst. of Tech., Depart. of Civil, Arch. and Env. Eng., Chicago, USA, shen@iit.edu
[3] Res.Ass., Yıldız Technical Univ., Depart. of Civil Eng., Istanbul, seker@yildiz.edu.tr
[4] Graduate Student, Istanbul Technical Univ., Depart. of Structural Eng., İstanbul, toru@hotmail.com

INTRODUCTION

Steel moment resisting frames (SMRF) are the most common type of structural systems used in steel structures. General design of a structural system follows a three-step procedure: a) strength design, b) drift design, c) strong column-weak beam design. However, in SMRFs, the first step of structural design starts with the selection of the structural sections based on drift limit set forth by the seismic design codes. The sections that satisfy the drift limit are, in general, satisfy the strength design criteria. Turkish Earthquake Code (TEC, 2007) requires that story displacements (inelastic displacements) be calculated by multiplying the response modification factor (R) with the deflection determined by elastic analysis under earthquake forces. However, ASCE 7-05 allows determining the story displacements (inelastic displacements) by multiplying the deflections determined by elastic analysis under earthquake forces with a deflection amplification factor (C_d). For special moment resisting frames, C_d is given as 5.5 in ASCE 7-05 and R is given as 8 in TEC (2007). This high discrepancy in determining the story drift results in using higher and heavier sections in Turkey.

This study aims at investigating the seismic displacements that low-, medium-, and high-rise SMRFs can experience under severe earthquake ground motions and evaluating the inelastic displacement of SMRFs in a rational way. For this purpose, nonlinear dynamic time history and pushover analyses are carried out on SMRFs with 4-, 9-, 20-stories. The results obtained from this study are presented in terms of strength, story drift, and plastic hinge rotations.

DESIGN STORY DRIFT IN SEISMIC CODES

Design story drifts are specified in similar ways in ASCE 7-05 (2005), Eurocode 8 (2004), and TEC (2007). Story drift is defined as the difference of the deflections at the center of the mass at the top and bottom stories. The basic steps in determining the design story drifts for each code is summarized below:

Eurocode 8 (2004)

Eurocode 8 (2004) requires that the story drift, δ_i, under seismic action be calculated based on the elastic story drift and displacement behavior factor.

$$\delta_i = q\, \Delta_i \tag{1}$$

where q is the behavior factor and Δ_i is the elastic story drift under design response spectrum. Eurocode 8 (2004) limits the story drift for residential buildings having non-structural elements fixed in a way so as not to interfere with structural deformations to

$$(\delta_i)\max \leq 0.02 h_i \tag{2}$$

where h_i is the story height. Eorucode 8 (2004) defines q for moment resisting frames as $5\alpha_u/\alpha_1$. Default value for α_u/α_1 is given as 1.3. Thus, q for moment resisting frames becomes 6.5.

ASCE 7-05 (2005)

ASCE 7-05 (2005) requires that story drifts, δ_i, for residential buildings be determined by multiplying the story drifts, Δ_i, determined by elastic analysis with deflection amplification factor, C_d.

$$\delta_i = C_d\, \Delta_i \tag{3}$$

C_d for special moment resisting frames is given as 5.5 (ASCE 7-05 2005). And the story drift is limited to the same criteria as specified by Eurocode 8 (2004) (Equation 2).

TEC (2007)

TEC (2007) defines the story drifts similar to Eurocode 8 (2004) and ASCE 7-05 (2005), except that it uses structural system behavior factor, R, in determining story drift.

$$\delta_i = \mathrm{R}\ \Delta_i \tag{4}$$

R for special moment resisting frames is given as 8 (TEC 2007). And for story drift limitation, ASCE 7-05 (2005) and Eurocode 8 (2004) criteria applies (Equation 2).

BACKGROUND OF DEFLECTION AMPLIFICATION

During severe ground motions, structures are expected to go through inelastic deformation. Structural system should provide sufficient ductility to sustain the large earthquake-induced inelastic deformation. Structures have, in general, higher strength than required by design. This overstrength reduces the ductility demand during an earthquake ground motion. This extra overstrength comes from variety of sources: material overstrength, strain hardening, strength reduction coefficients, over-sized members due to drift limitation, etc. Seismic codes (ASCE 7-05 2005, TEC 2007) use overstrength factor for each structural system which is defined as the ratio of actual strength divided by the design strength. Thus, response modification factor, R, becomes the cross product of overstrength factor and ductility reduction. Based on this brief explanation, ASCE 7-05 (2005) defines deflection amplification factor as the ratio of the actual displacement divided by the design displacement, C_d. Thus, C_d provides an easy way of computing the actual inelastic displacement demand on the structure. C_d is generally smaller than response modification factor. For steel moment resisting frames, R and overstrength factor are given as 8 and 3, respectively. This implies a ductility reduction factor of 2.67. However, TEC (2007) and Eurocode 8 (2004) assume that the deflection amplification factor is equivalent to the response modification factor based on equal-displacement rule, which is higher than C_d. Recently, ATC-63 project report (FEMA 695) is published investigating the seismic performance factors for buildings.

DESCRIPTION OF THE BUILDINGS

Three typical steel moment resisting frames with 4-, 9-, and 20-stories, representing typical low-, medium-, and high-rise steel buildings, as shown in Figures 1, 2, and 3, are selected for this study. The frames were designed based on the seismic design requirements in ASCE 7-05 (2005) and AISC 341-05 (2005) (Shen et al. 2011). All buildings are considered to be regular structures. The 4-story building has plan dimensions of 36.60m x 54.90m with four 9.15m bays and six 9.15m bays in the two orthogonal directions, respectively, and a typical story height of 3.96m (Figure 1). The columns are assumed to be fixed at the ground level. The 9-story building has plan dimensions of 45.75m x 45.75m and consists of five bays of framing in both orthogonal directions spaced at 9.15m on center (Figure 2). The building has a basement level (Level B1 in Figure 2b). The typical story height is 3.96m except at the Ground and B1 Levels where it is 5.50m and 3.65m, respectively (Figure 2b). The 20-story building has plan dimensions of 6.10m x 6.10m and consists of five 6.10m bays and six 6.10m bays of framing in the two orthogonal directions, respectively (Figure 3). The building has two basements levels (Levels B1 and B2). The typical story height is 3.96m, except at the Ground B1 and B2 Levels where it is 5.50m and 3.65m, respectively (Figure 3b). The columns are assumed to be pinned at the lowest basement level for the 9- and 20-story buildings respectively, although they run continuously through the Ground Level framing.

The perimeter frames of the buildings in the direction of the design earthquake were designed as special moment frames using response modification factor of R = 8. The ASCE 7-05

(2005) base shears corresponding to the 4-, 9-, and 20-story buildings were 6,405 kN, 8,675 kN, and 6,805 kN, respectively. The structural system for each building consists of steel perimeter moment resisting frames and interior simply-connected framing for gravity, i.e. lateral loads are carried by perimeter frames and interior frames are not explicitly designed to resist seismic loads in the direction of the earthquake. The original frames (Shen et al. 2011) were modified to satisfy the drift limitation of TEC (2007). The member sizes with respect to both ASCE 7-05 (2005) and TEC (2007) are summarized in Tables 1, 2, and 3, respectively.

Earthquake Ground Motions

In this study, four ground motions (LA23, LA28, LA36, LA38) was selected so that the seismic response of each of the three frames would range from moderate to severe, and the story drifts be evaluated based on the response of the frames. These ground motions were used in FEMA-sponsored research project on steel moment frames damaged in the 1994 Northridge Earthquake. These ground motions were identified as having a 2% Probability of exceedence in 50 years by SAC, a consortium conducting the FEMA-sponsored project. Mean response spectrum of the ground motions matches the 1997 NEHRP design spectrum, modified from soil type of S_B –S_C to soil type S_D and having a hazard specified by the 1997 USGS maps. Figure 4 presents the normalized response spectra of these ground motions.

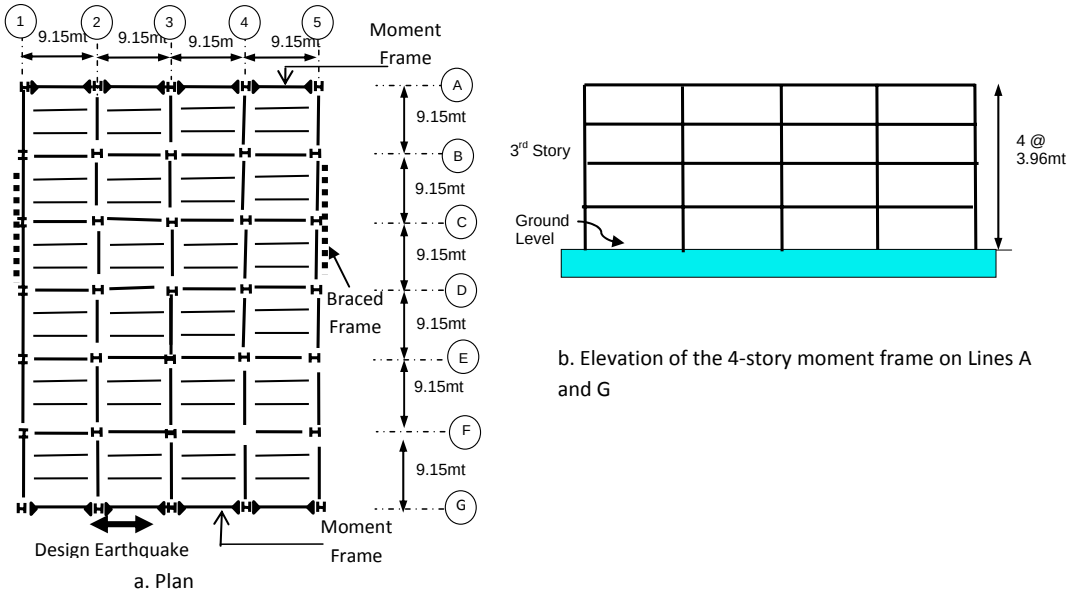


Figure 1. Plan and elevation of the 4-story frame

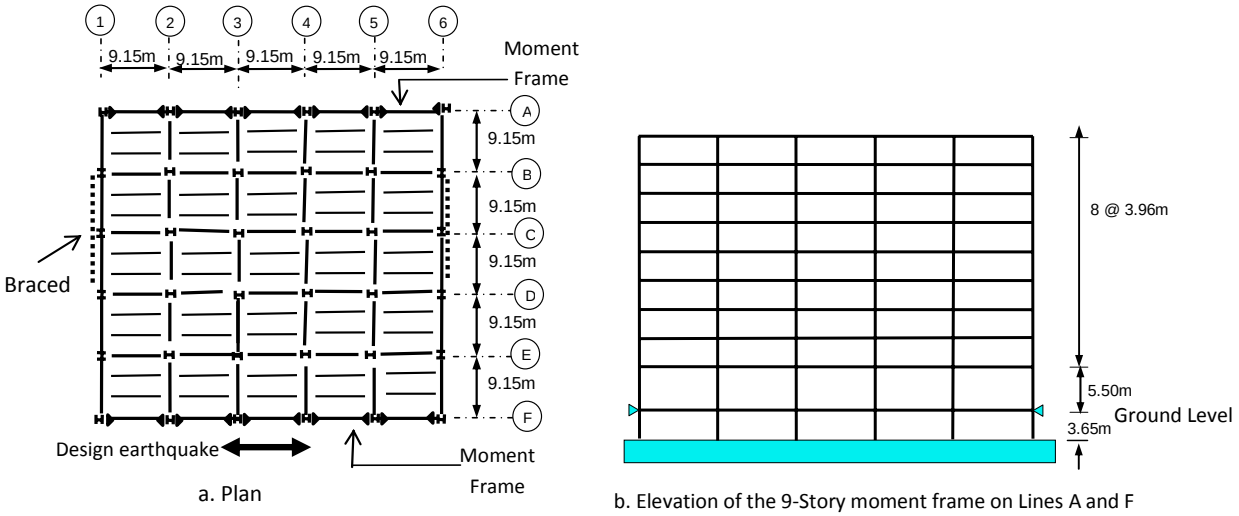


Figure 2. Plan and elevation of the 9-story frame

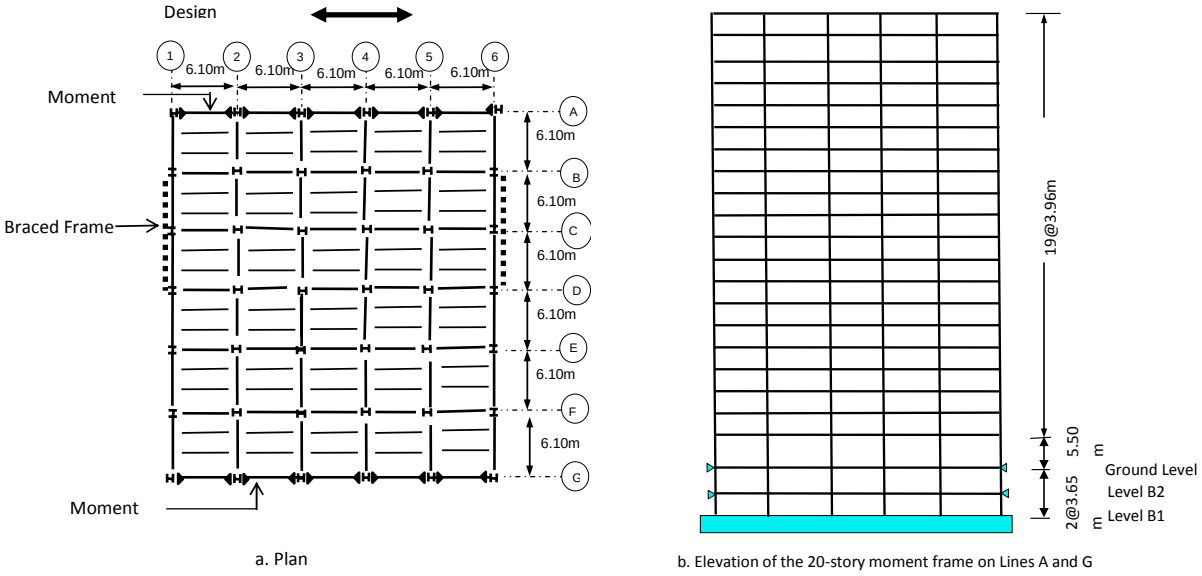


Figure 3. Plan and elevation of the 20-story frame

Table 1. Member sizes of the 4-Story Frame

	ASCE 7-05 (2005)			TEC (2007)		
Level	Exterior	Interior Column	Beam	Exterior	Interior	Beam
4	W14×257	W14×342	W27x94	W14X283	W14X426	W27X102
3	W14×257	W14×342	W30×148	W14X283	W14X426	W30X191
2	W14×342	W14×426	W30×148	W14X370	W14X500	W30X191
1	W14×342	W14×426	W30x148	W14X370	W14X500	W30X191

Table 2. Member sizes of the 9-Story Frame

	ASCE 7-05 (2005)			TEC (2007)		
Level	Exterior	Interior Column	Beam	Exterior	Interior	Beam
9	W14×257	W14×311	W24x55	W14X257	W14X342	W27X84
8	W14×257	W14×311	W27×94	W14X257	W14X342	W30X108
7	W14×311	W14×426	W30×132	W14X311	W14X426	W33X169
6	W14×311	W14×426	W30×132	W14X311	W14X426	W33X169
5	W14×398	W14×500	W33×141	W14X398	W14X550	W36X182
4	W14×398	W14×500	W33×141	W14X398	W14X550	W36X182
3	W14×455	W14×550	W33×141	W14X500	W14X605	W36X182
2	W14×455	W14×550	W33×141	W14X500	W14X605	W36X182
1	W14×550	W14×730	W36×194	W14X605	W14X730	W36X210
basement	W14×550	W14×730	W36×194	W14X605	W14X730	W36X210

Table 3. Member sizes of the 20-Story Frame

	ASCE 7-05 (2005)			TEC (2007)		
Level	Exterior Column	Interior	Beam	Exterior	Interior	Beam
20	W24x207	W24x103	W24x55	W24X207	W24X207	W24X55
19	W24x207	W24x103	W27×94	W24X207	W24X207	W27X94
18	W24x207	W24x146	W27×94	W24X207	W24X229	W27X94
17	W24x207	W24x146	W27×94	W24X207	W24X229	W27X94
16	W24x207	W24x192	W27×114	W24X229	W24X250	W33X130
15	W24x207	W24x192	W27×114	W24X229	W24X250	W33X130
14	W24x207	W24x192	W27×114	W24X229	W24X250	W33X130
13	W24x207	W24x279	W30x148	W24X250	W24X279	W36X135
12	W24x207	W24x279	W30x148	W24X250	W24X279	W36X135
11	W24x207	W24x279	W30x148	W24X250	W24X279	W36X135
10	W24x250	W24x306	W30x148	W24X279	W24X306	W36X150
9	W24x250	W24x306	W30x148	W24X279	W24X306	W36X150
8	W24x250	W24x306	W30x148	W24X279	W24X306	W36X150
7	W24x250	W24x335	W30x173	W24X306	W24X335	W36X150
6	W24x250	W24x335	W30x173	W24X306	W24X335	W36X150
5	W24x250	W24x335	W30x173	W24X306	W24X335	W36X150
4	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160
3	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160
2	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160
1	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160
Basement 1	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160
Basement 2	W24x306	W24x370	W30x191	W24X335	W24X370	W36X160

Analysis Results

Inelastic dynamic time history analyses were conducted to study inelastic response of the three frames. The frames were modeled as beam and column elements with potential plastic hinges at their ends. The interaction between the axial force and bending moment was considered in columns. A 5% strain hardening ratio was assumed in the plastic hinges. P-Δ effects were always included in the time-history analyses. Modal analyses were conducted prior to time-history evaluations and indicated that the fundamental period of vibration of the 4-, 9-, and 20-story frames is 0.80 sec., 1.60 sec., and 2.40 sec. for ASCE 7-05 frames and 0.787 sec, 1.41 sec, and 2.275 sec for TEC (2007) frames, respectively. Base shear vs. roof displacement for the 4-story, 9-story and 20-story frames are given in Figures 5, 6, and 7, respectively. Maximum plastic hinge rotation at the story levels for the 4-story, 9-story and 20-story frames are given in Figures 8, 9, and 10, respectively. Story drift ratios at the story levels for the 4-story, 9-story and 20-story frames are given in Figures 11, 12, and 13, respectively. Figures show that seismic demand is quite less for the frames designed according to the TEC (2007) requirements. The ratio of design base shear (design strength) to the yielding strength is also given in Table 4. Deflection amplification factors for each ground motion with respect to ASCE 7-05 (2005) and TEC (2007) design are given in Tables 5 and 6, respectively. Results indicate that deflection amplification factors are lower for TEC (2007) design, but for both design codes they are lower than 8. It should be pointed out the ground motions used in this study have higher probability of exceedence (2%) than design ground motions (10% probability of exceedence).

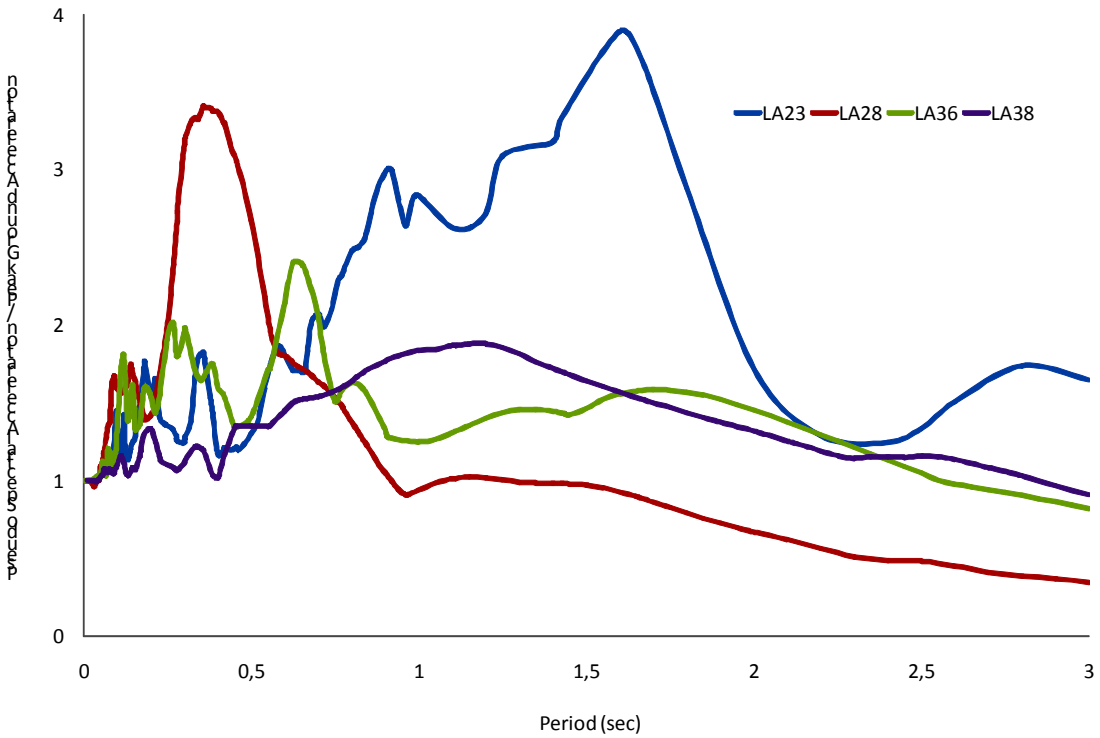
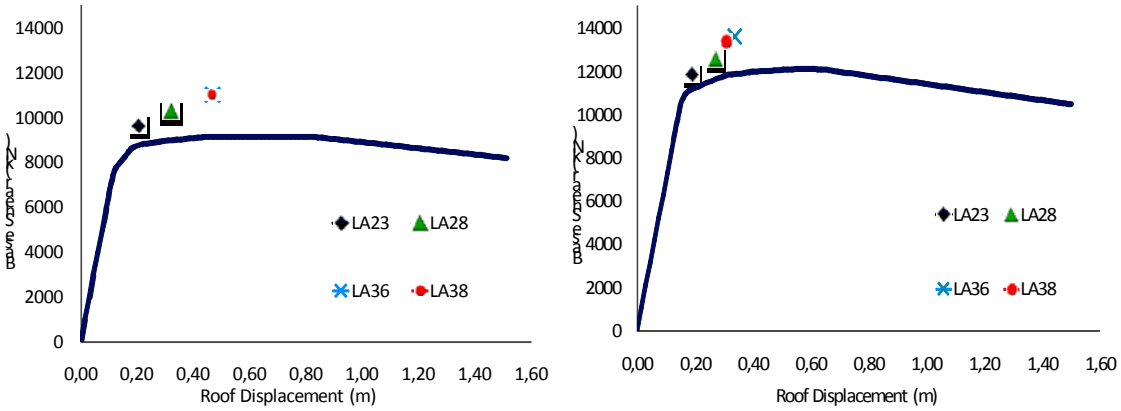


Figure 4. Normalized response spectrum of the ground motions (ξ=5%)

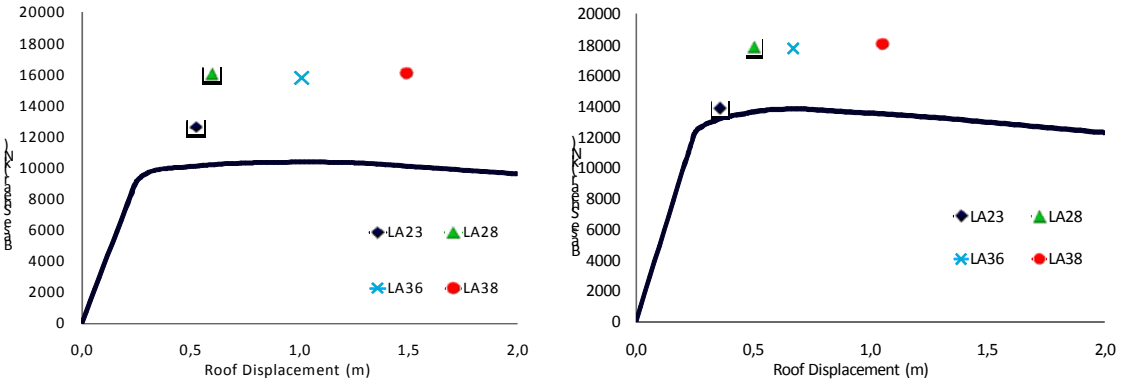
Table 4. The ratio of design base shear / yield base shear

	Asce 7-05 (2005)	TEC (2007)
4 story frame	0.43	0.30
9 story frame	0.48	0.38
20-story frame	0.40	0.36



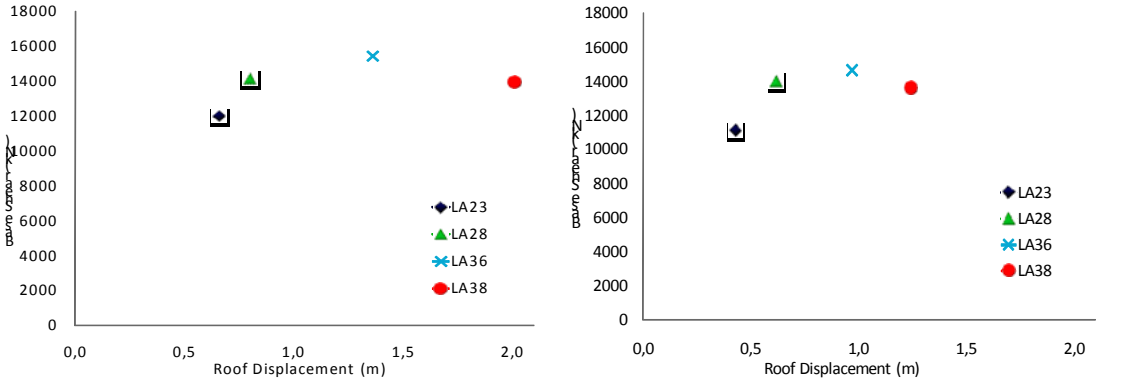
a. ASCE 7-05 b.TEC (2007)

Figure 5. Base Shear vs. Roof Displacement for the 4-story Frame



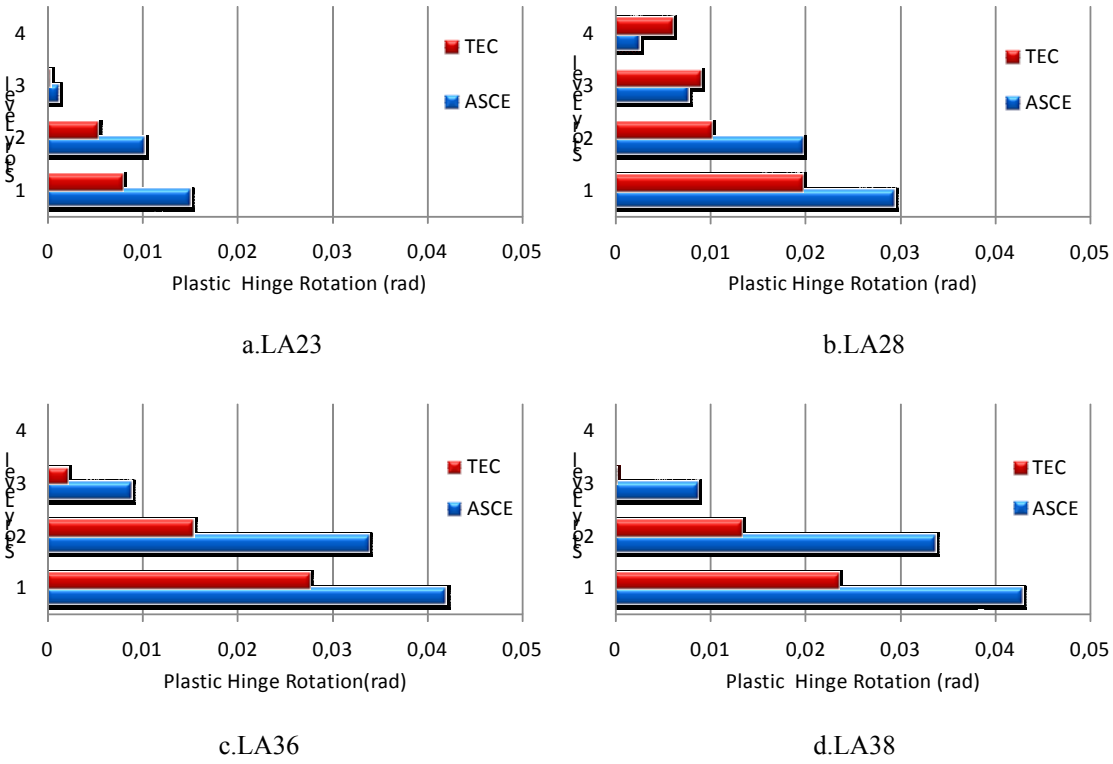
a. ASCE 7-05 b.TEC (2007)

Figure 6. Base Shear vs. Roof Displacement for the 9-story Frame



a. ASCE 7-05 b.TEC (2007)

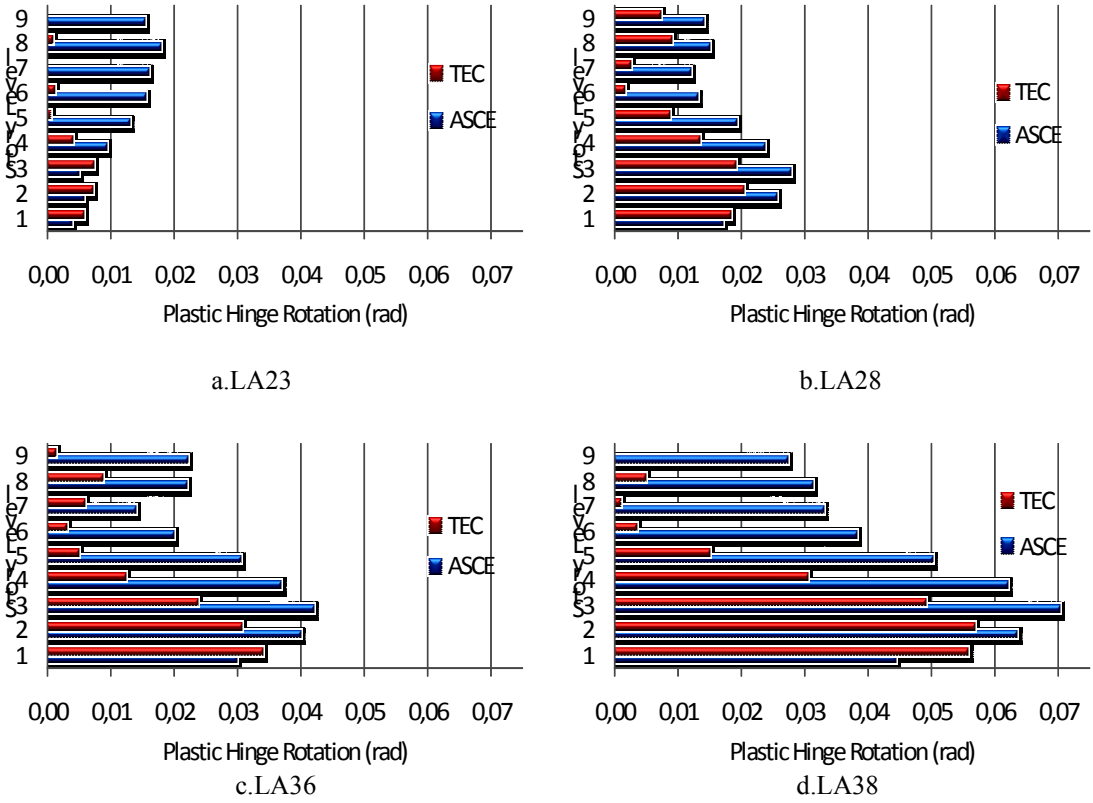
Figure 7. Base Shear vs. Roof Displacement for the 20-story Frame



a.LA23 b.LA28

c.LA36 d.LA38

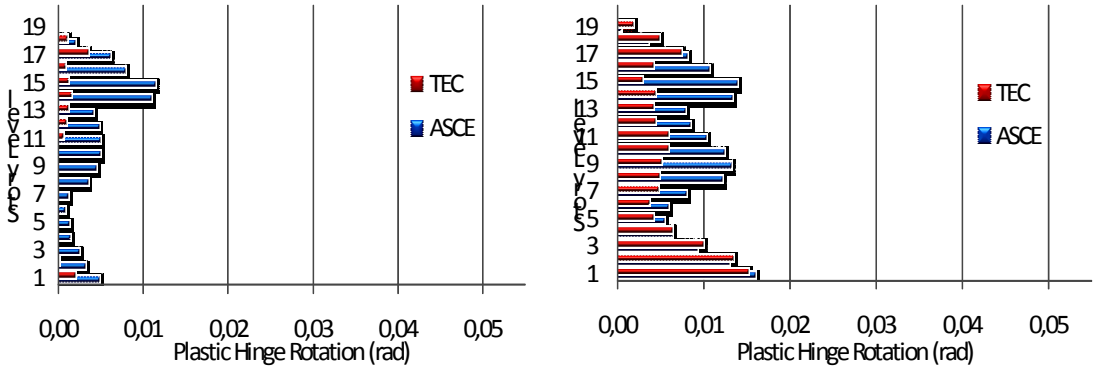
Figure 8. Plastic hinge rotations for the 4-story frame (rad)



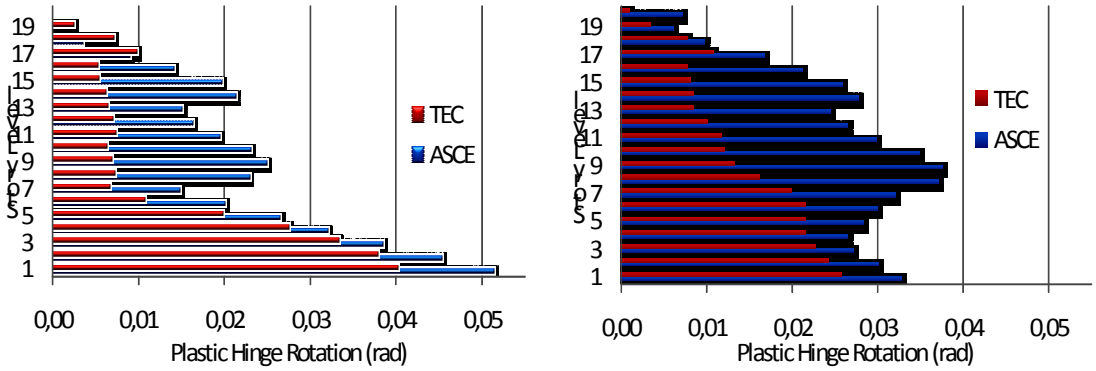
a.LA23 b.LA28

c.LA36 d.LA38

Figure 9. Plastic hinge rotations for the 9-story frame (rad)

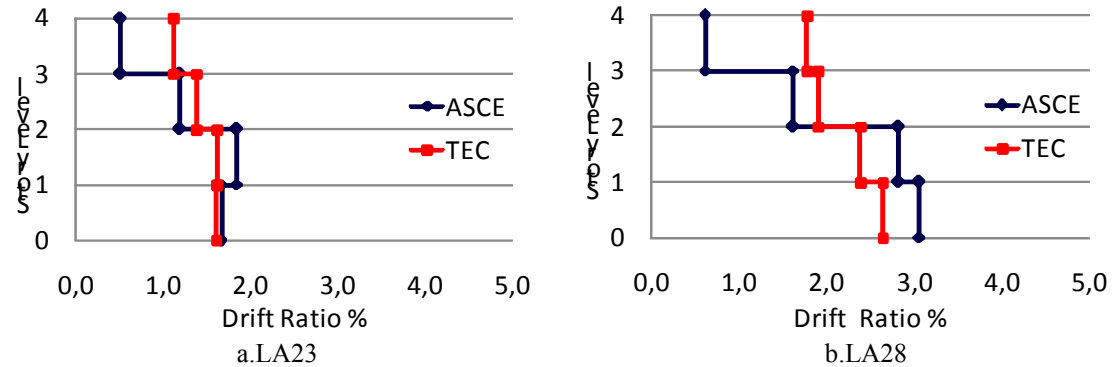


a.LA23 b.LA28

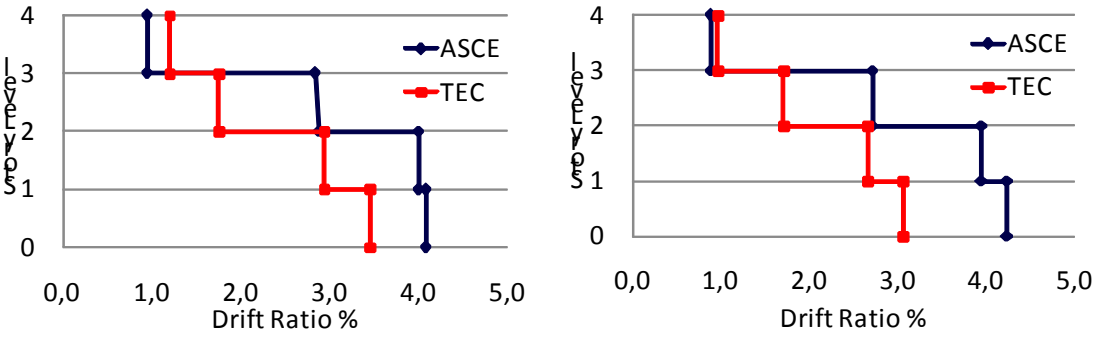


c.LA36 d.LA38

Figure 10. Plastic hinge rotations for the 20-story frame (rad)



a.LA23 b.LA28



c.LA36 d.LA38

Figure 11. Drift Ratios for the 4-story frame (%)

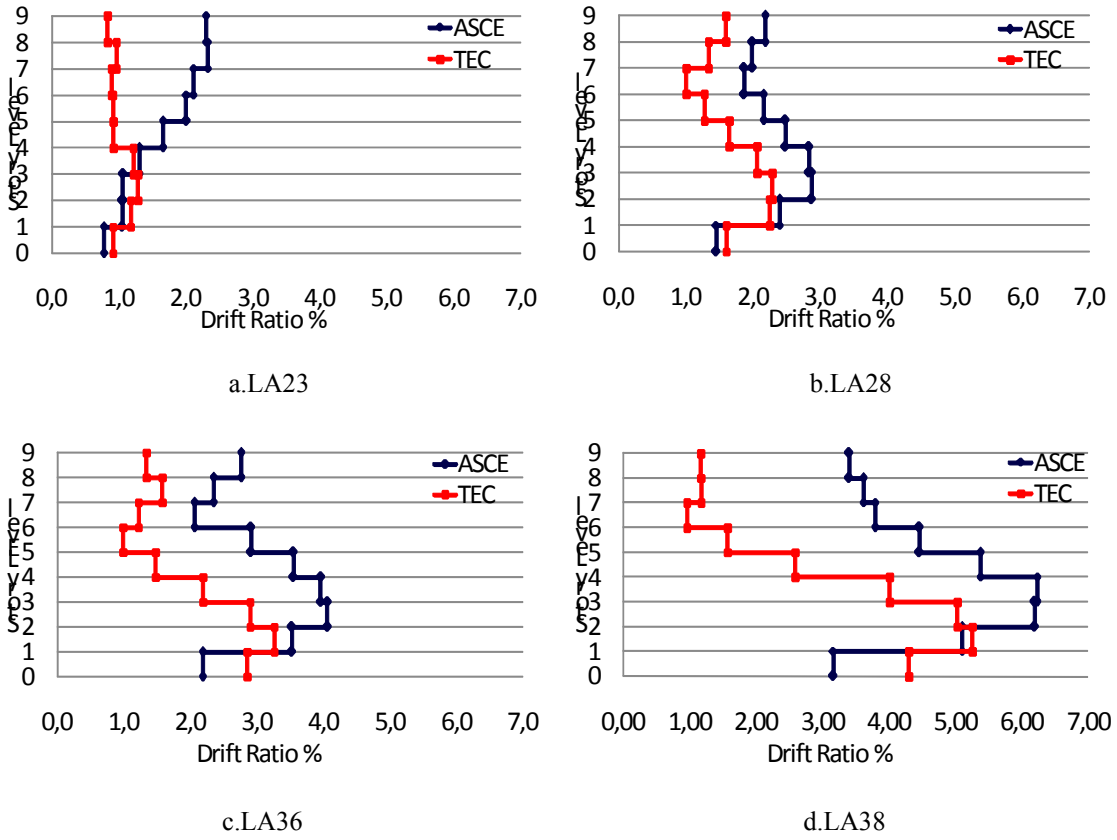


Figure 12. Drift Ratios for the 9-story frame (%)

Table 5. Deflection amplification factors for ASCE 7-05 (2005)

	Design displacement (cm)	Inelastic displacements (cm)				Deflection amplification factors				Average Deflection Amplification Factor
		LA23	LA28	LA36	LA38	LA23	LA28	LA36	LA38	
4-story	4.9	20.65	32.10	46.98	46.61	4.21	6.55	9.59	9.51	7.47
9-story	11.52	52.35	59.71	101.03	149.17	4.54	5.18	8.77	12.92	7.85
20-story	22.16	65.86	80.03	136.36	201.2	2.97	3.61	6.15	9.08	5.45

Table 6. Deflection amplification factors for TEC (2007)

	Design displacement (cm)	Inelastic displacements (cm)				Deflection amplification factors				Average Deflection Amplification Factor
		LA23	LA28	LA36	LA38	LA23	LA28	LA36	LA38	
4-story	4.60	18.99	27.13	33.84	30.94	4.16	5.90	7.36	6.73	6.04
9-story	8.66	35.80	50.26	67.19	105.36	4.13	5.80	7.76	12.17	7.47
20-story	18.95	42.89	61.68	97.12	124.53	2.26	3.26	5.13	6.57	4.31

CONCLUSIONS

This paper studied the inelastic response of low-, medium-, and high-rise steel moment resisting frames designed for different story drift limitations. Desing story drift is generally computed using the “equal displacement” rule. The analysis results obtained from this study indicate that the notion of "equal displacement" would be acceptable for a structure with its design base shear close to yielding strength. It might be too conservative for flexible structure such as special moment resisting frames where yielding strength is noticeably larger than design base shear. However, the story drift limitation, the ratios of actual inelastic displacement demand to design displacement

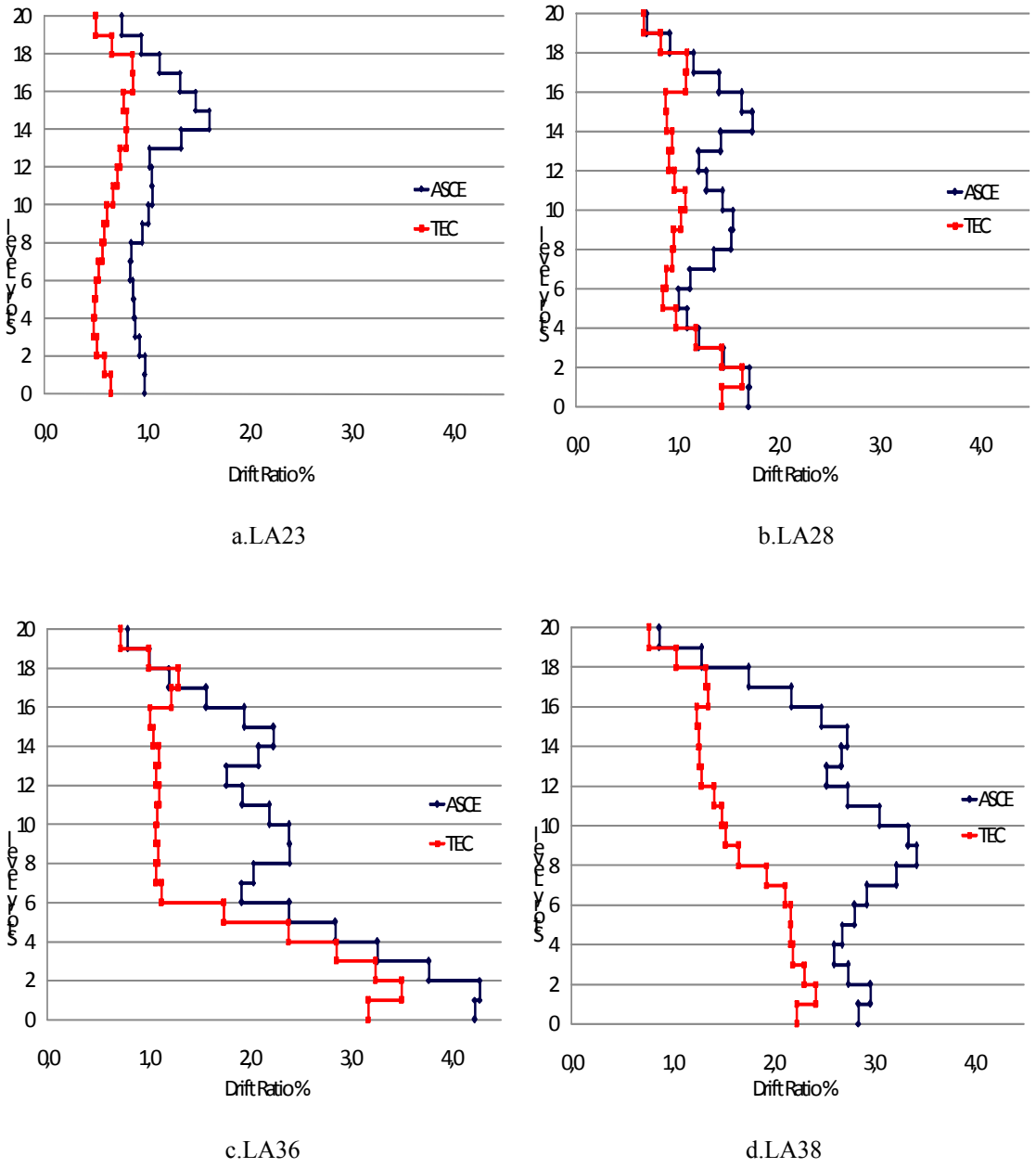


Figure 13. Drift Ratios for the 20-story frame (%)

demand and elastic displacement demand to yielding displacement demand should be further studied for special moment frames.

REFERENCES

AISC 341-05 (2005) Seismic Provisions for Steel Structural Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, U.S.A.

ASCE 7-05 (2005) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Virginia, U.S.A

Eurocode 8 (2004) Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, British Standarts

FEMA 695 (2008) Quantification of Building Seismic Performance Factors, ATC-63 Project Report

Shen J., Sabol, T., Akbas, B., Sutchiewcharn, N. (2011) "Seismic Demand on Column Splices in Steel Moment Resisting Frames", *Engineering Journal*, 4th Quarter.

TEC (2007) Specification for Structures to be Built in Disaster Areas: Turkish Earthquake Code, Turkey

ÇERÇEVE - GÖVDE LEVHASI BAĞLANTISI FARKLI İNCE ÇELİK LEVHALI PERDELERİN ÇEVRİMSEL DAVRANIŞI

CYCLIC BEHAVIOR OF THIN STEEL PLATE SHEAR WALLS WITH DIFFERENT WEB PLATE-TO-BOUNDARY FRAME CONNECTION

Cüneyt Vatansever[1] ve Nesrin Yardımcı[2]

ÖZET

*Bu çalışmada, çerçeve elemanlarına bağlantısı farklı şekilde teşkil edilen iki tip (SW-A-H ve SW-B-H) tek katlı ve tek açıklıklı ince çelik levhalı perdenin (İÇLP) tekrarlı yük altında çevrimsel davranışları incelenmiştir. Bunun için her bir İÇLP tekrarlı yükler altında test edilmiş ve OpenSEES (**Open** **S**ystem for **E**arthquake **E**ngineering **S**imulation) kullanılarak analitik modelleri hazırlanmıştır. SW-A-H de gövde levhası dört kenarından kiriş ve kolon başlıklarına bağlanırken, SW-B-H de gövde levhası sadece kiriş başlıklarına bağlanmaktadır. Bulonlu kiriş-kolon birleşimi kısa alın levhalı olarak teşkil edilmiştir. Gövde levhalarının kiriş ve kolon başlıklarına bağlantısı, birleşim levhaları ve matkap uçlu vidalar yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Modellerde gövde levhası, çerçeve açıklığı boyunca yayılı ve belirli bir açıyla yerleştirilen birbirine paralel çekme elemanları kullanılarak temsil edilmektedir. Analitik modeller, kiriş-kolon birleşimi ile gövde levhası vidalı birleşimlerinin doğrusal olmayan davranışlarını da kapsamaktadır. Kiriş-kolon birleşiminin doğrusal olmayan davranışı için dört parametreli moment-dönme eşitliğinden ve sadece çerçeve sistemine (BF-H) ait test sonuçlarından yararlanılmıştır. Gövde levhası vidalı birleşiminin doğrusal olmayan davranışı için ise, üç doğru parçasından oluşan yük-yer değiştirme eğrisi kullanılmıştır. Gövde levhasının katkısı, başlangıç rijitliği, yatay yük taşıma ve enerji sönümleme kapasiteleri bakımından değerlendirilmiştir. Analitik modeller, İÇLP numunelerin tekrarlı yatay yükler altında davranışını yeteri bir yaklaşıklıkla tahmin edebilmektedir.*
Anahtar Kelimeler: İnce çelik levhalı perde, Vidalı birleşim, Çevrimsel davranış

ABSTRACT

Cyclic behavior of two thin steel plate shear wall (TSPSW) specimens (SW-A-H and SW-B-H) with different types of web plate-to-boundary frame connection is examined. For this purpose, TSPSW specimens are tested and OpenSEES models of those are developed. While web plate is connected to the boundary frame members on their four edges in SW-A-H, it is attached only to the boundary beams in SW-B-H. Header plate connections are used for beam-to-column joints. Web plate-to-boundary frame connections are designed using self-drilling screws via fish plates welded to the flanges of boundary beams and columns. Strip model is utilized for the web plates of thin steel plate shear wall specimens. Nonlinear behavior of beam-to-column and web plate-to-boundary frame connections are included in the OpenSEES models. Beam-to-column connection behavior is represented by four-parameter moment-rotation equation. Tri-linear representation is used to model the behavior of web plate-to-boundary frame connections. The contribution of the web plates are evaluated considering the initial stiffness, lateral load carrying capacity and energy dissipation of the systems. The analytical models are able to depict the test results to a good degree of accuracy.
Keywords: Thin steel plate shear wall, Screw connection, Cyclic behavior

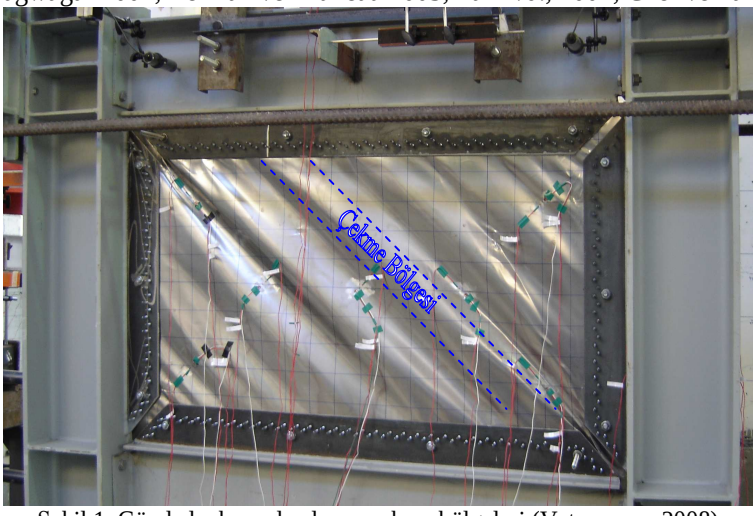
[1] Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, cuneyt.vatansever@itu.edu.tr
[2] Prof. Dr., Yeditepe Üniversitesi, İstanbul, nesrin.yardimci@yeditepe.edu.tr

GİRİŞ

İnce çelik levhalı perdeler (İÇLP ler), yüksek süneklik ve başlangıç rijitliği ile birlikte sahip oldukları büyük yatay yük taşıma kapasiteleri nedeniyle etkin yatay yük taşıyıcı sistemler olarak kullanılmaktadır (Youssef vd., 2010). Bu tür sistemler genel olarak kiriş ve kolonlardan oluşan çelik çerçeveler içine ince çelik levhaların (gövde levhaları) yerleştirilmesi ile oluşturulmaktadır. Gövde levhaları, çelik çerçeve elemanlarına birleşim levhaları yardımıyla kenarları boyunca kaynaklanarak veya bulonlanarak bağlanabilmektedir (Choi ve Park, 2009).

Başlangıçta bu tür yapıların, gövde levhalarının elastik burkulmaları önlenecek şekilde boyutlandırılmaları, daha kalın levhaların veya rijileştirici elemanların kullanılmasını gerektirmiştir. Bu durumun zaman kaybı ve fazla malzeme ile yüksek uygulama maliyeti getirmesi, bu tür yapıların kullanımının yaygınlaşmasını engellemiştir. Ancak Timler ve Kulak (1983), Thorburn ve diğ. (1983) ve Tromposch ve Kulak (1987) rijitleştirilmemiş ince levhaların burkulmadan sonra da yüksek süneklikle birlikte büyük bir dayanıma sahip olduklarını göstermiştir. Bu süneklik ve dayanım, çerçeve elemanlarının eğilme rijitliklerine bağlı olarak gövde levhalarının burkulmasından sonra oluşan çekme bölgeleri (Şekil 1) ile sağlanmaktadır.

İÇLP lerde, gövde levhalarının, küçük yatay yükler altında elastik olarak burkulmasından sonra eğilme rijitliği bakımından yeterli kiriş ve kolonların çerçeve elemanı olarak kullanılmasıyla birlikte, sistemde herhangi bir dayanım azalması meydana gelmeden, gövde levhasında oluşan çekme bölgeleri (Şekil 1) ile yük taşımaya devam ettiğinin ve bu davranışın sisteme yüksek süneklik ve dayanım kazandırdığının kanıtlanmasının ardından bu konuyla ilgili pek çok çalışma gerçekleştirilmiştir (Caccese vd., 1993, Xue ve Lu 1994, Driver vd., 1998, Timler vd., 1998, Bruneau ve Bhagwagar 2002, Berman ve Bruneau 2005, Park vd., 2007, Choi ve Park, 2009).



Şekil 1. Gövde levhasında oluşan çekme bölgeleri (Vatansever, 2008)

Thorburn ve diğ. (1983) gövde levhalarını temsil etmek üzere levha boyunca oluşan çekme bölgelerini esas alarak paralel çubuk modelini geliştirmiş ve bu model Kanada Standardı'nda (CSA, 2001) yer almıştır. Daha sonra yürütülen pek çok çalışmada bu modelden faydalanılmaktadır. Caccese vd. 1993 ve Elgaaly 1998, çok katlı çelik levhalı perde sistemleri test ederek; ince gövde levhalarının kullanılması halinde sistem dayanımında bu levhaların belirleyici olduğunu, kalın levha halinde ise sistem dayanımında kolonların dayanımının ya da stabilitelerinin belirleyici olduğunu ortaya koymuştur. Driver vd. 1998, yürüttükleri büyük ölçekli çelik levhalı perde deneyinde, sistemin, kiriş-kolon birleşimlerinde herhangi bir kırılma meydana gelmeden sünek bir davranış sergilediğini göstermiştir. Berman ve Bruneau 2005, farklı levha tipleri kullanarak gerçekleştirdikleri deneysel çalışmada, ince çelik levhalı (düzlemsel) perde sistemin, gövde levhasında meydana gelen yırtılmalara rağmen, dayanım kaybı göstermeden büyük bir yer değiştirme sünekliği ($12\delta_y$, δ_y: sistem akma yer değiştirmesi) sergilediğini belirtmiştir. Choi ve Park 2009, gövde levhası-çelik çerçeve birleşimlerinin bulon ve kaynak kullanılarak tasarlandığı çelik levhalı perdelerin tekrarlı yükler altında çevrimsel davranışlarını kapsayan deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir. Deney sonuçlarına göre, tüm çelik levhalı perdelerin gövde levhası-

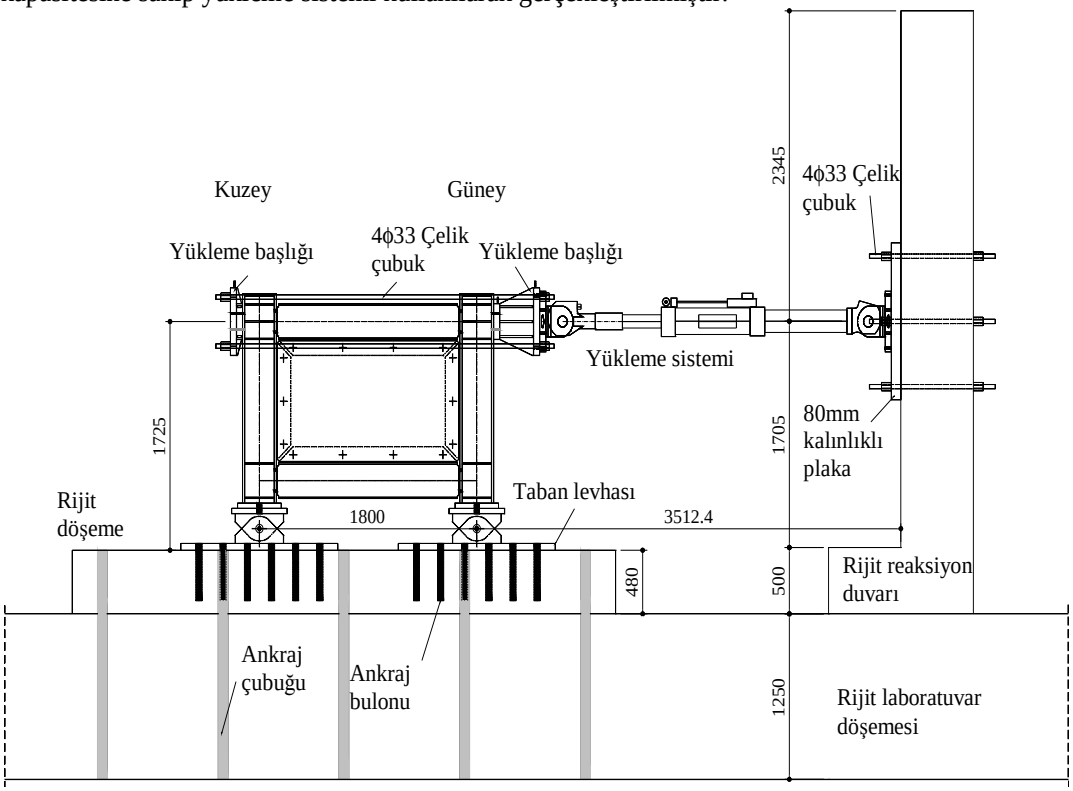
çerçeve bağlantı sistemi tasarımından bağımsız olarak büyük başlangıç rijitliği ile birlikte büyük bir yatay yük taşıma ve enerji sönümleme kapasitesine sahip oldukları belirtilmiştir.

Bugüne kadar gerçekleştirilen deneysel çalışmalar, belirli esaslara uygun olarak tasarlanmış çelik levhalı perdelerin büyük bir enerji sönümleme kapasitesine sahip olduğunu, dayanım kaybı göstermeden sünek bir davranış sergilediğini göstermektedir. Bu özellikler, bu tür taşıyıcı sistemlerin özellikle deprem bölgelerinde etkin olarak kullanılabileceğini ortaya koymaktadır.

Bu çalışmada çerçeve elemanlarına bağlantısı farklı şekilde teşkil edilen iki tip (SW-A-H ve SW-B-H) tek katlı ve tek açıklıklı İÇLP nin tekrarlı yük altında çevrimsel davranışları deneysel ve kuramsal olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar sayısal ve karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

DENEY DÜZENEĞİ VE NUMUNELER

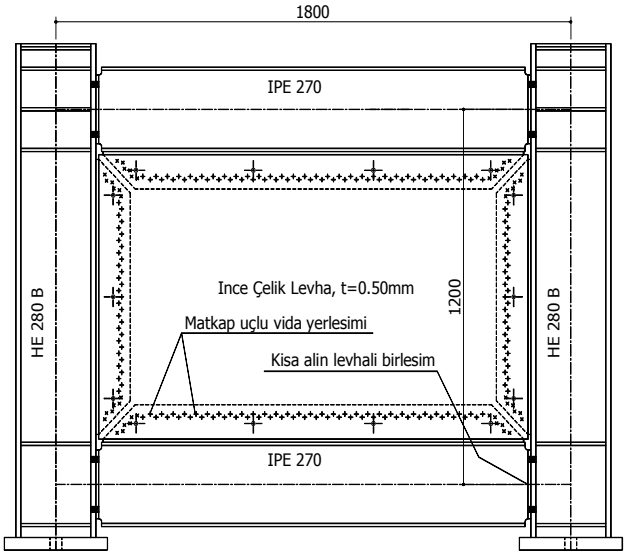
Deneysel çalışma İstanbul Teknik Ünivesitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı olanakları kullanılarak yürütülmüştür. Deney düzeneği, genel anlamda, deney numunelerinin mafsallı olarak mesnetlendiği iki adet çelik ayak ve yükleme başlıkları ile deney sırasında numunelerin düzlem dışı yer değiştirmelerini önlemek amacıyla teşkil edilen çelik çerçeveden oluşmaktadır (Şekil 2). İki adet İÇLP (SW-A-H ve SW-B-H) ve bir adet sadece çerçeve (BF-H) olmak üzere toplam üç adet numune test edilmiştir. BF-H ye ait yük-tepe yer değiştirmesi test sonuçları, kiriş-kolon birleşimine ait doğrusal olmayan moment-dönme davranışına göre çerçeve modelinin ölçümlemesi amacıyla kullanılmıştır. Deneyler, 250kN yük ve ±300mm yer değiştirme kapasitesine sahip yükleme sistemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



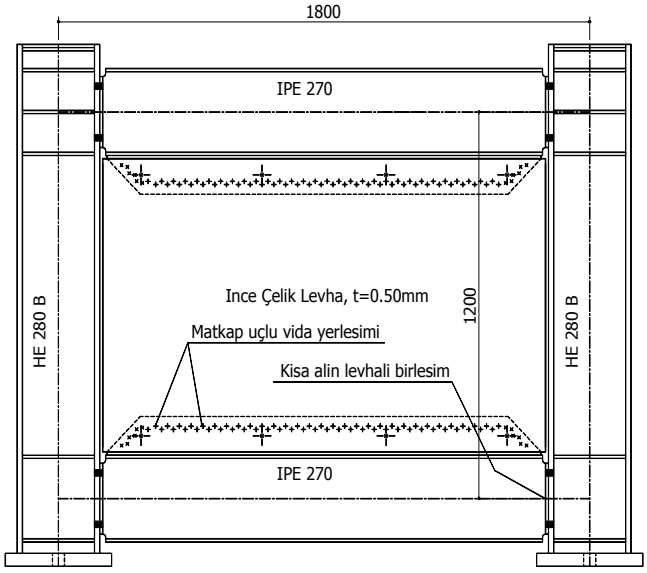
Şekil 2. Deney düzeneği (ölçüler mm dir)

SW-A-H ve SW-B-H deney numunelerine ait detaylar sırasıyla Şekil 3 ve 4 te verilmektedir. SW-A-B de, gövde levhası, kiriş ve kolon başlıklarına birleşim levhaları yardımıyla matkap uçlu vidalar kullanılarak dört kenarından bağlanmaktadır. SW-B-H de ise gövde levhası aynı yöntem kullanılarak sadece kiriş başlıklarına bağlanmaktadır. BF-H, İÇLP lerde kullanılan çelik çerçeve elemanları ile aynı tip kiriş-kolon birleşimlerinden oluşmaktadır. Kiriş-kolon bağlantıları için kısa alın levhalı bulonlu birleşim tipinden yararlanılmıştır. Kiriş ve kolonlar, deneyler sırasında elastik

kalacak şekilde, sırasıyla IPE270 ve HE280B profilleri (S275, akma geilmesi= 275MPa) kullanılarak boyutlandırılmıştır.



Şekil 3. SW-A-H numunesi (ölçüler mm dir)



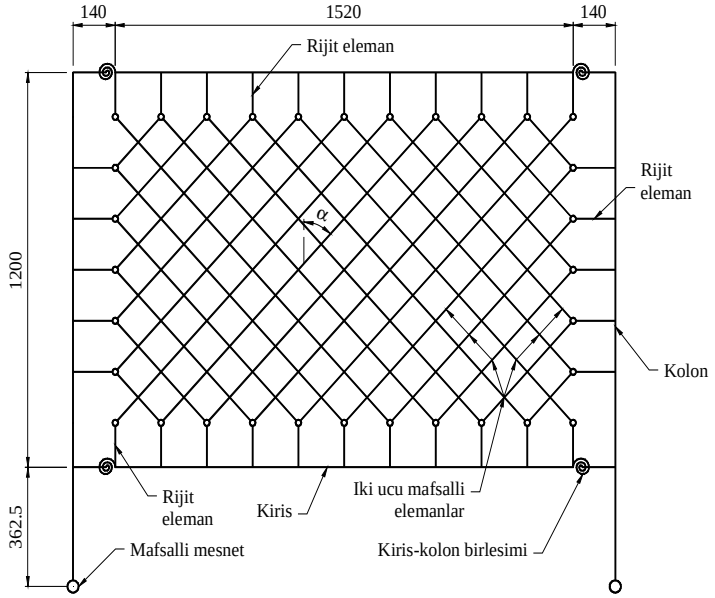
Şekil 4. SW-B-H numunesi (ölçüler mm dir)

ANALİTİK MODEL

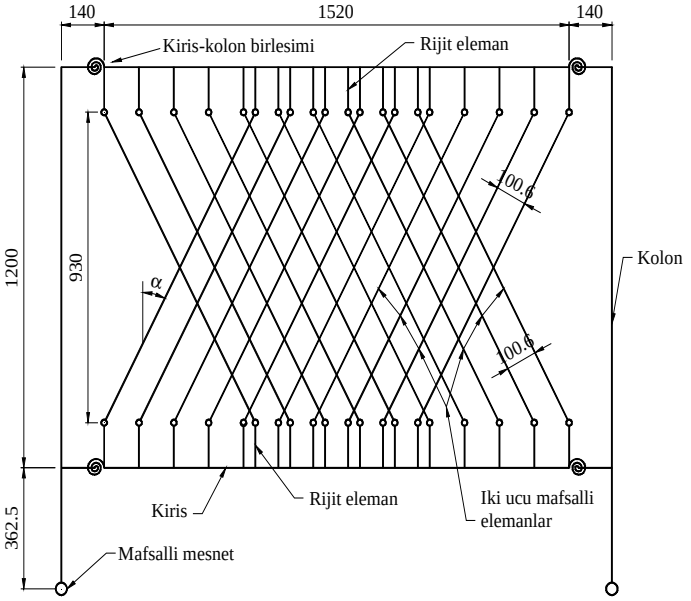
SW-A-H, SW-B-H ve BF-H nin analitik modelleri OpenSEES kullanılarak geliştirilmiştir. Gövde levhaları, paralel çubuk modeli (strip model) esasları çerçevesinde iki ucu mafsallı sadece çekme kuvveti aktaran elemanlar (element truss) yardımıyla temsil edilmektedir. Bu elemanların düşey eksenle yaptığı açı Denk. 1 (Sabelli ve Bruneau, 2007) kullanılarak hesaplanmıştır.

$$tan^4\,\alpha = \frac{1 \times \dfrac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h\left(\dfrac{1}{A_b} + \dfrac{h^3}{360 I_c L}\right)} \qquad (1)$$

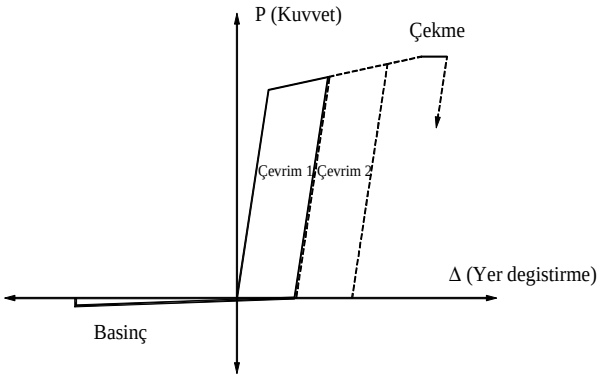
Burada,
α: İki ucu mafsallı elemanların düşey eksenle yaptığı açı,
t_w: Gövde levhası kalınlığı,
L: Kolon eksenleri arasındaki mesafe,
A_c: Kolon en kesit alanı,
h: Kiriş eksenleri arasındaki mesafe,
A_b: Kiriş en kesit alanı,
I_c: Kolon en kesiti atalet momenti olarak tanımlanmaktadır.
Kiriş ve kolonlar tüm etkileri aktaran çubuk elemanlar (element nonlinearBeamColumn) yardımıyla modellenmiştir. Gövde levhası kenarlarının kolon ve kiriş başlıklarına bağlanması nedeniyle, bu levhaları temsil eden her bir çubuk elemanın uç bağlantıları için kiriş ve kolon en kesit yüksekliklerinin yarısı kadar uzunlukta elastik rijit elemanlar tanımlanmıştır. Kiriş-kolon birleşimleri için aynı koordinatları paylaşan iki düğüm noktalı özel elemanlardan yararlanılmaktadır. SW-A-H ve SW-B-H nin OpenSEES modellerine ait ayrıntılar Şekil 5 ve 6 da verilmektedir. Şekil 7, her bir çubuk elemanın tekrarlı eksenel yük altında davranış modelini göstermektedir.



Şekil 5. SW-A-H numunesi OpenSEES modeli (ölçüler mm dir)



Şekil 6. SW-B-H numunesi OpenSEES modeli (ölçüler mm dir)

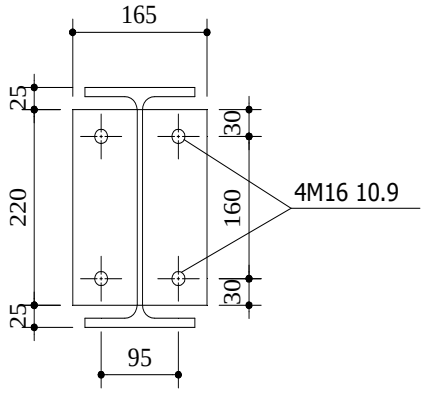


Şekil 7. İki ucu mafsallı çubukların eksenel çevrimsel yük altında davranış modeli

SW-A-H ve SW-B-H da kullanılan gövde levhalarına ait çelik malzeme akma ve çekme dayanımları sırasıyla, 198.5MPa, 179.1MPa ve 333.5MPa, 314.5MPa olarak elde edilmiştir.

Kiriş-Kolon Birleşim Modeli

Kiriş-kolon bağlantısı kısa alın levhalı bulonlu birleşim tipi kullanılarak teşkil edilmiştir. Birleşim için 10.9 kalitesinde dört adet bulondan yararlanılmıştır. Kiriş-kolon birleşimine ait ayrıntılar Şekil 8 de verilmektedir. Kiriş-kolon birleşim modeli için Denk. 2 de verilen dört parametreli moment-dönme ifadesi kullanılmıştır (Goldberg ve Richard 1963, Abbott ve Richard 1975).

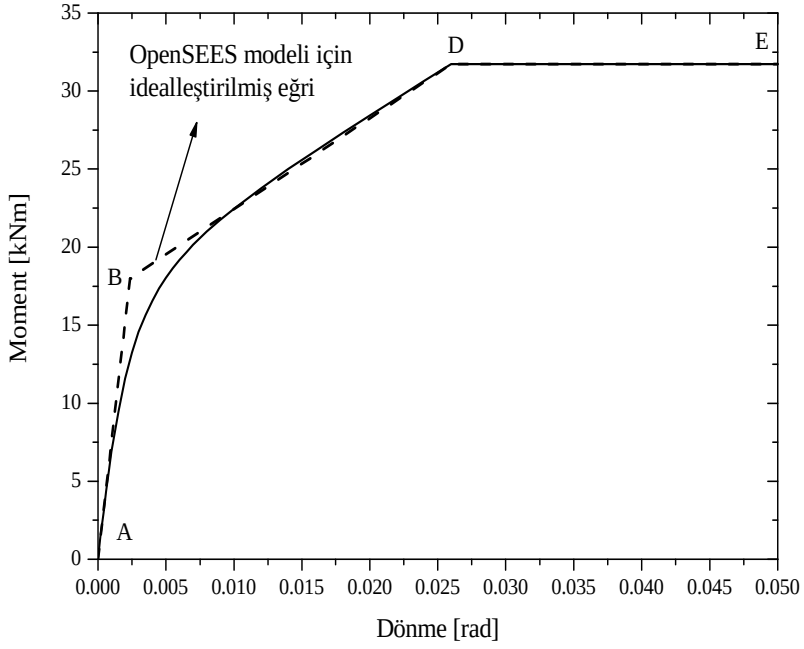


Şekil 8. Kiriş-kolon birleşimi (ölçüler mm dir)

$$M = \frac{(K_{\varphi} - K_{\varphi,p}) \times \varphi}{\left(1 + \left|\frac{(K_{\varphi} - K_{\varphi,p}) \times \varphi}{M_o}\right|^n\right)^{1/n}} + K_{\varphi,p} \times \varphi \qquad (2)$$

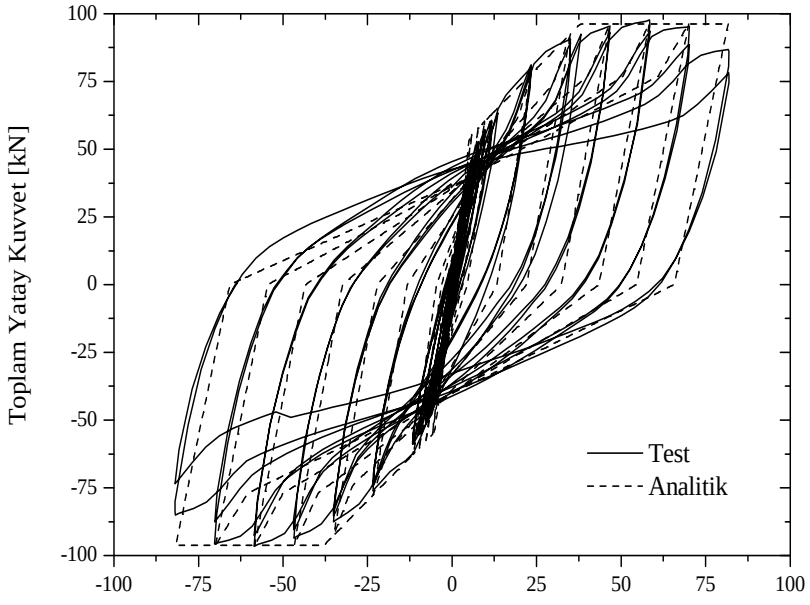
Burada,
K_{φ} : Başlangıç rijitliği,
$K_{\varphi,,p}$: Plastik rijitlik,
M_o : Referans momenti,
M : Moment,
n : Şekil katsayısı,
φ : Dönme olarak tanımlanmaktadır.
Birleşime ait başlangıç rijitliği, K_{φ} ve referans moment değeri, M_o Eurocode 3 (EC3, 2005) esasları dikkate alınarak hesaplanmıştır. Plastik rijitlik, $K_{\varphi,p}$, şekil katsayısı, n ve birleşimin moment taşıma kapasitesine ulaştığı dönme değeri, 0.026rad, BF-H numunesi OpenSEES modelinin, yük-tepe yer değiştirmesi test sonuçlarına göre ölçümlemesi yapılarak belirlenmiştir. Birleşime ait dönme

değerleri, φ, 0.00 ile 0.050rad arasında değişmektedir. Buna göre moment-dönme eğrisi Şekil 9 da verilmektedir.



Şekil 9. Kiriş-kolon birleşimi moment-dönme eğrisi

BF-H nin analitik modeli, kiriş-kolon birleşimleri için Şekil 9 da verilen idealleştirilmiş moment-dönme eğrisi ve deney sonuçları kullanılarak yapılan ölçümleme sonucunda geliştirilmiştir. Deneysel ve analitik yük-yer değiştirme eğrileri Şekil 10 da verilmektedir.

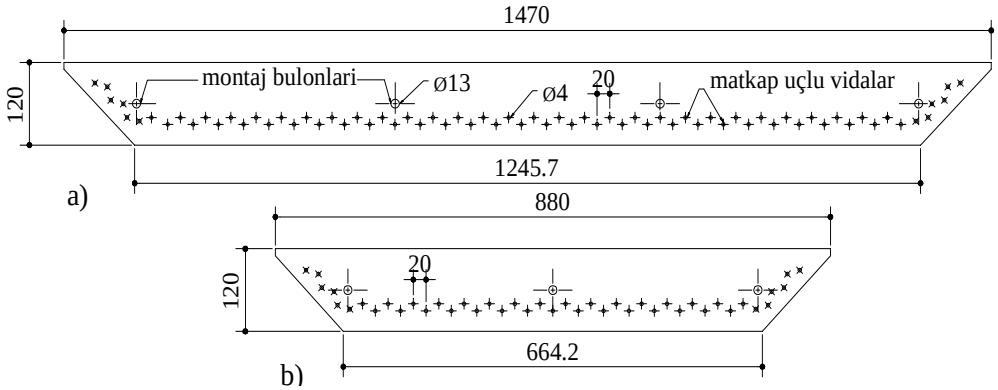


Şekil 10. BF-H yük-yer değiştirme eğrileri

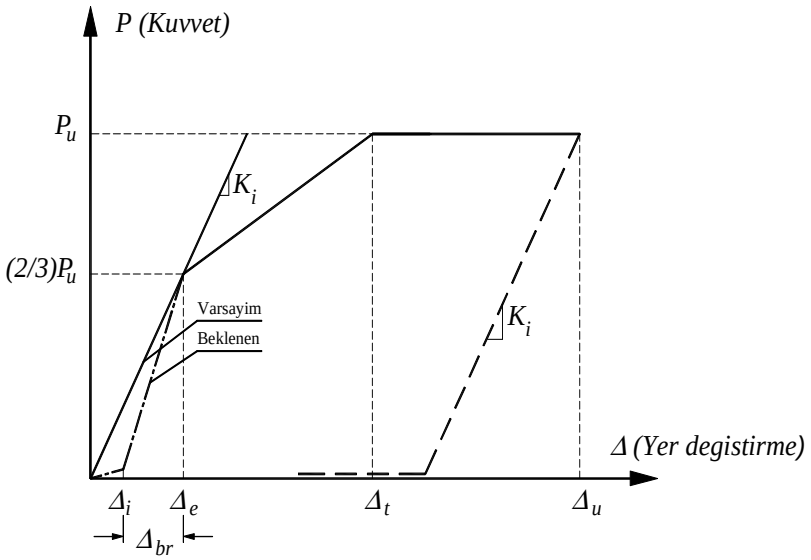
Gövde Levhası-Çerçeve Birleşim Modeli

Gövde levhası-çerçeve birleşiminde çift sıra halinde teşkil edilen matkap uçlu vidalar kullanılmıştır. Birleşim levhalarına ait ayrıntılar Şekil 11 de görülmektedir. Gövde levhasını temsil eden her bir çubuk elemanın uç birleşimi için ön görülen eksenel yük-yer değiştirme eğrisi Şekil 12 de verilmektedir. İnce levha elemanların vidalı birleşimleri kullanılarak gerçekleştirilen testlerde (Rogers ve Hancock, 1997), elastik ezilme dayanımının genelde, ($2P_u$ / 3) olduğu görülmektedir.

Ön görülen modelde de bu durum esas alınarak elastik ezilme dayanımının, ($2P_u$ / 3) olduğu varsayılmaktadır. Ancak bu değere karşı gelen yer değiştirme miktarının birleşim tipine göre değişiklik göstereceği açıktır. Burada, bu yer değiştirme değerinin, vida deliği çapı ile ortalama vida çapı arasındaki boşluk miktarı ile başlangıç ezilme şekil değiştirmesi değerinin toplamına eşit olacağı varsayımı yapılmıştır.



Şekil 11. Gövde levhası-çerçeve bağlantılarında a) kolonlar b) kirişler için birleşim levhaları detayı (ölçüler mm dir)



Şekil 12. Gövde levhasını temsil eden çubuk elemanların vidalı uç birleşimi için yük-yer değiştirme eğrisi

Yer değiştirme değerleri, Δ_t ve Δ_u, için sırasıyla 3.00mm ve 6.35mm değerleri dikkate alınmaktadır (Rogers ve Hancock, 1997). Şekil 12 de verilen ve vida gövdesi ile delik kenarı arasındaki boşluk miktarını gösteren Δ_i, başlangıç yer değiştirmesi, Denk. 3 kullanılarak hesaplanabilir. Δ_{br}, başlangıç ezilme şekil değiştirmesi miktarı ise 0.102mm olarak göz önüne alınmaktadır (Rex ve Easterling, 2003).

$$\Delta_i = \frac{d_h - d_s}{2} \tag{3}$$

Burada, d_h ve d_s sırasıyla, vida deliği ile vida ortalama çapını göstermektedir. Vida deliği çapı, d_h vida dişi dış çapı, vida ortalama çapı, d_s ise diş dibi ve dış çapın ortalaması olarak tanımlanmıştır. Ezilme dayanımı, P_u vidalı birleşimlerin ezilme dayanımları hesabı için verilen Denk. 4 kullanılarak elde edilebilir.

$$P_u = R \times m \times 2.7 \times F_u \times d_s \times t \tag{4}$$

Denk. 3 ve 4 de verilen R, m, F_u ve t sırasıyla, vida sayısını esas alan dayanım azaltma katsayısını, her bir uç birleşimindeki vida sayısını, gövde levhası çekme dayanımını ve gövde levhası kalınlığını göstermektedir. Dayanım azaltma katsayısı, R, Denk. 5 kullanılarak hesaplanabilir (LaBoube ve Sokol, 2002).

$$R = \left(0.535 + \frac{0.467}{\sqrt{m}} \right) \leq 1.0 \quad (5)$$

Denk. 5 in geliştirilmesinde levha dayanımı ve kalınlığı, vida çapı ve vida deliği merkezleri arası mesafe ile levha malzemesi çekme dayanımının akma dayanımına oranını esas alan ve uygulama kapsamını belirleyen sınır değerler verilmiştir. Burada bu sınır değerlerin bir miktar aşılmasına rağmen, örneğin, göz önüne alınan en ince levha kalınlığı 0.76mm olup, burada bu kalınlık 0.50mm dir, dayanım azaltma katsayısının kullanılması uygun bulunmuştur. Bu durum nedeniyle, Denk. 5 kullanılarak hesaplanan *R* katsayısının bir miktar değişeceği beklenmelidir. Ancak bu değişimin, genel sonucu, böyle bir azaltma katsayısının dikkate alınmamasından daha fazla oranda etkilemeyeceği düşünülmektedir.

DENEY VE ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında yatay yük taşıyıcı sistemlerin başlangıç rijitlikleri etkin bir role sahiptir. İÇLP numunelerin başlangıç rijitlikleri, sadece çerçevenin (BF-H) başlangıç rijitliğine göre değerlendirildiğinde, her iki numunede de gövde levhalarının, çerçeve başlangıç rijitliğinin artmasında önemli oranda katkı sağladığı görülmektedir. Bu katkı Tablo 1 de özetlenmiştir.

Tablo 1. Başlangıç Rijitlikleri

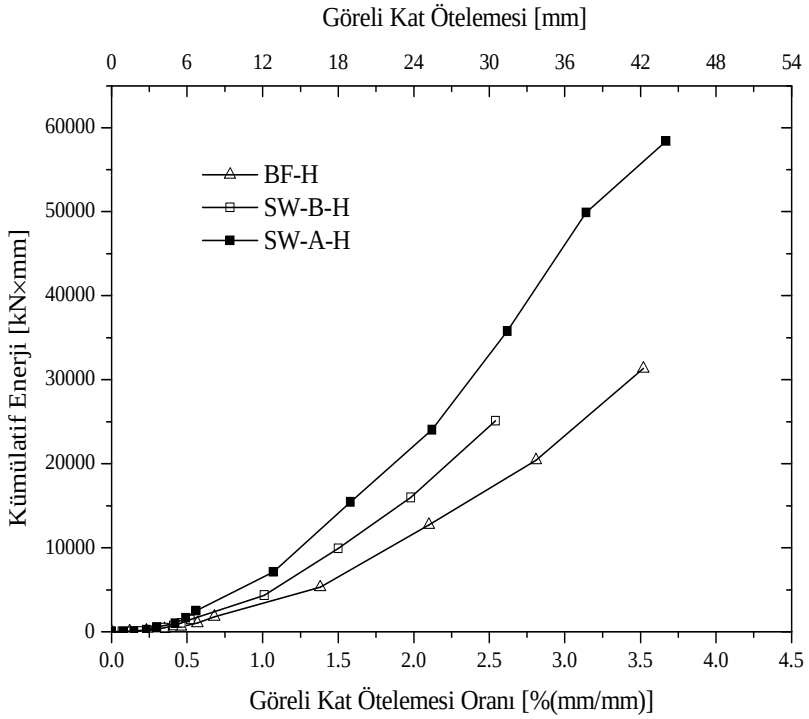
Numune	Başlangıç Rijitliği [kN/mm]	Bağıl Oran Tanımı	Oran
BF-H	15.784	BF-H / BF-H	1.00
SW-A-H	27.260	SW-A-H / BF-H	1.73
SW-B-H	22.288	SW-B-H / BF-H	1.41

İÇLP numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri Tablo 2 de verilmektedir. Tablo 2 ye göre gövde levhalarının çerçeve sistemine ilave dayanım sağladığı ve özellikle çelik yapı sistemlerinin güçlendirilmesinde gereken ilave dayanım için bu tür sistemlerden yararlanılabileceği anlaşılmaktadır.

Tablo 2. Yatay Yük Taşıma Kapasiteleri

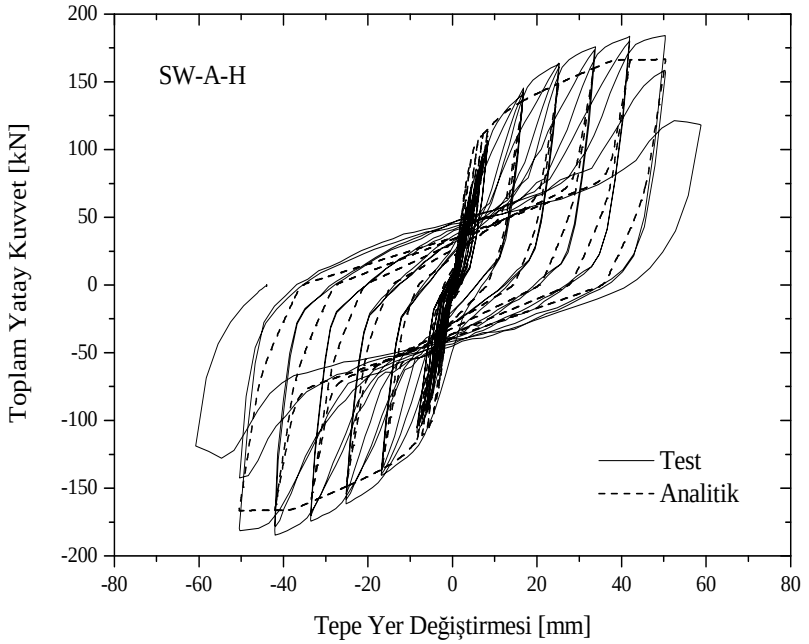
Numune	Yatay Yük Taşıma Kapasitesi [kN]	Bağıl Oran Tanımı	Oran
BF-H	97.60	BF-H / BF-H	1.00
SW-A-H	184.10	SW-A-H / BF-H	1.89
SW-B-H	133.10	SW-B-H / BF-H	1.36

Deprem etkilerinin, yatay yük taşıyıcı sistem elemanlarında meydana gelen büyük plastik şekil değiştirmeler yardımıyla karşılanması, sistemlerin büyük enerji sönümleme kapasitelerine sahip olduğunu göstermektedir. Şekil 14 incelendiğinde, her iki İÇLP sisteminde de, gövde levhalarının, büyük şekil değiştirme yaparak çelik çerçevenin enerji sönümleme kapasitesini arttırdığı görülmektedir. Bu tür yapılardan yatay yük taşıyıcı sistemler olarak yararlanılması durumunda, böyle bir artışın, deprem enerjisinin sönümlenmesinde önemli oranda katkı sağlayacağı söylenebilir.

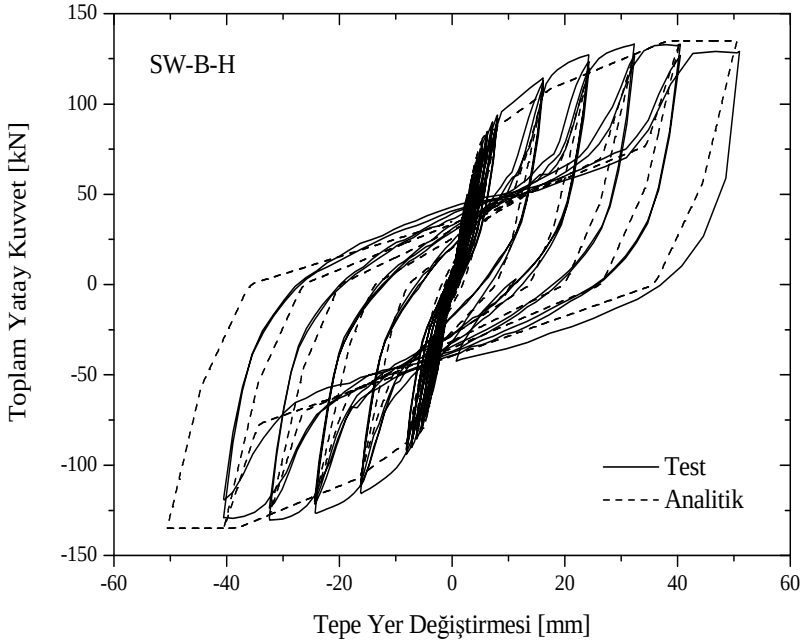


Şekil 14. Kümülatif enerji sönümleme kapasiteleri

İÇLP numunelerin tekrarlı yükler altında davranış modellerinin oluşturulması, bu tür sistemlerin gerek başlangıç rijitliği ve yatay yük taşıma kapasitesi gerekse enerji sönümleme kapasitelerinin tahmin edilmesi bakımından oldukça önemlidir. Geliştirilen analitik modellerin analizlerine ait yük-tepe yer değiştirme eğrileri, SW-A-H ve SW-B-H için sırasıyla Şekil 15 ve 16 da verilmektedir. Bu şekillere bakıldığında, sistemlerin başlangıç rijitliği, yatay yük taşıma ve enerji sönümleme kapasitelerinin yeteri bir yaklaşıklıkla tahmin edilebildiği görülmektedir.



Şekil 15. SW-A-H nin tekrarlı yükler altında deneysel ve analitik yük-yer değiştirme eğrileri



Şekil 16. SW-B-H nin tekrarlı yükler altında deneysel ve analitik yük-yer değiştirme eğrileri

SONUÇ

İki adet tek katlı ve tek açıklıklı İÇLP (SW-A-H ve SW-B-H) ile bunları oluşturan çelik çerçeve (BF-H) sistemi olmak üzere toplam üç adet numune tekrarlı yükler altında test edilerek analitik modelleri hazırlanmıştır. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri ile gövde levhası-çelik çerçeve vidalı birleşimlerinin doğrusal olmayan davranışları için sırasıyla, dört parametreli ve üç doğru parçasından oluşan analitik modellerden yararlanılmıştır. Deney sonuçları değerlendirildiğinde gövde levhasının, sadece çerçeveye ait başlangıç rijitliği, yatay yük taşıma kapasitesi ile enerji sönümleme kapasitesini önemli oranlarda arttırdığı görülmektedir. Kiriş-kolon birleşimleri ile gövde levhası-çerçeve vidalı birleşimlerin doğrusal olmayan davranış modellerini içeren analitik modeller, İÇLP numunelerin tekrarlı yükler altında davranışını yeteri bir yaklaşıklıkla temsil edebilmektedir.

KAYNAKLAR

Abbott BJ and Richard RM (1975) "Versatile elastic-plastic stress-strain formula", *Journal of Engineering Mechanics Division*, 10: 511-515

AISI (1996) Specification for Design of Cold-Formed Steel Structures, American Iron and Steel Institute, USA

Berman JW and Bruneau M (2005) "Experimental Investigation of Ligth-Gauge Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, (2): 259-267

Bruneau M and Bhagwagar T (2002) "Seismic retrofit of flexible steel frames using thin infill panels", *Engineering Structures*, 24: 443-453

Caccese V and Elgaaly M (1993) "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", *Journal of Structural. Engeering*, (2): 573-587

Choi IR and Park HG (2009) "Steel plate shear walls with various infill plate designs", *Journal of Structural Engineering*, 135(7): 785-796

CSA (2001) Limit States Design of Steel Structures , Canadian Standards Association, CAN/CSA S16-01, Willowdale, Ontario

Driver RG, Kulak GL, Kennedy DJL, Elwi AE, (1998) "Cyclic test of four-story steel plate shear wall, *Journal of Structural Engineering*, 124(2): 0112-0120

Elgaaly M (1998) "Thin steel plate shear walls behavior and analysis", *Thin Walled Structures*, 32: 151-180.

Eurocode 3 (2005) Design of Steel Structures-Part 1-8 Desig of Joints, European Standard, EN 1993-1-8, Brussels

Goldberg JE and Richard RM (1963) "Analysis of nonlinear structures", *Journal of Structural Division*, 89, ST4.

LaBoube RA and Sokol MA (2002) "Behavior of screw connections in residential construction", *Journal of Structural Engineering*, 128(1): 115-118

Park HG, Kwack JH, Jeon SW, Kim WK, Choi IR (2007) "Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading", *Journal of Structural Engineering*, 133(3): 378-388

Rex CO and Easterling WS (2003) "Behavior and modeling of a bolt bearing on a single plate", *Journal of Structural Engineering*, 129(6): 259-267

Sabelli R and Bruneau M (2007) Design Guide 20 Steel Plate Shear Walls, American Institute of Steel Construction

Thorburn LJ and Kulak GL (1983) Analysis of steel plate shear walls, Structural Engineering Report,107, University of Alberta, Edmonton, Alta, Canada

Timler P, Ventura CE, Prion H, Anjam R (1998) "Experimental and analytical studies of steel plate shear walls as applied to the design of tall buildings", *The Structural Design of Tall Buildings*, 7: 233-249

Timler PA and Kulak GL (1983) Experimental study of steel plate shear walls, Structural Engineering Report, 114, University of Alberta, Edmonton, Alta, Canada

Tromposch EW and Kulak GL (1983) Cyclic and static behavior of thin panel steel plate shear walls, Structural Engineering Report, 145, University of Alberta, Edmonton, Alta, Canada

Vatansever C (2008) Cyclic behavior of thin steel plate shear walls with semi-rigid beam-to-column connections, Ph.D. Thesis, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye

Xue M, and Lu LW (1994) "Interaction of Infilled Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members", *Proceedings of Structural Stability Research Council Annual Technical Session*, Bethlehem, Pa., 339-354

Youssef N, Wilkerson R, Fischer K, Tunick D (2010) "Seismic performance of a 55-storey steel plate shear wall", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19: 139-165

HASARLI BETONARME YAPILARIN ONARIMI VE DIŞ ÇELİK PERDE İLE GÜÇLENDİRİLMESİ

REPAIR AND STRENGTHENING WITH EXTERNAL STEEL SHEAR WALLS FOR DAMAGED RC STRUCTURES

Tarkan GÖRGÜLÜ[1], Yavuz Selim TAMA[2], Salih YILMAZ[2], Hasan KAPLAN[3], Zeki AY[1]

ÖZET

Bu çalışmada, betonarme yapıların, yapı içerisine girilmeden ve yapının kullanımını aksatmadan güçlendirilmesine imkan veren "Dış Çelik Perde" ile güçlendirme yönteminin hasarlı yapılar için etkinliği ve uygulanabilirliği deneysel olarak araştırılmıştır. Çalışma kapsamında, iki katlı üç boyutlu betonarme yapı modeli laboratuar ortamında üretilmiştir. Üretilen yapı modeli tekrarlı-tersinir yatay yükler altında test edilerek yapıya hasar verilmiştir. Hasara uğratılan betonarme yapı, hasar oluşan tüm bölgelerine epoksi enjeksiyonu uygulanarak tamir edilmiştir. Daha sonra, onarılmış bu yapı çelik güçlendirme perdeleri ile yapı dışından güçlendirilmiştir. Güçlendirme sonrası, onarılmış ve güçlendirilmiş yapı tekrarlı-tersinir yatay yükler altında test edilmiştir. Çalışma sonucunda, mevcut yapının ve onarılıp dış çelik perde ile güçlendirilen yapının yatay yükler altındaki davranışı, hasar oluşumları, yatay yük ve deplasman kapasitelerindeki değişimler deneysel olarak incelenmiş ve hasarlı yapıların onarım sonrası dış çelik perdelerle güçlendirilebileceği sonucuna ulaşılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Hasarlı Binalar, Onarım ve Güçlendirme, Dış Çelik Perde

ABSTRACT

In this study, convenience of external shear wall method for seismic strengthening of damaged RC buildings has been investigated experimentally. The method allows in service strengthening without construction works inside the building. A three-dimensional, two-storey RC model was constructed in the laboratory. The model was damaged by reversed cyclic loading. Then, the model structure was repaired by epoxy injection. In the last step, external shear walls were installed to the model. After strengthening, the model was exposed to reversed incremental lateral loading. Cyclic behavior, damage patterns and base shear capacity of the structure has been investigated. It is concluded that considerable improvements in strength and stiffness can be achieved by external shear wall application after repairing damaged elements.
Keywords: Damaged Buildings, Repair and Strengthening, External Steel Shear Wall.

Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, tgorgulu@gmail.com
Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, ystama@pau.edu.tr
Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, syilmaz@pau.edu.tr
Prof. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, hkaplan@pau.edu.tr
Yrd. Doç. Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, zekia@mmf.sdu.edu.tr

GİRİŞ

Aktif bir deprem kuşağında yer alan ülkemizde son yüzyılda meydana gelen depremlerde çok sayıda betonarme bina yıkılmış, birçoğu ileri ve orta düzeyde hasar görmüş ve büyük can kayıpları yaşanmıştır. Deprem sonrası yıkılan ve hasara uğrayan betonarme yapılarda gerçekleştirilen incelemeler sonucunda, yapılarda düşük kaliteli beton, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde yetersiz sargılama, zayıf kolon-kuvvetli kiriş durumu, kısa kolon oluşumu, düğüm noktalarında yetersiz kenetlenme boyları ve etriye (enine donatı) uçlarının uygun düzenlenmemesi gibi yapısal yetersizliklerin bulunduğu tespit edilmiştir. Mevcut yapı stoku içerisinde de bu gibi yapısal yetersizliklere sahip, deprem hareketleri sonucunda hasar görmüş çok sayıda betonarme yapı bulunmaktadır. Bu durumdaki yapıların tespit edilmesi ve hızlı bir şekilde onarılıp güçlendirilmesi gerekmektedir. Hasar görmüş betonarme yapıların güçlendirilmesinde amaç; yapının taşıma gücü ve rijitliğinin arttırılması, yanal ötelenmelerin sınırlandırılması ve diğer yapısal düzensizliklerden kaynaklanan etkilerin azaltılmasıdır. Güçlendirme uygulamaları; taşıyıcı sistem elemanlarının (kiriş, kolon, döşeme, temel) güçlendirilmesi ile yapılabileceği gibi sisteme yeni elemanların (betonarme, çelik perdeler vb.) ilave edilmesi ile de yapılabilir (Tarkan, 2008).

Eleman bazında yapılan güçlendirmede, betonarme yapının yatay yük taşıma kapasitesinde önemli bir değişim olmazken, güçlendirilen elemanın sünekliğinin artması ile yapının da sünekliği artmaktadır. Güçlendirme sonrasında yapının rijitliğinde önemli bir değişim olmadığı için depremin yapıdan talep ettiği deplasman seviyesi de değişmemektedir.

Eleman bazında yapılan güçlendirme uygulamaları, yapının deprem güvenliğini istenilen düzeye çıkarmak için tek başına yeterli olmayabilir (Moehle, 2000)**.** Diğer taraftan yapıdaki tüm elemanlara müdahale edilmesi de hem maliyeti artırmakta hem de uygulama zorluğu oluşturmaktadır. Bu durumda, yapının taşıyıcı sisteminin bir bütün olarak güçlendirilmesi yoluna gidilir. Bu uygulamada betonarme veya çelik güçlendirme perdeleri kullanılabilir. Yapıya sonradan ilave edilecek olan bu elemanlar, yapının içinde veya dışında uygulanmasına göre, iç veya dış güçlendirme perdeleri olarak iki kısma ayrılabilir. Taşıyıcı sistem güçlendirmelerinde yapının yatay yük taşıma kapasitesi ve rijitliği önemli miktarda artmakta, deplasman talebi ise azalmaktadır.

Mevcut betonarme yapıların çelik perde ilave edilerek güçlendirilmesi konusunda geçmişte yapılmış çeşitli teorik ve deneysel çalışmalar ve saha uygulamaları bulunmaktadır (Foutch vd. 1989, Gündoğmuş 1995, Gilmore vd 1996, Masri ve Goel 1996, Uzgider ve Çağlayan 2002, Perera 2004, Tama vd. 2005, Ohmura vd. 2006, Atımtay vd. 2007, Rahai ve Alinia 2007). Yapılmış olan deneysel çalışmaların çoğunda tek katlı, tek açıklıklı çerçeve modelleri kullanılmış ve çalışmalar sonucunda çelik perdeler ile güçlendirmenin yapı kapasitesi ve rijitliğini artırdığı, yanal ötelenmeleri ise azalttığı tespit edilmiştir.

Bu çalışmada ise, hasarlı betonarme yapıların deprem performansının dış çelik perde ile iyileştirilebilirliği deneysel olarak araştırılmıştır. Üç boyutlu, bir yönde tek diğer yönde üç açıklıklı ve iki katlı olarak tasarlanmış betonarme referans yapı modeli üzerinde iki ayrı deney gerçekleştirilmiştir. Betonarme referans yapı modeli, mevcut betonarme binalardaki yapısal yetersizlikler dikkate alınarak üretilmiştir. Deneysel çalışmaların ilk aşamasında, güçlendirilmemiş referans yapı test edilmiş ve hasara uğratılmıştır. İkinci aşamada ise hasar görmüş olan bu referans yapıdaki tüm hasarlar epoksi enjeksiyonu ile tamir edilmiştir. Bu hasar tamiratından sonra yapı, prefabrik dış çelik perdeler ile güçlendirilmiştir. Çelik güçlendirme perdeleri, atölyede üretilip laboratuarda betonarme yapı modeline montaj edilmiştir. Daha sonra, onarılıp güçlendirilmiş olan yapı test edilmiştir. Her iki deneyde de yükleme, betonarme yapının ikinci kat seviyesinden yatay tersinir tekrarlı olarak uygulanmıştır. Deneysel çalışmalardan elde sonuçlar ilerleyen bölümlerde sunulmuş ve tartışılmıştır.

DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar kapsamında, öncelikli olarak üç boyutlu ve iki katlı betonarme deney modeli laboratuar ortamında üretilmiştir. Deney modelinin her türlü imalat ve montaj işleri Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuarında gerçekleştirilmiştir. Bu üç boyutlu

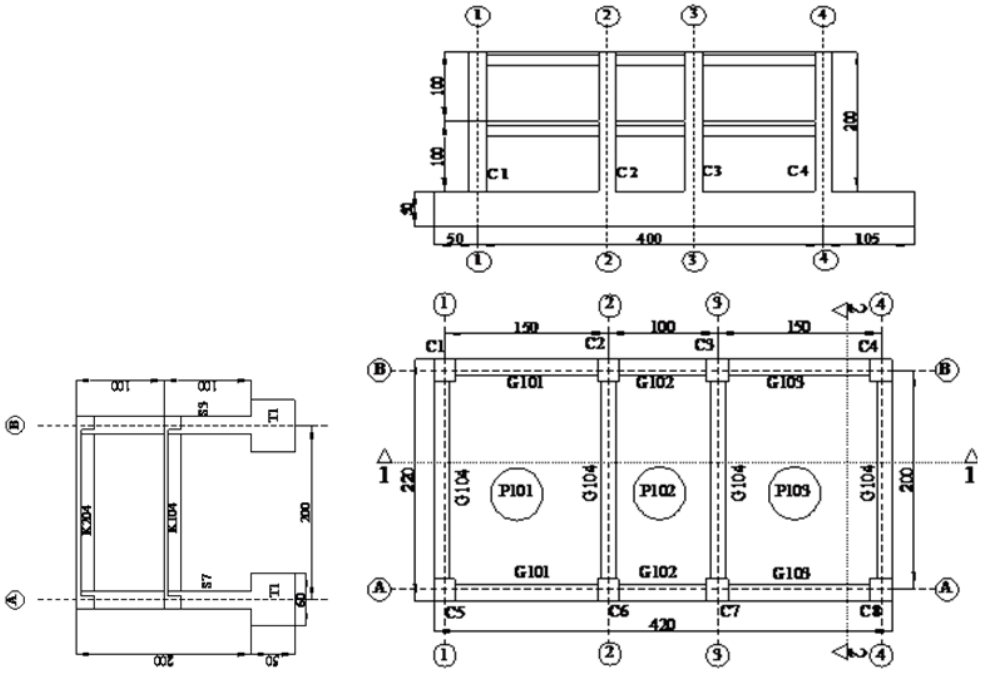
betonarme yapı modeli üzerinde iki deney gerçekleştirilmiştir. Birinci deneyde, hasarsız betonarme referans yapı modeli tersinir-tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Deney, referans yapı hasara uğrayana kadar devam ettirilmiştir. Gerçekleştirilen deneysel çalışma ile betonarme referans yapının yatay yük taşıma kapasitesi, davranış şekli ve hasar oluşumları ortaya konmuştur. İkinci deneyde ise, hasara uğratılmış olan referans yapı, epoksi enjeksiyonu ile onarılmış ve dışından prefabrik çelik konstrüksiyon perde ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilmiş deney modeli de tersinir tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Gerçekleştirilen deneysel çalışma ile, hasar görmüş olan betonarme yapının onarılarak güçlendirilmesi sonrasında yatay yük taşıma kapasitesi, davranış şekli ve hasar oluşumları ortaya konmuştur. Bu deneyden elde edilen sonuçlar kullanılarak, önerilen güçlendirme yönteminin hasarlı betonarme yapılara uygulanabilirliği ve verimliliği ortaya konmuştur.

Betonarme Referans Yapı Modeli

Çalışmada referans yapı olarak kullanılacak olan betonarme deney modeli, bir yönde tek açıklıklı diğer yönde ise üç açıklıklı, iki katlı olarak tasarlanmış ve 1/3 ölçeğinde laboratuar ortamında üretilmiştir. Üretilen yapı modelinin planı ve kesit görünüşleri Şekil 1'de verilmiştir. Türkiye'deki mevcut betonarme yapılarda bulunan, kuvvetli kiriş-zayıf kolon uygulaması, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde soğuk derz oluşumu, donatıda sargılama ve kenetlenme boyunun yetersizliği gibi yapısal yetersizlikler deney modeline yansıtılmıştır. Betonarme referans yapı modelinin üretim aşamaları Şekil 2 de gösterilmiştir.

Referans yapı modelinde, kolon boyutları 200×200 mm seçilmiş, kolonlardaki boyuna donatılarda ve etriyeler de Ø6 (S220) çelik donatı kullanılmıştır. Modellere ait kolon ve kiriş kesitlerinde donatı yerleşim şeması Şekil 3 de verilmiştir. Kolon donatıları ek yapılmadan yapı yüksekliğince tek parça halinde, temel imalatı aşamasında yerleştirilmiştir. Kolon uç bölgelerinde etriye sıklaştırması yapılmamış, etriyeler 90^0 kancalı olarak üretilmiştir. Yapının ikinci kat kolon donatılarının uçları gönyelenmeden düz olarak bırakılmış ve yeterli kenetlenme boyu sağlanmamıştır.

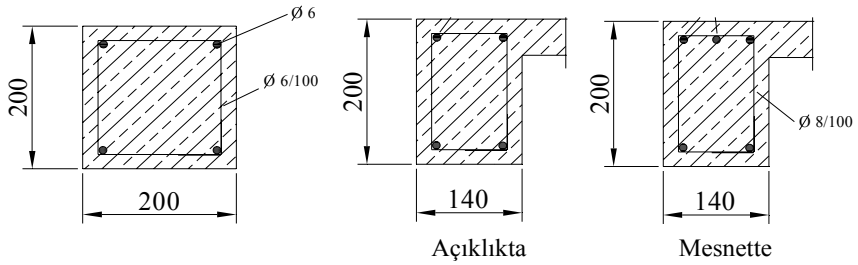
Kiriş boyutları 140×200 mm seçilmiştir. Kirişlerde de S220 betonarme çeliği kullanılmıştır. Kiriş kesitlerinde, boyuna doğrultuda 2ϕ8 montaj ve 2ϕ8 düz donatı yerleştirilmiştir. Mesnet bölgelerinde ise, kiriş üst bölgesine 1ϕ8 donatı ilave edilmiştir, (Şekil 3). Kiriş enine donatılarında (Etriyeler de) Ø8 donatı kullanılmıştır. Enine donatı uçları 90^0 kancalı olarak üretilmiştir. Sargılama bölgesinde enine donatıda sıklaştırma yapılmamıştır.



Şekil 1. Betonarme deney modeli plan ve kesit görünüşleri

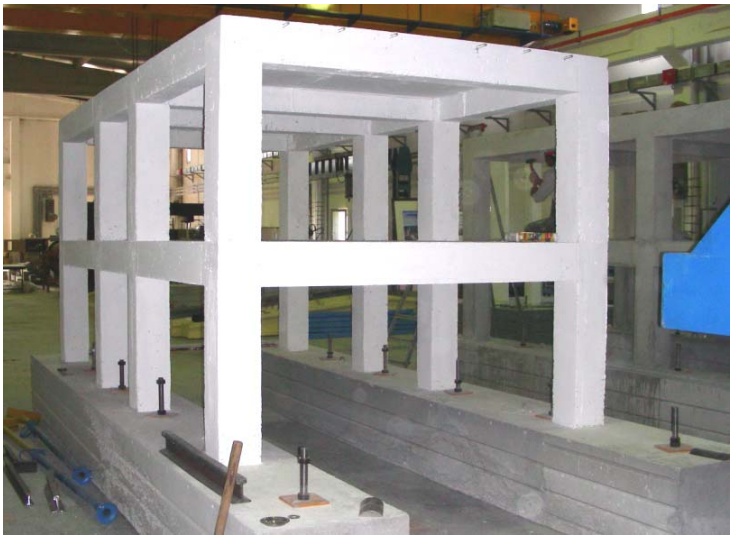


Şekil 2. Referans yapı modelinin üretim aşamaları



Şekil 3. Betonarme deney modeli (kolon-kiriş) detayları

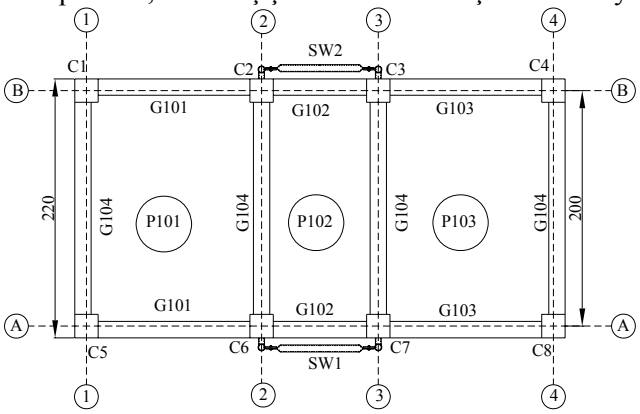
Referans yapının kolonları 600/500 mm ebadında iki sürekli temelin üzerine oturtulmuştur. Temellerin her biri rijit betonarme döşemeye 6 noktadan sabitlenmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Betonarme referans yapı modeli

Referans Yapı Modelinin Güçlendirilmesi

Çalışmanın bu aşamasında, hasarlı referans yapı modeli, önce epoksi enjeksiyonu ile onarılmıştır. Daha sonra, atölye ortamında hazırlanmış olan çelik konstrüksiyon güçlendirme perdeleri onarılmış yapının yan kısımlarına monte edilerek dışarıdan güçlendirilmiştir. Daha sonra, güçlendirilmiş yapı da ikinci kat hizasından uygulanan tersinir tekrarlı yatay yük altında test edilmiştir. Onarılıp güçlendirilmiş yapının plan görünüşü Şekil 5 de, imalatı tamamlanmış üç boyutlu görünüşü ise Şekil 6 da gösterilmiştir. Gerçekleştirilen deneysel çalışma ile, Dış çelik perde ile güçlendirilmiş yapının yatay yük taşıma kapasitesi, davranış şekli ve hasar oluşumları ortaya konmuştur.



Şekil 5. Onarılmış-güçlendirilmiş yapının plan görünüşü



Şekil 6. Onarılmış-güçlendirilmiş yapının üç boyutlu görünüşleri

Çelik Konstrüksiyon Güçlendirme Sistemi

Bu çalışmada uygulanan dış çelik güçlendirme perdesi kafes sistem şeklinde dizayn edilmiştir. Çelik güçlendirme perdesinin diyagonal elemanları, yapının fonksiyonel olarak kullanımını aksatmamak ve kapı/pencere boşluklarını kapatmamak için ters V (Λ) şeklinde düzenlenmiştir.

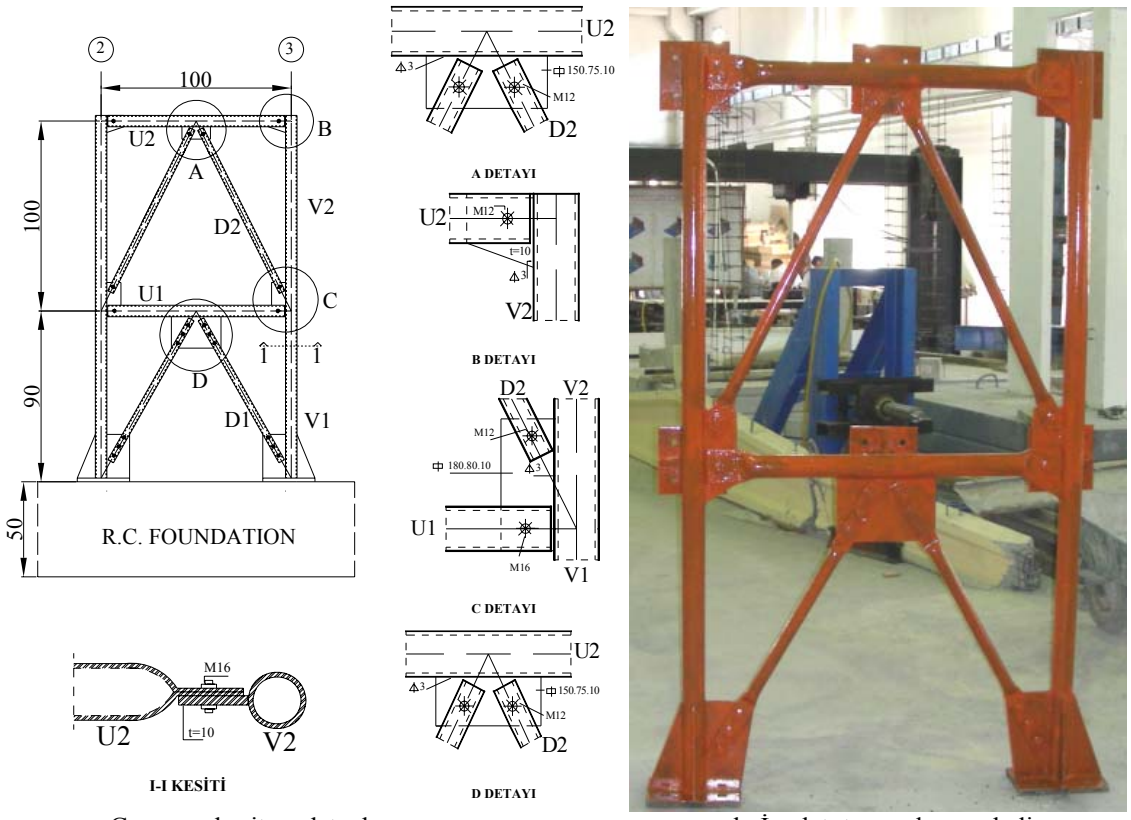
Çelik güçlendirme sisteminin tüm elemanları boru profillerden oluşturulmuştur. Güçlendirme sistemini oluşturan elemanların düğüm noktası birleşimleri cıvatalı olarak düzenlenmiştir. Çelik sistemin yatay (U) ve çapraz (D) çubuklarının düğüm noktalarındaki birleşimleri, boru profillerin uç kısımlarının ezilmesi ile sağlanmıştır. Kullanılan çelik güçlendirme perdesinin görünüşü ve düğüm noktası detayları Şekil 7.a da, imalatı tamamlanmış hali ise Şekil 7.b de gösterilmiştir. Çelik güçlendirme perdesinin imalatında kullanılan profillerin kesit ve mukavemet değerleri Tablo 1 de verilmiştir.

Betonarme sistem ile çelik güçlendirme perdesi arasındaki bağlantı, betonarme yapıdan çelik güçlendirme perdesine yük aktarımı ve güçlendirmenin etkinliği açısından önemlidir. Her iki sistem arasında bağlantıyı sağlayan ve R2 (Şekil 8.a) ile ifade edilen ara elemanlara mümkün olduğunca az moment gelmesini sağlamak için güçlendirme sistemi ile betonarme sistem arasındaki açıklık en aza indirilmiştir. R2 ara elemanları 50.50.5 kutu profilinden teşkil edilmiştir. R2 elemanlarının, güçlendirme perdesine ve betonarme yapıya ankraj edilmiş alın levhalarına birleşimi köşe kaynaklı olarak sağlanmıştır. Çelik güçlendirme perdesinin betonarme yapının kolon

ve kirişlerine birleşimi 4 adet 12 mm (4M12) çapındaki ankraj cıvatası ile sağlanmıştır. Ankraj derinliği 110 mm uygulanmıştır (Şekil 8). Benzer şekilde çelik güçlendirme perdesinin mevcut betonarme temele bağlantısı 4 adet 20 mm (4M20) çapındaki ankraj cıvatası kullanılarak ankastre olarak yapılmıştır. Ankraj derinliği 170 mm uygulanmıştır (Şekil 9).

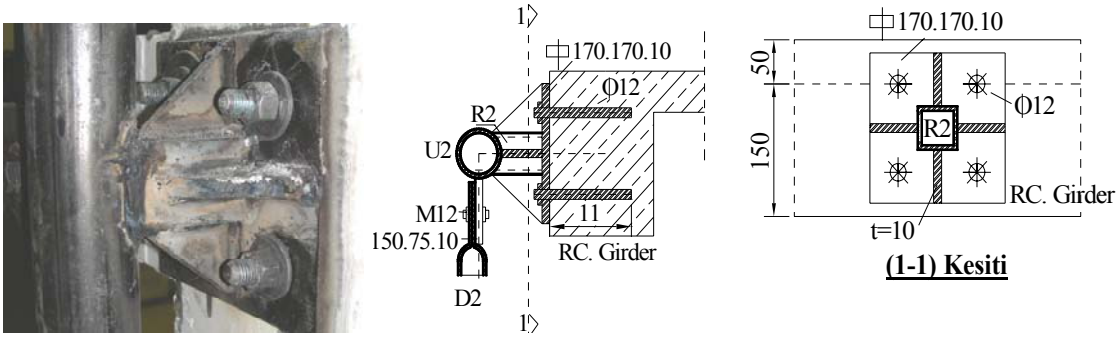
Tablo 1. Dış çelik konstrüksiyon güçlendirme perdesi elemanlarının kesit ve mukavemet değerleri

Çubuk tipi	Enkesit (Boru enkesitli)	F (cm^2)	i_x (cm)	W_x (cm^3)	I_x (cm^4)	S_{kx} (cm)
V_1	60,3 . 5	8,68	1,96	11,10	33,48	88
V_2	60,3 . 5	8,68	1,96	11,10	33,48	100
D_1	33,7 . 3	2,89	1,09	2,04	3,44	86
D_2	33,7 . 3	2,89	1,09	2,04	3,44	96
$U_{1,2}$	60,3 . 5	8,68	1,96	11,10	33,48	93

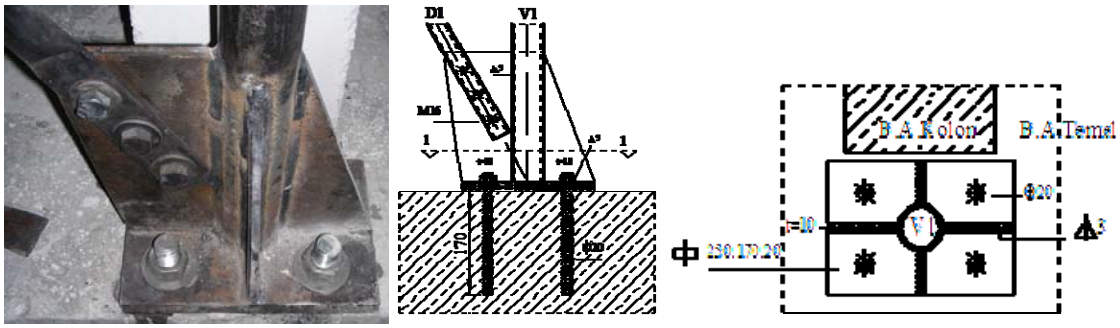


a. Görünüş, kesit ve detayları b. İmalatı tamamlanmış hali

Şekil 7. Çelik güçlendirme perdesi



Şekil 8. Dış çelik güçlendirme perdesi-betonarme kiriş birleşim detayı



Şekil 9. Dış çelik güçlendirme perdesi -betonarme temel birleşim detayı

Malzeme Özellikleri

Betonarme referans yapı modelinin üretimi sırasında beton küp numuneleri alınmıştır. Bu küp numuneleri tek eksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur. Deneyler sonucunda beton basınç mukavemetleri, yapının 1.katı ve 2.katı için sırasıyla 29,60 ve 32,18 Mpa olarak elde edilmiştir. Betonarme referans yapı modelinin üretiminde kullanılan S220a çelik donatılarına ait, çekme testleri sonucunda elde edilen, mukavemet değerleri Tablo 2 de, dış çelik güçlendirme perdesinde kullanılan çelik profillere ait mukavemet değerleri ise Tablo 3 de verilmiştir. Hasar görmüş betonarme yapı modelinin onarımında kullanılan epoksi malzemesinin ve çelik güçlendirme perdesinin betonarme yapıya ve temele ankrajında kullanılan ankraj macununun teknik özellikleri Tablo 4'de verilmiştir**.**

Tablo 2. S220a Betonarme çeliğinin mukavemet değerleri

Malzeme Cinsi	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
Ø6 Betonarme demiri	328,30	398,70
Ø8 Betonarme demiri	386,50	532,00

Tablo 3. Çelik güçlendirme perdesinde kullanılan boru profillerin mukavemet değerleri

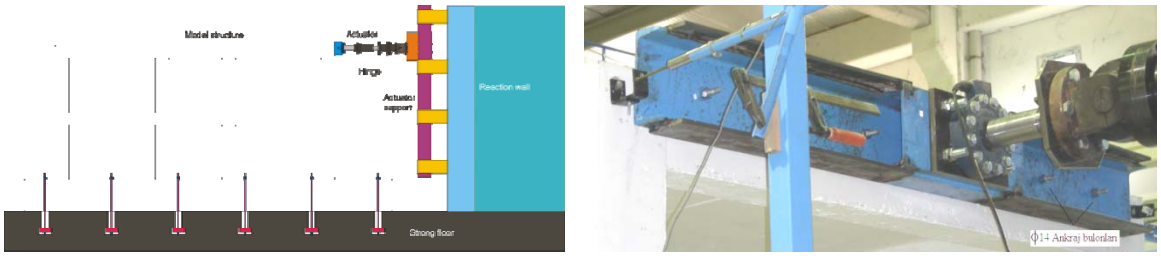
Malzeme Cinsi	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
St 37-2	293,00	395,00

Tablo 4. Epoksi ve ankraj macunu teknik özellikler

Malzeme	Epoksi	Ankraj macunu
Karışım oranı **Ağırlıkça** **Hacimsel**	A /B 60 /40 57 /43	A /B /C 30 /20 /50 40 /27/ 33
Karışım yoğunluğu (g/cm^3, 20^0C'de)	1,0 – 1,1	1,70 ± 0,10
Karışım ömrü (dak., 25^0C, 250 g)	60- 90	50- 70
Renk	Renksiz	Gri
Kuruma süresi (23^0C) **Toz tutma (dak.)** **Dokunma (saat)** **Tam sertleşme (gün)**	 120- 180 5- 7 7	50- 60 3- 4 10- 24 7

Yükleme Düzeneği ve Veri Toplama Sistemi

Deneylerde kullanılan yükleme düzeneği Şekil 10 da verilmiştir. Model yapılar Ø30 ankraj elemanları ile rijit döşemeye bağlanmıştır. Yükleme, reaksiyon duvarına monte edilmiş hidrolik piston ile yapının ikinci kat hizasından uygulanmıştır. Hidrolik pistondan yatay pozisyonda uygulanan tekil yükün yayılı yük olarak betonarme modele aktarılabilmesi için pistonun ucuna bağlanmış olan yükleme kirişi 6Ø14 ankraj bulonu ile betonarme modele bağlanmıştır, (Şekil 10). Yükleme, tersinir tekrarlı olarak yapılmıştır.



Şekil 10. Yükleme düzeneği ve yükleme kirişi

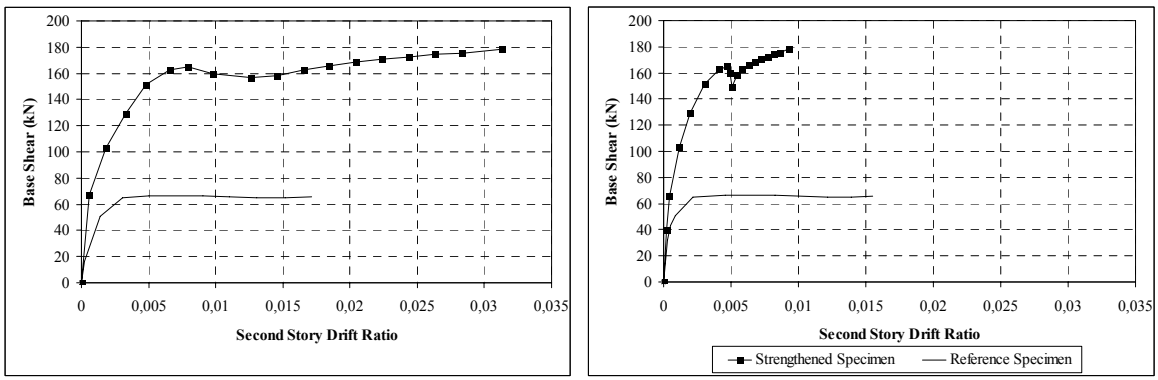
Deneyler sırasında, yapı modelinin deneysel davranışını belirlemek için, yerleri önceden belirlenmiş olan noktalarda deplasman ölçümleri yapılmıştır. Deplasmanların ölçümleri için doğrusal potansiyometrik cetveller ve LVDT' ler kullanılmıştır.

DENEYSEL ÇALIŞMA SONUÇLARI

Bu bölümde referans yapı ve onarılmış-güçlendirilmiş yapı modeli deney sonuçları, sistem kapasiteleri, kat deplasmanları ve rijitlikler açısından değerlendirilmiştir. Ayrıca, referans yapıda hasar oluşumları, bu hasarların onarımı ve onarılmış-güçlendirilmiş yapıda çelik güçlendirme perdesindeki hasar oluşumları verilmiştir.

Kapasite

Referans yapı ve Onarılmış-güçlendirilmiş yapı deneylerinde, ikinci kat hizalarından tersinir tekrarlı olarak uygulanan yük altında yapılar sırası ile %1,72 ve %3,125 göreli öteleme seviyelerine kadar itilmiştir. Deneylerin sonunda, onarılıp dış çelik perde ile güçlendirilmiş yapının kapasitesi, referans yapıya oranla 2,65 kat artarak 67,35 kN.'dan, 178,26 kN.'a çıkmıştır, (Şekil 11).

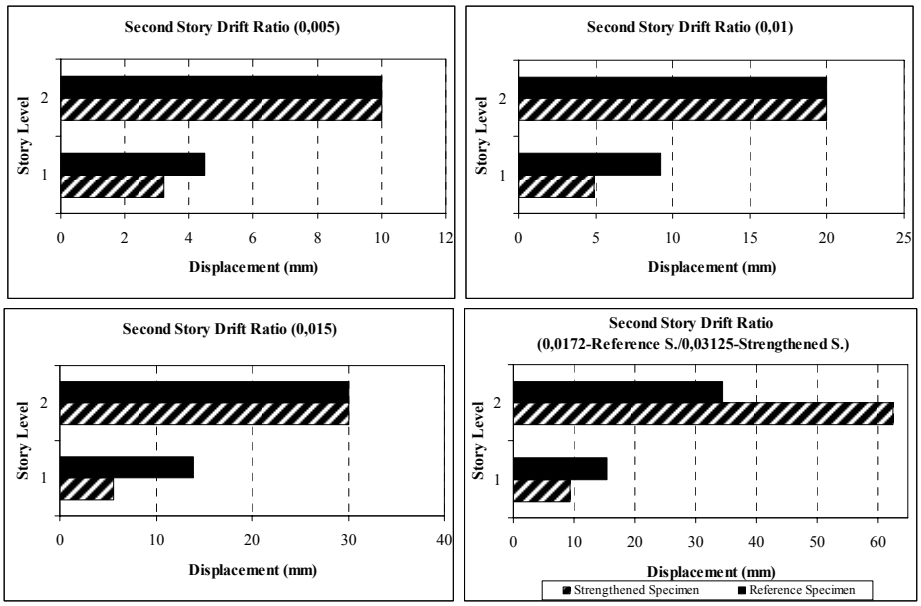


a. Referans yapı b. Onarılıp güçlendirilmiş yapı

Şekil 13. Taban kesme kuvveti-Kat ötelenme oranlarının değişimi

Deplasman

Güçlendirilmemiş referans yapı deneyinde, deney sonunda birinci kat deplasmanı 15,50 mm, ikinci kat deplasmanı ise 34,40 mm. olarak ölçülmüştür. Onarılmış ve güçlendirilmiş yapı deneyinde ise, deney sonunda birinci kat deplasmanı 9,30 mm., ikinci kat deplasmanı 62,50 mm. olarak ölçülmüştür. Referans yapı ve onarılmış-güçlendirilmiş yapı modellerine ait ikinci kat ötelenme oranlarına göre kat deplasmanlarının değişimi Şekil 12 de gösterilmiştir. Referans yapı modelinde, deney sonuna kadar birinci ve ikinci kat deplasmanları arasında oransal olarak büyük farklar oluşmaz iken onarılmış-güçlendirilmiş yapı modelinde, ikinci kat deplasmanları birinci kat deplasmanlarına oranla %100'lük bir artış göstermiştir.



Şekil 12. Referans yapı ve Onarılmış-Güçlendirilmiş yapı modelleri ötelenme grafikleri (0,5; 1,0; 1,5% göreli ötelenme seviyelerinde ve deney sonunda)

Rijitlik

Model yapıların rijitlikleri, yatay yük altında plastik mafsal oluşumu ile birlikte azalmaktadır. Değişken olan bu değerler her bir çevrim için yük-deplasman grafiğinin eğimi bulunarak belirlenebilir. Bu kısımda, deneysel modellere ait başlangıç rijitlikleri hesaplanmış ve onarım işleminden sonra dış çelik perde ile güçlendirmenin, referans yapının rijitliğini 3,15 kat arttırarak 25,82 kN/mm'den 81,35 kN/mm'e çıkardığı görülmüştür.

Hasar Oluşumları ve Onarım

Referans Yapı Modelinde Hasar Oluşumları

Referans yapı deneyinde, deney sonucunda hasarların çoğunlukla kolon alt ve üst uçlarında oluştuğu görülmüştür. Kolon alt uçlarında oluşan çatlaklar iki farklı zamanda dökülmüş katın birleştiği noktalara kaymış ve düz bir çizgi şeklinde ortaya çıkmıştır. Birinci kat kolonlarındaki ve kirişlerdeki çatlaklar kılcal çatlaklar şeklinde oluşurken ikinci kat kolonlarındaki çatlaklar daha geniş olarak ortaya çıkmıştır. Deney sonunda referans yapıdaki hasar oluşum şekilleri Şekil 13 de verilmiştir. Bu çatlaklar, eleman uçlarındaki soğuk derzlerde sürtünme kesmesi dayanımının yetersizliğinden ortaya çıkmış ve modellerde eğilme davranışı değil, sürtünme kesmesi hasarı gözlenmiştir.



Şekil 13. Referans yapı modeli hasar detayları

Referans Yapıdaki Hasarların Onarımı

Hasara uğratılmış olan referans yapı, epoksi enjeksiyonu ile onarılarak güçlendirilmeye hazır hale getirilmiştir. Onarım işleminde epoksi malzemesi, betonarme elemanlarda oluşmuş boşluk veya çatlakları doldurmak ve tamir etmek amacı ile betonarme sisteme enjekte edilmiştir.

Uygulamada, öncelikle hasar bölgeleri tespit edilmiş, kılcal çatlaklar dahil tüm çatlaklar genişletilerek açığa çıkarılmış ve kompresör yardımı ile temizlenmiştir. Sonrasında çatlak bölgelerinin alt ve üst kısımlarına beton yüzeyle 45^0'lik bir açı yapacak şekilde açılmış olan deliklere enjeksiyon pakerleri yerleştirilmiştir. Daha sonra, çatlak kısımlar tamir harcı ile tamamen kapatılmış ve epoksi malzemesi pakerlerden basınçlı bir şekilde çatlaklara nüfus ettirilmiştir. Bu işlem kontrol pakerinden dışarıya epoksi malzemesi gelene kadar devam ettirilmiş, kontrol pakerinden epoksi gelince kılcal çatlakların tamamen dolduğu kabul edilmiştir. Referans yapının onarım aşamaları Şekil 14 de, onarıldıktan sonraki görünüşü ise Şekil 15 de verilmiştir.



Şekil 14. Referans yapının epoksi enjeksiyonu ile onarım

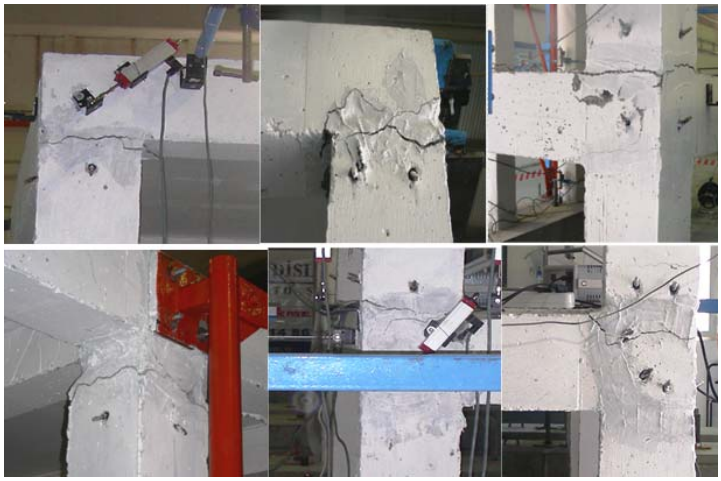


Şekil 15. Onarılmış referans yapı modeli

Onarılmış-Güçlendirilmiş Yapıda Hasar Oluşumu

Onarılmış-güçlendirilmiş yapı deneyinde, deney sonucunda hasarların çoğunlukla ikinci kat kolonlarının alt ve üst uçlarında yoğunlaştığı görülmüştür. Bu çatlaklar, epoksi enjeksiyonu ile onarılmış hatlarda oluşmamış, onarılmış kısımlara yakın noktalarda ortaya çıkmıştır. Deney sonunda Onarılmış-güçlendirilmiş betonarme yapıda hasar oluşum bölgeleri Şekil 16 da gösterilmiştir.

Onarılmış-güçlendirilmiş yapıda ikinci kat ötelenme oranı yaklaşık 0,008 değerine ulaştığında çelik güçlendirme perdesinin (D_2) diyagonali, zayıf olan bağlantı noktasında (ezilmiş kısım) basınç kuvveti etkisi ile burkulmuş, diğer diyagonal ise çekme kuvveti etkisi ile cıvata deliği çevresinde ezilmiştir, (Şekil 17). Diyagonalin burkulmasını takiben, sistem kapasitesinde kısa süreli bir azalma yaşanmış, fakat burkulan çubuk yük taşımaya devam ettiği için kapasitede yeniden artış gözlenmiştir.



Şekil 16. Onarılmış-güçlendirilmiş yapıda, betonarme sistemde hasar oluşumları



Şekil 17. Onarılmış-güçlendirilmiş yapı, çelik güçlendirme perdesinde oluşan hasar şekilleri

SONUÇ

Bu çalışmada, deprem hareketleri sonucu hasar görmüş betonarme yapıların, yapı dışından uygulanacak olan çelik perdeler ile güçlendirilmesi deneysel olarak incelenmiştir. Çalışma iki aşamalı deney serisinden oluşmaktadır. İlk deney serisinde, referans yapı modeli tersinir tekrarlı yükler altında test edilmiş ve hasara uğratılmıştır. İkinci deney serisinde ise, birinci deneyde hasara uğratılmış olan referans yapı, epoksi enjeksiyonu ile onarıldıktan sonra dış çelik perdeler ile güçlendirilmiş ve tersinir tekrarlı yatay yük altında test edilmiştir.

Hasarlı betonarme yapıların dış çelik perde ile güçlendirilmesinde, betonarme taşıyıcı sistemin dış yüzeylerine çelik çaprazlı güçlendirme perdeleri konularak yapının yatay yük taşıma kapasitesinin yeterli seviyeye çıkarılması amaçlanmıştır. Bu güçlendirme tekniğinde, tüm çalışmalar bina dışında yapılacağı için, yapının kullanımı ve fonksiyonu çok az etkilenmekte, uygulama hızlı bir şekilde gerçekleştirilebilmektedir. Güçlendirme nedeniyle, yapıdaki alan kaybı, mimari fonksiyon bozuklukları ve onarım maliyetleri minimum düzeydedir. Bu nedenlerle, mevcut betonarme yapıların güçlendirilmesinde dış çelik perde kullanımı, fonksiyonel olması yanında, diğer güçlendirme yöntemlerine göre çok daha ekonomiktir. Çalışma sonucunda elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir.

- Dış çelik perde ile güçlendirme, hasarlı referans yapının kapasitesini 2,65 kat arttırarak 67,35 kN' dan 178,26 kN 'a çıkartmıştır.
- Onarılmış-güçlendirilmiş yapı ortalama %3 göreli öteleme seviyesine kadar itilmiş olmasına rağmen deney sonunda belirgin bir kapasite kaybı meydana gelmemiştir.
- İkinci kat hizasından yatay yük uygulanmış referans yapının kat deplasmanlarında orantılı bir artış olmuştur. Dış çelik perde ile güçlendirilmiş olan yapıda ise, yatay yükün ikinci kat hizasından uygulanması sebebi ile, birinci katta çok küçük deplasmanlar, ikinci katta ise büyük deplasmanlar oluşmuştur.
- Onarılmış-güçlendirilmiş yapıda ikinci kat ötelenme oranı 0,008 değerine ulaştığında çelik güçlendirme perdesinin (D_2) diyagonali, zayıf olan bağlantı noktasında basınç kuvveti etkisi ile burkulmuş, diğer diyagonalde ise cıvata deliği çevresinde çekme kuvveti etkisi ile ezilme meydana gelmiştir.
- Çelik güçlendirme sistemi, yapı dışından uygulandığı için, mevcut betonarme sisteme dış merkezdir. Çelik güçlendirme perdesi ile betonarme yapı arasındaki bağlantı elemanlarında oluşacak momentlerin küçük tutulması önemlidir. Bunu sağlamak için, dış çelik güçlendirme sistemi mümkün olduğunca betonarme yapıya yakın teşkil edilmiş ve bağlantı elemanları kısa tutulmuştur.
- Çelik güçlendirme sisteminin formu, mimari etkiler de düşünülerek, pencere boşluklarını kapatmaması için Ters V (Λ) şeklinde düzenlenmiştir. Çelik güçlendirme perdelerinin düzenlenme şeklinin seçilmesinde mimari etkilerin de düşünülmesi gereklidir.
- Epoksi enjeksiyonu ile onarıldıktan sonra test edilen güçlendirilmiş yapının onarılmış olan bölgelerinde yeni hasar oluşumları görülmemiştir. Yeni hasarlar onarılmış kısımların

yakınlarında oluşmuştur. Bu durum onarım konusunda epoksi enjeksiyonu uygulamasının başarılı sonuçlar verdiğini göstermektedir.

- Mevcut yapı ile dış çelik perde bağlantısı için kullanılan ankrajların sağlıklı sonuçlar verdiği ve teknik olarak uygun koşullarda imal edilen ankrajların yapı ile dış çelik perde arasındaki yük aktarımını başarıyla sağladığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

Atımtay E, Kaplan H., Haktanır T., Kaltakçı M. Y., Yılmaz Ç., Kanıt R., Altun F., Türkmen M., Demir F., Tama Y. S., Şenel Y. S., İnel M., Toprak S., İlgün A., Yılmaz S., Çetinkaya N., Nohutcu H., Yılmaz Ü. S., Arslan M. H., Tekeli H., Çırak İ. F., Erdal M., Can Ö., Kayhan A. H., Arı K. (2003-2007) *"Depremde Hasar Görmüş Yapıların Onarımı" ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması."* DPT-YUUP projesi. Proje kodu: BAP–08–11-DPT.2004K120760.

DBYYHY, (2006) *"Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik",* Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara. 159 s.

Gilmore A. T., Bertero V. V. and Youssef N. F. G. (1996) *"Seismic Rehabilitation of Infilled Non-Ductile Frame Buildings Using Post-Tensioned Steel Braces"*, Earthquake Spectra. 12(4):863-882.

Görgülü T. (2008) "*Mevcut Yapıların Güçlendirilmesinde Dış Çelik Konstrüksiyon Perde Uygulaması*.", Doktora Tezi , Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta.

Gündoğmuş, H. T. (1995) *"Repair and Strengthening of Damaged Reinforced Concrete Frames with Steel Infill Frame and Prestressing Bars*", Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara. 135 s.

Kaltakçı M. Y., Arslan M. H. ve Yılmaz Ü. S. (2006) *"Yatay Yük Tasıma Kapasitesi Düşük Olan Betonarme Çerçevelerin Dış Perde Duvar Uygulaması ile Güçlendirilmesi"*, Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, İstanbul, Bildiri No:167.

Kaplan H., Tama Y.S. ve Yılmaz S. (2006a) *"Dış-Perde Duvar Uygulaması ile Yapıların Güçlendirilmesi: Buldan Devlet Hastanesi Örneği"*, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Pamukkale, Denizli, s. 406-411.

Kaplan H., Yılmaz S., Tama Y. S., Görgülü T., Nohutcu H. ve Atımtay E. (2006b) *"Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Deneysel Çalışma"*, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Pamukkale, Denizli, s. 361-367.

Masri A. and Goel S. (1996) *"Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened with Steel Bracing"*, Earthquake Spectra, 12(4):645-666.

Ohmura T., Hayashi S., Kanata K. and Fujimura T. (2006) *"Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames by Steel Braces Using No Anchors."* 8th National Conference on Earthquake Eng. California, USA.

Perera R., Gómez S. and Alarcón E. (2004) *"Experimental and Analytical Study of Masonry Infill Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Braces",* ASCE Journal of Structural Engineering, 130(12):2032-2039.

Tama Y. S., Yılmaz S., Kaplan H. ve Görgülü T. (2005) *"Mevcut Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Uygulama Çalışması"*, Dördüncü Uluslar Arası İleri Teknolojiler Sempozyumu, 1194-1197 28-30 Eylül 2005 Konya, Türkiye.

TÜRKİYE'DE DEPREM MÜHENDİSLİĞİ ALANINDA BEKLENTİLER VE İHTİYAÇLAR DOĞRULTUSUNDA SORUNLARA ÇÖZÜM ARAYIŞLARI: 5N1K YAKLAŞIMI

THE SEARCH FOR A SOLUTION AGAINST EXPECTATIONS AND NEEDS IN EARTHQUAKE ENGINEERING IN TURKEY: 5W1H APPROACH

Bilge SİYAHİ[1], Bülent AKBAŞ[2], Yasin FAHJAN[3]

ÖZET

2011 Türkiye'sinde deprem tehlikesi gerçeğinin toplumun tüm kesimleri tarafından artık anlaşılabiliyor olması deprem mühendisliği konularında elimizi kolaylaştırması açısından oldukça önemlidir. Türkiye'nin üzerinde bulunduğu coğrafyada yaşanan tarihi ve son yüzyıl depremleri, hızla artan nüfus, kentlere göç ve sürekli yeni yerleşimlerin oluşturulması, mevcut yerleşimlerin yenilenmesi, mühendislik yapılarında yeni yöntem ve teknolojilerin uygulanmasındaki hızlı gelişmeler, giderek artan yapı stoku bu alanda mevcut sorunları hızla arttırmaktadır. Yeni açılan inşaat mühendisliği bölümleri, mevcut mezunlar, değişen yönetmelikler, oluşturulması gereken özel yönetmelikler, depreme dayanıklı yapı tasarımı gibi "deprem mühendisliğini" ilgilendiren tüm konular Türkiye'de oldukça dinamik çözümler gerektiren başlıca konularımızdan biridir. Bu çalışmada depreme dayanıklı yapı tasarımında deprem mühendisliği eğitimi ve deprem mühendisinden beklenenlerin ışığında deprem tehlike ve risk değerlendirmesi, tasarım için gerekli bölgeye özel deprem davranış spektrumlarının geliştirilmesi, özellikle depremsel geoteknik mühendisliği ve yapı mühendisliği açısından yapılması gerekenler detaylı bir şekilde irdelenmiştir. Deprem mühendisinden beklenenler ve yapılması gerekenler doğrultusunda özellikle deprem ve yapı mühendisliği eğitiminde 5N1K (ne, niçin, nerede, ne zaman, nasıl, kim/kimler) yaklaşımı sunulmuş ve deprem mühendisliğindeki temel bilgiler açıklanmaya çalışılmıştır. Deprem mühendisliğindeki temel bilgilerin nasıl kullanılabildiğine dair çalışmalara örnekler getirilmiş olup, tüm bilgilerin ışığında uygun lisansüstü program yaklaşımı sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: depreme dayanıklı yapı tasarımı, deprem mühendisliği eğitimi, deprem tehlike ve riski, davranış spektrumu

ABSTRACT

The majority of people in Turkey are aware of the seismic risk. Historical earthquakes, growing population, migration to big cities, new and alternative methods in engineering structures, etc. are some of the factors increasing the problems in earthquake engineering. Civil engineering programs offered by new universities, current graduates, modified codes, etc. require fast and dynamic solutions in Turkey. In this study, earthquake engineering education for earthquake resistant design, seismic hazard and risk assessment in light of the needs in earthquake engineering, constructing site-specific response spectrum, geotechnical earthquake engineering are investigated in detail. 5W1H approach (who, what, where, when, why, how) are presented based on the expectation from an earthquake engineer. Basic knowledge on earthquake engineering is presented with some case studies and a proper graduate program on earthquake engineering is also suggested at the end of the study.

Keywords: earthquake-resistant design, earthquake engineering education, seismic hazard and risk, response spectrum

[1] Prof. Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, bilge.siyahi@gyte.edu.tr
[2] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, akbasb@gyte.edu.tr
[3] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, fahjan@gyte.edu.tr

GİRİŞ

2011 Türkiye'sinde deprem tehlikesi gerçeği toplumun tüm kesimleri tarafından artık anlaşılabilmekte, bu da deprem mühendisliği konularında bazen gözle görebildiğimiz bazen de farkedilemeyen sorunların çözümünde oldukça fayda sağlamaktadır. Türkiye'nin üzerinde bulunduğu coğrafyada yaşanan tüm depremler (tarihi ve aletsel dönem), hızla artan nüfus, kentlere göç ve sürekli yeni yerleşim alanlarının oluşturulması, mevcut yerleşim alanlarının yenilenmesi, mühendislik yapılarında yeni yöntem ve teknolojilerin uygulanmasındaki hızlı gelişmeler, artan yapı stoğu ve yüksek yapı sayısının giderek artması deprem mühendisliği alanındaki sorunları hızla arttırmaktadır. Bu makale, deprem mühendisliği alanındaki karşılaşabildiğimiz sorunları irdelemekte ve çözüm yaklaşımlarını kendi bakış açımızla anlatmayı hedeflemektedir. Bilinen süreç iyileştirme yöntemlerinden olan 5N1K yaklaşımı (ne, nerede, nasıl, niçin, ne zaman, kim/kimler) ile sorunlar ortaya konulmuş ve çözümlerinde ise bazı yaklaşımlar önerilmiştir.

Deprem mühendisliğinden beklenen sonuç yapıların tasarımı ve inşası konusunda sismik, jeofizik, geoteknik, yapısal bilgilerin kullanılarak depreme dayanıklı ve güvenli yapı tasarımı ve inşasıdır (Şekil 1). Makalede bu amaçla gerekli tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin uygulanmasında olduğu kadar deprem mühendisliği eğitimi konusunda tümdengelimci yaklaşım önerilmektedir. Tümdengelim, genel bir önermeden veya varsayımdan yola çıkarak teorem çıkartma veya kanıtlama yöntemi olup, aynı zamanda herhangi bir konu için özel önerme çıkarmak olarak da tanımlanabilir. Tümdengelimsel yöntemde genel olarak ampirik verilerin, bunların birikişinden ve teorik biçimde yorumlanışından sonra, uygun bütün sonuçları daha tam ve daha tutarlı biçimde çıkarsamak amacıyla sistemleştirilmesinde kullanılan geçerli bilimsel çıkarsama yöntemlerinden birisidir. Bu yöntemde yeni bilgi, diğer şeyler arasında, dedüktif bir tarzda formüle edilmiş olan bir teorinin mümkün yorumlarının bir toplamı kabul edilir.

Deprem mühendisliği alanında ihtiyaçları ve beklentileri karşılayabilecek inovatif yaklaşımlara ihtiyaç olduğu düşüncesi ile bilinen bir süreç iyileştirme yöntemi olan 5N1K yaklaşımı ile deprem mühendisliği uygulamaları konusunu tartışmaya açmak istiyoruz. İş analizlerinde, planlamada, eğitimde, gazetecilik alanlarında çok kullanılan söz konusu yaklaşımı ele alalım. Planlama yaşamımızın her evresinde olduğu gibi özellikle mühendislik konularında olmazsa olmazlardan biridir. Kaçılmaz olarak konumuz itibariyle deprem mühendisliği konularındaki beklentiler ve ihtiyaçlar doğrultusunda oldukça basit ve kolay sorulara doğru yanıtları bulabilmek için ilerleyelim. 5N1K yaklaşımında sorular; ne, niçin (neden), nasıl, nerede, ne zaman ve kim/kimler' dir. Sorulara verilen yanıtlarla da planlanmak istenen konu, amaç, yöntem, mekân, süreç, ilgili ve sorumlu kişiler belirlenir.

Depreme dayanıklı ve güvenli her türlü yapı sisteminin tasarımı ve inşasında 5N1K yaklaşımı ile aşağıdaki soruların sorulması gereklidir:

a. Deprem mühendisliği *nedir*?
b. Deprem mühendisliğine *niçin* ihtiyaç duyulur?
c. Deprem mühendisliği *nasıl* uygulanmalıdır?
d. Deprem mühendisliği bilgileri *nerede* uygulanmalıdır?
e. Deprem mühendisliği bilgileri *ne zaman* uygulanmalıdır?
f. Deprem mühendisliği uygulamalarını *kim/kimler* gerçekleştirebilir?

Türkiye'de "deprem mühendisliği" açısından dinamik çözümler gerektiren konular arasında depreme dayanıklı yapı ve zemin yapıları tasarımı öncelikli olmasına rağmen, deprem mühendisliği eğitimi bağlamında yeni açılan inşaat mühendisliği bölümleri, mevcut mezunlar ve meslek içi eğitim, mevcut yönetmelikler, oluşturulması gereken özel yönetmelik konuları da sayılabilir. Deprem mühendisliğinden beklenenler arasında sahanın veya bölgelerin deprem tehlike ve risk değerlendirmesi, tasarım için gerekli bölgeye özel deprem tasarım spektrumlarının geliştirilmesi, depremsel geoteknik ve yapı mühendisliği açısından gerekli çalışmaların yapılması sayılabilir. Yapının kullanıcıları, tasarımcıları ve uygulayıcıları açısından haklı olarak talep edilen ihtiyaçlar dikkate alınarak depreme dayanıklı yapı tasarımı için değerlendirme yapılmalıdır.

Makalede öncelikle deprem mühendisliği açısından beklenen sonuç, bu sonuca ulaşmak için gerekli adımlar, beklentiler ve ihtiyaçlar doğrultusunda deprem mühendisliği eğitiminde yol haritası belirlenmeye çalışılmıştır.



a. Şehir Merkezinde Yüksek Yapılar (Chicago)



b. Açıkhava Tiyatrosu (Millenium Park-Chicago)



c. Bahai İbadethanesi (Wilmette-Chicago)



d. Dragon Binası (Beijing-Çin)



e. Kuş Yuvası Stadyumu (Pekin-Çin)



f. Oakland Körfezi Köprüsü (San Francisco-Amerika)

Şekil 1. Deprem Mühendisliğinden Beklenen Sonuç

Deprem mühendisliğinden beklenen sonuç her türlü yapının tasarımı ve inşası konusunda sismik, jeofizik, geoteknik, yapısal bilgilerin kullanılarak depreme dayanıklı ve güvenli yapı yapmaktır. Türkiye'nin depremi oldukça sık yaşayan bir ülke olduğu düşünülürse depreme dayanıklı yapı tasarımını daha iyi yapabilmek ve uygulayabilmek amacıyla süreci iyileştirebilmek için basit soruların üzerinden birlikte geçelim.

DEPREM MÜHENDİSLİĞİ'NDE 5N1K YAKLAŞIMI

Deprem Mühendisliği Nedir?

Deprem mühendisliği, deprem tehlikesine karşı yapıların davranışlarını belirleyen ve depreme dayanıklı yapı tasarımı yapabilen inşaat ve yapı mühendisliğinin bir alt kolu olarak tanımlanabilir.

Deprem Mühendisliğine Niçin İhtiyaç Duyulur?

Deprem mühendisliğinin ana amaçları ise aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Yerleşimlerde depreme dayanıklı her türlü yapı tasarımı yapmak ve uygulamak,
- Yerleşimlerde ve yapılarda depremlerin yaratabileceği potansiyel etkileri önceden görebilmek ve çözüme yönelik araştırmalar yapmak,
- Çözümlerin pratik uygulamaları için yapıların tasarım, yapım ve işletimini yönetmeliklerle belirlemek,
- Yıkıcı depremlerin sosyolojik, ekonomik, politik ve maddi etkilerini araştırmak.

Bu amaçları gerçekleştirmek için bölgeyi tehdit eden deprem (sismik) tehlikesinin belirlenmesi; olası deprem sırasında yapının göçmesini engelleyecek şekilde yapısal analiz, tasarım veya güçlendirme yapılması ve yapısal olmayan elemanların yaratacağı riskin belirlenmesi gerekir. Günümüz deprem yönetmeliklerinde (IBC 2010, ASCE 7-10 2010, TDY 2007), yukarıda bahsedilen amaçlara uygun olarak depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkeleri:

- hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan elemanların sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi,
- orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması,
- şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlanması

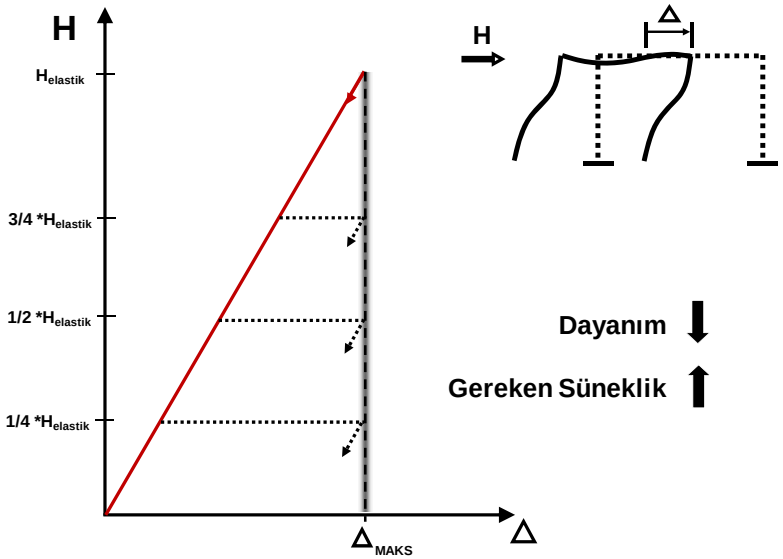
olarak belirtilmektedir. Yeni yapılacak binalar için deprem yönetmelikleri yukarıdaki ana ilkelerden sadece şiddetli depremlerde can güvenliğinin sağlanması amacı ile yapısal hasar oluşumunun sınırlanması ilkesini benimseyen hesap yöntemi, yani tek seviyeli bir tasarım önermektedir. Mevcut binaların değerlendirilmesinde ise modern yönetmelikler (TDY 2007, FEMA-356 2000, vb.) binanın önem derecesine göre birden fazla deprem etkisini ve performans hedefini dikkate alan çok seviyeli ve elastik ötesi davranışı göz önüne alan yöntemler sunmaktadır. Yıkıcı depremlerin sonucu oluşabilecek sosyolojik, ekonomik, politik sorunlar genellikle kentler için özel olarak yapılan Deprem Master Planları içinde çalışılmaktadır. Türkiye'de deprem mühendisliğinin bu tanımlamalar çerçevesinde gerek meslektaşlarımız gerekse karar verici mekanizmalar tarafından anlaşılması önemlidir.

Deprem Mühendisliği Nasıl Uygulanmalıdır?

Her türlü yapının (konut, sanayi yapısı, tünel, baraj, iskele, kıyı ötesi, vb.) farklı deprem etkileri altında istenilen hedef performans düzeyleri için tasarım yapacak mühendislerin mutlaka deprem mühendisliği eğitimi almış olmaları gerekmektedir. Bu tasarım için en genel ilke olarak deprem yer hareketi sonucunda yapılarda oluşacak hasarın derecesinin yapının dayanımına bağlı olduğu

kabulüdür. Yapının dayanımı elastik deprem kuvvetine eşitse (Şekil 2'deki $H_{elastik}$) yapıda bir hasar oluşmayacaktır. Yapının dayanımı azaldıkça hasarın derecesi, diğer bir deyişle süneklik istemi de artacaktır (Şekil 2). Yapının deprem yer hareketini göçmeden karşılayabilmesi için yeteri kadar sünek davranış göstermesi gerekir. Süneklik, yapının elastik ötesi doğrusal olmayan şekil değiştirme kapasitesi olarak tanımlanabilir.

Yapının deprem sırasında oluşacak süneklik istemini karşılayabilmesi için "Kapasite Tasarımı İlkeleri"nin mühendislerce anlaşılması ve uygulanması gereklidir. Kapasite Tasarımı İlkelerini betonarme taşıyıcı sistemlerde uygularken, kritik kesitlerde beton şekil değiştirme kapasitesinin geliştirilmesi için sargı donası kullanılmalı, çerçeve türü sistemlerde güçlü kolon-zayıf kiriş düzenlemesi yapılmalı ve gevrek kırılmalar önlenmelidir (kesme kırılması ve aderans kaybı önlenerek). Çelik taşıyıcı sistemlerde ise plastik mafsallar birleşimden uzak bir noktada oluşturulmalı, kapasitesi korunan bölgeler tanımlanmalı, taşıyıcı sistemde sigorta elemanlar seçilmeli ve sigorta elemanlar taşıyıcı sistemin en zayıf elemanı olarak diğer taşıyıcı sistem elemanları ise sigorta elemandan daha güçlü tasarlanmalıdır. Limit tasarım kriteri olarak ise çeliğin akması alınmalı ve gevrek göçme modlarının (blok kesme kırılması, bulon deliği çevresinde ezilme, net alanda kırılma vb.) oluşması engellenmelidir. Tüm bu davranışın anlaşılarak yapıların detaylandırılması gerekir.



Şekil 2. Yapılar Neden Süneklik İhtiyacı Duyarlar (Engelhardt 2007)

Deprem mühendisliğinde depreme dayanıklı yapı tasarımının temel aşamalarını aşağıdaki gibi sıralayabiliriz:

- Yerleşimlerin veya yapının planlandığı bölgeyi tehdit eden deprem tehlikesinin belirlenmesi (tasarım amaç ve sonuçlarına bağlı olarak olasılıksal veya deterministik deprem tehlikesi),
- Farklı seviyelerdeki depremler sırasında yapının farklı performanslar göstermesini sağlayacak şekilde yapısal analiz ve tasarım yapılması,
- Güçlendirme yapılması durumunda güçlendirilen yapının deprem performansının yeterli olup olmadığının belirlenmesi,
- Yapısal olmayan elemanların yaratacağı risklerin ortaya konulması,
- Yıkıcı depremlerin yaratacağı sosyal, hukuki, ekonomik, maddi kayıpların araştırılması ve sonuçların yerel ve merkezi idarelerle paylaşılması.

Deprem Mühendisliği Bilgileri Nerede Uygulanmalıdır?

Deprem mühendisliği konuları deprem tehlikesine maruz bölgelerde yerleşimlerin planlanmasında veya mevcut yerleşimlerin değerlendirilmesinde, bu bölgelerde inşa edilen tüm yapılarda (mevcut veya yeni yapılacak olanlar) uygulanmak zorundadır. Türkiye'nin nüfusu ile orantılı artan konut, fabrika, hastane, okul ve yaşam can damarı sistemleri (lifeline), otoyollar, barajlar, su, petrol ve doğalgaz iletim sistemlerinin depreme dayanıklı tasarlanması ve mevcut olanların ise deprem güvenliğinin saptanması gereklidir. Deprem dayanımı olmayan mevcut binalarda da güçlendirme teknikleri (sönüm cihazları, sismik yalıtım sistemleri, burkulması önlenmiş çaprazlar, aktif ve pasif kontrol sistemleri) ileri düzeyde deprem ve yapı mühendisliği bilgisi gerektirmektedir. Bahsedilen tüm deprem mühendisliği konularında tasarım, imalat, değerlendirme aşamalarında deprem mühendislerine ve deprem mühendisliği bilgilerine ihtiyaç duyulmaktadır.

Deprem Mühendisliği Temel Bilgileri Ne Zaman Uygulanmalıdır?

Deprem mühendisliğinde tasarım sürecinde mühendislerin ihtiyaç duyduğu adımlar aşağıda ana hatları ile sıralanmıştır.

- Tasarım depreminin / deprem etkisinin belirlenmesi
- Sahaya ve yapıya özel deprem etkisinin belirlenmesi
- Deterministik ve/veya olasılıksal (probabilistik) deprem tehlikesinin belirlenmesi ve tasarım bazlı gerekli parametrelerin verilmesi
- Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme (depremsel yapı ve geoteknik mühendisliği konularında)

Deprem mühendisliğindeki temel bilgilerin tüm yapılarda uygulanmaya kalkışılması gereksiz detaylarla uğraşılmasına sebep olacaktır. Hangi bilginin nerede kullanılacağına veya kullanılması gerektiğine her problem için özel olarak karar verilmelidir. Deprem mühendisliği eğitimi almış bir mühendis, karşılaştığı problemleri sahip olduğu bilgi ve becerileri kullanarak çözüme ulaştırabilir. Örneğin, yüksek katlı binaların yapılacağı bir arazi için bölgenin deprem tehlikesi değerlendirilmeli ve olasılıksal deprem tasarım spektrumu belirlenmelidir. Kazıklı bir iskele yapısının şekil değiştirmeye göre tasarımı gerekiyorsa, zemin kazık etkileşimi göz önüne alınmalı, olasılıksal deprem tasarım spektrumu belirlenmeli ve hedef yer değiştirme istemine karşı gelen şekil değiştirmeler belirlenmelidir. Yumuşak zeminde yapılacak yüksek katlı binalarda zemin-yapı etkileşimi direkt veya altsistem yaklaşımıyla dikkate alınabilir. Hastane veya okul gibi önem derecesi yüksek binalar tasarlanıyorsa farklı deprem etkileri için analizler yapılarak binanın performansı değerlendirilmelidir.

Deprem Mühendisliği Uygulamalarını Kim/Kimler Gerçekleştirebilir?

Deprem mühendisliği konularındaki çalışmaları inşaat mühendisliği lisans eğitimini tamamlayan mühendisler deprem mühendisliği alanında lisansüstü eğitimi aldıktan sonra gerçekleştirebilirler. Günümüzde lisans eğitimi sırasında alınan teknik bilgi donanımı ile depreme dayanıklı yapı tasarımı yapabilmek ne yazık ki çok mümkün değildir. Deprem mühendisliği uygulamaları ve tasarımı yapacak olan inşaat mühendisinin deprem mühendisliği eğitimi almış olması gerekmektedir. Deprem dayanıklı yapı projelerini kontrol edecek mühendislerinde doğal olarak deprem mühendisliği konularına vakıf olması beklenmektedir. Türkiye'de deprem mühendisliği eğitimi veren üniversitelerin son derece az olması nedeniyle mevcut mühendislerin en azından İnşaat Mühendisleri Odalarının meslek içi eğitimi seminer ve kurslarla desteklemeleri gerekmektedir. Ayrıca dünyanın herhangi bir yerinde meydana gelen deprem kendi orijinalliğinden dolayı farklı dersler verebilmektedir. Bu nedenle konuyla ilgili olan herkesin literatürü ve yayınları takip etmesi son derece önemlidir.

İHTİYAÇLAR DOĞRULTUSUNDA DEPREM MÜHENDİSLİĞİNDE TEMEL BİLGİLER

Deprem mühendisliğinde tasarım sürecinde mühendislerin ihtiyaç duyduğu adımlar önemli olduğundan daha detaylı olarak incelenmesi gereği duyulmaktadır.

Tasarım Depreminin / Deprem Etkisinin Belirlenmesi

Yapılarda deprem tasarımı yapabilmek amacıyla tasarım bazlı yer hareketinin elde edilmesindeki esaslar mevcut deprem yönetmeliklerinde yer almaktadır. Bu yönetmeliklerden Türkiye'de en yaygın olarak kullanılanları Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik (TDY 2007), Eurocode8 (EC8 2003), International Building Code (IBC 2010) ve İstanbul Büyükşehir Belediyesi için hazırlanan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'dir (İYBDY 2008). Yapının önemine göre bir veya birden çok deprem etkisi belirlenebilir. TDY'de (2007) yeni yapılacak binalar için esas alınan tasarım depremi, dönüş periyodu 475 yıl olan, diğer deyişle bir yılda meydana gelme olasılığı 1/475=0.0021 olan "seyrek deprem" dir. Farklı deprem etkileri Tablo 1'deki gibi tanımlanabilir (TDY 2007).

Tablo 1. TDY'de (2007) Tanımlanan Farklı Deprem Etkileri

Deprem Etkisi	Dönüş Periyodu	50 yılda aşılma olasılığı	Minimum Performans Hedefi (örnek)	Tanımı
Hafif (D1)	72 yıl	%50	Hemen Kullanım	0.5xTD
Seyrek (D2)	475 yıl	%10	Can Güvenliği	Tasarım depremi (TD) TDY (2007)
Çok Seyrek (D3)	2475 yıl	%2	Göçme Öncesi	1.5xTD

Sahaya Özel Deprem Tehlikesinin Değerlendirilmesi

Bir bölgede deprem tehlikesinin değerlendirilmesi aşamasında, bölgenin sismotektonik yapısı (faylanma mekanizmaları ve fay özellikleri), bölgede geçmişte yaşanmış tarihsel ve aletsel deprem kayıtları, bölgenin yerel jeolojisi ve zemin koşulları göz önüne alınmalıdır. Ayrıca, bölgedeki tarihsel dönem depremlerinin diri fay haritası üzerindeki dağılımları çıkarılmalı, bölgesel kinematik ve diri fay-deprem ilişkisi belirlenmeli, mümkünse GPS ile ölçülen kayma hızları harita üzerinde çizilerek gösterilmelidir. Sahaya özel deprem tehlike değerlendirmesinde kullanılacak olan verilerin büyük çoğunluğu doğal olarak jeoloji, aktif tektonik, paleosismoloji, jeofizik mühendisliği ve sismoloji verilerinden oluşacaktır. Bahsedilen her türlü veri kendi alanlarında son derece anlamlı olmasına karşın depreme dayanıklı yapı tasarımı yapacak mühendislerin kullanabilmesi için uygun parametreler cinsinden düzenlenmiş olması gerekmektedir. Deprem mühendisleri tasarım aşamasında yapıya ve bölgeye özel seçilmiş tasarım depremini temsil eden tasarım spektrumları ile çalışmak zorundadırlar.

Olasılıksal Deprem Tehlikesinin Belirlenmesi

Deprem tehlikesi, temel olarak hasar ve can kaybı yaratabilecek büyüklükte bir depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve belli bir zaman periyodu içerisinde belirlenmesi olarak tanımlanmaktadır. Bu değerin belirlenmesi için kullanılan jeolojik, sismolojik, kuvvetli yer hareketi gibi girdilerin her biri potansiyel olarak belirsizlik içerdiğinden, olasılıksal yöntemler kullanılarak bu belirsizliklerin güçlü, uyumlu ve sistematik bir şekilde yönetilmesi sağlanmaktadır.

Türkiye'de 1998 yılından beri kullanılmakta olan deprem tehlikesi bölgeleme haritası Gülkan vd. (1993) tarafından hazırlanmış olasılıksal tehlike çalışmalarını baz almaktadır. Kapsamı kaçınılmaz olarak tüm ülke olarak alınmış ve çalışma ölçeği büyük seçilmiştir. Bu çalışmanın sonuçlarının bir kısmı, 50 yılda %10 aşılma olasılığına karşılık gelen maksimum yatay yer ivmesi değerleri TDY'deki (2007) dört adet deprem tehlike bölgesi olarak karşımıza çıkmaktadır.

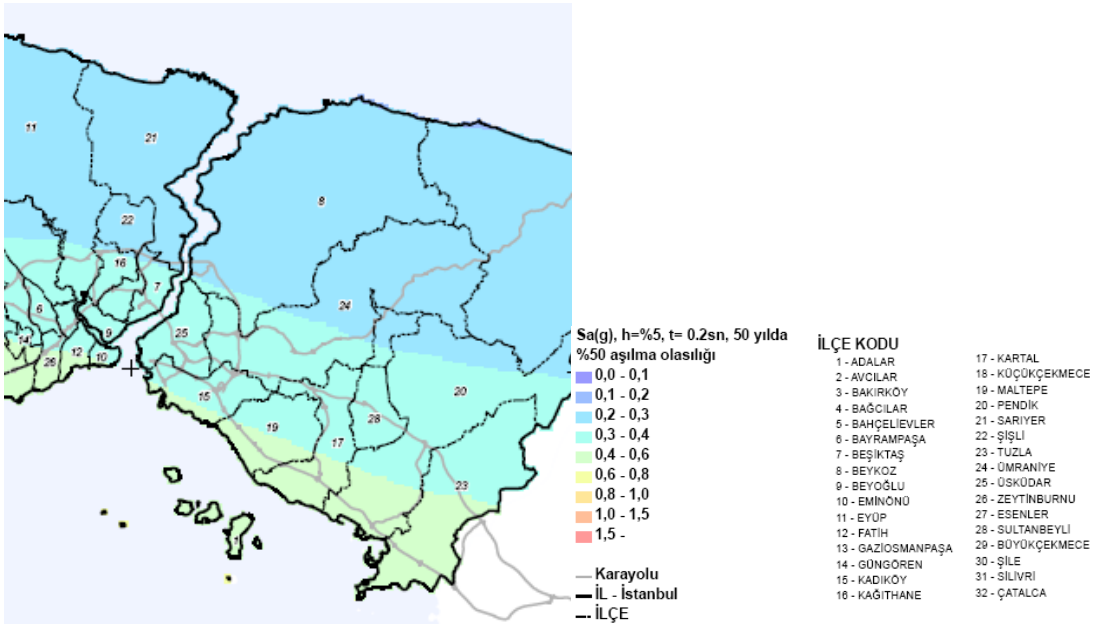
Olasılıksal sismik tehlike analizi; sismik kaynakların geometrisinde, ilgilenilen sahaya uzaklıklarında, azalım ilişkilerinde, beklenen depremlerin büyüklüklerindeki belirsizlik durumlarında, ilgilenilen sahaya seçilen tasarım periyodu içinde gelebilecek ve belli bir aşılma olasılığına sahip yer hareketi parametrelerinin sistematik bir şekilde modellenip, tahmin edilebilmesini sağlar. Jeolojik parametrelerden başlayarak, kaynaktan uzaklığa kadar uzanan birçok öğenin belirsizliğe sahip olabildiği bu doğa olayı karşısında; sahanın maruz kalacağı yer hareketi parametrelerinin tahmininin, deterministik analiz yaklaşımıyla karşılaştırıldığında çok daha fazla başarılı olduğu, yöntemin Cornell (1968) tarafından ortaya atıldığı tarihten beri uygulama alanlarının genişlemesiyle görülmektedir. Cornell'in (1968) geliştirdiği olasılıksal sismik tehlike belirlemesi yöntemi, daha çok parametrenin rastlantısallaştırılması gibi değişikliklere uğradıysa da, günümüze kadar esas olarak aynı çerçeve üzerinde seyretmiştir. Olasılıksal deprem tehlikesinin belirlenmesinde temel olarak aşağıdaki adımlar sırasıyla takip edilir:

i) Bölge için sismik tehlikeyi oluşturan alan kapsamındaki sismotektonik verilerin derlenmesi,
ii) Derlenen sismotektonik verilerin ışığında sismik kaynak bölgelendirilmesinin yapılması,
iii) Bölgelendirilmiş kaynakların deprem üretme potansiyellerinin saptanması ve deprem büyüklüğü – tekrar ilişkilerinin çıkarılması,
iv) Belirlenen deprem kaynaklarının karakteristiğine uygun olan ampirik kuvvetli yer hareketi parametresi tahmin ilişkilerinin derlenmesi ve analizlere dahil edilecek şekilde düzenlenmesi,
v) İlgilenilen tüm parametrelerin belirsizliklerini göz önünde bulundurarak proje lokasyonu için maksimum yatay yer ivmesi aşılma olasılığı dağılımlarının, dolayısıyla senelik sismik tehlike eğrilerinin elde edilmesi,
vi) Bu analizlerin, maksimum yatay yer ivmesi tahmininin yanı sıra verilen süre ve aşılma olasılıklarına karşılık gelen deprem tasarım spektrumu ordinatlarını tahmin etmek için uygulanması,
vii) Seçilen deprem tasarım spektrumuyla uyumlu ivme-zaman kayıtlarının derlenmesi.

Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Esasları, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Yönetmeliği (DLH 2008), Türkiye için kısa periyod (S_s) ve 1 sn periyod (S_1) için spektral ivme değerlerini vermektedir (Tablo 2). İYBDY'nde (2008) İstanbul ili için farklı deprem düzeylerine ait deprem tehlike haritaları verilmektedir (Şekil 3).

Tablo 2. Farklı Deprem Düzeyleri İçin Spektral İvme Değerleri (DLH 2008)

Koordinat		**Kısa Periyod için Spektral İvme (g) - S_S**			**1.0 sn Periyodu için Spektral İvme (g) – S_1**		
		50 yılda aşılma olasılığı			**50 yılda aşılma olasılığı**		
Boylam	**Enlem**	**% 50**	**% 10**	**% 2**	**% 50**	**% 10**	**% 2**
…	…	…	…	…	…	…	…
25.6	35.8	0.16	0.32	0.56	0.06	0.11	0.19
25.6	36.0	0.18	0.36	0.61	0.06	0.12	0.21
…	…	…	…	…	…	…	…



Şekil 3. Deprem Tehlikesi Haritası (t=0.2sn, 50 yılda %50 aşılma olasılığı) (İYBDY 2008)

Deterministik Deprem Tehlikesinin Belirlenmesi

Yapının lokasyonunun maruz kalacağı deprem tehlikesini deterministik olarak belirlemek için sismik kaynakların toplam tehlikeye katkısı ayırt edilir, belirli bir fay üzerinde meydana gelecek baskın deprem büyüklüğü senaryo depremi olarak çalışılır. Deterministik senaryoda, faya olası bir deprem büyüklüğü ve kaynağa olan ortalama uzaklık atanır. Daha sonra yapının lokasyonunda tahmin edilen medyan maksimum ivme/spektral ivme ve medyan değere 1 standart sapma (σ) değeri ilave edilir.

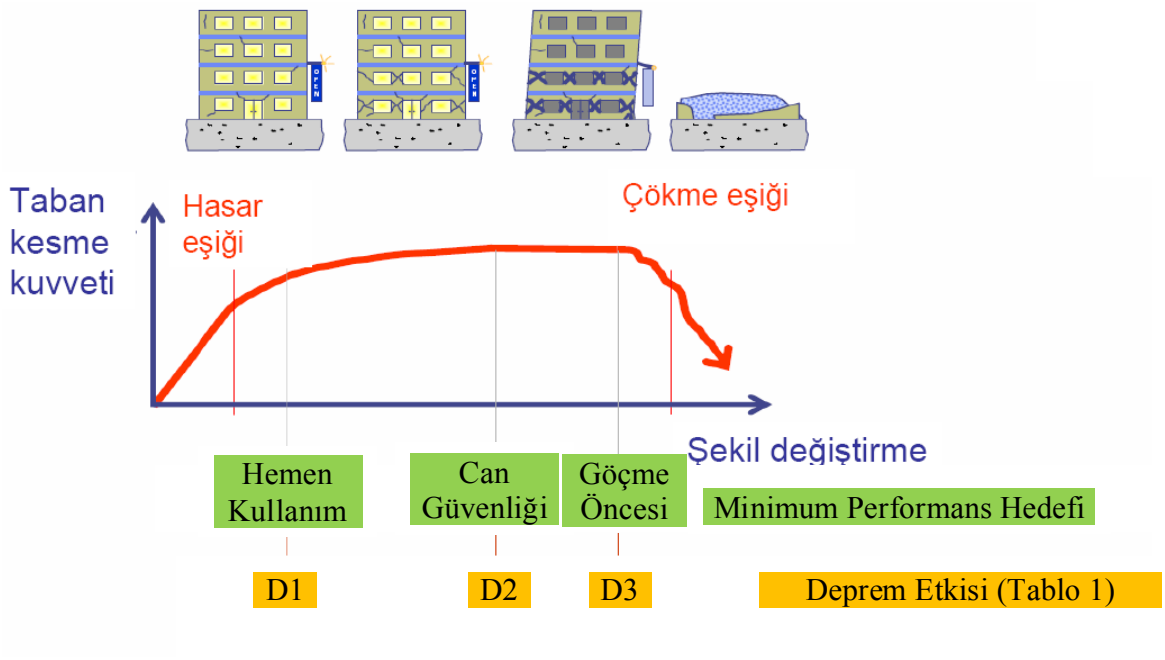
Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme

Performansa dayalı tasarım olasılıksal bir yaklaşım olduğundan yeterli hassasiyette karar verebilmek için kullanılan veri tabanlarının sağlıklı olması gerekmektedir. Deprem mühendisliği alanındaki gelişmeler son yüzyılda ortaya çıkmış ve büyük ivme kazanarak gelişmeye devam etmiştir. Her yaşanan deprem kendi başına eşsiz olduğundan beraberinde getirdiği yeni derslerden öğrenerek deprem mühendisliği deneme-yanılma yöntemleri ile ilerlemeye çalışmaktadır. Belirli performans hedeflerini gerçekleştirmek için kaçınılmaz olarak doğrusal elastik olmayan (nonlineer) hesap yöntemlerinin uygulanması gerekmektedir.

Yapı ve deprem mühendisliğinde yapıların deprem yer hareketleri altındaki davranışlarını tahmin edebilen "Dayanıma Göre (kuvvet esaslı) Tasarım'dan" dayanımı ve davranışı sayısal olarak belirlemeye yönelik "Performansa (şekil değiştirmeye veya deplasmana) Göre Tasarım" ilkeleri kullanılmaya başlanmıştır (Aydınoğlu 2011). Performansa dayalı tasarımla ilgili çalışmalar 1989 Loma Prieta, Kaliforniya depreminden sonra hızlanmış ve şekil değiştirmeye göre tasarıma geçilmeye başlanmıştır. Kaliforniye Yapı Mühendisleri Derneği (SEAOC) tarafından 1995 yılında yayınlanan kitapçıkta performansa dayalı tasarımla ilgili temel ilkeler sunulmuştur (VISION-2000, 1995). Applied Technology Council (ATC) tarafından bir sene sonra betonarme yapıların deprem tehlikelerinin değerlendirilmeleriyle ilgili ATC-40 (1996) yayınlamıştır. 1997 ve 2000 yıllarında sırasıyla FEMA-273 (1997) ve FEMA356 (2000) yayınlanmıştır. 2005 senesinde ise FEMA440 (ATC-55) (2005) yayınlanmış ve yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılan doğrusal elastik olmayan yöntemler değerlendirilmiştir. Türkiye'de ise 2007 senesinde değiştirilen deprem yönetmeliği (TDY, 2007) ayrı bir bölüm olarak (TDY, Bölüm 7, 2007), mevcut binaların performans esaslı tasarımı ve değerlendirilmesi konusundaki esasları ortaya koymuştur. DLH (2008) yönetmeliği de performansa göre kıyı ve liman yapıların tasarımı ve değerlendirilmesi ilkelerini açıklamıştır. Kaliforniya'da yüksek binaların tasarımı konusunda (TBI 2010) performansa göre tasarım ve değerlendirme için yapılan çalışmalara paralel olarak, Türkiye'de de yüksek yapıların

tasarımı konusunda 2008 yılında bir taslak hazırlanmıştır (İYBDY, 2008). Yüksek yapıların tasarımında kullanılacak farklı deprem etkileri, performans düzeyleri, performans bölgeleri, performans hedefleri tanımlanarak analiz ve tasarım yöntemleri açıklanmıştır.

Performansa dayalı tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak tahmin edilir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığı kontrol edilir (Şekil 4). Kabul edilebilir hasar limitleri, çeşitli deprem düzeylerinde yapı için öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır. Eleman düzeyinde hesaplanması öngörülen deprem hasarı, şiddetli depremlerde genel olarak doğrusal elastik sınırlar ötesinde meydana doğrusal olamayan (nonlineer) deformasyonlara karşı geldiğinden performansa göre tasarım yaklaşımı, doğrusal olmayan analiz yöntemleri ve şekil değiştirmeye (deformasyona) göre tasarım kavramı ile doğrudan ilişkilidir. Aydınoğlu ve Celep (2005) tarafından belirtildiği gibi inşaat mühendisliği eğitiminde artık dayanıma göre tasarımdan şekil değiştirmeye göre tasarıma geçiş zamanı gelmiştir. Çok seviyeli bina performansının değerlendirilmesinde ise dayanıma göre tasarım yerine şekil değiştirmeye göre tasarım ilkelerini uygulamak artık mecburi olmaktadır (Aydınoğlu 2011).



Şekil 4. Farklı Deprem Etkileri İçin Farklı Performans Seviyeleri (Gülkan, 2009)

Geoteknik Deprem Mühendisliğinde Performansa Dayalı Tasarım ve LRFD Yöntemi

Türkiye'de geleneksel geoteknik deprem mühendisliği uygulamalarında birçok amprik bağıntı kullanılmakta olup bu bağıntıların hepsi yüksek derecede belirsizlikler içermektedir. Bu belirsizliklerin çoğu sahada yapılan deneylerden ve laboratuardaki numunenin örselenmesinden kaynaklanmaktadır. Geoteknik deprem mühendisliğinde performansa dayalı tasarım yaklaşımının uygulanabilmesi için bu belirsizliklerin azaltılmasına yönelik çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu da ancak ciddi bir şekilde kontrol edilen saha ve laboratuar deneyleriyle mümkün olabilir. Geoteknik parametrelerin doğru tahmin edilmesi ve belirsizliklerin azaltılması yapının maliyetini azaltabileceği gibi istenmeyen göçme modlarının da oluşmasını engelleyecektir. Örneğin, çok düşük veya yüksek verilen zemin taşıma gücü yapının göçme mekanizmasını etkileyebilir.

Çelik yapıların tasarımında olduğu gibi geoteknik mühendisliğinde de LRFD (Load and Resistance Factor Design) tasarım yöntemine geçilmelidir. LRFD yöntemi bir limit durum tasarım yöntemidir. Elastik hesap yöntemi ile karşılaştırıldığında belirsizlikler kontrol edilebilir ve daha üniform bir güvenlik sağlanabilir. Geoteknik deprem mühendisliğinde LRFD yönteminin uygulanmasındaki en büyük problem LRFD dayanım faktörlerinin belirlenmedir. Modern deprem yönetmelikleri nihai taşıma gücü için dayanım faktörlerini vermektedir (ASCE 7-10 2010, AASHTO 2010). Yapı mühendisliği uygulamalarından farklı olarak, geoteknik deprem mühendisliğindeki yüklere ilişkin varyasyon katsayısı daha düşüktür. Üstyapı ve temeldeki belirsizliklerin rölatif büyüklükleri yük ve dayanım faktörlerini etkiler. Üstyapı ile karşılaştırıldığında temeller ve geoteknik yapılar dayanım faktörlerindeki belirsizlikler yük faktörleriyle ilgili belirsizliklerden daha fazladır (Honjo et al., 2000). Türkiye'de de Geoteknik Deprem Mühendisliği konusunda performansa dayalı tasarım biran önce uygulanmaya başlanmalıdır.

Deprem Mühendisliğinde Temel Bilgileri Kullanarak Yapılan Uygulamalar

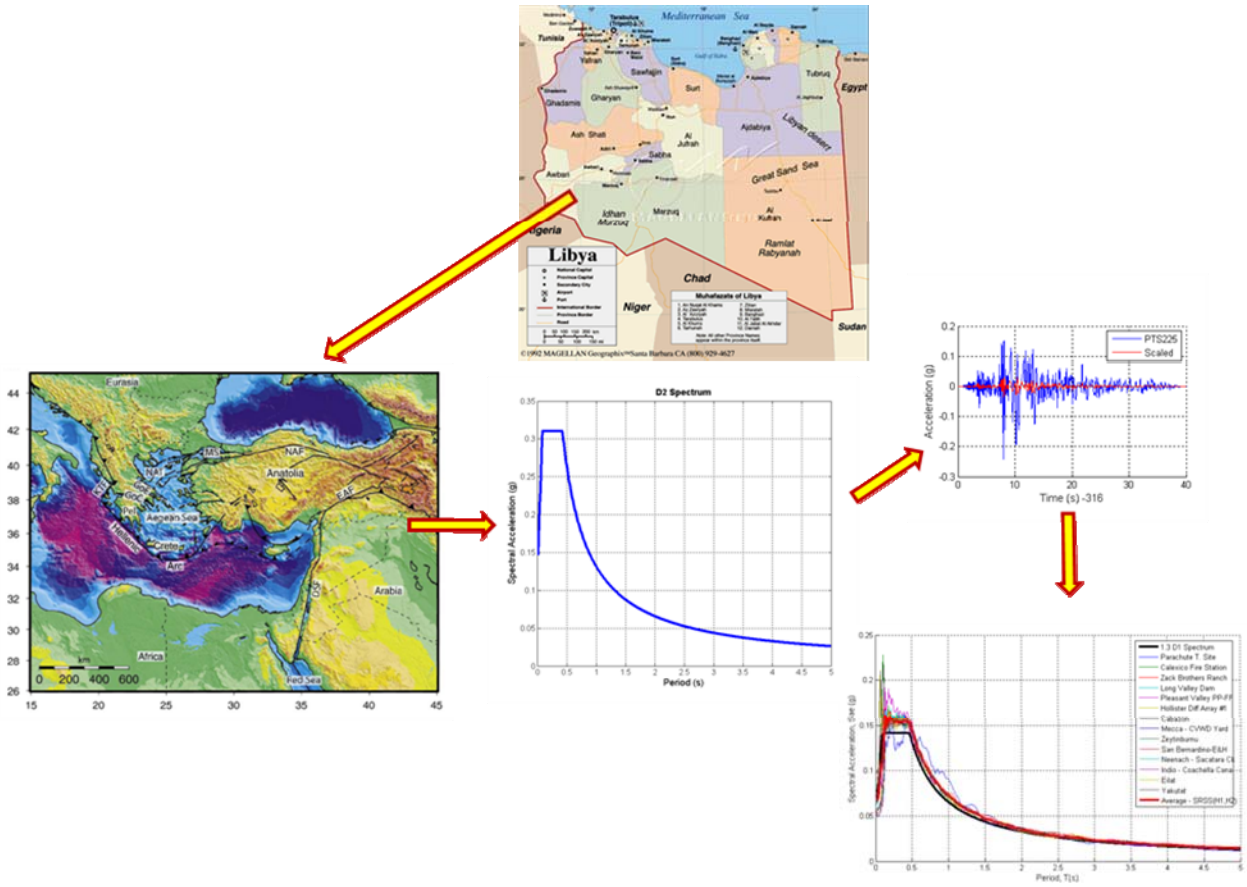
Yukarıdaki açıklanan temel bilgiler kullanılarak deprem mühendisliği uygulamaları mühendisler tarafından bilinçli bir şekilde yapılabilir. Bu bölümde, deprem mühendisliğindeki temel bilgiler kullanılarak yapılan dört çalışmadan örnekler verilecektir:

a- Deprem Tehlike Değerlendirmesi ve Spektrum Uyumlu Yer Hareketlerinin Seçilmesi

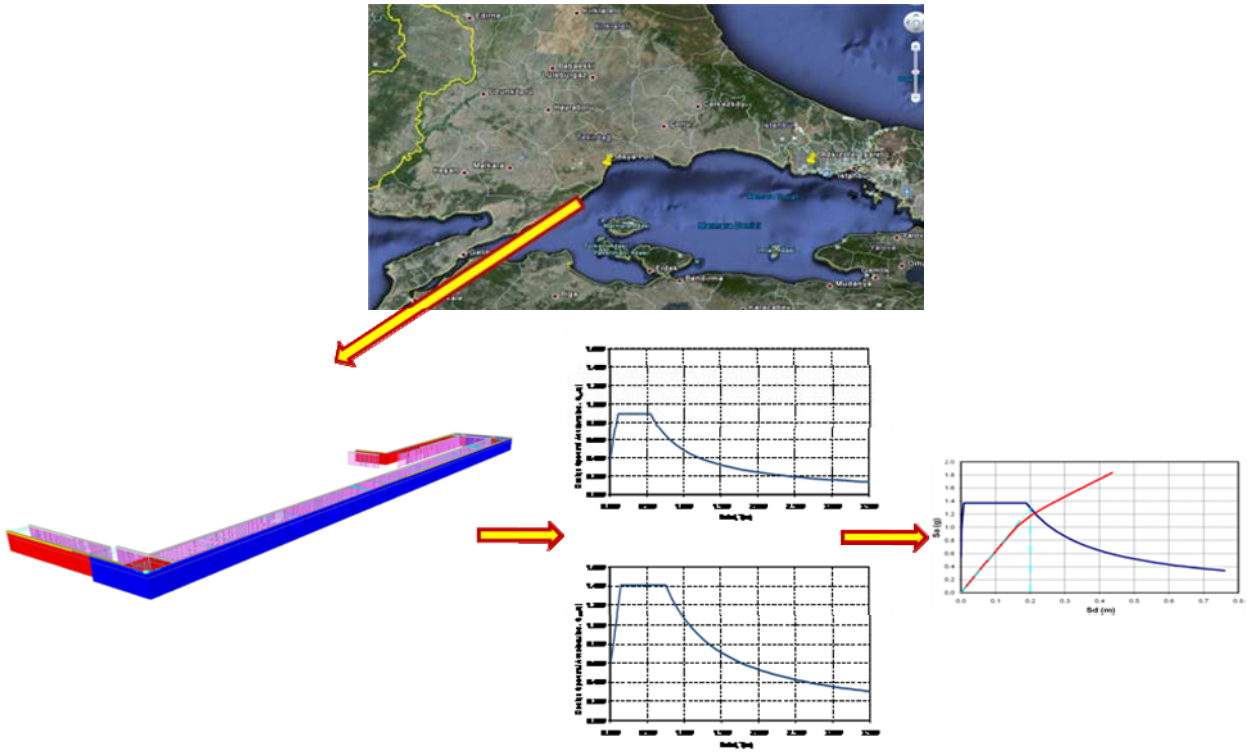
Libya, Bingazi'de yapılacak olan yüksek yapı kompleksi için olasılıksal deprem tehlike değerlendirmesi yapılmış ve spektrum uyumlu yer hareketleri seçilmiştir (Şekil 5). Bu amaçla, olasılıksal deprem tehlike analizi yapabilmek için ilk olarak Bingazi bölgesinin depremselliği incelenmiştir. Proje yüksek yapı olarak değerlendirildiği için bir önceki konuda bahsedilen D1, D2, and D3 seviyeleri olarak üç farklı deprem etkisi önerilmiştir (Tablo 1). Bölgedeki sismotektonik kaynaklar arasında olasılıksal deprem tehlike analizinde kullanılmak üzere onbir sismik kaynak belirlenmiştir. Bölge için mevcut değerlendirilmede Akdeniz ve Kuzey Afrika bölgesi için derlenen büyük bir katalog (7780 olay) kullanılmıştır. Üç farklı deprem etkisi için deprem tasarım spektrumları belirlendikten sonra 14 farklı deprem yer hareketi seçilerek spektrum uyumlu olacak şekilde ölçeklendirilmiştir (Siyahi vd., 2010).

b- Kazıklı İskelelerde Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım

Türkiye, Marmara Ereğlisi'nde yeni yapılacak kazıklı bir iskelenin şekil değiştirmeye göre tasarımı DLH (2008) yönetmeliği kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 6). Bu amaçla ilk olarak, kazıklı iskelenin yapısal modeli oluşturularak küçük anolara bölünmüş ve her bir anonun deprem performansı ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Deprem performansının değerlendirilmesinde DLH'da (2008) tanımlandığı biçimde şekil değiştirmeye göre tasarım yöntemi kullanılmıştır. İki farklı deprem etkisi (D1 ve D2) altında analizler yapılarak her bir ano için modal kapasite-davranış spektrumları çizilmiş ve hedef yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Son olarak hedef yer değiştirmeler için kesitlerde birim deformasyon istemleri kontrol edilerek performans değerlendirmesi yapılmıştır (Doran vd., 2010).



Şekil 5. Olasılıksal Deprem Tehlike Analizi ve Spektrum Uyumlu Deprem Yer Hareketleri (Siyahi vd., 2010)



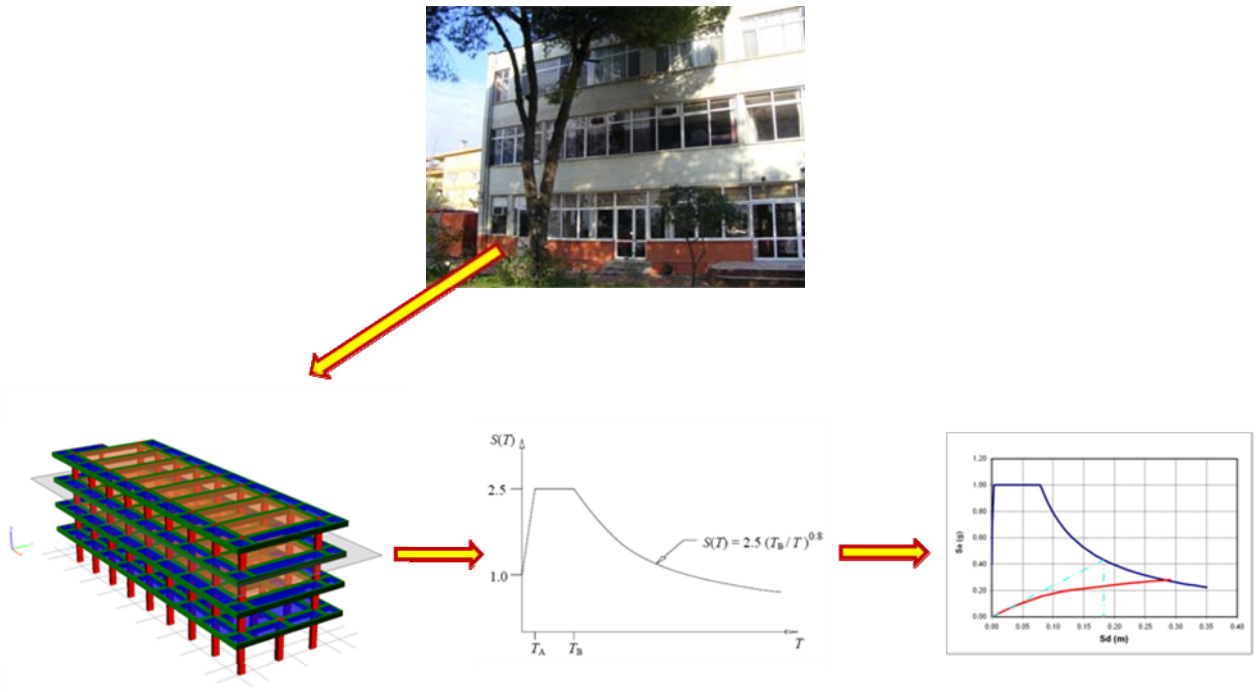
Şekil 6. Kazıklı İskelelerde Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım (Doran vd., 2010)

c- Mevcut Binaların Deprem Performanslarının Değerlendirilmesi

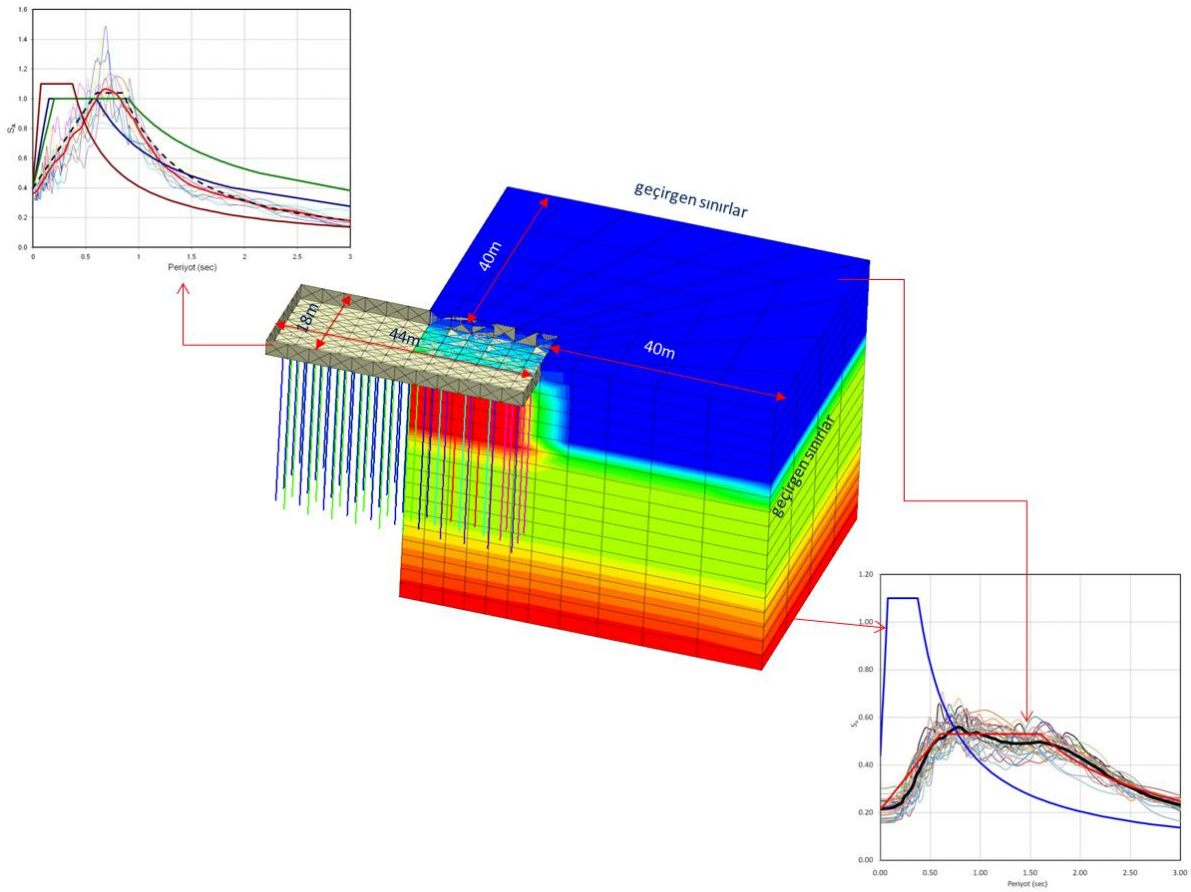
Mevcut askeri bir binanın deprem performansının değerlendirilmesi TDY (2007) kullanılarak yapılmıştır (Fahjan ve Akbaş, 2009). Bu amaçla öncelikle bina ile ilgili bilgi toplanmış, projesi doğrulanmış ve malzeme deneyleri yapılmıştır. Daha sonra tesisin yapısal modeli oluşturularak iki farklı deprem etkisi altında (D2 ve D3) iki farklı performans düzeyi için modal kapasite-davranış spektrumu çizilerek performans değerlendirmesi yapılmıştır (Şekil 7).

d- Zemin-Kazık-Yapı Etkileşimi

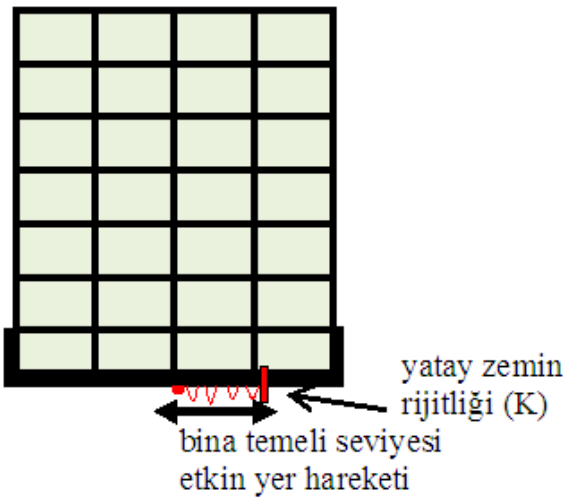
Depreme dayanıklı yapı tasarımında özellikle yumuşak zemin tabakalara oturan yüksek yapılarda oluşacağı düşünülen zemin-kazık-yapı etkileşimi oldukça önemli bir konudur. Konunun önemi ve yapısal davranışa etkisi düşünüldüğünde üç boyutlu modelleme çalışmaları kaçınılmaz olmaktadır. Zemin-kazık-yapı etkileşimi problemlerinde uygulamaya yatkınlığı nedeniyle "Altsistem Yöntemi (Aydınoğlu, 1993)" yöntemi kullanılarak çözümler yapılmıştır (Siyahi vd., 2011). Çalışmada altsistem yöntemi'nde zemin ortamı ve üstyapı birer altsistem olarak modellenmiş, bu modelleme ile uyumlu olarak, yapı-zemin dinamik etkileşiminin "Kinematik Etkileşim" ve "Eylemsizlik Etkileşimi" olmak üzere iki kısma ayrılması mümkün olmuştur. Kinematik etkileşim analizlerinde ilk olarak ana kaya ve iyileştirilmemiş zemin için temel seviyesindeki ortalama ivme spektrumu bulunmuş (Şekil 8'de sağ alt spektrum), daha sonra iyileştirmenin (taş kolon ve jet grout uygulaması) etkisi göz önüne alınarak temel seviyesindeki ortalama ivme spektrumu ve etkin yer hareketi elde edilmiştir (Şekil 8'de sol üst spektrum). Eylemsizlik Etkileşimi analizlerinde kinematik etkileşim analizlerinden elde edilen temel etkin yer hareketi, üstyapı altsistemine temel seviyesinde etki ettirilmiştir (Şekil 9).



Şekil 7. Binalarda Performansa Dayalı Değerlendirme (Fahjan ve Akbas, 2009)



Şekil 8. Kinematik Zemin-Kazık-Yapı Etkileşimi (Siyahi vd., 2011)



Şekil 9. Eylemsizlik Etkileşim Modeli (Siyahi vd., 2011)

DEPREM MÜHENDİSLİĞİ LİSANSÜSTÜ EĞİTİMİ PROGRAMI

Türkiye koşulları düşünüldüğünde uygun deprem mühendisliği lisansüstü programını oluşturabilmek için mevcut durumun sağlıklı bir şekilde ortaya konulması gerekir. Türkiye'de 104'ü devlet üniversitesi, 62'si vakıf üniversitesi olmak üzere toplam 166 üniversite bulunmaktadır. 2007 yılı itibariyle Türkiye'de inşaat mühendisliği eğitimi verilen üniversite sayısı 46 iken (44 devlet üniversitesi + 2 vakıf üniversitesi) (Birinci ve Koç 2007), bu rakam 2011 itibariyle 56'ya çıkmıştır (50 devlet üniversitesi + 6 vakıf üniversitesi) (YÖK 2011). Türkiye'de 100,000 civarında inşaat mühendisi olduğu tahmin edilmektedir ve her yıl yaklaşık 4,000 kişi inşaat mühendisliği programlarına yerleşmektedir.

Türkiye'de deprem mühendisliği konusunda inşaat mühendisliği eğitiminin üzerine yüksek lisans ve doktora eğitimi veren 4 üniversite vardır. Boğaziçi Üniversitesi-Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (BÜ-KRDAE), Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı; İstanbul Teknik Üniversitesi, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Bölümü; Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi ve Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalı. Mevcut üniversitelerin inşaat mühendisliği bölümlerinin pek azında yapı dinamiği ve deprem mühendisliği dersleri verilmektedir. Ayrıca bu dersler çoğu programda seçmeli olarak yer almaktadır. Yüksek lisans programlarının çoğunda ise deprem mühendisliği dersleri sınırlı olarak verilmektedir.

Daha önceki bölümlerde detaylı açıklandığı ve uygulama projelerinden anlaşıldığı gibi proje ofisinde tasarımcı mühendis veya şirketlerde teknik eleman olarak çalışacak olan mühendislerin deprem tehlike ve risk değerlendirmesi, bölgeye özel deprem tasarım spektrumlarının geliştirilmesi, depremsel geoteknik ve yapı mühendisliği, doğrusal olmayan analiz yöntemleri, zemin-temel-yapı etkileşimi, gibi konularda yeterli bilgiye sahip olması beklenmektedir. Lisans eğitimlerinde bu ileri düzeydeki bilgilerin anlatılması ve kavratılması oldukça zordur. Yapılması önerilen en önemli şeylerden bir tanesi inşaat mühendisliği bölümlerinin yüksek lisans ve doktora programlarını gözden geçirerek piyasanın ihtiyaçları doğrultusunda programlarını yenilemeleridir. Diğer bir deyişle, yüksek lisans ve doktora programları ihtiyaca göre düzenlenmeli, dinamik olabilmeli ve ayrıca bu programların tercih edilmesi arttırılmalıdır. Tercihi arttırmanın yolu, piyasada çalışan mühendisleri yüksek lisans eğitimi almaya teşvik etmek, ders içeriklerini ve tez çalışmalarını uygulama konularına yakın olacak şekilde yeniden düzenlemekten geçmektedir. Deprem mühendisliğindeki lisansüstü eğitimi sadece inşaat mühendisleri tarafından yürütülmemeli, jeofizik, sismoloji ve jeoloji mühendisliği bölümleriyle karşılıklı etkileşimde bulunulmalıdır. Eğitim sadece üniversitelerde tamamlanan bir çalışma şeklinde kalmamalı, özellikle deprem mühendisliğinde meslek yaşamı boyunca sürdürülmeli, odalar tarafından açılacak mesleki kurslar ile de takviye edilmelidir. Günümüz ihtiyaçları ve beklentilerine cevap verecek, inşaat mühendisliği öğrencilerini lisansüstü eğitim almaya teşvik edecek deprem mühendisliği eğitimi programı aşağıdaki şekilde düzenlenmiş ve uygulamaya geçilmiştir. Uygun bir deprem mühendisliği programının aşağıda belirtildiği gibi dört farklı gruptan dersleri içermesinin gerekli olduğu görüşündeyiz.

a- Grup A Dersleri: Sismoloji ve Deprem Kayıtlarının Değerlendirilmesi

Mühendislik Sismolojisi
Deprem Verilerini Toplama ve Değerlendirme
Kuvvetli Yer Hareketi
Deprem Tehlike ve Risk Analizleri

b- Grup B Dersleri: Geoteknik Deprem Mühendisliği

Zemin Tepki (Davranış) Analizi
Deprem Bölgelerinde Yerleşimlerin Planlanması
Zemin Yapılarında Nümerik Yöntemler
Zemin Dinamiği
Zemin Yapılarında Performansa Dayalı Tasarım

c- Grup C Dersleri: Deprem Mühendisliği ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı

Deprem Mühendisliği
Depreme Dayanıklı Betonarme ve Çelik Yapı Tasarımı
Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme

d- Grup D Dersleri: Yapısal Deprem Mühendisliğinde Nümerik Yöntemler

Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Yazılım Uygulamaları
Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlemesi
Zemin-Temel-Yapı Etkileşimi

SONUÇ

Bu çalışmada, depreme dayanıklı yapı tasarımında deprem mühendisliği eğitimi ve deprem mühendisinden beklenenlerin ışığında deprem tehlike ve risk değerlendirmesi, tasarım için gerekli, bölgeye özel deprem tasarım spektrumlarının geliştirilmesi, özellikle depremsel geoteknik ve yapı mühendisliği açısından yapılması gerekenler ihtiyaçlar doğrultusunda irdelenmiştir. Deprem mühendisinden beklenen esas olarak yapısal, sismik, jeofizik, geoteknik bilgilerini kullanarak depreme dayanıklı ve güvenli bir yapı tasarımı ve inşasıdır. Deprem mühendislerinin bilinçli bir şekilde eğitimleri ve Türkiye'de deprem mühendisliğinin gelişimi için deprem mühendisliği eğitiminde süreç iyileştirme yöntemlerinden biri olan 5N1K yaklaşımının (ne, niçin, nasıl, nerede, ne zaman, kim/kimler) kullanılmasının gerekliliği ortaya konmuştur. Deprem mühendisliğindeki temel bilgiler konusunda eğitim almış mühendislerin yapabileceği çalışmalardan örnekler verilmiştir. Bu makalede öne sürülen 5N1K yaklaşımı ile deprem mühendisliğindeki sorunların çözümünde aşağıdaki konuların acil ve incelikli olarak tartışılması ve benimsenmesi gerekmektedir:

a. Gelişmekte olan Türkiye'de yeni yapılacak olan yapıların tasarımının standart inşaat mühendisliği eğitiminden elde edilen bilgiyle yapılması imkânsızdır. Özellikle yatırım maliyeti çok yüksek olan yapıların (bina, endüstri tesisi, vb.) tasarımında ileri düzeyde deprem mühendisliği bilgisi gerekmektedir.

b. İnşaat mühendisinin tasarım yaparken kendisini emin ve rahat hissetmesi gerekmektedir, bunun tek yolu ise sertifikalı deprem mühendislerine yol açmaktır. Bu sertifikaya sahip olabilmek için İnşaat Mühendisleri Odasının gerekli yasal değişiklikler için çalışma yapması gerekmektedir.

c. İnşaat mühendisliği eğitimi veren tüm üniversitelerdeki lisansüstü programları gözden geçirilmeli, ülkenin ihtiyaçlarına göre yeniden düzenlenmelidir. Özellikle yükseklisans derslerinin uygulama alanındaki ihtiyaçlara göre düzenlenmesine gayret gösterilmelidir.

d. İnşaat mühendisliği lisans programları yeniden gözden geçirilmeli, yapı ve deprem mühendisliğiyle ilgili dersler zorunlu olmalıdır.

e. Makalede ortaya konulmaya çalışıldığı gibi Türkiye nüfusuna oranla son derece küçük bir grup olduğumuz oldukça açıktır. Çok kabaca bir hesapla inşaat mühendislerinin %1'i kadarının deprem mühendisliği konularında çalışanlar olduğu düşünülürse, bu alanda çalışanların, tasarımcıların, araştırmacıların birlikte olmalarının ve biraraya gelmelerinin önemi çok büyüktür. "***Biraraya gelmek bir başlangıçtır. Birarada kalmak bir ilerlemedir. Birarada çalışmak ise başarının ta kendisidir***".

KAYNAKLAR

AASHTO (2010) LRFD Bridge Specifications, Wahington D.C.

ASCE 7-10 (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, VA.

ATC-40 (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Volume 1, Applied Technology Council.

Aydınoğlu MN and Celep U (2005) "Improving a Push-Over Based Seismic Design Procedure for Practice," *Earthquake Engineering: Essentials and Applications*, ODTÜ Earthquake Engineering Research Center, 2005.

Aydınoğlu, M.N., "Consistent formulation of direct and substructure methods in nonlinear soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12, pp. 403-410, 1993.

Aydınoğlu MN (2011), "DYB 612: Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme," *Yüksek Lisans Ders Notları*, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalı.

Birinci F, Koç V (2007), "Türkiye'de İnşaat Mühendisliği Eğitiminin Genel Yapısı ve Geliştirilmesi İçin Yeni Yaklaşımlar," *TMMOB İMO İstanbul Şubesi 4.İnşaat Yönetimi Kongresi*, İTÜ.

Cornell CA (1968) "Engineering seismic risk analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58:5, 1583–1606.

DLH (2008), Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Esasları, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

Doran B (2010) "Asya Port – Earthquake Performance Evaluation".

EC8 (2003), Eurocode 8: Design of Structures For Earthquake Resistance Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules For Buildings, European Standard prEN 1998-1.

Engelhardt MD (2007), "Introduction to Earthquake Resistant Design of Steel Structures," *University of Texas at Austin*.

Fahjan Y ve Akbaş B. (2009) "Gebze Askeri Gazinosunun Deprem Performansının Değerlendirilmesi," *Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalı*.

FEMA-273 (1997), BSSC Commentary to the NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation of New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency.

FEMA-356 (2000), Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency.

FEMA-440 (ATC-55) (2005), Improvement of Nonlinear Static Seisic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency.

Gulkan P, Koçyiğit A, Yücemen MS, Doyuran V, Başöz N (1993), "Earthquake Zoning Map of Turkey Based on the Most Recent Data," *Middle East Technical University Earthquake Engineering Research Center,* Report No: METU/EERC 93-01, Ankara, January.

Gülkan P (2009), "Performansa Dayalı Tasarım Hesabı: Nedir, Nasıl Uygulanır?," *ODTÜ Afet Yönetimi Araştırma Merkezi*.

Honjo Y, Suzuki M, Matsuo M (2000) "Reliability Analysis of Shallow Foundations in Reference to Design Codes Development", *Computers and Geotechnics*, 26: 331-346

IBC (2010), International Building Code, International Code Council, USA.

İYBDY (2008), İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, 2008.

Siyahi B, Fahjan Y, Jaradat R, Akbas B (2010), "High-Rise and Multi-Story Buildings Project in Benghazi City: Seismic Hazard Assessment and Site-Dependant Earthquake Ground Motions," *Gebze Institute of Technology, Earthquake and Structural Engineering Department.*

Siyahi B, Fahjan Y, Akbas B, Aydınoğlu MN (2011), "SOYAK Mavişehir Projesi: Deprem Tehlikesi Değerlendirme, Bina Temeli Seviyesinde Yer Hareketinin Belirlenmesi, Yapı-Zemin-Kazık Etkileşimi" *Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalı*.

TBI (2010), Tall Buildings Initiative: Guideline for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No: 2010-05.

TDY (2007), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

VISION-2000 (1995), Performance Based Seismic Engineering of Buildings, SEAOC.

YÖK (2011), Yüksek Öğretim Kurulu, www.yok.gov.tr.

MEVCUT YERLEŞİMLERİN DEPREMDEN ETKİLENEBİLİRLİĞİNİN BELİRLENMESİ: MESLEK GRUPLARI ANKET ÇALIŞMASI

EARTHQUAKE AND VULNERABILITY ASSESSMENT FOR EXISTING SETTLEMENTS: QUESTIONNAIRE STUDY TO RELEATED PROFESSIONALS

Gül YÜCEL1 ve Görün ARUN2

ÖZET

Mevcut yerleşimlerin depremden etkilenebilirliğinin ortaya konması kapsamında etkin parametrelerin belirlenmesi yerel yönetimler için afet öncesi hazırlıklar bakımından önem taşımaktadır. Yerleşimlerin afet kapsamında bütün bileşenleri ile birlikte ele alınması, fiziksel çevre bileşenleriyle birlikte yerleşimde yaşayanların da etkilenebilir yapısının ortaya konabilmesi, geliştirilecek çözümler açısından daha kapsayıcı altyapı olanağı sağlar. Çalışmada planlı gelişmiş orta yükseklikteki betonarme konut binalarından oluşan mevcut yerleşimlerin depremden etkilenebilirliklerini belirlemede etkin parametrelerin ortaya çıkarılması hedeflenmektedir. Yerleşimlerin depremden etkilenebilirliğini belirleme; zemin, binalar, bina tahliye organizasyonu, konut kullanıcısı ve açık alan organizasyonu kapsamında dikkate alınmıştır. Etkin parametrelerin önem derecesini belirlemeye yönelik uygun örnekler bulunmayışı nedeniyle ilgili meslek gruplarına bu yönde anket hazırlanarak görüşleri alınmıştır. Anketin oluşturulmasında deprem tehlikesi altında bulunan benzer bir yerleşim alanında yapılan çalışmadan elde edilen sonuçlar da dikkate alınmıştır. Mimarlık, inşaat mühendisliği ve şehir planlama meslek gruplarına yönelik Ocak- Şubat 2009 tarihleri arasında gerçekleştirilen anket çalışmasına gelen 208 yanıt değerlendirilmiştir. Ankette yöneltilen sorulara yanıtlar ve katılımcı profilini içerir dağılım, her bir konu için tüm yanıtların oranlarını içermektedir. Yöneltilen sorular çerçevesinde ortaya çıkan sonuçlara göre her meslek grubunun değerlendirmesi bazı konular için farklılık göstermektedir.
Anahtar Kelimeler: Deprem, afet, yerleşim, etkilenebilirlik

ABSTRACT

In the existing settlement, clarifying vulnerable specific points can give very important data base before the disaster for the risk reduction studies. The vulnerability assessment of settlements includes the building's vulnerability, the building evacuation system vulnerability, the evacuation area vulnerability, the ground vulnerability, building occupant vulnerability. To assess the importance (relevance) of vulnerability factors, a questionnaire was forwarded to various related professional groups (architecture, urban planning and civil engineering). The results of the questionnaire are examined using SPSS software with factor analysis. According to the results, each professional group has different assessment in some cases.
Keywords: Earthquake, disaster, settlement, vulnerability

GİRİŞ

Deprem tehlikesi altındaki yerleşimlerin gelecekteki olası depremlere hazırlanması, risk azaltma çalışmaları kapsamında önemli bir süreçtir. Kentlerin öncelikle hangi riskleri içerdiğini belirlemek

[1] Dr., İstanbul, gul@gulyucel.com
[2] Prof. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, gorun@yildiz.edu.tr

ancak yerleşim dokusunun çeşitli yönleri ile incelenmesi ile ortaya çıkarılabilir. Deprem tehlikesi dikkate alınarak hazırlanan risk değerlendirme çalışmaları ağırlıklı olarak fiziksel etkilenebilirliğin esas alındığı bina stoku merkezli çalışmalardır. Bu çalışmalarda, sosyodemografik karakteristikler tehlike alanlarındaki nüfus yoğunluğunun tanımlanması ile sınırlıdır ve bina hasarı nedeniyle oluşabilecek ölüm ve yaralanmaları içerir. Yerleşim birimi afet riskinin değerlendirilmesi; fiziksel çevre bileşenleri, sosyokültürel çevre bileşenleri ve yönetsel ve hukuksal bileşenler olarak üç grupta tanımlanmaktadır (Ünlü 2005). Etkin risk değerlendirme için tehlike altında bulunan fiziksel, sosyal, ekonomik ve çevresel bileşenlerin etkilenebilirlikleri öncelikle belirlenmelidir.

Etkilenebilirlik değerlendirme, risk değerlendirme çalışmasının bir parçasıdır. Risk değerlendirmede belirli bir senaryoya bağlı kayıplar tahmin edilir. Etkilenebilirlik değerlendirme ise tehlike altındaki elemanın savunmasız yapısını ortaya koymaya yöneliktir. Riskin belirlenebilmesi, risk altındaki fiziksel, sosyal, ekonomik alanlardaki etkilenebilir yapının bilinebilmesi ile olanaklıdır ve ülke, bölge, yerleşim özelinde de farklılıklar içerebilir. Etkilenebilirlik değerlendirmesinde fiziksel açıdan; ne etkilenebilir, nerede etkilenebilir sorgulanırken sosyoekonomik açıdan kim etkilenebilir, nasıl etkilenebilir sorularına yanıt aranır.

Risk belirleme çalışmalarına Türkiye için, RADIUS projesi kapsamında İzmir Deprem Master Planı (1999), İstanbul Metropol Alanının Deprem Risk Analizi (2002), İstanbul Deprem Master Planı" (2003) ve JICA-IBB Zarar Azaltma Raporu (2002), HAZTÜRK (2007), İstanbul Risk Gösterge projesi örnek verilebilir. Dünyada yapılan çalışmalar; ABD'de FEMA'nın geliştirdiği HAZUS-MH (2003), Avrupa risk belirleme ve değerlendirme için RISK-UE (2004), Doğal ve Teknolojik Tehlikeler Projesi ESPON (2006), Toplumsal etkilenebilirlik değerlendirme yöntemi, NOAA (1999) ve Tehlike ve Etkilenebilirlik Araştırma Enstitüsü HVRI (2009)'nin geliştirdiği Sosyal Etkilenebilirlik Gösterge Projesi (SoVI) sayılabilir. Deprem Afeti Risk İndeksi (EDRI), ekonomik, sosyal, politik ve kültürel açılardan analiz yapılan alanın toplam risk düzeyinin hesaplanmasını sağlayan başka bir çalışmadır. Bu tür çalışmaların altyapısında kullanılacak veri tabanının ülke karakteristikleri ile uyumlu ve iyi analiz edilerek sınıflandırılmış olması, sonuçların doğruluğu açısından önemlidir. Ancak çok farklı karakteristikleri barındıran yerleşimlerin tüm alt bileşenlerini bu tür bir çalışma için standardize etmek çok güç olabilir.

Risk analizi çalışmalarında, deprem tehlikesi altındaki fiziksel bileşenler kapsamında binaların analizi önemli olmaktadır. Binaların deprem performansının belirlendiği bu tip çalışmalarda ülkelerin geçmiş deprem deneyimlerinden de yararlanılmaktadır. Deprem sonrası hasar tespitlerinden elde edilen veriler, ülkenin bina stoku performansını bölge özelinde ortaya koyabilmektedir. Her ülkenin kendine özgü koşullarda gelişen bina stoku bulunmaktadır. Gerek yapım sistemi, gerekse malzeme ve mekân düzenlemeleri açısından ülkeden ülkeye değişen binaları, deprem açısından ortak bir tipolojide buluşturmak oldukça zordur. Bu nedenle her ülkenin kendine özgü bina stoku ve değerlendirme ölçütlerini geliştirmesi gerekmektedir.

Mevcut yapı stokunun incelenmesinde Türkiye özelinde karşılaşılan sorunlar; Bayındırlık İskân Bakanlığı Deprem Şurası (2004), Mevcut Yapıların İncelenmesi ve Yapı Denetim Komisyon Raporunda sorunlu büyümenin en temel nedeninin yapı mevzuatı olması, yapı dokümanları üzerindeki kuşkunun varlığı, ülke/bölge/şehir ölçeğinde tanımı yapılmış değerlendirme dokümanlarının olmayışı ve yapılara girilerek bilgi toplanmasının güçlükleri olarak ifade edilmiştir (BİB 2004). Bina stokunun değerlendirilmesinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) 2007'de bina ölçeğinde kademeli olarak değerlendirme yöntemi tariflenmiş olmakla birlikte, çok sayıda yapının değerlendirilmesine yönelik standartların geliştirilmesi gerekmektedir.

UYGULAMA

Uygulama çalışması deprem kapsamında yerleşimlerin etkilenebilirliğini belirlemede kullanılabilecek parametrelerin hazırlanması, ilgili meslek gruplarından anket yoluyla görüş alınması ve görüşlerin değerlendirilmesini kapsamaktadır.

Yerleşimlerin depremden fiziksel ve sosyal etkilenebilirliğinin belirlenmesinde kullanılacak etkin parametreler mevcut örnekler ve depremden hasar gören bir yerleşimdeki inceleme sonuçlarından yararlanılarak oluşturulmuştur. Deprem afet öncesi yerleşimlerin güvenliklerini

belirlemede etkin parametrelerin ve ağırlıklarının belirlenmesine esas çalışmada uzmanlar tarafından ortaya konan parametrelerin sıralamasında önem sırasına göre; yapı uygulama denetimi, yapı malzemesi kalite denetimi, taşıyıcı düzenleme, yapıya müdahale, deprem bölgesi, projelendirme standartları konuları ilk sırada yer almaktadır (Yucel, 2009).

Deprem ve yerleşimler kapsamına etkilenebilirlik parametrelerinin belirlenmesi sürecinde ilgili disiplin alanlarının (mimarlık, şehir plancılığı ve inşaat mühendisliği) görüşlerinden yararlanmaya yönelik anket çalışması elektronik posta yoluyla 09–23 Ocak 2009 tarihleri arasında iletilmiş (doğrudan elektronik posta adresine internet yoluyla 337 anket gönderimi) ve gelen 208 yanıt değerlendirilmiştir. Mevcut yerleşimleri hızlı değerlendirmede etkin ölçüt ve sıralamanın bu yolla elde edilmesi amaçlanmıştır. Konuyla ilgili meslek gruplarına yönlendirilen bu çalışmada çıkan sonuçlar deprem ve yerleşimler konusunda meslek bakışını da ortaya koymakta yardımcı olmaktadır. Katılımın meslek gruplarınca eşdeğer sayıda olmaması ve her bir meslek grubunda yeterli veri sağlamaması nedeniyle mimar ve diğer meslek grupları (inşaat mühendisi ve şehir plancı) olarak iki grupta ele alınmıştır. Ankette yöneltilen sorulara yanıt ve katılımcı profilini içerir dağılım, her bir konu için tüm yanıtların oranlarını içermektedir.

Katılımcı Profili

Katılımda meslek dağılım; mimarlık % 52,9, inşaat mühendisliği %34,1 ve şehir plancılığı %13,0 oranındadır. Katılımcıların meslekte deneyim süreleri; 1–10 yıl %38,0, 11–20 yıl %33,7 ve 20 yıl ve daha fazla %28,4 oranındadır. Faktör analizinde 1–10 yıl ve 11 yıl ve daha fazla deneyim olarak iki grupta değerlendirilmiştir. Katılımcıların deneyim alanı sorgulaması; proje, uygulama, proje ve uygulama, resmi kurum ve akademisyen şeklinde yapılmıştır. Katılımcılardan bu soruya yanıt verenler içinde % 40,4'ü proje, %2,1'i uygulama, %20,2'si eğitim, %8,8'i resmi kurum, %28,5'i proje ve uygulama alanında mesleğini sürdürmektedir.

Verilerin Değerlendirilmesi

Bina ölçeğinde; zemin, bina, strüktürel olmayan bileşen, tahliye organizasyonu, tahliye alanı ve bina konut kullanıcısı konu başlıklarında ayrı gruplandırmalarda değerlendirme gerçekleştirilmiştir. Birbirinden farklı alanlara ait bu değerlendirmede, yorumlanma sürecinin bağımsız gerçekleştirebilmesi amaçlanmıştır. Anket yoluyla alınan görüşler, meslek ve deneyim grubunda değerlendirilmiştir.

Meslek gruplarından alınan görüşlerin değerlendirilmesinde faktör analizinden yararlanılmıştır. Faktör analizi, incelenen konuyla ilgili değişkenler arasındaki ilişkileri kullanarak belli bir olguyu açıklayan gruplar oluşturmada kullanılır. İlişkili olan değişkenlerin kendi aralarında bir araya gelmeleri sonucu oluşan gruplar faktör olarak adlandırılır. Analiz sonucunda her bir faktör kendi açıklayıcılık gücüne göre; en yüksek en önemli, en düşük en önemsiz olarak sıralanır. Faktör analizinin uygulanabilirliği için kabul edilebilir KMO (Kaiser-Meyer-Olkin) alt sınırı değeri 0,5'tir ve faktörlerin açıklayıcılık oranı %67'den büyüktür.

Deprem ve Zemin

Binanın üzerinde bulunduğu zeminin özellikleri, deprem tehlike sınıfı, zeminin heyelan ve sıvılaşma tehlikesi, deprem etkisiyle oluşacak su baskınları ve fay'a yakınlığı binanın deprem karşısındaki performansına etki eden önemli unsurlardır. Deprem sırasında zemin özelliklerine bağlı olarak, binalar farklı zeminlerde farklı davranış gösterir.

Deprem ve zemin ilişkisinde; deprem bölgesi, fay'a yakınlık, zemin türü, zemin eğim derecesi, heyelan riski sıvılaşma olasılığı parametrelerin önem derecesi, verilen yanıtlara göre, Tablo 1'de (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmiştir. Bütün katılımcıların yanıtlarına göre zemin ile ilgili parametreler içinde deprem bölgesi ve zemin türü ilk sırada yer almaktadır.

Faktör analizine göre, binanın üzerinde bulunduğu zemin özelliklerinin afet kapsamında etkilenebilir yapısı için sıvılaşma ve heyelan tehlikesi değişkenlerini birinci faktör olarak zemin sorunları kapsamında göstermektedir. Deprem bölgesi, zeminin eğim derecesi ve faya yakınlık

ikinci faktör olarak depremsellik ve topografya grubunda, zemin türü ise üçüncü faktör grubundadır (Tablo 2).

Tablo 1. Deprem ve Zemin Parametreleri Önem Düzeyi

Parametre	Hiç önemli değil (%)	Önemli Değil (%)	Ne önemli ne değil (%)	Önemli (%)	Çok önemli (%)
Deprem bölgesi (I, II, III, IV ve V)	1,4	2,9	8,2	6,8	**80,7**
Fay'a yakınlık	0,5	5,8	13,9	13,5	**66,3**
Zemin türü (Z1, Z2, Z3, Z4)	0,5	3,9	6,3	18,4	**70,9**
Eğim derecesi	10,2	17,1	26,3	24,9	21,5
Heyelan riski	2,4	3,4	14,1	25,7	54,4
Sıvılaşma riski	1,4	2,9	7,7	20,8	**67,1**

Tablo 2. Deprem ve Zemin Parametreleri (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		Mesleki deneyim Süresi		Genel
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Zemin Sorunları ve Topografya** *Heyelan riski* *Sıvılaşma riski* *Eğim derecesi*	**Zemin Sorunları** *Sıvılaşma riski* *Heyelan riski*	**Zemin Sorunları ve Topografya** *Heyelan riski* *Sıvılaşma riski* *Eğim derecesi*	**Zemin Sorunları ve Zemin Türü** *Sıvılaşma riski* *Heyelan riski* *Zemin türü*	**Zemin Sorunları** *Heyelan riski* *Sıvılaşma riski*
Faktör 2	**Depremsellik** *Deprem bölgesi* *Fay'a yakınlık*	**Depremsellik ve Topografya** *Eğim derecesi* *Zemin türü* *Deprem bölgesi*	**Depremsellik** *Deprem bölgesi* *Fay'a yakınlık*	**Depremsellik** *Deprem bölgesi* *Fay'a yakınlık*	**Depremsellik ve Topografya** *Fay'a yakınlık* *Deprem bölgesi* *Eğim derecesi*
Faktör 3	**Zemin Türü** *Zemin türü*	**Depremsellik** *Fay'a yakınlık*	**Zemin Türü** *Zemin türü*	**Topografya** *Eğim derecesi*	**Zemin Türü** *Zemin türü*

Binanın üzerinde bulunduğu zeminin etkilenebilirliği için faktörlerin sıralanışı meslek ve meslekte deneyime göre de farklılıklar taşımaktadır. Mesleği mimarlık olanlar, meslekte deneyim süresi 1–10 yıl olanlar birinci faktör olarak zemin sorunları ve topografyayı, mimar olmayan grup ise birinci faktör olarak zemin sorunlarını belirlemiştir. Tüm katılımcı gruplar ikinci faktör olarak depremselliği belirlemiştir. Katılımcılardan mimarlar, meslekte deneyimi 1–10 yıl olanlar üçüncü faktör olarak zemin türünü belirlemiştir. Üçüncü faktör olarak topografyayı; meslekte 11 yıl ve daha fazla deneyimli olanlar seçmiştir. Genel toplamda birinci faktör olarak zemin sorunları, depremsellik ve topografya ikinci faktör, zemin ise üçüncü faktör olarak anlamlı düzeyde önemlidir.

Bina Özellikleri

Fiziksel çevrenin en önemli bileşeni olan binaların değerlendirilmesinde taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan bileşenler yanında, genel yapı özellikleri önemli bir yer tutmaktadır. Bunlar yapım yılı, kat adedi, yapı nizamı, bakım-onarım durumu, ek kat varlığı, gibi özelliklerdir. Yapı, bulunduğu zemine uygun tasarımı ile depremde iyi bir performans sergiler. Ancak, yapının zamana bağlı bakım onarımı, yapım yılı, yapısal sorunlar, fonksiyon değişiklikleri, binaya zaman içinde yapılan müdahaleler binanın deprem karşısında performansını olumlu ya da olumsuz etkiler.

Bina için değerlendirme ölçütlerinin ayrıntısını artırmak olası olmakla birlikte temel sorgulama; binanın mühendislik hizmeti alıp almadığı, yapı düzensizlikleri, taşıyıcı sistem ve taşıyıcı olmayan sorunlar ve bakım/onarım, müdahale ve malzeme kalitesinin ortaya konması şeklindedir.

Tablo 3. Orta yükseklikteki betonarme binalar ile ilgili parametreler

Parametre	Hiç önemli değil (%)	Önemli değil (%)	Ne önemli ne değil (%)	Önemli (%)	Çok önemli (%)
1. Mühendislik hizmeti almamış bina		1,0	5,3	12,1	**81,6**
2. Yapım Tarihi	3,8	15,4	22,1	34,6	24,0
3. Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı	4,0	10,9	29,4	30,8	24,9
4. Projeye uygun olmayan yapım		2,0	7,8	18,0	**72,2**
5. Kat adedi	13,7	19,0	25,9	24,4	17,1
6. Katlar arası yükseklik farkı varlığı	5,9	16,6	23,4	30,2	23,9
7. Plan geometrisi	1,9	9,7	26,7	32,5	29,1
8. İlave kat varlığı	0,5	3,8	10,1	36,1	49,5
9. Kısa kolon etkisi	2,4	3,9	14,6	27,8	51,2
10. Çarpışma etkisi (komşu bina ile)	1,0	3,4	14,1	38,3	43,2
11. Düşeyde düzensizlik varlığı	0,5	4,4	14,2	26,5	54,4
12. Kötü Bakım Koşulları (Görünen)	2,4	9,7	22,8	34,0	31,1
13. Kötü Yapı Kalitesi (Görünen)	1,0	3,8	9,6	26,9	58,7
14. Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma	0,5		1,4	13,9	**84,1**

Tablo 4. Bina Etkilenebilir Parametreler (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		Mesleki deneyim Süresi		Genel
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Bina Genel Özellikleri** *Katlar arası yükseklik farkı* *Kat adedi* *Plan geometrisi*	**Yapısal Sorunlar, Yapı Kalitesi ve Bakım** *Düşeyde düzensizlik* *Kısa kolon etkisi* *Kötü Bakım* *Çarpışma etkisi* *İlave kat varlığı* *Kötü Yapı Kalitesi*	**Bina Genel Özellikleri** *Katlar arası yükseklik farkı varl.* *Kat adedi* *Plan geometrisi* *Yapım Tarihi*	**Bina Genel Özellikleri ve Yapısal Sorunlar** *Kısa kolon etkisi* *Çarpışma etkisi* *Düşeyde düzensizlik* *Plan geometrisi*	**Bina Genel Özellikleri ve Yapı Denetimi** *Katlar arası yükseklik fark* *Kat adedi* *Plan geometrisi* *İlave kat varlığı*
Faktör 2	**Yapısal Sorunlar** *Kısa kolon etkisi* *Çarpışma etkisi* *Düşeyde düzensizlik varlığı*	**Bina Genel Özellikleri** *Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı* *Yapım Tarihi* *Kat adedi*	**Yapısal Sorunlar** *Kısa kolon etkisi* *Düşeyde düzensizlik varlığı* *Çarpışma etkisi (komşu bina ile)*	**Bina Genel Öz.ve Yapı Uygulama Denetimi** *Katlar arası yükseklik farkı* *Kat adedi* *İlave kat varlığı*	**Yapısal Sorunlar** *Kısa kolon etkisi* *Düşeyde düzensizlik varlığı* *Çarpışma etkisi*
Faktör 3	**Yapı Kalitesi ve Bakım** *Kötü Bakım Koşulları* *Kötü Yapı Kalitesi* *Yapım Tarihi*	**Deprem Hasarı ve Yapı Uygulama Denetimi** *Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma* *Mühendislik hizmeti almama*	**Yapı Uygulama Denetimi** *Kötü Yapı Kalitesi* *Mühendislik hizmeti almamış bina* *Kötü Bakım Koşulları*	**Yapı Uygulama Denetimi ve Bakım** *Kötü Bakım Koşulları* *Kötü Yapı Kalitesi* *Yapım Tarihi*	**Yapı Uygulama Denetimi ve Bakım** *Kötü Bakım Koşulları* *Kötü Yapı Kalitesi* *Yapım Tarihi*
Faktör 4	**Yapı Uygulama Denetimi** *Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı* *Proje uygun olmayan yapım* *İlave kat varlığı* *Mühendislik hizmeti almama*	**Bina Genel Özellikleri** *Plan geometrisi* *Katlar arası yükseklik farkı varlığı*	**Uygulama Sorunları** *Proje uygun olmayan yapım* *Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı*	**Yapı Uygulama Denetimi** *Mühendislik hizmeti almama* *Proje uygun olmayan yapım* *Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı*	**Yapı Uygulama Denetimi** *Proje uygun olmayan yapım* *Mühendislik hizmeti almama* *Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı*
Faktör 5	**Deprem Hasarı** *Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma*	**Yapı Uygulama Denetimi** *Proje uygun olmayan yapım*	**Deprem Hasarı ve Uygulama Sorunları** *Geçmiş deprem. hasar görmüş olma* *İlave kat varlığı*	**Deprem Hasarı** *Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma*	**Deprem Hasarı** *Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma*

Binaların değerlendirilmesinde mevcut orta yükseklikteki betonarme binalar ile ilgili parametrelerin önem derecesi Tablo 3'de (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmektedir. Mühendislik hizmeti almama, geçmiş depremlerden hasar görmüş olma ve projeye uygun olmayan yapım ilk sırada yer almaktadır. Bu üç parametre de doğrudan yerel yönetimlerin arşivinde yer alan binaya ilişkin ruhsat dosyasından ulaşılabilecek konuları kapsamaktadır.

Faktör analiz sonuçlarına göre binaların deprem kapsamında etkilenebilir yapısı için Tablo 4'de görülen beş faktör anlamlı düzeyde önemlidir. Tabloda birinci faktör olarak bina genel özellikleri ve yapı denetimini göstermektedir. İkinci faktör olarak yapısal sorunlar olarak ortaya çıkmaktadır. Yapı kalitesi ve bakım ise üçüncü faktör olarak belirlenmiştir. Yapı denetimi dördüncü faktör, geçmiş depremlerden hasar görmüş olma beşinci faktör olarak ortaya çıkmıştır.

Bina etkilenebilirliği için faktörlerin seçimi meslek ve meslekte deneyime göre farklılıkla taşımaktadır. Mesleği mimarlık olanlar birinci faktör olarak bina genel özelliklerini, mimar olmayan grup ise tasarımda deprem faktörünün dikkate alınmaması, kalite ve bakım koşullarını belirlemektedir. Meslekte deneyim süresine göre her iki grup da mimari tasarımda deprem etkisinin dikkate alınmamasını içeren konuları birinci faktör olarak göstermiştir. Katılımcılardan mimarlar, meslekte deneyimi 11 yıl ve daha fazla olanlar beşinci faktör olarak geçmiş depremlerden hasar görme durumunu belirlemiştir.

Kentsel yerleşimlerde mevcut orta yükseklikteki betonarme binaların depremden etkilenebilirlikleri ilk beş parametre için mimar, inşaat mühendisi ve şehir plancı meslek gruplarının görüşü Tablo 5'de (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmiştir.

Bu değerlendirmeye bakıldığında; mühendislik hizmeti almamış bina, projeye uygun olmayan bina inşası, geçmiş depremlerden hasar görme ve kötü yapı kalitesi katılımcılar tarafından önemli bulunmuştur. Yapı uygulama denetimini kapsayan bu sorunların dışında, özellikle deprem tehlikesi altındaki yerleşimlerde mevcut binalarda deprem nedeniyle oluşacak hasarın tespiti ve envantere kaydı önemli olmaktadır.

Tablo 5. Binaların depremden etkilenebilir bileşenleri

Mühendislik hizmeti almamış bina	**84.5%**
Yapım Tarihi	15.5%
Kademeli ruhsatlandırma ve yapım varlığı	10.7%
Projeye uygun olmayan yapım	**71.8%**
Kat adedi	6.3%
Katlar arası yükseklik farkı varlığı	10.2%
Plan geometrisi	24.3%
İlave kat varlığı	**39.8%**
Kısa kolon etkisi	**39.3%**
Çarpışma etkisi (komşu bina ile)	18.0%
Düşeyde düzensizlik varlığı	36.9%
Kötü Bakım Koşulları (Görünen)	7.8%
Kötü Yapı Kalitesi (Görünen)	**50.5%**
Geçmiş depremlerden hasar görmüş olma	**83.0%**

Binada Taşıyıcı Olmayan Unsurlar

Kentsel yerleşimlerde yaşayanların bina dışı can güvenliğini tehdit edici bina ile ilgili taşıyıcı olmayan parametrelerin önem derecesi konusunda mimar, inşaat mühendisi ve şehir plancı meslek gruplarının görüşü Tablo 6'da (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmiştir. Parapet devrilmesi değerlendirmede ilk sırada yer almaktadır. Bunu cephedeki eklentiler takip etmektedir.

Tablo 6. Bina dışı can güvenliğini tehdit edici taşıyıcı olmayan parametreler

	Hiç önemli değil (%)	Önemli değil (%)	Ne önemli ne değil (%)	Önemli (%)	Çok önemli (%)
Parapet (çatı veya balkon),baca devrilmesi	1.0	2.0	12.3	20.7	64.0
Cephe kaplamalarının düşmesi	2.5	3.9	16.3	28.6	48.8
Çatı örtüsünün düşmesi	2.0	5.9	14.3	31.0	46.8
Cephedeki eklenti (cihazlar, tabela vb)'in düşmesi	1.0	9.0	14.4	24.9	50.7

Binanın taşıyıcı olmayan ve deprem afet kapsamında etkilenebilir yapısı için Tablo 7'de görülen üç faktör anlamlı düzeyde önemlidir. Birinci faktör olarak cephe çatı sorunları görülmektedir.

Faktör gruplarının kapsamı anketi yanıtlayanların meslek ve deneyimlerine göre farklılık göstermektedir. Birinci faktör grubunda mimar olmayan ve meslekte 11 yıl ve üzeri deneyimli gruplar için çatı ve cephe sorunları bulunmaktadır. Genel dağılıma göre ise birinci faktör çatı ve cephe sorunları, ikinci faktör cephe eklentileri olmuştur. Parapet sorunları tüm gruplarda ikinci faktör olarak ortaya çıkmaktadır.

Tablo 7. Bina taşıyıcı olmayan bileşenleri (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		**Mesleki deneyim Süresi**		**Genel**
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Cephe Eklenti Sorunları ve Çatı Sorunları** *Cephedeki eklenti (cihazlar, tabelalar vb)'nin düşmesi Çatı örtüsünün düşmesi*	**Cephe ve Çatı Sorunları** *Cephe kaplamalarının düşmesi Çatı örtüsünün düşmesi*	**Cephe Eklenti Sorunları ve Çatı Sorunları** *Cephedeki eklenti (cihazlar, tabelalar vb)'nin düşmesi Çatı örtüsünün düşmesi*	**Cephe ve Çatı Sorunları** *Cephe kaplamalarının düşmesi Çatı örtüsünün düşmesi*	**Cephe ve Çatı Sorunları** *Cephe kaplamalarının düşmesi Çatı örtüsünün düşmesi*
Faktör 2	**Parapet Sorunları** *Parapet (çatı veya balkon parapetleri) ya da baca devrilmesi*	**Parapet Sorunları** *Parapet (çatı veya balkon parapetleri) ya da baca devrilmesi*	**Parapet Sorunları** *Parapet (çatı veya balkon parapetleri) ya da baca devrilmesi*	**Parapet Sorunları** *Parapet (çatı veya balkon parapetleri) ya da baca devrilmesi*	**Cephe Eklentileri** *Cephedeki eklenti (cihazlar, tabelalar vb)'nin düşmesi*
Faktör 3	**Cephe Sorunları** Cephe kaplamalarının düşmesi	**Cephe Eklenti Sorunları** *Cephedeki eklentiler (cihazlar, tabelalar vb)'in düşmesi*	**Cephe Sorunları** *Cephe kaplamalarının düşmesi*	**Cephe Eklenti Sorunları** *Cephedeki eklentiler (cihazlar, tabelalar vb)'in düşmesi*	**Parapet Sorunları** *Parapet (çatı veya balkon) ya da baca devrilmesi*

Bina Tahliye Organizasyonu

Çok katlı konut yapılarında tahliye organizasyonunun deprem açısından güvenli olması beklenir. Tahliyeyi engelleyecek mekânsal düzenlemeler ve malzeme tercihlerinin deprem kapsamında yeniden değerlendirilmesi gerekmektedir. Örneğin merdivenlerde basamak standartları, kaçış koridorlarının genişliği ve düzenlemesi, doğal aydınlatma varlığı, bina dış kapısının acil duruma uygun şekilde dışa açılır olabilmesi gibi unsurlar deprem sırasındaki tahliyede önemli olmaktadır. Bu konuların birçoğu imar yönetmeliklerinde yer alsa da, uygulamada farklı şekilde sonuçlanabilmektedir.

Deprem sırasında kentsel yerleşimlerde mevcut orta yükseklikteki betonarme binalarda yaşayanların binalardan güvenli tahliyesi ile ilgili parametrelerin önem derecesi ile ilgili meslek gruplarının görüşü Tablo 8'de (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmektedir. Merdiven taşıyıcı sistemi, bina kapı açılış yönü ve kaçış koridoru genişliği öne çıkan parametrelerdir.

Tablo 8. Binalardan güvenli tahliye ile ilgili parametrelerin önem derecesi

Parametre	**Hiç önemli değil (%)**	**Önemli değil (%)**	**Ne önemli ne değil (%)**	**Önemli (%)**	**Çok önemli (%)**
Merdiven taşıyıcı sistemi	0.5	1.0	9.7	21.7	**67.1**
Merdiven tipi	1.9	8.2	20.8	33.8	35.3
Merdiven genişliği	3.4	6.8	23.3	40.3	26.2
Kaçış koridor genişliği		4.3	13.0	29.5	**53.1**
Bina kapı genişliği	0.5	8.2	15.9	32.4	43.0
Bina kapı açılış yönü	0.5	5.8	11.6	27.1	**55.1**
Doğal aydınlatma		6.8	18.5	35.6	39.0

Bina tahliye organizasyonunun afet kapsamında etkilenebilir yapısı için Tablo 9'da görülen üç faktör anlamlı düzeyde önemlidir. Kaçış yolu ve aydınlatma birinci faktör olarak ortaya çıkmıştır. İkinci faktör olarak merdiven özellikleri ortaya çıkmaktadır. Üçüncü faktör olarak merdiven strüktürü anlamlı düzeyde önemlidir.

Faktör gruplarının kapsamı anketi yanıtlayanların meslek ve deneyimlerine göre farklılık göstermektedir. Birinci faktör grubunda mimar grup için kaçış yolu ve aydınlatma yer alırken mimar olmayan grup için sadece kaçış yolu özellikleri önemli olmaktadır. Tüm yanıtların genel değerlendirmesine göre ise birinci faktör tahliye organizasyonundaki kaçış yolu özellikleri ve aydınlatma, ikinci faktör merdiven özellikleri olmuştur. Tahliye organizasyonunda merdiven strüktürü tüm gruplarda üçüncü faktör olarak ortaya çıkmaktadır.

Tablo 9. Bina Tahliye Organizasyonu Özellikleri (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		**Mesleki deneyim Süresi**		**Genel**
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Kaçış yolu ve Aydınlatma** *Bina kapı genişliği* *Bina kapı açılış yönü* *Kaçış koridor genişliği* *Doğal aydınlatma*	**Kaçış Yolu** *Bina kapı genişliği* *Kaçış koridor genişliği* *Bina kapı açılış yönü* *Basamak genişliği*	**Kaçış Yolu** *Bina kapı genişliği* *Kaçış koridor genişliği* *Bina kapı açılış yönü*	**Kaçış yolu ve Aydınlatma** *Kaçış koridor genişliği* *Bina kapı genişliği* *Bina kapı açılış yönü* *Doğal aydınlatma*	**Kaçış yolu ve Aydınlatma** *Bina kapı genişliği* *Kaçış koridor genişliği* *Bina kapı açılış yönü* *Doğal aydınlatma*
Faktör 2	**Merdiven Özellikleri** *Merdiven tipi* *Basamak genişliği*	**Merdiven Özellikleri** *Merdiven tipi*	**Merdiven Özellikleri** *Merdiven tipi* *Basamak genişliği*	**Merdiven Özellikleri** *Merdiven tipi* *Basamak genişliği*	**Merdiven Özellikleri** *Merdiven tipi* *Basamak genişliği*
Faktör 3	**Merdiven Strüktürü** *Merdiven taşıyıcı sistemi*	**Merdiven Strüktürü ve Aydınlatma** *Merdiven taşıyıcı sistemi* *Doğal aydınlatma*	**Merdiven Strüktürü ve Aydınlatma** *Merdiven taşıyıcı sistemi* *Doğal aydınlatma*	**Merdiven Strüktürü** *Merdiven taşıyıcı sistemi*	**Merdiven Strüktürü** *Merdiven taşıyıcı sistemi*

Tahliye Alanı

Açık alan, kent bütününde bina ve ulaşım organizasyonu dışındaki örgütlü alanları kapsamaktadır. Bu alanlar afet sırasında güvenli açık alan ihtiyacını karşılamak üzere de kullanılabilmelidir. Bu nedenle bu tip alanların yerleşim bütününde dağılımı ve ihtiyacı karşılayabilecek nitelikte olması önemlidir.

Yerleşimlerde güvenli açık tahliye alanı bileşenlerinin etkilenebilir yapısını belirlemede etkin parametreler olarak açık alan, erişim yol özellikleri ve çevresel riskler ele alınmıştır. Konuyla ilgili mimar, inşaat mühendisi ve şehir plancı meslek gruplarının görüşü Tablo 10'da (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmiştir. Tahliye alanı çevresel riskler ve tahliye alanına erişim uzaklığı öne çıkan konular olmaktadır.

Tablo 10. Güvenli açık alan (tahliye alanı) ile parametreler

Parametre	**Hiç önemli değil (%)**	**Önemli değil (%)**	**Ne önemli ne değil (%)**	**Önemli (%)**	**Çok önemli (%)**
Tahliye alanına erişim uzaklığı	1.4	3.4	17.9	33.3	**44.0**
Tahliye alanına erişim yolu genişliği	1.4	6.3	22.7	35.7	33.8
Tahliye alanı niteliği (park, okul bahçesi, spor alanı, deprem parkı vb)	7.8	14.1	22.3	29.6	26.2
Tahliye alanı büyüklüğü	3.9	5.9	18.0	41.0	31.2
Tahliye alanı çevresel riskleri		4.3	8.2	28.0	**59.4**

Yerleşimdeki tahliye alanının deprem afet kapsamında etkilenebilir yapısı için tabloda görülen üç faktör anlamlı düzeyde önemlidir. Tablo 11'de birinci faktör içinde yer alan tahliye alanı niteliği ve büyüklüğü, tahliye alanı özelliklerini birinci faktör olarak göstermektedir.

Yerleşimde acil durumda kullanılabilecek tahliye alanı etkilenebilirlik değerlendirmesinde anket sonuçları üç faktör grubu ile değerlendirilmiştir. Faktör gruplarının kapsamı anketi yanıtlayanların meslek ve deneyimine göre farklılık göstermektedir. Birinci faktör grubunda mimar için tahliye alanına erişim özellikleri iken mimar olmayan grup için tahliye alanı özellikleri olmuştur. Birinci faktör olarak genel toplamda tahliye alanı özellikleri seçilmiştir. Meslek deneyim süresi 11 yıl ve üzeri olanların ise birinci faktör olarak belirledikleri, tahliye alanı erişim özellikleri olmuştur. Tüm yanıtların genel değerlendirmesine göre ise birinci faktör tahliye alanı özellikleri, ikinci faktör tahliye alanı erişim özellikleri olmuştur. Tahliye alanı çevresel riskleri tüm gruplarda üçüncü faktör olarak ortaya çıkmaktadır. Erişilebilir ve uygun özellikteki tahliye alanlarının çevresel risklerle çevrili olması kullanım güvenliğini doğrudan etkiler.

Tablo 11. Tahliye alanı özellikleri (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		**Mesleki deneyim Süresi**		**Genel**
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Tahliye Alanına Erişim** *Tahliye alanına erişim uzaklığı Tahliye alanına erişim yolu genişliği*	**Tahliye Alanı Özellikleri** *Tahliye alanı büyüklüğü Tahliye alanı niteliği*	**Tahliye Alanı Özellikleri** *Tahliye alanı niteliği Tahliye alanı büyüklüğü*	**Tahliye Alanına Erişim** *Tahliye alanına erişim uzaklığı Tahliye alanına erişim yolu genişliği*	**Tahliye Alanı Özellikleri** *Tahliye alanı büyüklüğü Tahliye alanı niteliği*
Faktör 2	**Tahliye Alanı Özellikleri** *Tahliye alanı büyüklüğü Tahliye alanı niteliği*	**Tahliye Alanına Erişim** *Tahliye alanına erişim uzaklığı Tahliye alanına erişim yolu genişliği*	**Tahliye Alanına Erişim** *Tahliye alanına erişim uzaklığı Tahliye alanına erişim yolu genişliği*	**Tahliye Alanı Özellikleri** *Tahliye alanı büyüklüğü Tahliye alanı niteliği*	**Tahliye Alanına Erişim** *Tahliye alanına erişim uzaklığı Tahliye alanına erişim yolu genişliği*
Faktör 3	**Çevresel Risk** *Tahliye alanı çevresel riskleri*	**Çevresel Risk** *Tahliye alanı çevresel riskleri*	**Çevresel Risk** *Tahliye alanı çevresel riskleri*	**Çevresel Risk** *Tahliye alanı çevresel riskleri*	**Çevresel Risk** *Tahliye alanı çevresel riskleri*

Bina Kullanıcılarının Sosyodemografik ve Sosyoekonomik Yapısı

Bina kullanıcısı (konut) sosyodemografik yapısının değerlendirmesi deprem anında bina kaynaklı ölüm ve yaralanma değil, afet öncesi sosyal açıdan etkilenebilir dokunun kent alanı içindeki dağılımına yöneliktir. Bina konut kullanıcılarının sosyodemografik özellikleri kapsamında yaş, cinsiyet, eğitim durumu, hane halkı yapısı ve konut tercihleri, mülkiyet vb. sosyodemografik ve sosyoekonomik konular dikkate alınmıştır.

Tablo 12. Bina kullanıcılarının sosyodemografik ve sosyoekonomik yapısı

Parametre	**Hiç önemli değil** (%)	**Önemli değil** (%)	**Ne önemli ne değil** (%)	**Önemli** (%)	**Çok önemli** (%)
Hane halkı gelir düzeyi	19.0	19.0	31.2	18.5	12.2
Aile tipi (çekirdek, geniş ve tek ebeveynli çocuklu aile)	15.5	23.3	29.6	19.9	11.7
Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)	6.3	7.2	26.1	35.7	24.6
Eğitim düzeyi	6.8	10.7	28.6	31.1	22.8
Oturulan konutun mülkiyeti	33.7	18.0	29.8	13.2	5.4
Oturulan konutun deprem sigortalı olması	14.6	17.0	22.8	23.3	22.3
Afet eğitimi	.5	1.5	6.3	17.5	**74.3**

Bina konut kullanıcılarının depremden etkilenebilirliklerini belirlemede sosyodemografik ve sosyoekonomik yapısı ile ilgili parametrelerin önem derecesi konusunda meslek gruplarının görüşü Tablo 12'de (% yüzde olarak dağılımı) gösterilmektedir. Bina konut kullanıcıları açısından

depremle ilişkili afet eğitimi konusu ilk sıradadır. Bu soruya verilen yanıtların sonuçları afet ve sosyal yapı bağıntısının ilgili meslek grupları tarafından yeterince önemsenmediğini düşündürmektedir.

Bina konut kullanıcısının afet kapsamında etkilenebilir yapısı için Tablo 13'de görülen dört faktör anlamlı düzeyde önemlidir. Birinci faktör içinde yer alan aile tipi ve yaş, bina konut kullanıcının sosyodemografik özelliklerini birinci faktör olarak göstermektedir.

Bina konut kullanıcısı etkilenebilirlik değerlendirmesinde anket sonuçları dört faktör grubu ile değerlendirilmiştir. Faktör gruplarının kapsamı anketi yanıtlayanların meslek ve deneyimine göre farklılık göstermektedir. Birinci faktör grubunda mimar için sosyodemografik özellikler, mimar olmayan grup için sosyoekonomik özellikler olmuştur. Tüm yanıtların genel değerlendirmesine göre ise birinci faktör sosyodemografik özellikler, ikinci faktör sosyoekonomik özellikler olmuştur. Afet eğitimi tüm gruplarda dördüncü faktör olarak ortaya çıkmaktadır. Afet eğitimi tehlikelerle iç içe yerleşimlerde yaşayanlar için kaçınılmazdır. Acil durumda ne yapacağını bilebilmek bu sürecin aşılmasında önemli olmaktadır. Bu nedenle herkesin acil durumda ne yapması gerektiğini yaş, eğitim durumu vb özelliklerine göre öğrenebilmesine yönelik çalışmalar önemsenmelidir.

Tablo 13. Bina kullanıcı özellikleri (Faktör Analizi)

	Meslek Grubu		**Mesleki deneyim Süresi**		**Genel**
	Mimarlık	**İnşaat Müh. ve Şehir Planlama**	**Meslek deneyimi 1–10**	**Meslek deneyimi 11+**	
Faktör 1	**Aile tipi ve Yaş** *Aile tipi* *Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)*	**Eğitim, Mülkiyet ve Gelir** *Eğitim düzeyi* *Oturulan konutun mülkiyeti* *Hane halkı gelir düzeyi*	**Eğitim, Mülkiyet ve Gelir** *Eğitim düzeyi* *Hane halkı gelir düzeyi* *Oturulan konutun mülkiyeti*	**Aile tipi ve Yaş** *Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)* *Aile tipi*	**Aile tipi ve Yaş** *Aile tipi* *Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)*
Faktör 2	**Mülkiyet, Sigorta ve Gelir** *Oturulan konutun mülkiyeti* *Oturulan konutun deprem sigortalı olması* *Hane halkı gelir düzeyi*	**Yaş ve Aile Tipi** *Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)* *Aile tipi*	**Yaş ve Aile Tipi** *Aile tipi* *Yaş (0–14, 15–65 ve 65+ yaş)*	**Eğitim ve Gelir** *Eğitim düzeyi* *Hane halkı gelir düzeyi*	**Sigorta ve Mülkiyet** *Oturulan konutun deprem sigortalı olması* *Oturulan konutun mülkiyeti*
Faktör 3	**Afet Eğitimi** *Afet eğitimi*	**Sigorta** *Oturulan konutun deprem sigortalı olması*	**Sigorta** *Oturulan konutun deprem sigortalı olması*	**Sigorta ve Mülkiyet** *Oturulan konutun deprem sigortalı olması* *Oturulan konutun mülkiyeti*	**Eğitim ve Gelir** *Eğitim düzeyi* *Hane halkı gelir düzeyi*
Faktör 4	**Eğitim** *Eğitim düzeyi*	**Afet Eğitimi** *Afet eğitimi*	**Afet Eğitimi** *Afet eğitimi*	**Afet Eğitimi** *Afet eğitimi*	**Afet Eğitimi** *Afet eğitimi*

1
2

SONUÇ

1

Deprem tehlikesi altında bulunan yerleşimlerin etkilenebilir yapısının belirlenmesi ve olası afet öncesi risklerin azaltılması yönünde yapılacak çalışmalar önemlidir. Mevcut yerleşimlerin bu açıdan değerlendirilmesinde eldeki verilerin etkin kullanımı öncelikli olmalıdır. Yerel yönetimler bünyesindeki fiziksel çevreye ait arşiv bilgileri afet kapsamında kullanılabilir niteliğe dönüştürülebilmelidir.

Depremle ilişkili olarak zemin sorunları ve depremsellik zemin parametreleri içinde ilk sırada yer almaktadır. Depremsellik mimarlar için ikinci faktör olarak belirirken, birinci faktör olarak zemin sorunları ve topoğrafya öne çıkmaktadır. Binalara ilişkin uygulama denetimi sorunları

ve daha önceki depremlerden hasar görme etkilenebilir parametreler olarak ilk sırada yer almaktadır. Deprem hasarının geçmiş depremlerde tespit süreci ve buna ilişkin sorunlar dikkate alındığında, hasar gören binaların tespiti ve sağlıklılaştırma süreci dikkatle belirlenmelidir. Binada taşıyıcı olmayan cephe kaplamaları, çatı örtüsü ve parapetlerin deprem sırasında bina dışı yaralanmalara neden olabilecek potansiyeli her zaman için dikkate alınmalıdır. Bu konu ilgili meslek alanları eğitim sürecinde ve yapı malzemesi tasarım ve uygulamalarında önemsenmelidir. Binalar için deprem karşısında iyi performans sergileme ve bina taşıyıcı sistemi öncelikli olmakla birlikte, tahliyeyi zorlaştıracak tasarım ve malzeme seçimi, kullanıcıların acil durumda yapacaklarını olumsuz etkileyecektir. Kentlerin afete hazırlığı kapsamında fiziksel çevrenin bu yönde uygun hale getirilmesi yanında kentte yaşayanların afete hazırlıklı olabilmesi önemlidir. Afet eğitimi her düzeyde yaygınlaştırılmalıdır.

Teşekkür

Çalışmaya istatistik konusunda değerli yardımlarıyla destek veren YTÜ İstatistik Bölümü araştırma görevlisi, yüksek istatistikçi Ömer Bilen'e teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

BİB (2004) Mevcut Yapıların İncelenmesi ve Yapı Denetimi Komisyonu Raporu 2004, TC Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Deprem Şurası 2004,

BİB (2007) Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, DBYBHY, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara

NOAA Coastal Services (1999) National Oceanic and Atmospheric Administration, Center, Community Vulnerability Assessment Tool: New Hanover Frekansy, North Caroline, NOAA/CSC/99044-CD CD-ROM. Charleston

Ünlü A (2005) "Bir Risk Değerlendirme Yöntemi Olarak Yerleşme Ünitesi Analizi (Town-Watching)"; Kadıoğlu, M. ve Özdamar, E., eds, "Afet Yönetiminin Temel İlkeleri" içinde; 53-58, JICA Türkiye Ofisi Yayın No:1, Ankara

Yücel G (2009) Depremden Fiziksel ve Sosyal Etkilenebilirlik Değerlendirme Modeli: Avcılar Örneği, Yayınlanmamış Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye

DOLGU DUVARI HASIR ÇELİK DONATILI ÖZEL SIVA İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME ÇERÇEVELERİN DAVRANIŞI

BEHAVIOR OF INFILLED RC FRAMES STRENGTHENED WITH SPECIAL REINFORCED MORTAR LAYER

Sinan ALTIN1, Özgür ANIL2, Yağmur KOPRAMAN3, Çağatay M. BELGİN 4

ÖZET

Türk deprem yönetmeliği tarafından (TDY) önerilen, betonarme çerçeve içerisinde bulunan dolgu duvarların hasır çelik donatılı sıva katmanı kullanılarak deprem kuvvetlerine karşı güçlendirilmesi tekniğini konu alan deneysel bir çalışmanın sonuçları bu bildiride sunulmuştur. Deneysel çalışmada; 1/3 ölçekli, tek katlı, tek açıklıklı, dolgu duvarlı, çeşitli kusurları olan bir betonarme çerçeve deney elemanı olarak seçilmiştir. Biri güçlendirilmemiş referans elemanı olmak üzere üç adet deney elemanı ise TDY'nin önerdiği teknik kullanılarak güçlendirildikten sonra yatay yükler altında test edilmiştir. Hasır donatı üzerine yerleştirilen katman malzemesi çalışmanın temel değişkenidir. Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar ışığında yönetmeliğin önerdiği tekniğin geliştirilmesi için öneriler sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Betonarme çerçeve, Dolgu duvar, Güçlendirme, Donatılı sıva

ABSTRACT

In this experimental study, strengthening technique that is suggested by Turkish Earthquake Regulation (TER) for the infill of RC frames are presented, and infills are strengthened with reinforced mortar layer against earthquake loading. In this study, 1/3 scale one bay one story infilled RC frames with some deficiencies are chosen as a specimen. One reference specimen without strengthening and three strengthened specimen according to TER are tested under lateral loading. The main parameter of this study is the material that is used as a mortar with reinforcements. Under the light of the results that are obtained from this study, some suggestions are made for improving the technique that is suggested by regulation.
Keywords: Reinforced concrete frame, Infill wall, Strengthening, Mortar with reinforcement

GİRİŞ

Türk Deprem Yönetmeliği (TDY) az katlı binalarda uygulanmak üzere; betonarme çerçeve içindeki dolgu duvarlarda rijitliğin ve kesme dayanımının artırılması için duvarların hasır çelik donatılı özel sıva kullanılarak güçlendirilmesini önermektedir TDY (2006). Önerilen bu tekniğin deprem kuvvetleri altında performansının belirlenmesine yönelik yapılmış çalışmalar sınırlıdır Acun ve Sucuoğlu (2005), Alococer vd. (1996), Korkmaz vd. (2010). Çalışmanın amacı, betonarme çerçeve içindeki tuğla dolgu duvarlarda rijitliğin ve kesme dayanımının artırılması için tuğla dolgu duvarların hasır çelik donatılı özel sıva kullanılarak güçlendirilmesi tekniğinin deprem yüklerini benzeştiren tersinen tekrarlanan yatay yükler altında performansı ve davranışını incelemek, tekniğin geliştirilebilmesi olanaklarını araştırmaktır Altın vd. (2010). Çalışmada 1/3 ölçekli, tek-katlı, tek-açıklıklı, tuğla dolgu duvarlı, sünek olmayan betonarme çerçeve test çerçevesi olarak seçilmiştir. Deney programında biri referans olmak üzere toplam dört deney elemanı test edilmiştir.

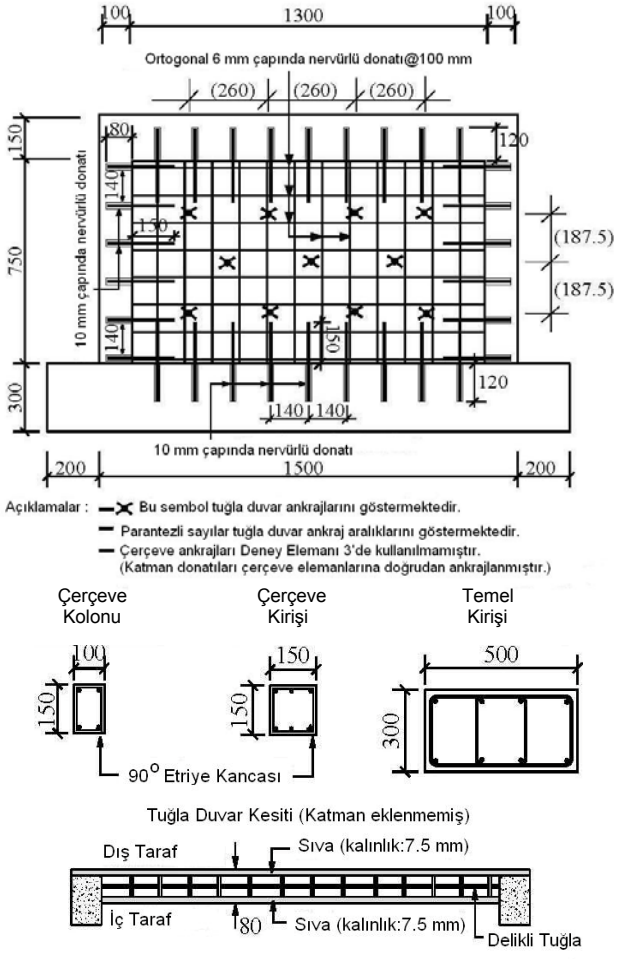
[1] Prof. Dr., Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Ankara, saltin@gazi.edu.tr
[2] Doç. Dr., Gazi , Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Ankara, oanil@gazi.edu.tr
[3] Araş. Gör. Dr., Gazi Üniversitesi Teknoloji Fakültesi, Ankara, ykopraman@gazi.edu.tr
[4] Araş. Gör. Dr., Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Ankara, cmbelgin@gazi.edu.tr

Deney elemanlarında güçlendirme için üç farklı katman malzemesi kullanılmıştır. Test sonuçları referans ile karşılaştırılarak TDY'de önerilen güçlendirme yönteminin performansı incelenmiş, bu yöntemin iyileştirilmesi için öneriler sunulmuştur.

DENEYSEL ÇALIŞMA

Deney Elemanları ve Test Tekniği

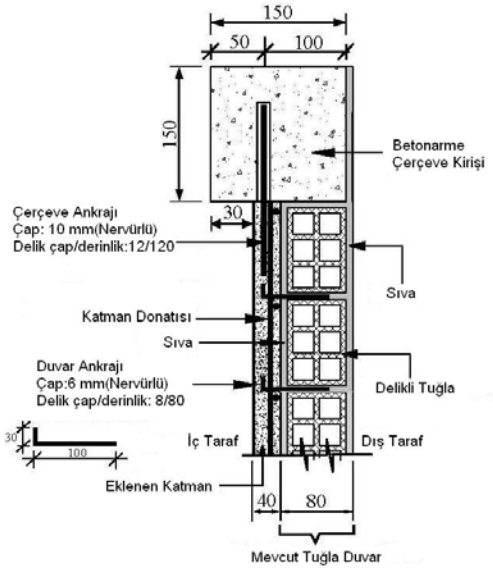
Test çerçevesinin boyutları ve donatıları Şekil 1'de verilmiştir. Test çerçevesi 1/3 ölçekli, tek-katlı ve tek-açıklıklı olup, yetersiz yatay rijitliğe sahip, zayıf kolon-güçlü kiriş birleşimli, kolon-kiriş ve düğümleri yetersiz sargılı olarak üretilmiştir. Test çerçevesinde beton basınç dayanımı ortalama 17 MPa'dır. 65x95x95 mm boyutlarında 1/3 ölçekli boşluklu tuğlalar kullanılarak çerçeve içine tuğla dolgu duvar örülmüş ve sıva ile kaplanmıştır. Tuğlanın basınç dayanımı 6.6 MPa, sıvanın basınç dayanımı 5.0 MPa'dır. Güçlendirme için TDY'nin önerdiği teknik kullanılarak deney elemanlarının dolgu duvarı yüzeyine donatılı katman eklenmiştir. Deney elemanında dolgu duvarın geometrisi, çerçevede yerleşimi, donatılı katman ve ankrajları yönetmelikte verilen tüm kurallara özenle uyularak tasarlanmış ve uygulanmıştır. Çalışmada katmanda kullanılan malzeme türü incelenen değişkendir. Deney elemanları Tablo 1'de verilmiştir. Deney elemanı-1 referans elemanı olup güçlendirilmeden, diğer üç deney elemanı ise güçlendirildikten sonra test edilmiştir. Ankraj detayları Şekil 2'de verilmiştir. Katman malzemesi olarak Deney elemanı-2'de basınç dayanımı 5.0 MPa sıva, Deney elemanı-3'de basınç dayanımı 30 MPa olan özel bir sıva, Deney elemanı-4'de basınç dayanımı 18 MPa olan püskürtme beton kullanılmıştır. Katmanda akma dayanımı 490 MPa olan 6 mm çapında hasır donatılar kullanılmıştır. Test düzeneği, yükleme ve ölçüm sistemi Şekil 3'de sunulmuştur.



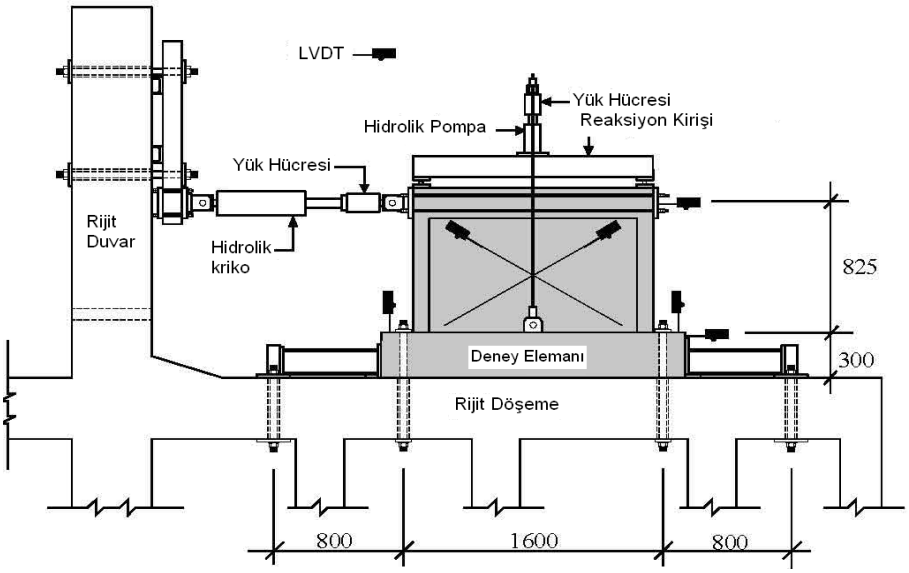
Şekil 1. Deney elemanlarının boyutları ve donatı detayları (ölçüler mm'dir.)

Tablo 1. Deney Elemanları

No	Beton Dayanımı f_C (MPa)	Sıva Dayanımı f_{CM} (MPa)	Katman (Kalınlık 40 mm)		
			Donatı Çap/ Aralık (mm)	f_{CL} (MPa)	Malzeme
1	17.0	4.2	-------	-------	-------
2	18.3	4.5	6 / 100	5.0	Standart Sıva
3	17.2	4.1	6 / 100	30.0	Yüksek Basınç Dayanımlı Sıva
4	17.8	4.3	6 / 100	18.0	Püskürtme Beton



Şekil 2. Ankraj detayları (ölçüler mm'dir)



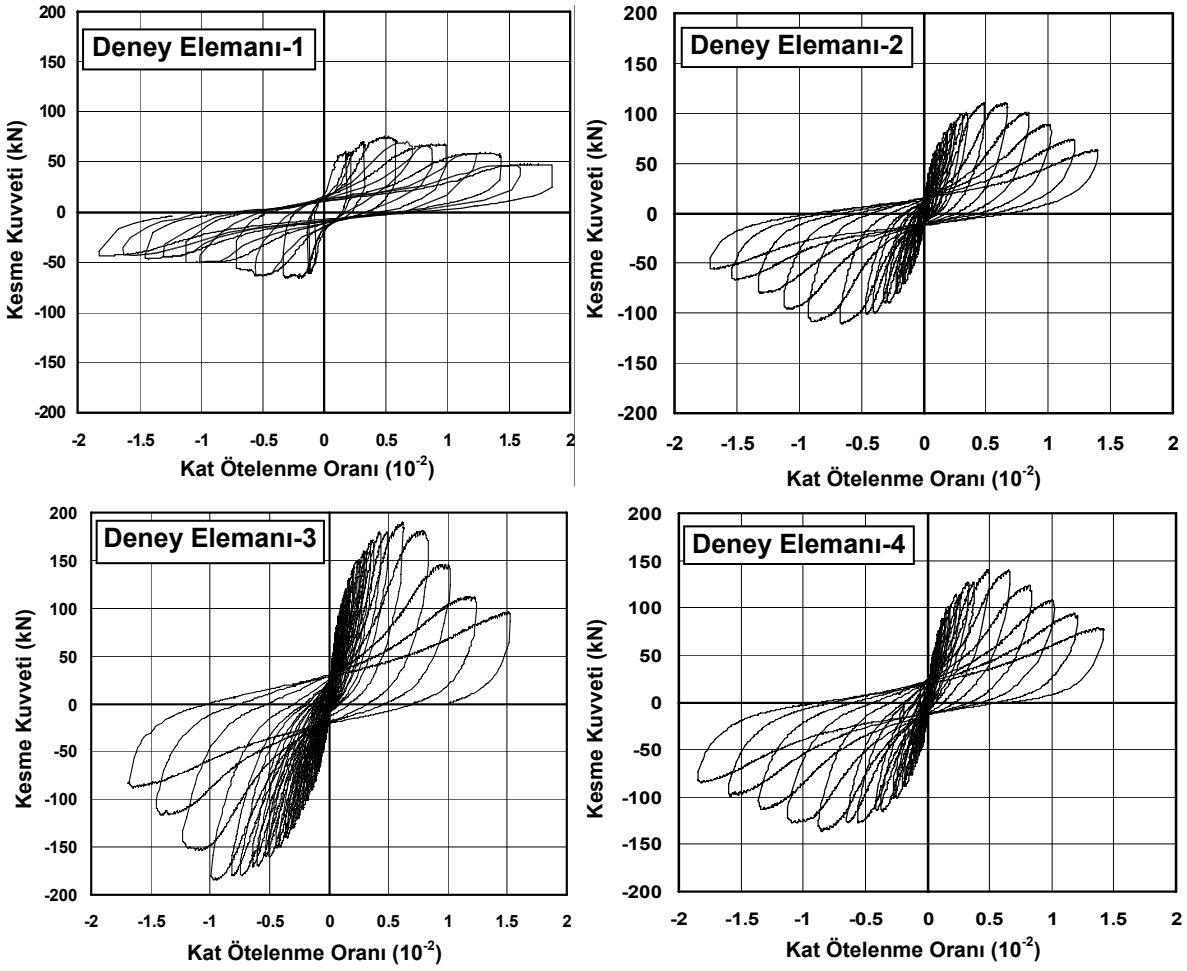
Şekil 3. Deney ve ölçüm düzeneği (ölçüler mm'dir.)

TEST SONUÇLARI

Gözlenen Davranış

Deney elemanlarının yük-deplasman eğrileri Şekil 4'de sunulmuştur. Dolgu duvara eklenen donatılı katmanlar, deney elemanlarının yatay dayanım ve rijitliğini artırmıştır. 5 MPa basınç

dayanımlı standart sıvalı katman ile güçlendirilen Deney elemanı-2 deney elemanları arasında en düşük yatay dayanım ve rijitliğe sahip deney elemanıdır. Dolgu duvara eklenen katman malzemesinin basınç dayanımındaki artış deney elemanlarında yatay yük taşıma kapasitesini artırmıştır. Katmanında özel yüksek dayanımlı sıva kullanılarak güçlendirilen Deney elemanı-3 deney elemanları arasında en büyük yatay dayanıma ve yatay rijitliğe sahiptir. Püskürtme beton katmanlı Deney elemanı-4'de yatay dayanım referans deney elemanına göre %82 daha büyük ölçülmüştür. Güçlendirilen deney elemanlarının taşıma gücüne ulaştığı anda ölçülen kat ötelenme oranları yaklaşık aynı elde edilmiştir. Güçlendirilen deney elemanlarında kat ötelenme oranları referans elemanından ortalama %18 daha büyüktür. Özetlenen deney sonuçları Tablo 2'de sunulmuştur.



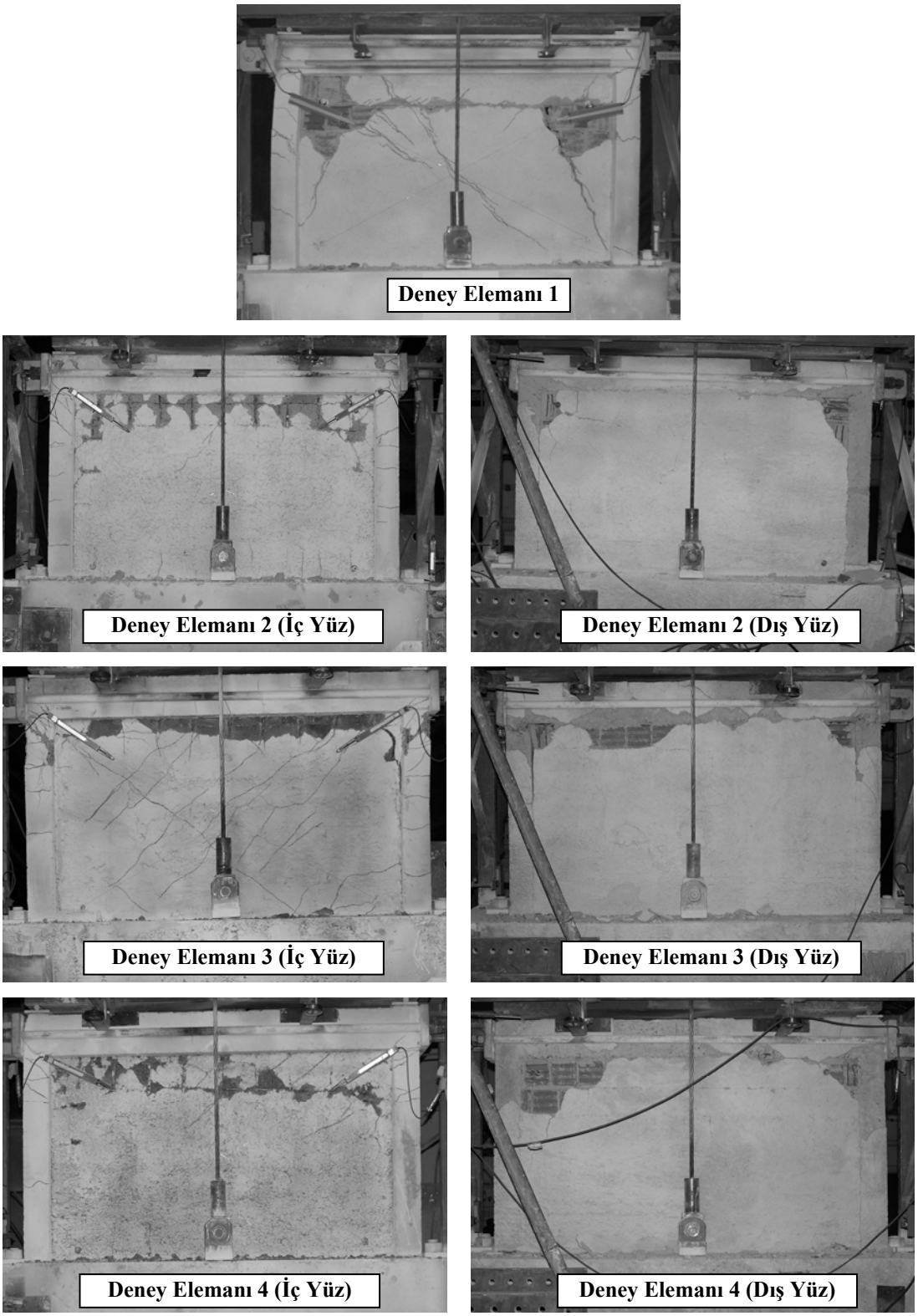
Şekil 4. Yük-deplasman grafikleri

Tablo 2. Test sonuçlarının özeti

No	Kesme Dayanımı (kN)	*Oran	Ötelenme (10^{-2})	Başlangıç Rijitliği (kN/mm)	**Oran	Süneklik Oranı
1	76.6	1.00	0.55	40.0	1.00	2.01
2	110.4	1.44	0.67	90.9	2.27	1.65
3	191.3	2.50	0.62	142.9	3.57	1.41
4	140.4	1.82	0.65	115.1	2.88	1.57

* Güçlendirilmiş deney elemanlarının maksimum kapasitelerinin referans deney elemanı kapasitesine oranı
** Güçlendirilmiş deney elemanlarının başlangıç rijitliklerinin refarans deney elemanı başlangıç rijitliğine oranı

Test sonunda alınan deney elemanlarının fotoğrafları Şekil 5'de verilmiştir. Filiz donatıları zayıf aderans nedeniyle sıva katmanda kesme kuvvetlerini aktaramamıştır. Sıva katmanlı Deney Elemanı 2'ye kıyasla, özel yüksek dayanımlı sıva ve püskürtme beton kullanılan katmanlarda çerçeve ile yeni katman arasındaki bağlantının sağlanması ile daha başarılı davranış elde edilmiştir. Dolgu duvar ile katmanı bağlayan "L" biçimli ankraj donatılar katman ile mevcut duvarın birbirinden ayrılmasını ve düzlem dışı deformasyonu önlemiştir.



Şekil 5. Göçmeden sonra deney elemanları

Yatay Dayanım ve Rijitlik

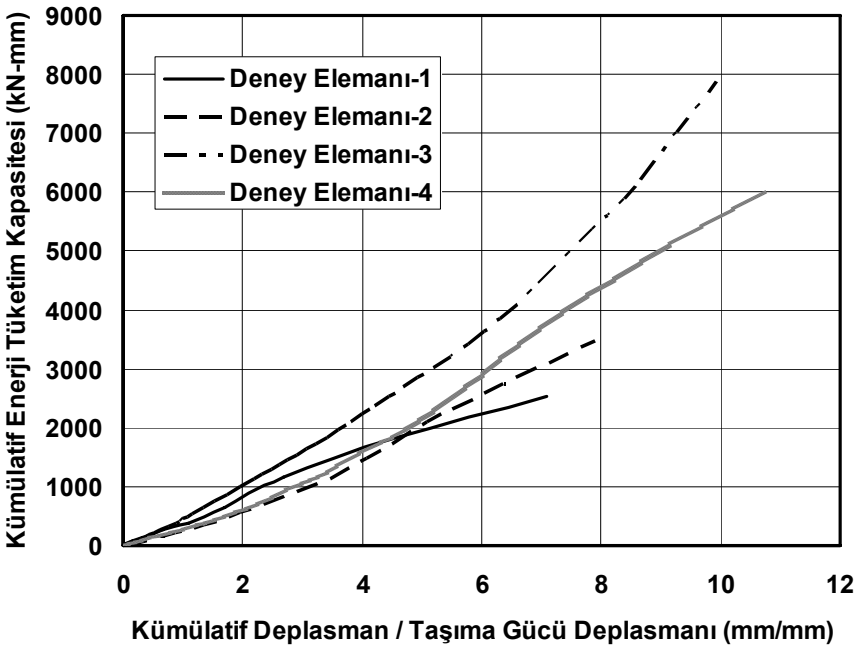
Katmanda kullanılan malzemenin basınç dayanımı arttıkça deney elemanlarının yatay dayanımları ve rijitlikleri artmıştır. Yüksek basınç dayanımlı özel sıvalı katman ile güçlendirilen Deney elemanı-3, tüm diğer deney elemanları arasında en yüksek yanal dayanım ve rijitliğe sahiptir. Ancak Deney elemanı-3'de, yetersiz kesme donatısına sahip çerçeve kolonlarında gelişen kesme hasarı, deney elemanının deplasman yapabilme kapasitesini sınırlandırmıştır. Deney elemanı-3'ün hem ileri hem de geri yük çevrimlerinde, deney elemanı taşıma gücüne ulaştıktan sonra taşınan yatay yükte keskin bir düşüş olmuştur.

Tablo 2'de görüleceği gibi, tüm güçlendirilmiş betonarme çerçevelerin yatay dayanımları önemli ölçüde referans deney elemanının yatay dayanımına göre daha yüksektir. Güçlendirilmiş deney elemanlarının yatay dayanımı, referans deney elemanının yatay dayanımına oranla 1.44 ile 2.50 arasında değişen oranlarda daha büyüktür. Güçlendirilen deney elemanlarının kat ötelenme oranları en büyük yükte % 0.7'den daha azdır.

Deney elemanlarının başlangıç rijitlikleri Tablo 2'de verilmiştir. Başlangıç rijitliği, ilk yarı ileri yük çevriminde yük-deplasman eğrisinin eğimi olarak tanımlanmıştır. Donatılı katman ile güçlendirme tekniği deney elemanlarının hepsinde başlangıç rijitliğini artırmıştır. Güçlendirilen deney elemanlarının başlangıç rijitlikleri referans deney elemanının başlangıç rijitliğine oranı 2.27–3.57 arasında değişmektedir. Katmanda kullanılan malzemenin basınç dayanımı arttıkça güçlendirilen deney elemanlarının da yatay rijitlikleri artmaktadır. Standart sıva katmanlı Deney elemanı-2 ve yüksek basınç dayanımlı sıva katmanlı Deney elemanı-3 yatay rijitlikleri tuğla dolgu duvarlı çerçevenin yatay rijitliğinden ortalama %192 oranında büyüktür. Özel yüksek basınç dayanımlı sıvalı Deney elemanı-3 deney elemanları arasında en büyük yatay rijitlik sağlayan katman malzemesidir. Deney elemanı-3 ve 4'de başlangıç rijitliği referans deney elemanına göre sırasıyla %257 ve %188 artmıştır.

Enerji Tüketimi ve Süneklik

Deney elemanlarının enerji tüketim kapasiteleri yük-deplasman grafiğinin her çevriminin altında kalan alanın hesaplanarak kümalatif olarak toplanması ile elde edilmiştir. Deney elemanlarında maksimum taşıma gücü değerinin %20 azaldığı değerden sonraki yük-deplasman çevrimleri enerji tüketim kapasitesine dahil edilmemiştir. Deney elemanlarının enerji tüketim kapasitelerinin yorumlanmasından kümülatif enerji tüketimi değerinin normalize edilmiş kümülatif deplasman değerine göre değişiminin verildiği grafiklerden yararlanılmıştır (Şekil 6).



Şekil 6. Deney elemanlarının enerji tüketim kapasitesi grafikleri

Kümülatif deplasman değerleri deney elemanlarının ileri yükleme çevrimlerinin maksimum deplasman değerlerinin toplanması ile hesaplanmış ve deney elemanlarının maksimum kapasiteye ulaştığı çevrimin deplasman değerine oranlanarak normalize edilmiştir.

Güçlendirilen deney elemanları, referans deney elemanına göre 1.62 ve 3.64 kat arasında daha fazla enerji tüketmiştir. En düşük ve en yüksek enerji tüketme kapasiteleri sırasıyla, Deney elemanı-1 ve 3'de elde edilmiştir. Eklenen sıva katmanının dayanımı arttıkça, deney elemanlarının tükettikleri enerji de artmaktadır.

Deney elemanlarının deplasman süneklik oranları, deney elemanının yatay yük taşıma kapasitesine ulaştığı andaki deplasmanın, taşıma kapasitesinde %20'lik düşüşün meydana geldiği andaki deplasmana oranlanması ile hesaplanmıştır. İleri ve geri yük çevrimlerinin ortalaması alınarak, her bir deney elemanı için tek bir süneklik oranı hesaplanmıştır. İleri ve geri yük çevrimleri için süneklik oranlarının birbirine çok yakın olduğu gözlenmiştir. Tablo 2'de sunulduğu üzere, güçlendirilen deney elemanlarının süneklik oranları 1.57 ve 1.65 arasında değişmektedir. Hasır donatılı sıva katmanı ile güçlendirme yöntemi sünek olmayan betonarme çerçevelerin deplasman kapasitelerini geliştirmiş olmasına rağmen, süneklikte sınırlı bir iyileştirme sağlanabilmiştir.

DENEYSEL VE ANALİTİK KAPASİTE DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Deney elemanları için hesaplanan analitik kapasite değerleri ve deneysel kapasiteler ile karşılaştırılması Tablo 3'de verilmiştir. Deney elemanlarının analitik kapasite değerleri 2 farklı yöntem kullanılarak hesaplanmıştır. Yöntemlerden birincisinde yazarlar tarafından önerilen yaklaşımda FEMA 356 yönetmeliğinde verilen Eşitlik 1'den yararlanılmıştır Fema (2000). Yazarlar birinci hesaplama yönteminde tuğla dolgu duvarın ve güçlendirme için eklenen katmanın eşdeğer diyagonal yük aktarma çubukları kapasitelerinin ayrı ayrı hesaplanarak süperpozisyonunun deney elemanlarının kapasite değerlerinin hesaplanmasında kullanılabileceğini önermişlerdir. İkinci hesaplama yöntemi için TDY (2006)'da önerilen Eşitlik 2 kullanılmıştır.

$$V_{cal} = Cos\theta \times (V_{masonry} + V_{Layer}) \tag{1}$$

$$V_{wall} = A_{wall} \cdot (\tau_{wall} + f_{yd} \cdot \rho_{sh}) \leq 0.22 \cdot A_{wall} \cdot f_{wall} \tag{2}$$

Tablo 5. Analitik ve Deneysel Kapasite Değerlerinin Karşılaştırılması

No	Maksimum Yatay Yük (kN)			Deneysel/Analitik	
	Deneysel	Önerilen * Analitik Model	TDY **	Önerilen * Analitik Model	TDY **
1	76.6	75.5	-----	1.01	-----
2	110.4	99.2	130.34	1.11	0.85
3	191.3	190.5	130.34	1.00	1.47
4	140.9	144.5	130.34	0.98	1.08

* Önerilen analitik kapasite değerlerinin hesaplanmasında Denklem 1 kullanılmıştır.

** Türk Deprem Yönetmeliğine göre kapasite değerlerinin hesaplanmasında Denklem 2 kullanılmıştır.

Önerilen birinci hesaplama yöntemi ile deneysel sonuçların birbiri ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. Deneysel kapasite değerlerinin analitik hesaplama değerlerine oranı 0.98-1.11 arasında değişim göstermiştir. Önerilen yöntemin sıva katmanı ile güçlendirilmiş tuğla dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin kapasitelerinin hesaplamasında kullanılabileceği düşünülmektedir. TDY yönetmeliği tarafından önerilen 2. yöntem ile hesaplanan tüm analitik kapasite değerleri katmanda kullanılan malzemenin basınç dayanımının etkisinin hesaplamada kullanılan Eşitlik 2'de gözardı edilmesi nedeniyle tüm deney elemanları için eşit hesaplanmıştır. Bu değerlerin deneysel kapasite değerleri ile oranları 0.85-1.47 arasında değişim göstermekte olup

hata miktarı çok daha yüksektir. Yönetmelikte kullanılan eşitliğin bu nedenler ile tekrar ele alınmasının uygun olacağı düşünülmektedir.

SONUÇLAR

Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

- Tuğla dolgu duvarının bir yüzüne eklenen donatılı katman betonarme çerçevenin yatay dayanımını, rijitliğini ve enerji tüketim kapasitesini önemli oranlarda artırmıştır. Dolgu üzerine eklenen katmanın basınç dayanımı yatay dayanım ve davranış üzerinde önemli bir rol üstlenmektedir. Donatılı katmanda basınç dayanımının artışı çerçevenin yatay dayanımını, rijitliğini ve enerji tüketimini artırmıştır.
- Yönetmeliğin önerdiği donatılı sıva katmanı dolgu duvarlı betonarme çerçevede yatay dayanımı %44, yatay rijitliği %127 artırmıştır. Sıvanın düşük aderansı hasır donatının kesme kuvveti taşımasını engellemiştir. Çerçeveye bağlanan ankrajlar düşük basınç dayanımlı sıvanın kolayca ezilmesi nedeniyle donatılı katman ve betonarme çerçeve arasında yatay kuvvet paylaşımının meydana gelmesini sağlayamamıştır. Ankrajlar yatay kuvveti donatı katmana aktaramamıştır.
- Katmanda kullanılan malzemenin aderans özellikleri güçlendirilmiş çerçevenin davranışında önemli bir etkendir. Aderans çerçeve ile katman donatısı arasında yük aktarımını sağlamakta, dolayısıyla donatılı katmanda panel davranışının gelişmesini sağlamaktadır. Bu durumda yatay yük taşıma kapasitesinin ve deplasman kapasitesinin iyileştirilmesi sağlanmaktadır. Bu nedenler ile katman basınç dayanımı ve dolayısı ile adaransı daha yüksek olan Deney elemanı-3 ve Deney elemanı-4'de dayanım, rijitlik ve enerji tüketim kapasitesi katman basınç kapasitesi düşük olan Deney elemanı 2'ye göre daha yüksek elde edilmiştir.
- Donatılı katmanlar çerçevenin enerji tüketimini 1.62-3.64 kat artırmıştır. Katmanın basınç dayanımındaki artış enerji tüketimini artırmaktadır.
- Yazarlar tarafından önerilen analitik kapasite hesaplama yöntemi deneysel sonuçlar ile oldukça uyumlu sonuçlar vermiştir. Tuğla dolgu duvarı ve güçlendirme için eklenen katmanın diyagonal eşdeğer basınç çubuğu kapasitelerinin hesaplanarak süperpoze edilmesi ile hesaplanan analitik kapasite değerleri deneysel sonuçlara çok yakın değerler vermiştir. Bu yöntemin uygulamada kullanılabileceği düşünülmektedir.

SEMBOLLER

A_{wall} : Dolgu duvarı yatay alanı
E_m : Tuğlanın elastik modülü
f_C : Betonun basınç dayanımı
f_{CM} : Tuğla duvarı harç ve sıvasının basınç dayanımı
f_{CL} : Güçlendirme için kullanılan katman malzemesi basınç dayanımı
f_m : Tuğla duvar biriminin basınç dayanımı
f_{wall} : Tuğla duvar biriminin basınç dayanımı
h_w : Dolgu duvar yüksekliği
l_w : Dolgu duvar genişliği
V_{cal} : Deney elemanları için hesaplanan yatay taşıma gücü
$V_{masonry}$: Tuğla dolgu duvarı eşdeğer diyagonal çubuk kapasitesi
V_{Layer} : Güçlendirme için eklenen katmanın eşdeğer diyagonal çubuk kapasitesi
V_{wall} : Deney elemanları için hesaplanan yatay taşıma gücü
θ : Tuğla dolgu duvarı diyagonalinin yatay eksen ile yaptığı açı
τ_{wall} : Tuğla birimi kesme gerilmesi
ρ_{sh} : Yatay katman donatı oranı

KAYNAKLAR

Acun, B., Sucuoğlu, H., Tuğla Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Hasır Donatı ile Güçlendirilmesi, Deprem Sempozyumu, Kocaeli, 965-971, 2005.

Alococer, S.M., Ruiz, J., Pineda, J.A. and Zepeda J.A., Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No:1471 Acapulco, Mexico., 1996.

Altın, S., Anıl, Ö., Kopraman, Y., Belgin, Ç., Strengthening of Masonry Infill Walls with Reinforced Plaster, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)-Structures and Buildings, Vol. 163, Issue 5, pp 331-342, October 2010.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2006.

FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, ASCE, Federal Emergency Management Agency, November 2000.

Korkmaz, S. Z., Kamanli, M., Korkmaz, H. H., Donduren, M. S., and Cogurcu, M. T., Experimental study on the behavior of nonductile infilled RC frames strengthened with external mesh reinforcement and plaster composite, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., Vol. 10, 2305–2316, 2010.

SÜRTÜNME SÖNÜMLEYİCİLİ BETONARME SİSTEMLERDE ANALİZ YÖNTEMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF ANALYSIS PROCEDURES FOR REINFORCED CONCRETE SYSTEMS WITH FRICTION DAMPER

Semra ŞİRİN KIRIŞ[1] ve M. Hasan BODUROĞLU[2]

ÖZET

Bu çalışma, yönetmeliklerde kullanılan doğrusal olmayan yer değiştirme oranına karşı gelen katsayının irdelenmesine yöneliktir. Son yıllarda deprem enerjisinin yapıya yerleştirilen izolatörler veya sönümleyiciler tarafından sönümlemesi üzerinde daha çok araştırma yapıldığından; bu irdeleme, sürtünme sönümlü elemanlı betonarme sistemler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Yapıların sismik davranışını anlamada açık ve etkili araçlar sağlayan "Federal Emergency Management Agency (FEMA)" tarafından yayınlanan standartlar, bu tür yapılar için doğrusal analizlere yönelik pek çok kısıtlama getirmiştir. Burada da FEMA-440 ve Ülkemizde yürürlüğe giren "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-DBYBHY" (2007)'de yer alan doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinin değerlendirmesi yapılmıştır. Bu amaçla, farklı betonarme sistem ve sönümleyici elemanların oluşturduğu 180 adet tek serbestlik dereceli sistem (SDOF) ele alınarak, faya yakın ve uzak iki deprem grubundan toplam 96 deprem kaydı kullanılmıştır. Sonuçta oluşan 17280 doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak doğrusal olmayan yer değiştirme oranları elde edilmiştir. Söz konusu oranlar deprem ve zemin sınıfları açısından değerlendirilerek yönetmeliklerdeki ilgili katsayı ile karşılaştırılmıştır. İnceleme neticesinde aynı koşullar altında sönümleyici elemanının rijitlik oranının büyük olduğu sistemlerde, doğrusal olmayan yer değiştirme oranının da büyük olduğu saptanmıştır. Ayrıca faya yakın deprem kayıtları kullanıldığında bu oranın arttığı gözlemlenmiştir. Bu iki durum için kısa periyotlu sistemlerde özellikle sıkı zeminde, FEMA-440' daki doğrusal olmayan yer değiştirme oranına karşı gelen katsayının yetersiz kaldığı görülmüştür. DBYBHY (2007)' deki ilgili katsayı ise, bir üst sınır olmadığından periyodun 0.2sn den küçük olduğu sistemlerde oldukça yüksek kalmaktadır.
Anahtar Kelimeler: Sönümleyici, Doğrusal olmayan analiz, Sismik davranış.

ABSTRACT

This paper involves the evaluation of the coefficient corresponding nonlinear displacement ratio used in seismic codes. This investigation is done for the reinforced concrete systems with friction damper since there have been much more studies on the dissipation of earthquake-induced energy by isolators or dissipators in recent years. The standards which are published by "Federal Emergency Management Agency (FEMA)" providing efficient and transparent tools for predicting seismic behavior of structures limit the use of the linear procedures for these systems. Here, the evaluation is carried out on the nonlinear static analysis methods in FEMA-440 and the new version of Turkish Earthquake Code (DBYBHY 2007). For this aim, 180 single degree of freedom systems (SDOF) formed by different reinforced concrete and dissipator systems are considered and 96 seismic records taken from two groups of earthquake, near and far field. The nonlinear displacement ratios are obtained conducting17280 nonlinear dynamic analyses. The ratios are compared to the related coefficient in the codes from the point of earthquake and soil groups. It is observed that higher stiffness of friction damper causes larger the mean value of inelastic displacement ratio for the systems having almost the same condition. In addition, the ratios gets larger value for the

[1] Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, kiris@itu.edu.tr
[2] Prof. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, bodurogl@itu.edu.tr

ensemble of near field earthquake. Under these two conditions, the coefficient in FEMA-440 related to the ratio underestimates the peak displacement especially for low period range and stiff soil profile. On the other hand, the coefficient in DBYBHY (2007) having no upper limit can be evaluated as too high for the system period lower than 0.2s.
Keywords: Dissipator, Nonlinear analysis, Seismic behavior.

GİRİŞ

Deprem enerjisinin sönümlenmesinin, yapının taşıyıcı sistemi yerine yapıya yerleştirilen izolatörler veya sönümleyiciler tarafından sağlanması son yıllarda daha popüler hale gelmektedir. Yapıların sismik davranışını anlamada açık ve etkili araçlar sağlayan ATC-40 (1996) ve FEMA-356 (2000) gibi standartlar, bu tür yapılar için doğrusal analizlere yönelik pek çok kısıtlama getirmiştir. Bu nedenle enerji sönümleyici barındıran sistemler için gerekli tahkiklerin doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre yapılması esastır.,

Yıllar içerisinde mühendisler tarafından yapılan çalışmalar ATC-40 (1996) ve FEMA-356 (2000) daki doğrusal olmayan analizlerin birbirinden farklı sonuçlar verdiğini raporladıklarından FEMA-440 (2005) sözkonusu yöntemlerle ilgili iyileştirmeler ortaya koymuştur. Bu iyileştirmeler; yerdeğiştirme katsayısı yöntemi için Ruiz–Garcia ve Miranda (2003), kapasite spektrum metodu için Guyader ve Iwan (2006) tarafından yapılan incelemeler ışığında olmuştur. Yapılan çalışmalarda yerdeğiştirme katsayısı yönteminin enerji sönümleyicili sistemler için daha uygulanabilir olduğu belirtilmiştir.

FEMA-440'da yer alan yerdeğiştirme katsayısı yöntemindeki, doğrusal yerdeğiştirmeyi, beklenen maksimum yerdeğiştirmeye dönüştüren katsayı (C_1) çeşitli yazarlar tarafından irdelenmiştir. Mattman ve Elwood (2006), 1800 adet SDOF ve 48 adet deprem kaydı kullanarak FEMA' daki katsayının, periyodu 1 den az olan sistemler için yetersiz kaldığını belirtmişlerdir. Akkar ve Metin (2007) çok katlı yapılar ele alıp 78 adet faya yakın deprem kaydı kullanarak yöntemin doğruluğunun, yapıların akma sonrası rijitliğe ve dayanım kapasitesindeki değişimine hassaslık gösterdiğini vurgulamışlardır. Tuğsal ve diğerleri (2007) söz konusu katsayı değerinin özellikle kısa periyotlu yapılar için daha değişken olduğunu ve hesabında pekleşme oranının da göz önünde bulundurulması gerektiğini belirtirken, farklı histeretik davranışların ve deprem gruplarının etkilerinin incelenmesini önermişlerdir.

Şirin-Kırış (2009) tarafından yapılan doktora tezinin de bir kısmını oluşturan bu çalışmada, literatürden farklı olarak sönümleyici elemanlı betonarme sistem ele alınarak faya yakın ve uzak iki deprem grubu kullanılmıştır. Modellemesi açıklanan ve özellikleri verilen 180 adet sistem için 17280 adet doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak doğrusal olmayan yer değiştirme oranları elde edilmiştir. Böylece FEMA-440 ve ülkemizde yürürlüğe giren DBYBHY (2007)deki ilgili katsayıların değerlendirilmesi yapılmıştır.

SİSTEMİN MODELLENMESİ VE ÖZELLİKLERİ

Sürtünme sönümlü elemanlı tek serbest dereceli sistemin yer ivmesi, $a_g(t)$' ye maruz modeli Şekil 1'de verilmiştir. Şekilde M yapının kütlesini, C sönüm katsayısını, $x(t)$ göreceli kütle yer değiştirmesini $f_f(t)$ ve $f_s(t)$ ise sırasıyla mevcut betonarme sistemin ve eklenen sönüm elemanının rijitliğe bağlı kuvvetini ifade etmektedir.
Tek serbest dereceli sistemin hareketi

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + f(t) = -Ma_g(t) \tag{1}$$

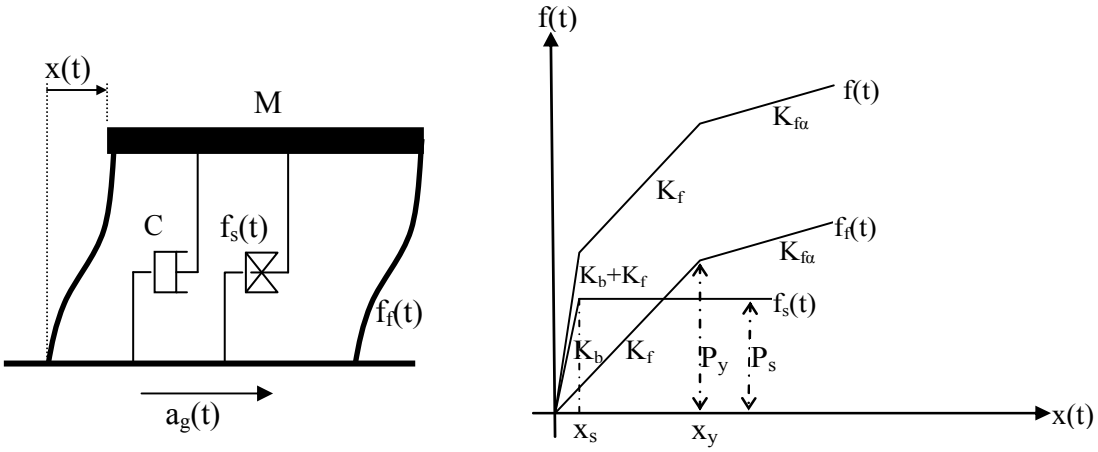
denklemi ile ifade edilebilir. Burada sönüm katsayısı

$$C = 2M\zeta\omega_n \tag{2}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k_n}{M}} \tag{3}$$

ile elde edilmiştir ki, kritik sönüm oranı ζ %5 olarak alınmıştır, ω_n doğal titreşim frekansı ve k_n sistemin zaman içinde değişen toplam rijitliğidir.

(3)



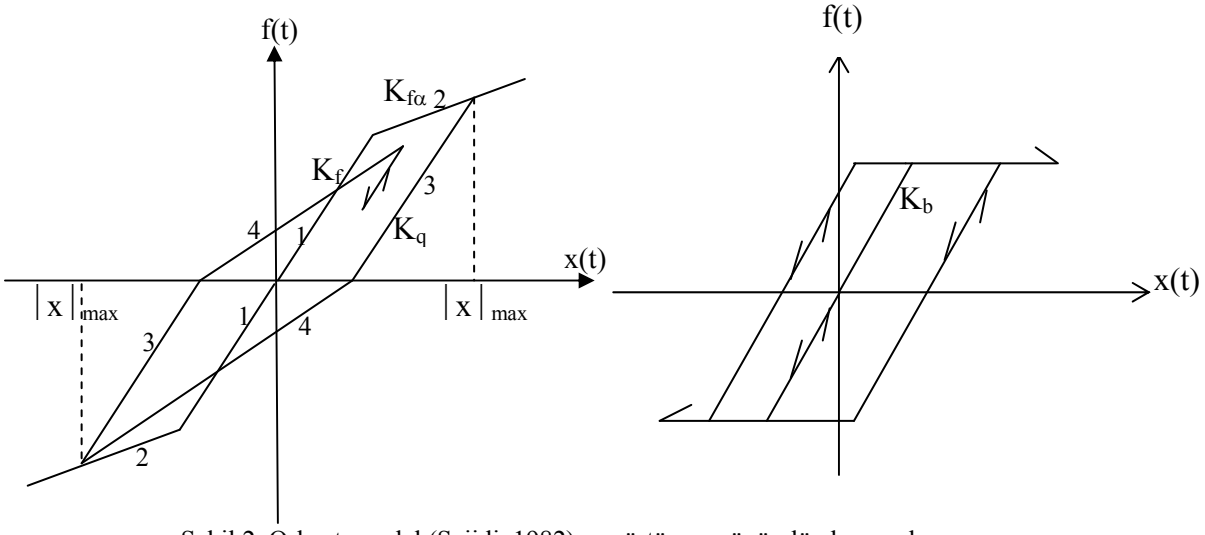
Şekil 1. Sürtünme sönümlü elamanlı sistemin modeli ve kuvvet yer değiştirme ilişkisi

Sürtünme sönümlü elemanlı sistem için doğrusal olmayan analiz için Şekil 1'de gösterilen kuvvet yer değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Şekilde P_s ve x_s sırasıyla, sürtünme sönümlü elemanın kayma kuvvetini ve yer değiştirmesini belirtirken, P_y ve x_y mevcut betonarme sistemin akma kuvvetini ve yer değiştirmesini ifade etmektedir. Sistemin rijitliğe bağlı toplam kuvveti

$$f(t) = f_f(t) + f_s(t) \tag{4}$$

ilişkisiyle bulunmaktadır. Burada $f_f(t)$ ve $f_s(t)$ sırasıyla mevcut sistemde ve sürtünme sönümlü elemanlarda oluşan kuvveti belirtmektedir. Şekildeki K_b ise eklenen sönümlü elemanın rijitliğini, K_f ve $K_{f\alpha}$ sırasıyla mevcut betonarme sistemin ilk ve akma sonrası rijitliğini göstermektedir.

Mevcut betonarme sistemin dinamik davranışı için Saiidi (1982) nin önerdiği Q-hyst model kullanılmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Q-hyst model (Saiidi, 1982) ve sürtünme sönümlü eleman davranışı

Şekil 2'de verilen Q-hyst modelde 1 nolu eğri elastik yükleme ve boşaltma, 2 nolu eğri akma sonrası, 3 nolu eğri elastik olmayan bölgeden boşaltma (boşaltma eğrisi, K_a burada mevcut sistemin ilk rijitliğine, K_f eşit alınmıştır) ve 4 nolu eğri yeniden yükleme eğrilerini (Her iki doğrultuda ulaşılan maksimum yer değiştirme değeri, $|x|_{max}$'a doğru yönlenmektedir)göstermektedir. Akma sonrası rijitlik değeri ilk rijitlik değerinin 0.15 katı olacak şekilde alınmıştır. Mevcut betonarme sistem için dayanım ve rijitlik azalması ve yer değiştirmeden kaynaklı ikincil etkiler göz önüne alınmamıştır.

Sürtünme sönümlü eleman öncelikle sisteme sadece rijitlik sağlarken, depremle birlikte sürtünme kuvvetini aşan kuvvet elemanda kaymaya sebep olur. Bu durumda sisteme rijitlik değeri eklenmezken enerji sönümlenmesi de başlamış olur. Yük tersine döndüğünde ise sürtünme kuvveti aşılana kadar rijitlik bağlantı elemanının yatay rijitliğine eşit olmaktadır. Bu elasto-plastik davranış Şekil 2' te görülmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinin değerlendirmesine yönelik farklı betonarme sistem ve sönümleyici elemanlarla 180 adet tek serbestlik dereceli sistem oluşturulmuştur. Her bir sistem için kütle değeri sabit alınmış olup, aşağıdaki bileşenlerden oluşmaktadır:

T_f : Mevcut betonarme sistemin ilk periyodu. 0.1sn-0.9sn aralığında 0.1 sn aralıklı 9 farklı değer ele alınmıştır.

R_f: Mevcut betonarme sistemin dayanım oranı. Bu oran

$$R_f = \frac{W}{K_f x_y} \tag{5}$$

ile hesaplanmaktadır. Burada W yapı ağırlığını ifade etmektedir. R_f için 6 değeri kullanılmıştır.

K_b/K_f : Sürtünme sönümlü eleman rijitliğinin mevcut betonarme sistemin ilk rijitliğine oranı. Bu oran için 3, 6, 9, 12 olmak üzere dört farklı değer ele alınmıştır.

x_s/x_y : Sürtünme sönümlü eleman kayma yer değiştirme değerinin mevcut betonarme sistemin akma yer değiştirme değerine oranı. 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 olmak üzere x_s/x_y için beş farklı değer kullanılmıştır.

KULLANILAN DEPREM KAYITLARI

Dinamik analizler faya yakın ve uzak iki deprem grubundan sıkı ve gevşek zemin profili için büyüklüğü 6dan büyük olmak üzere toplam 96 deprem kaydı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İlk deprem kayıtları grubu faya uzaklığı 15km ye kadar olan istasyonlardan alınırken, ikinci grup faya uzaklığı 15km den uzak olan istasyonlardaki kayıtlardan oluşturulmuştur. Yakın ve uzak fay etkini gözlemlemek için düşünülen bu depremlerin sayısı ve ortalama maksimum yer ivme değerleri Tablo 1 de verilmiştir. Kullanılan faya yakın depremlerin özellikleri sıkı zemin için Tablo 2 de sıralanırken, gevşek zemin için Tablo 3 te listelenmiştir. Benzer şekilde faya uzak depremlerin özellikleri sıkı zemin için Tablo 4 de, gevşek zemin için Tablo 5 de verilmiştir. Bütün depremler PEER (Pasific Earthquake Engineering Research Center)'den alınmıştır.

Tablo 1. Kullanılan deprem kayıtlarının genel dağılımı

	Faya yakın depremler		Faya uzak depremler	
	Sıkı zemin	Gevşek zemin	Sıkı zemin	Gevşek zemin
Sayı	20	20	21	35
Ortalama PGA	0.35g		0.14g	

Tablo 2. Faya uzaklığı 15km ye kadar olan sıkı zemindeki deprem kayıtları

M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)	M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)
6	Coalinga	0.375	12.2	7.1	Loma Prieta	0.357	11.6
6	Coalinga	0.233	12.2	7.1	Loma Prieta	0.325	11.6
6	Coalinga	0.866	8.2	6.2	Morgan Hill	0.222	11.8
6	Coalinga	0.447	8.2	6.2	Morgan Hill	0.292	11.8
6	Coalinga	0.272	12.2	6.2	Morgan Hill	0.19	14
6	Coalinga	0.29	12.2	6.2	Morgan Hill	0.113	14
7.1	Loma Prieta	0.411	11.2	6.1	Parkfield	0.059	14.7
7.1	Loma Prieta	0.473	11.2	6.1	Parkfield	0.063	14.7
7.1	Loma Prieta	0.644	5.1	6	Whittier Narrows	0.384	12.1
7.1	Loma Prieta	0.479	5.1	6	Whittier Narrows	0.457	12.1

Tablo 3. Faya uzaklığı 15km ye kadar olan gevşek zemindeki deprem kayıtları

M	Earthquake	PGA(g)	Uzaklık(km)	M	Earthquake	PGA(g)	Uzaklık(km)
6.5	Imperial Valley	0.379	1	6.5	Imperial Valley	0.224	8.6
6.5	Imperial Valley	0.439	1	6.5	Imperial Valley	0.253	7.5
6.5	Imperial Valley	0.463	0.6	6.5	Imperial Valley	0.221	7.5
6.5	Imperial Valley	0.588	2.5	6.5	Imperial Valley	0.202	10.6
6.5	Imperial Valley	0.775	2.5	7.4	Kocaeli	0.312	12.7
6.5	Imperial Valley	0.602	3.8	7.1	Loma Prieta	0.322	12.7
6.5	Imperial Valley	0.454	3.8	6.2	Morgan Hill	0.194	14.6
6.5	Imperial Valley	0.213	7.6	6.2	Morgan Hill	0.224	12.8
6.5	Imperial Valley	0.48	5.3	6.7	Superstitn Hill	0.258	13.9
6.5	Imperial Valley	0.171	8.6	6.7	Superstitn Hill	0.172	13.3

Tablo 4. Faya uzaklığı 15km den fazla olan sıkı zemindeki deprem kayıtları

M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)	M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)
7.4	Kocaeli	0.179	76.1	7.1	Loma Prieta	0.192	43.4
7.4	Kocaeli	0.133	76.1	7.1	Loma Prieta	0.141	43.4
7.1	Loma Prieta	0.151	21.8	6	N Palm Springs	0.139	25.8
7.1	Loma Prieta	0.156	47.7	6	N Palm Springs	0.113	25.8
7.1	Loma Prieta	0.113	46.9	6	Whittier Narrows	0.123	21.2
7.1	Loma Prieta	0.104	46.9	6	Whittier Narrows	0.186	21.2
7.1	Loma Prieta	0.103	47.8	6	Whittier Narrows	0.118	23.3
7.1	Loma Prieta	0.194	36.3	6	Whittier Narrows	0.149	23.3
7.1	Loma Prieta	0.105	68.2	6	Whittier Narrows	0.142	27
7.1	Loma Prieta	0.124	43	6	Whittier Narrows	0.159	27
7.1	Loma Prieta	0.106	43				

Tablo 5. Faya uzaklığı 15km den fazla olan gevşek zemindeki deprem kayıtları

M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)	M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)
6.4	Coalinga	0.109	42.8	7.1	Loma Prieta	0.124	93.1
6.4	Coalinga	0.114	42.8	7.1	Loma Prieta	0.106	93.1
6.4	Coalinga	0.131	30.4	7.1	Loma Prieta	0.172	28.2
6.5	Imperial Valley	0.122	54.1	7.1	Loma Prieta	0.159	28.2
6.5	Imperial Valley	0.167	54.1	7.1	Loma Prieta	0.171	57.4
7.4	Kocaeli	0.103	62.7	7.1	Loma Prieta	0.139	57.4
7.4	Kocaeli	0.108	62.7	6	N Palm Springs	0.106	46.8
7.4	Kocaeli	0.103	136.3	6	N Palm Springs	0.11	46.8

M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)	M	Deprem	PGA(g)	Uzaklık(km)
7.4	Kocaeli	0.136	31.8	6.6	San Fernando	0.107	45.1
7.3	Landers	0.136	24.2	6.3	Superstitn Hill	0.132	24.7
7.3	Landers	0.134	24.2	6.3	Superstitn Hill	0.134	24.7
7.1	Loma Prieta	0.22	47.9	6.7	Superstitn Hill	0.181	24.4
7.1	Loma Prieta	0.16	22.3	6.3	Taiwan Smart	0.111	21
7.1	Loma Prieta	0.179	22.3	6.3	Taiwan Smart	0.109	21
7.1	Loma Prieta	0.159	58.9	6	Whittier Narrows	0.124	25.2
7.1	Loma Prieta	0.156	58.9	6	Whittier Narrows	0.163	23.3
7.1	Loma Prieta	0.177	28.8	6	Whittier Narrows	0.159	26

YÖNETMELİKLERDEKİ DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME ORANI

Sönümleyici aletler barındıran yapılar için doğrusal analizlerin kullanılabilmesine kısıtlamalar getirildiğinden burada doğrusal olmayan analiz üzerinde inceleme yapılmaktadır. Doğrusal olmayan statik analiz için yapının monoton artan yatay yükler altında hedef yerdeğiştirme değerine erişinceye kadarki kapasite eğrisinin edilmesi gerekmektedir. Hedef yer değiştirme değeri ise elastik yerdeğiştirme talebinin çeşitli modifikasyon katsayılarıyla çarpılmasıyla elde edilmektedir. Hedef yerdeğiştirme hesabında direkt kullanılan doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranına karşı gelen FEMA-440daki C_1 ve DBYBHY(2007) deki C_{R1} katsayıları aşağıda sırasıyla verilmektedir.

FEMA-440da çok serbestlik dereceli sistemin doğrusal olmayan hedef yerdeğiştirme değeri

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{6}$$

ile hesaplanmaktadır. Burada S_a sistemin etkin doğal periyodu (T_e) ve sönüm oranına bağlı spektral ivme değeri, g yerçekimi ivmesidir.. Bu ifadede C_0, modal katılım katsayısı, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesini çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktası yerdeğiştirmesine dönüştürmek için kullanılır. C_1 katsayısı akma sonrası yerdeğiştirmenin, C_2 katsayısı histeresiz enerji şeklinin ve C_3 katsayısı dinamik ikinci derece etkilerin etkisini temsil etmektedir.

Bu çalışmada; tek serbestlik dereceli sistemler üzerinde rijitlik ve dayanım azalması ile yer değiştirmeden kaynaklı ikincil etkiler göz önüne alınmadığından sadece C_1 katsayısı irdelenmiştir. FEMA-440 da C_1 değeri

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \begin{cases} = C_1(T_e = 0.2sn) & \Leftarrow T_e < 0.2sn \\ = 1 & \Leftarrow T_e > 1sn \end{cases} \tag{7}$$

ile hesaplanmaktadır. Burada a katsayısı tanımlanan B, C, ve D zemin sınıfları için sırasıyla 130, 90 ve 60 değerini almaktadır. R ile sistemin dayanım oranı temsil edilmektedir. Denklemden de görüleceği üzere yapı periyodu 0.2sn den küçük ise C_1 değeri için bir üst limit getirilmiştir.

Ülkemizde yürürlülüğe giren DBYBHY(2007) de hedef yer değiştirme için kullanılan modifikasyon katsayısı, C_{R1}

$$C_{R1} = \frac{1 + (R-1)T_B / T_1}{R} \geq 1 \tag{8}$$

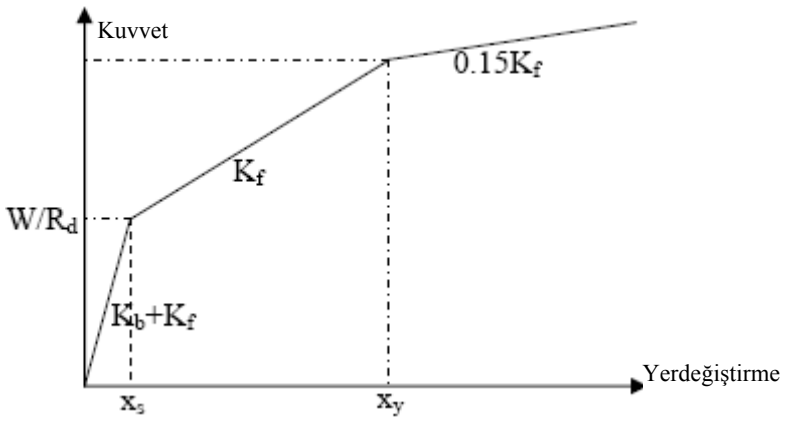
ile hesaplanmaktadır. Burada T_1 sistemin birinci periyodunu ve T_B spektrum karakteristik periyodunu göstermektedir. C_{R1} katsayısı için FEMA-440da olduğu gibi bir üst limit getirilmemiştir.

DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARI

Bu bölümde özellikleri verilmiş olan sürtünme sönümlü elemanlı betonarme sistemlere, deprem kayıtları uygulanarak 17280 adet doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Analizler sonunda bulunan maksimum yerdeğiştirme değerlerinin (x_{ine}) elastik spektral yerdeğiştirme (x_{el}) değerlerine oranları elde edilerek, her deprem grubu için ortalama x_{ine}/x_{el} oranları hesaplanmıştır. Sonuçların daha kolay değerlendirilebilmesi için kullanılan toplam sistemin kayma yerdeğiştirme değerindeki dayanım oranı (R_d)

$$R_d = R_f \frac{x_y}{x_s} \frac{1}{(\frac{K_b}{K_f}+1)} \tag{9}$$

ile hesaplanabilir (Şekil 3).



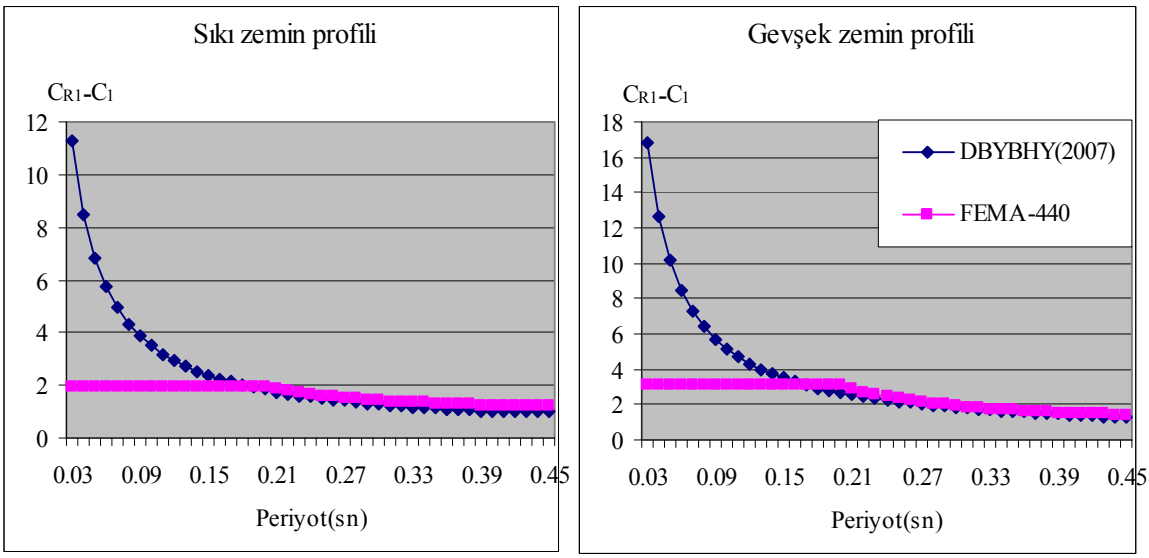
Şekil 3. Toplam sistemin kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi.

Şekil 3 de görüleceği üzere burada yer alan ifadeler sistem parametrelerinden oluşmaktadır. Ortalama x_{ine}/x_{el} oranlarına, FEMA-440 ve DBYBHY(2007) de karşı gelen katsayılar değerlendirmeye yönelik Şekil 4 de R=6 için gösterilmiştir. Ortalama x_{ine}/x_{el} oranlarının tümünün grafiklerde gösterimi çok yer kapladığından, belirgin özelliklerin gözlemlenebilecek olanları Şekil 5-7 de verilmiştir. Grafik sunumlarda; dikey eksen ortalama x_{ine}/x_{el} oranlarını gösterirken, yatay ekseni belirten T_e değeri toplam sistemin ilk periyodu olup, 0.03sn-0.45sn arasında aldığı değerler Tablo 6da verilmiştir. Grafikler incelendiğinde aşağıdaki bulgular gözlemlenmiştir:

- Aynı koşullar altında sistemin ilk periyot değeri arttıkça doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranlarının ortalaması $(x_{ine}/x_{el})_{mean}$ beklendiği gibi azalmıştır. Bu azalma kısa periyotlu sistemlere ait bölgede daha belirgindir.
- Mevcut sürtünme sönümlü betonarme sistemde kayma yerdeğiştirme değerinin azalması diğer bir deyişle R_d değerinin artışı $(x_{ine}/x_{el})_{mean}$ oranlarının artışına sebep olmaktadır.
- Sönüm elemanının rijitlik değerinin yüksek olması, yaklaşık aynı periyot ve R_d değerleri için, daha büyük doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranına sebep olmaktadır ki bu özellik Şekil 6 da örneklendirilmiştir. Bu şekil; faya yakın kayıtların kullanıldığı, sönüm elemanı rijitlik oranının K_b/K_f=3 ve K_b/K_f=12 olduğu durumdaki sonuçları göstermektedir. Şekildeki kırmızı çizgi izlendiğinde aynı T_e ve R_d değerleri için sönüm elemanının rijitliğinin yüksek olmasının $(x_{ine}/x_{el})_{mean}$ oranlarını arttırdığı gözlemlenmektedir. Yönetmeliklerde de doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranına karşı gelen katsayının hesabında, bu rijitlik değişimi oranının göz önüne alınması önem taşımaktadır.
- Aynı sistemler için, özellikle periyodun kısa olduğu bölgede, yakın deprem kayıtları kullanıldığında elde edilen $(x_{ine}/x_{el})_{mean}$ değerleri, uzak deprem kayıtlarıyla bulunan değerlerinin 2-3 kat olmuştur. Dolayısıyla FEMA-440 da C_1 ve DBYBHY(2007) de C_{R1}

katsayılarının deprem kaynağının uzaklık etkisini barındıran ifadelerle elde edilmesi, analizlerin doğruluğunu arttıracaktır.

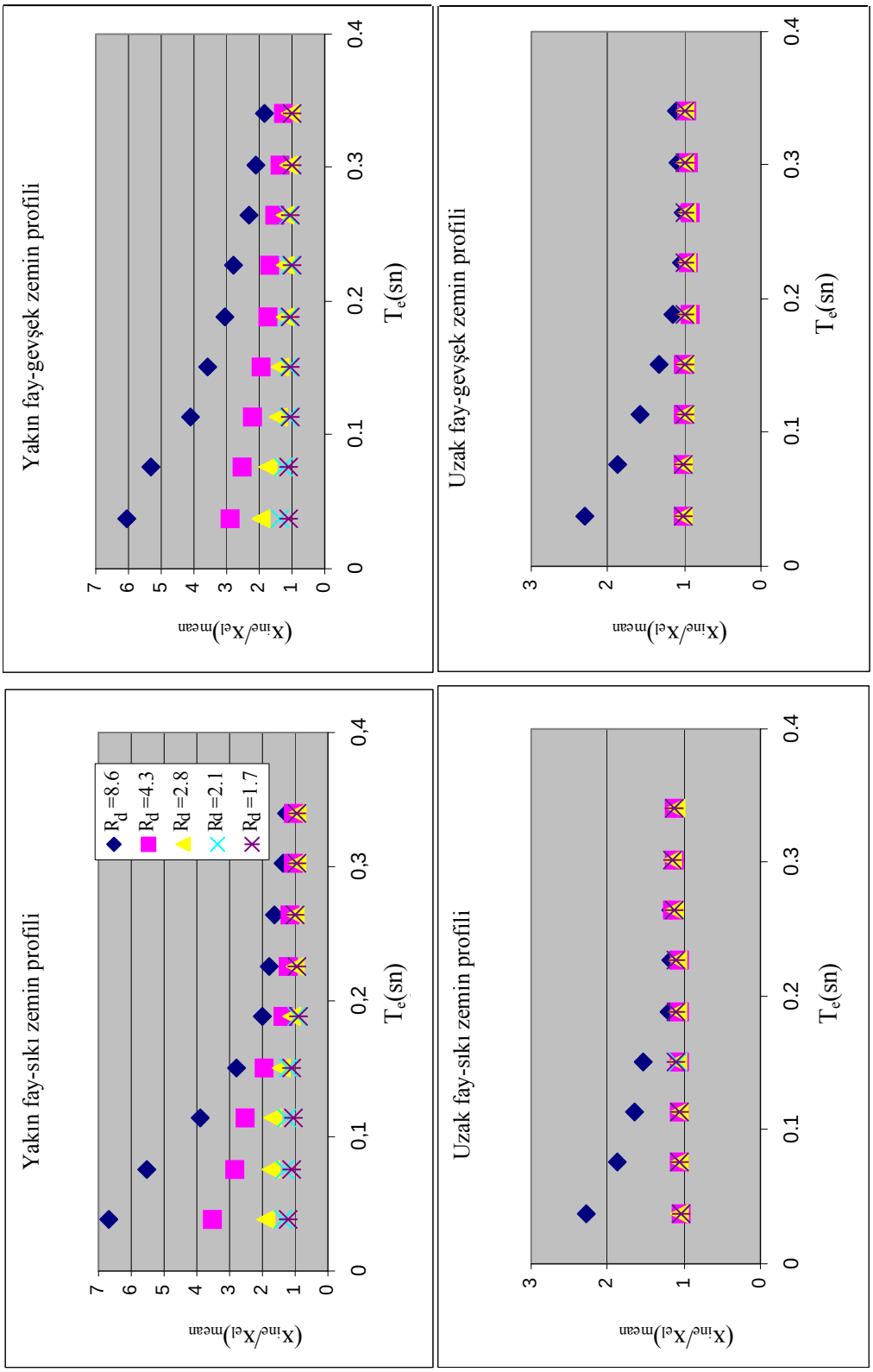
- FEMA-440 da C_1 katsayısı, periyodun 0.2sn den az olduğu kısımda faya yakın depremler kullanıldığında ve özellikle sıkı zemin profilinde yetersiz kalmaktadır. DBYBHY(2007) de C_{R1} katsayısı ise, periyodun 0.15sn den küçük olduğu ve özellikle faya uzak deprem kayıtları kullanıldığında çok yüksek kalmaktadır. Örneğin T_e=0.05sn ve sıkı zemin profili için yaklaşık C_{R1}= 7 değerini alırken C_1=2 olmaktadır. Bunun nedeni ise FEMA-440 da T_e<0.2sn için C_1 katsayısı için bir üst sınır mevcutken, DBYBHY(2007) de olmamasıdır
- Deprem kayıtları, maksimum ivme değeri, doğrultu yönü ve benzeri gibi özellikleri göz önüne alıp daha ayrıntılı sınıflandırılarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranları elde edilerek, etken faktörler daha iyi belirlenebilir.



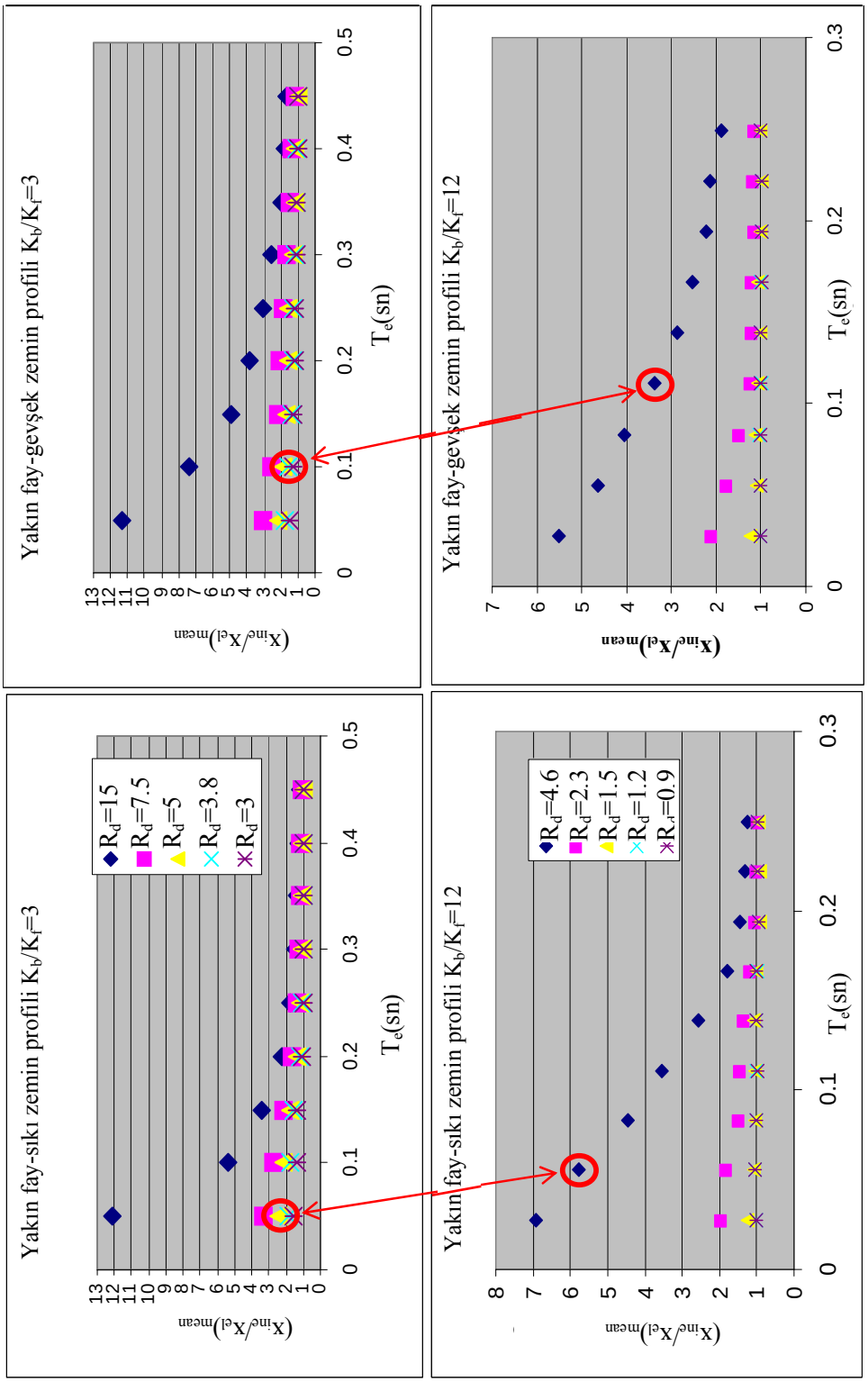
Şekil 4. R=6 için C_{R1} ve C_1 katsayılarının aldığı değerler

Tablo 6. Sistemlerin ilk periyodu

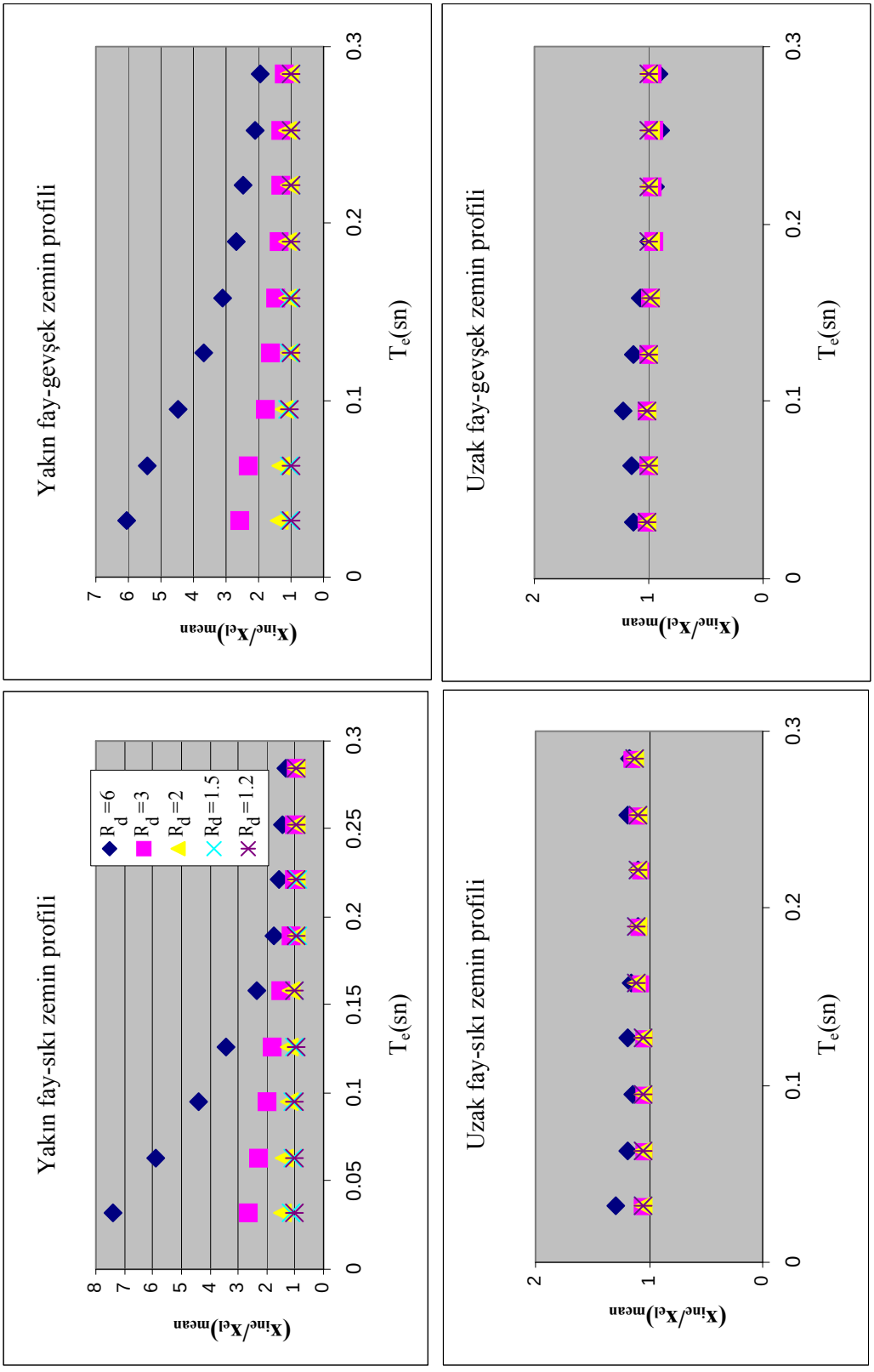
	K_b/K_f			
T_e(sn)	3	6	9	12
0.1	0.05	0.04	0.03	0.03
0.2	0.10	0.08	0.06	0.06
0.3	0.15	0.11	0.09	0.08
0.4	0.20	0.15	0.13	0.11
0.5	0.25	0.19	0.16	0.14
0.6	0.30	0.23	0.19	0.17
0.7	0.35	0.26	0.22	0.19
0.8	0.40	0.30	0.25	0.22
0.9	0.45	0.34	0.28	0.25



Şekil 5. Ortalama x_{ine}/x_{el} oranları (K_b/K_f=6 için)



Şekil 6. K_b/K_f=3 ve K_b/K_f=12 için ortalama x_{ine}/x_{el} oranlarının karşılaştırılması



Şekil 7. Ortalama x_{ine}/x_{el} oranları (K_b/K_f=9 için)

KAYNAKLAR

Akkar S ve Metin A (2007) "Assessment of improved nonlinear static procedures in Fema 440", *Journal of Structural Engineering*, 133(9):1237-1246

ATC-40 (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, Redwood City, CA

DBYPHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Türkiye

FEMA-356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

FEMA-440 (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Washington, Federal Emergency Management Agency,DC

Mattman DW ve Elwood KJ (2006) "Inelastic displacement ratios of SDOF systems subjected to subduction earthquake records", *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, April, 18-22

Guyader AC ve Iwan WD (2006) "Determining equivalent linear parameters for use in a capacity spectrum method of analysis", *Journal of Structural Engineering*, 132(1), 59-67

PEER (Pasific Earthquake Engineering Research Center) Strong Motion Database http:// www.peer.berkeley.edu

Ruiz-Garcia J ve Miranda E (2003) "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1237-1258

Saiidi M (1982) "Hysteresis Models for Reinforced Concrete", *Journal of Structural Division*, 108(No.ST5):1077-1087

Şirin Kırış S, Sürtünme sönümleyicili betonarme çerçevelerde yer hareketi parametrelerinin yerdeğiştirme talebine etkisi ve analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi, Ph.D. Thesis, Istanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye

Tuğsal ÜM, Kara Fİ, Taşkın B ve Sezen A (2007) "Türkiye deprem kayıtları kullanılarak hedef yerdeğiştirmelerin hesabı için iki ampirik formül", Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim 2007, 119-129

CFRP ELEMANLARLA GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇELİK TÜP ÇAPRAZLARIN HİSTERETİK DAVRANIŞLARININ DENEYSEL İNCELENMESİ

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF HYSTERETIC BEHAVIOR OF CFRP RETROFITTED STEEL TUBULAR BRACES

Cem HAYDAROĞLU [1], Kıvanç TAŞKIN [2] ve Oğuz Cem ÇELİK [3]

ÖZET

Çelik tüp çaprazların sismik etkilere karşı CFRP elemanlarla güçlendirilmesi deneysel olarak incelenmiştir. Olası yerel burkulmanın ya da zayıflatılmış uç kesitten kopmanın geciktirilmesi için kompakt tüp profillerde yalnızca zayıflatılmış uç kesitlerin, yerel olarak narin tüp kesitlerde ise zayıflatılmış uç kesitlerle birlikte açıklık ortası kesitlerinin (kritik kesitlerin) bölgesel olarak CFRP elemanlarla güçlendirilmesi önerilmiştir. Yalnızca zayıflatılmış kesit güçlendirmesini incelemek için üç adet kompakt kesitli numune ve zayıflatılmış kesit ile yerel burkulma bölgesi güçlendirmelerini incelemek için ise üç adet yerel olarak narin kesitli numune olmak üzere toplam altı adet gerçeğe yakın ölçekli numune AISC yönetmeliklerine göre tasarlanmış ve kopmaya ulaşıncaya kadar denenmişlerdir. Referans numunelerle karşılaştırıldıklarında, güçlendirilmiş numuneler daha dolu histeretik eğrilere sahiptirler. Kopma anında kompakt kesitli numune grubunda (1.grup) en fazla %82.5 oranında, yerel olarak narin kesitli numune grubunda (2.grup) en fazla %40 oranında fazla enerji tüketilmiş olup iki grup numunenin kopma ömürlerinde sırasıyla %59 ve %56 oranlarında artış görülmüştür. Çapraz rijitliklerindeki değişim en fazla %10 civarında olduğundan önerilen yöntem çaprazlı sistemlerin deprem etkilerine karşı güçlendirme uygulamaları için uygundur.
Anahtar Kelimeler: Çelik tüp çaprazlar, Burkulma, Kopma ömrü, CFRP, Güçlendirme

ABSTRACT

This study presents an experimental investigation into the seismic retrofit of tubular steel braces using CFRP members. CFRP retrofitting of net sections for compact tubes or retrofit of both net sections and mid-span sections (the critical sections) for locally slender tubes are proposed for both delaying local buckling and potential net section failure. A total of six near large scale specimens (three compact tube specimens to investigate the effectiveness of net section retrofit and three locally slender specimens to investigate both net section and mid-span section retrofit), were designed per AISC specification and cyclically tested to fracture. Retrofitted braces, when compared to the reference specimen, developed fuller hysteretic curves. This resulted in max. 82.5% more dissipated energy for compact tube specimens (Group 1) and max. 40% more dissipated energy for locally slender specimens (Group 2) Experimental fracture lives observed are max. 59% and %56 higher for Group 1 and Group 2, respectively. No significant change (max. 10%) in the brace stiffnes was observed, which could be desirable in seismic retrofit applications.
Keywords: Steel tubular braces, Buckling, Fracture life, CFRP, Retrofit

[1] İnş.Yük.Müh., Arup Mühendislik ve Müşavirlik Ltd. Şti., İstanbul, cem.haydaroglu@arup.com
[2] Araş.Gör., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, taskinkiv@itu.edu.tr
[3] Prof.Dr., İTÜ Mimarlık Fakültesi, Yapı Statiği ve Betonarme Birimi, İstanbul, celikoguz@itu.edu.tr

GİRİŞ

Çelik çaprazlı çerçevelerin (merkezi ya da dışmerkez) histeretik davranışı herbir çaprazın histeretik davranışına büyük ölçüde bağlıdır. Çelik çaprazlar büyük depremlerde önemli miktarda tekrarlı olarak eksenel çekme ve basınç yerdeğiştirmeleri etkisinde kalırlar. Önceki çalışmalar, çaprazların yön değiştiren tekrarlı yerdeğiştirmeler etkisinde, erken göçmeler önlendiğinde, önemli miktarda enerji yutabileceklerini ortaya çıkarmıştır. Tüp çaprazlarda çekme etkisinde zayıflatılmış uç kesitlerdeki kesit kaybı ve basınç etkisinde orta bölgede oluşan erken yerel burkulma, bu elemanların kopma ömürlerini azaltmakta ve yapının genel davranışını olumsuz yönde etkilemektedir (örneğin eleman kaybı nedeniyle yumuşak kat oluşumuna neden olmaktadır) (Celik vd., 2005). Bu nedenle, olabildiğince bu oluşumların geciktirilmesi ya da engellenmesi sünek bir davranış için önem kazanmaktadır (Haydaroglu vd., 2010).

Yerel narinliği (b/t) fazla tüp kesitli çaprazlarda ve zayıflatılmış enkesit civarında erken kopmalar oluşabilmekte, bu durum çaprazın toplam enerji tüketme yeteneğini ve kopma ömrünü azaltmaktadır (Tremblay, 2002 ve Haddad vd., 2011). Bu çalışmada, çelik elemanlarla iyileştirmeye alternatif olarak, yüksek dayanımlı kompozit malzemelerden CFRP elemanlarla (kumaş ve plaka) yerel güçlendirmeler yapılarak çaprazların histeretik davranışlarını iyileştirilmesi ve olası erken kopmaların geciktirilmesi ya da engellenmesi önerilmiş ve deneysel olarak kanıtlanmıştır; bilindiği kadarıyla CFRP'nin çelik çaprazlarda bu amaçlı kullanımı ilk kez bu çalışmada gerçekleşmiştir. Buna göre, Türkiye'de en çok kullanılan malzeme kalitesinde üçer numuneden oluşan iki grup gerçeğe yakın ölçekli numuneler (toplam 6 adet çapraz) İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında (STEEL) yön değiştiren tekrarlı yükler altında denenmişlerdir. Yükleme protokolü olarak ATC-24 (1992) kullanılmıştır. Tüm numuneler AISC (LRFD ve Seismic Provisions) (2005) yönetmeliklerine göre tasarlanmıştır.

Bu çalışma CFRP elemanlarla güçlendirilmiş çelik tüp çaprazların doğrusal olmayan histeretik davranışlarının deneysel olarak incelenmesinden elde edilen bulguları içermektedir. Elde edilen dayanım, rijitlik, en büyük yerdeğiştirme süneklikleri, tüketilen kümülatif enerji miktarları ve kopma ömürleri karşılaştırılmıştır. Deneysel sonuçlar, aynı süneklik seviyesinde CFRP elemanlarla bölgesel olarak güçlendirilmiş numunelerde kümülatif tüketilen enerji miktarında ve kopma ömürlerinde belirgin miktarda artış olduğunu göstermiştir.

KONUYA İLİŞKİN ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Yüksek dayanımlı kompozit malzemelerin çelik elemanlarla birlikte kullanılması uyulama kolaylığı ve dayanım/ağırlık oranlarının yüksek olmasından dolayı inşaat sektöründe oldukça ilgi görmektedir. Son zamanlarda yapılan çalışmalardan başlıcaları aşağıda özetlenmiştir:

Shaat ve Fam (2006) KL/r'leri 68 olan beş adet çelik kare tüp kesiti denemişlerdir. Bu deneysel çalışmada bir numune kontrol numunesi olup diğerleri farklı katman sayılarında lifleri tek doğrultulu CFRP elemanlarla güçlendirilmişlerdir. Güçlendirilmiş dört numunede %13 ile %23 arasında daha fazla eksenel yük taşıma kapasitesi elde edilmiştir. Teng ve Hu (2006) FRP ile sarılmış boru kesitli numuneleri eksenel basınç etkisinde denemişlerdir. Deneyler FRP sargının boru kesitli profiller için etkili bir güçlendirme yöntemi olduğunu göstermiştir. Bu yöntem ince cidarlı silindirik numunelerin tabana yakın bölgelerinde fil ayağı göçme modunun oluşumunu engellemektedir. Bambach ve Elchalakani (2007) CFRP katmanlarıyla sarılarak güçlendirilmiş 150mm ile 300mm arasında değişen boylarda dört değişik tüp kesiti eksenel basınç yükü altında denemiştir. Deneylerde tüp kesitli numunelerin cidarları katlanıp göçene kadar yüksek basınç uygulanmıştır. Deneylerin sonucunda numunelerin CFRP kumaş ile güçlendirme tipine bağlı olarak basınç taşıma kapasitelerinin değişik oranlarda arttığı görülmüştür. Bu güçlendirme yönteminin farklı mühendislik alanlarında kullanılabilen tüp kesitlerin büyük deformasyonlara karşı dayanımlarının arttırılması için kullanılması önerilmiştir. Beş adet uzun ve kısa WT kesitlerinden oluşan numuneler Harries vd. (2009) tarafından eksenel basınç altında denenmişlerdir. Bu deneysel çalışma bir kontrol numunesi olup diğerleri değişik kat sayılarında CFRP ya da GFRP şeritlerle güçlendirilmişlerdir. Kesit stabilitesinin arttırılmasından dolayı, kompozit elemanlarla güçlendirme

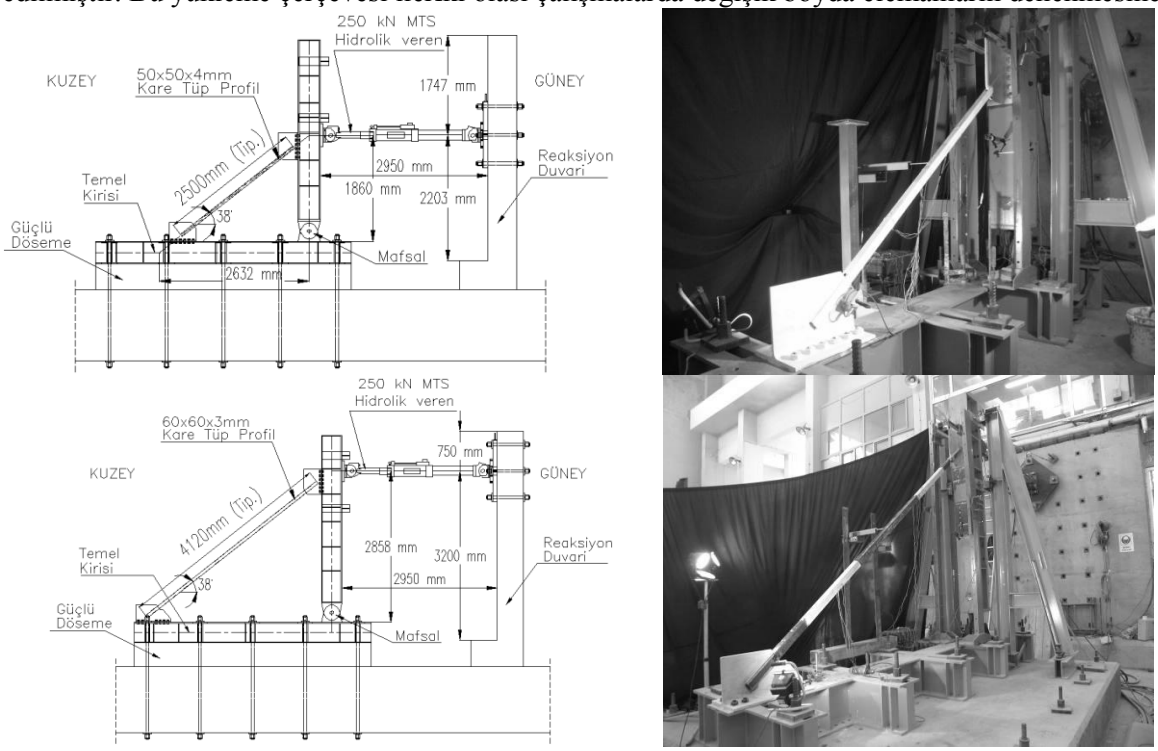
sonucunda numunelerin kritik yükleri artmış, tekrarlı yükler etkisinde kararlı bir histeretik davranış elde edilmiş ve plastikleşmenin başlık bölgelerine oluşması sağlanmıştır. Yine, Shaat ve Fam (2009) b/t'leri aynı KL/r'ları farklı on sekiz numuneyi denemişlerdir. Güçlendirme için CFRP lamine elemanlar kullanılmışlardır. Numunelerin KL/r oranlarına bağlı olarak eksenel dayanımda %6 ila %71 arasında, eksenel rijitlikte ise %10 ila %17 arasında artış belirlenmiştir. CFRP lamine elemanların etkisi büyük oranda numunenin KL/r'sine bağlıdır. El-Tawil vd. (2011) gerçek boyutlarda çelik eğilme elemanlarını (U profil) tekrarlı çevrimsel yükleme altında denemişlerdir. Numunelerden bazılarının plastik mafsal bölgeleri CFRP ile sarılmıştır. Plastik mafsal bölgesine uygulanan CFRP sargı akmanın yayıldığı plastik mafsal bölgesinin genişlemesini sağlamanın yanında, yerel burkulma oluşumunu yavaşlatmış ve yanal burulmalı burkulmanın oluşumunu geciktirmiştir.

Yukarıda özetlenen çalışmalar tüp kesitli çaprazlara yüksek dayanımlı kompozit malzemelerin (CFRP, GFRP) uygulamalarının mevcut eleman davranışını iyileştirdiğini göstermiştir. FRP elemanlar, stabilite problemlerinin oluşumunu geciktirmekte, düzlem dışı deformasyonları azaltmakta ve tüp kesitlerin eksenel yük taşıma kapasitelerini arttırmaktadır.

DENEYSEL ÇALIŞMA

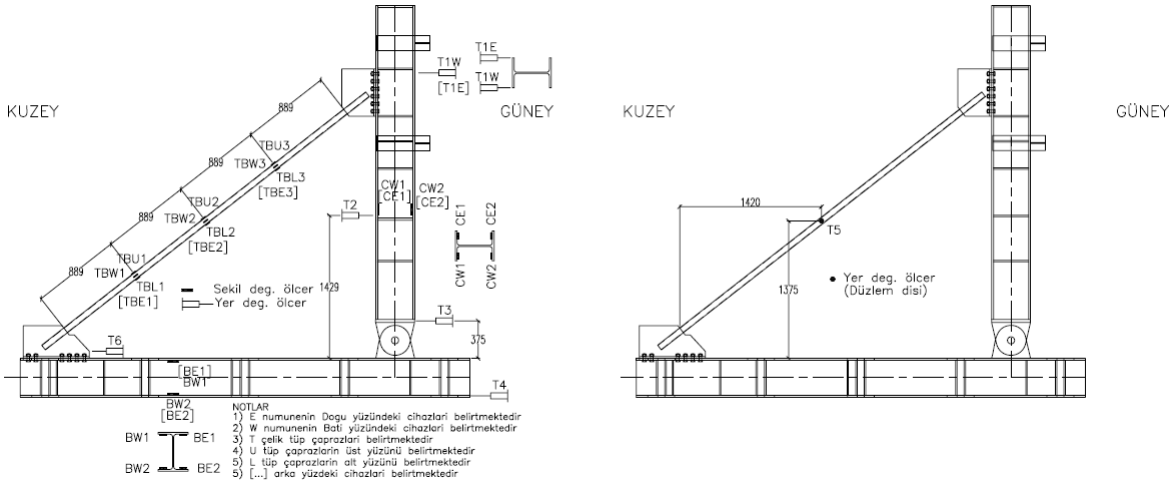
Deney Düzeneği

Deneysel çalışma için özel bir yükleme çerçevesi tasarlanmış, üretilmiş ve STEEL'de inşa edilmiştir. Bu yükleme çerçevesi ileriki olası çalışmalarda değişik boyda elemanların denenmesine



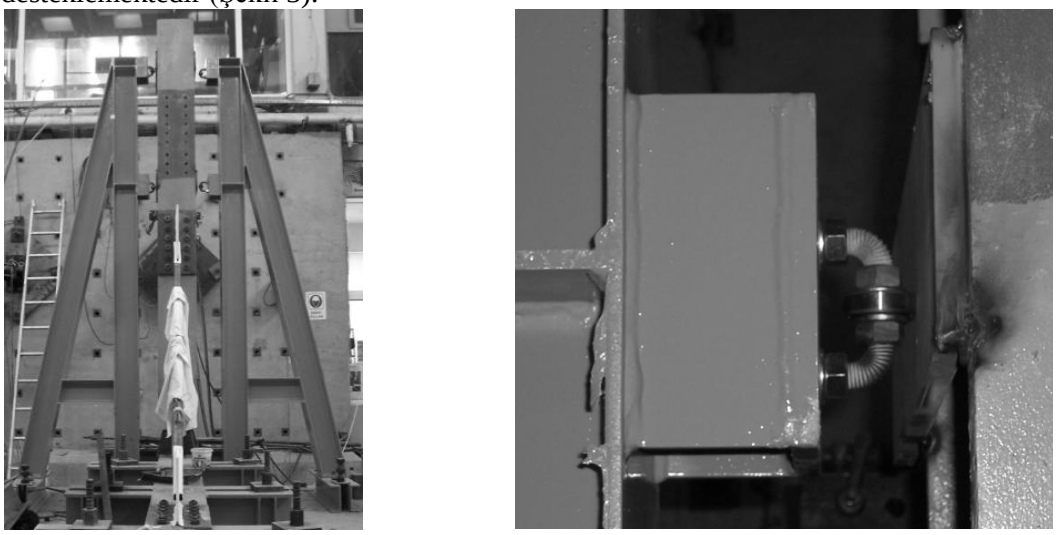
Şekil 1. Birinci ve ikinci grup numuneler için deney düzeneği

olanak sağlayacak şekilde tasarlanmıştır (Şekil 1). Deney düzeneği için Fe44 kalitesinde çelik profiller kullanılmıştır. Bütün elemanlar ve birleşim elemanları güvenlik faktörü 2.00 alınarak tasarlanmıştır. Yüklemeler 250kN itme ve çekme kapasiteli bilgisayar kontrollü MTS hidrolik veren ile yapılmıştır. Ölçüm düzeneği yerleşimi tüm numunelerde aynı olup Şekil 2'de gösterilmektedir.



Şekil 2. Tipik ölçüm düzeneği

Deney düzeneği kolonunun düzlem dışı olası yerdeğiştirmelerini engellemek için kolonun iki tarafına çelik payandalar yerleştirilmiştir. Bu payandalar iki noktadan kayıcı tekerlekler yardımıyla kolonu desteklemektedir (Şekil 3).



Şekil 3. Deney düzeneği düzlem dışı destek payandaları ve Düzlem dışı kayıcı tekerlekli mesnet

Numuneler

Fe37 kalitesinde ve en çok kullanılan tüp profillerden altı adet numune üretilmiştir. TB-1, TB-2 ve TB-3 numuneleri Kutu 50x50x4 profillerden, TB-4,TB-5 ve TB-6 numuneleri ise Kutu 60x60x3 profillerdendir. Birinci grup numuneler zayıflatılmış uç kesit davranışının incelenmesi için kompakt kesit, ikinci grup numuneler ise numunede oluşabilecek yerel burkulma davranışının incelenebilmesi için kompakt olmayan kesit olarak seçilmişlerdir. Numuneler, deney sırasında hidrolik verenin 250kN kapasitesinin aşılmaması için yeterli güvenliğe sahip olarak tasarlanmıştır.

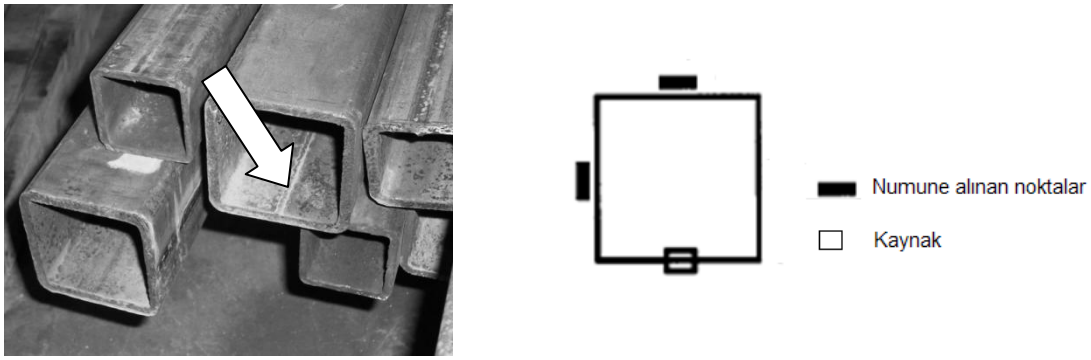
Numunelerin tümü AISC-LRFD (2005) ve Seismic Provisions (2005) yönetmeliklerine uygun olarak tasarlanmıştır. Tüm numuneler çapraz-guse birleşim bölgesinde 20mm slot boyuna sahip zayıflatılmış uç detayına sahiptir. Her iki numune grubunda da ilk numuneler kontrol (yalın) numunesi olarak tasarlanmıştır. Numunelerin narinlikleri ve güçlendirme özellikleri Tablo 1'de gösterilmiştir.

Tablo 1. Numunelerin Narinlikleri ve Güçlendirme Özellikleri

Numune	Kesit	KL/r	b/t	Zayıflatılmış Uç Güçlendirmesi	Orta Bölge Güçlendirmesi
TB-1	Kutu 50x50x4	54	9.5	Yok	Yok
TB-2				2 kat CFRP lamine	Yok
TB-3				2 kat CFRP plaka+ 3 kat CFRP kumaş sargı	Yok
TB-4	Kutu 60x60x3	77	17	Yok	Yok
TB-5				1 kat CFRP plaka+2 kat CFRP kumaş sargı	600mm CFRP kumaş sargı (%17L)
TB-6				1 kat CFRP plaka+2 kat CFRP kumaş sargı	1200mm CFRP kumaş sargı (%34L)

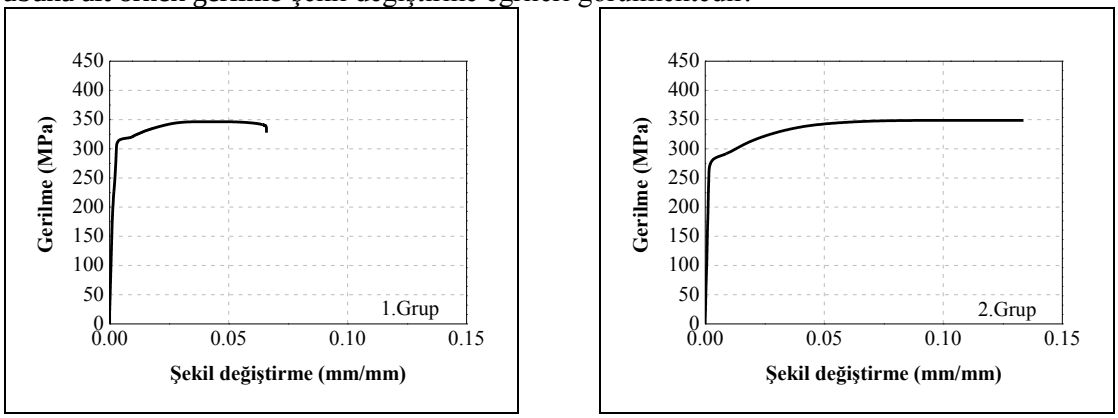
Numulerin guse levhalarıyla birleşimlerinde güvenlik katsayısı 2.00 olarak tasarlanan köşe kaynaklar kullanılmıştır. Köşe kaynaklar, SG2 kaynak teli kullanılarak gaz altı kaynak yöntemiyle laboratuvarda yapılmışlardır. Kulanılan SG2 kaynak telinin çekme dayanımı 550N/mm^2'dir. TB-2, TB-3, TB-5 ve TB-6 numunelerinde CFRP elemanlar numune yüzeyine MBrace epoksi kullanılarak yapıştırılmıştır.

Tüm numunelerden, ASTM A370-08a (2008) standardına göre kupon numuneleri alınmış olup numunelere çekme testleri uygulanmıştır. Çekme testleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Tüp kesitler, çelik levhaların soğukta bükülerek kaynaklanmasıyla üretilmekte ve bundan dolayı tüp kesitlerin bir kenarlarında kaynak çizgisi bulunmaktadır. Numuneler, kutu tüp kesitlerde kaynak çizgisi bulunmayan iki komşu kenardan alınmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Tüp kesitlerdeki kaynak çizgisi ve Numune alınan bölgelerin şematik görünü

Birinci grup, Kutu 50x50x4 profilleri, için elde edilen ortalama akma gerilmesi 314N/mm^2, ikinci grup, Kutu 60x60x3 profilleri, için elde edilen ortalama akma gerilmesi 285N/mm^2'dir. Numuneler belirgin akma sahanlığı göstermeyip, malzemelerin akma gerilmesi, başlangıç rijitliği %0.2 değerinde kalıcı plastik deformasyona kaydırılarak hesaplanmıştır. Şekil 5'te her iki numune grubuna ait örnek gerilme-şekil değiştirme eğrileri görülmektedir.



Şekil 5. 1.Grup (Kutu 50x50x4) ve 2.Grup (Kutu 60x60x3) profilleri için gerilme-şekil değiştirme eğrileri

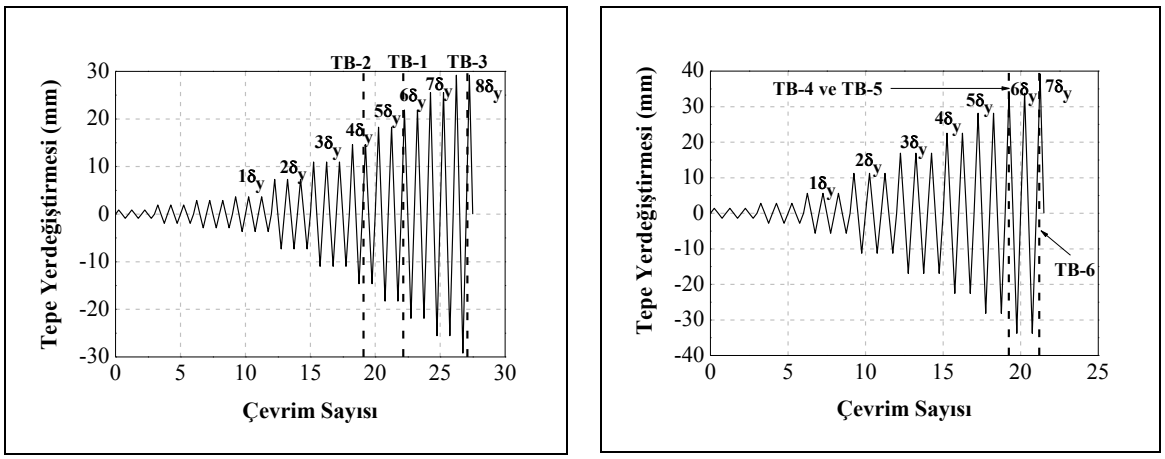
Güçlendirme elemanı olarak kullanılan CFRP plaka LM10/1.4'ün elastisite modülü (E) 165000N/mm^2 olup çekme dayanımı 2500N/mm^2 ve en büyük uzama miktarı %1.5'dir. CFRP Mbrace kumaş C1-23'ün elastisite modülü 240000N/mm^2 olup çekme dayanımı 3800N/mm^2 ve en büyük uzama miktarı %1.55'tir (BASF YKS, 2009). Numuneler üzerinde CFRP yapıştırılan bölgelerde zımpara kağıdı ve spiral ile yüzey hazırlığı yapılmıştır. Şekil 6'da spiral ile yapılan yüzey hazırlığı ve CFRP plaka yapıştırılması görülmektedir.



Şekil 6. Spiral ile yapılan yüzey hazırlığı ve CFRP plaka yapıştırılması

Yükleme Protokolü

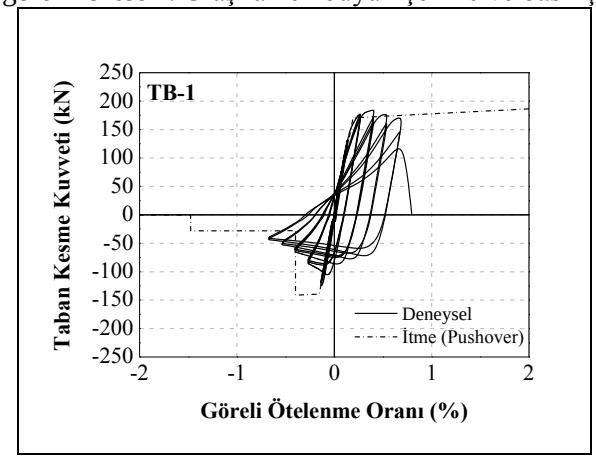
Numuneler, ATC-24 (1992)'ye göre hazırlanmış, yön değiştiren tekrarlı yatay yerdeğiştirme çevrimleri etkisinde denenmişlerdir. Numunelerin eksenlerindeki boy değişimiyle yakından ilişkili olan tepe yatay yerdeğiştirmesi kontrol parametresi olarak alınmıştır. Çekme deneylerinden elde edilen gerçek malzeme özellikleri kullanılarak yapılan itme (pushover) analizleri sonucunda, numunelere ilişkin yatay yerdeğiştirme çevrimlerinin belirlenebilmesi için, akma yerdeğiştirmeleri tahmin edilmiştir. Elde edilen deneysel verilerin karşılaştırılabilmesi için iki numune grubunda da yalın numunelere uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri güçlendirilmiş numunelere de uygulanmıştır. Şekil 7'da numuneler için kullanılan yatay yerdeğiştirme çevrimleri görülmekte olup her numunenin göçme yerdeğiştirme seviyesi kesikli çizgilerle belirtilmiştir.



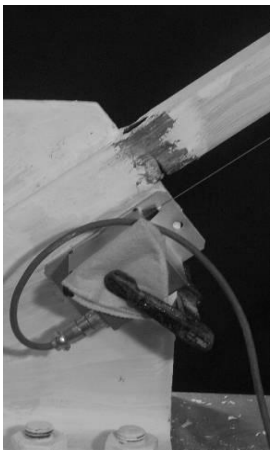
Şekil 7. TB-1, TB-2, TB-3 (Kutu 50x50x4) numunelerine ve TB-4, TB-5, TB-6 (Kutu 60x60x3) numunelerine ait yatay tepe yerdeğiştirme çevrimleri

Deney Gözlemleri ve Histeretik Eğriler

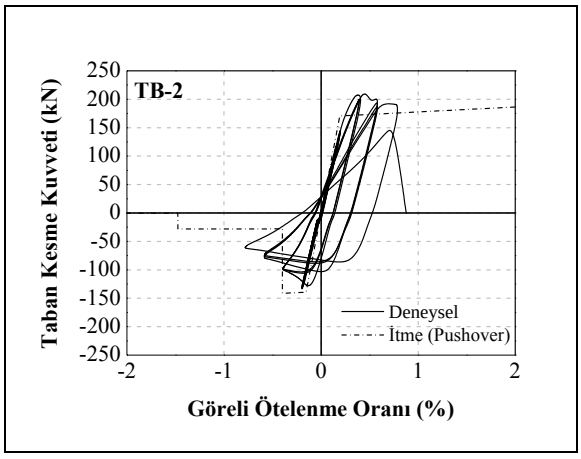
Numunelere ilişkin deneysel taban kesme kuvveti-göreli ötelenme histeretik eğrileri, burkulmuş durumları ve kopma hasar seviyeleri Şekil 8 ve Şekil 9'da görülmektedir. Birinci grubun, Kutu 50x50x4 kesitli ilk numunesi TB-1 (yalın numune) burkulma seviyesine kadar doğrusal davranış göstermiştir. Burkulma sonrasında çekme ve basınç dayanımları arasındaki fark histeretik eğride görülmektedir. Ulaşılan en büyük çekme ve basınç kapasiteleri sırasıyla 179kN ve 121kN'dur.

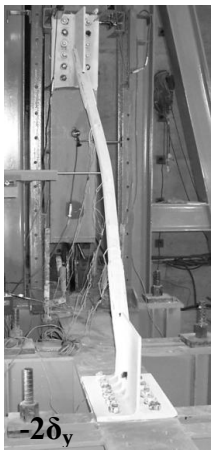


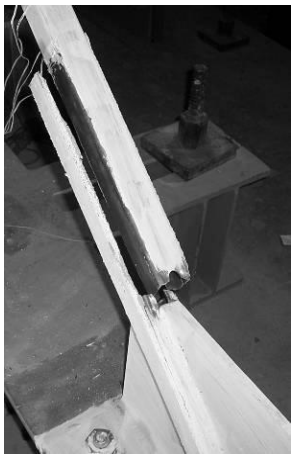




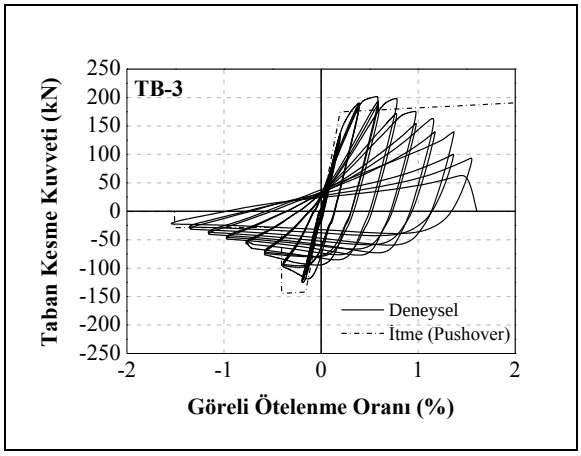
a) TB-1 Numunesi (Yalın)

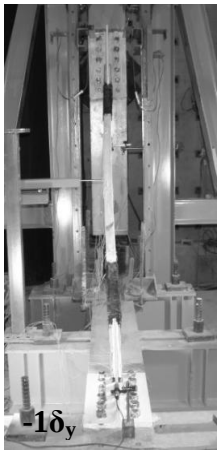


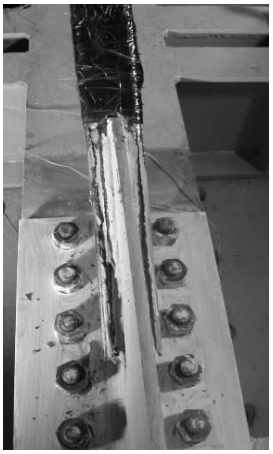




b) TB-2 Numunesi (Zayıflatımış uç kesitler 2 kat CFRP plaka ile güçlendirilmiştir)



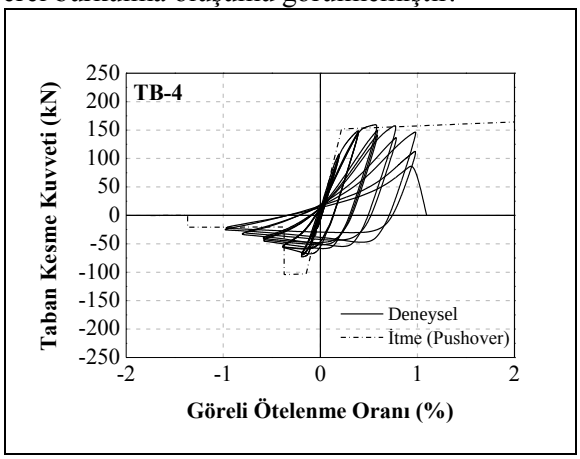


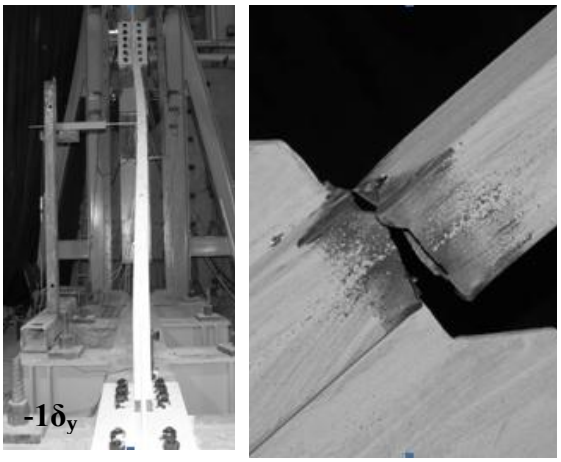


c) TB-3 Numunesi (Zayıflatılmış uç kesitler 2 kat CFRP plaka+3kat CFRP sargı ile güçlendirilmiştir)

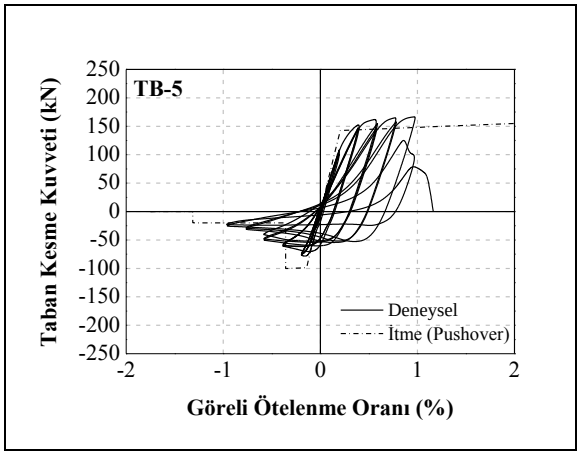
Şekil 8. TB-1, TB-2, TB-3 Numuneleri taban kesme kuvveti-göreli ötelenme oranı eğrileri, burkulmuş durumları ve kopma sonrası hasar seviyeleri

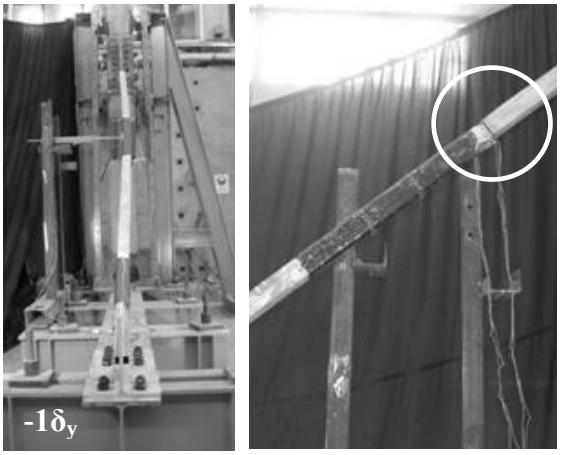
Numune üzerindeki şekil değiştirme ölçerler şekil değiştirmelerin akma şekil değiştirmesini aştığını göstermiştir. Tekrarlı yükler altında oluşan plastik şekil değiştirmeler numunelerin uçlarındaki zayıflatılmış slot bölgelerinde toplanmıştır. Sonuç olarak, μ=6 yerdeğiştirme sünekliğinde TB-1 numunesi alt uç zayıflatılmış kesitten kopmuştur. Tüm deney süresince numunenin orta bölgesinde yerel burkulma oluşumu görülmemiştir.



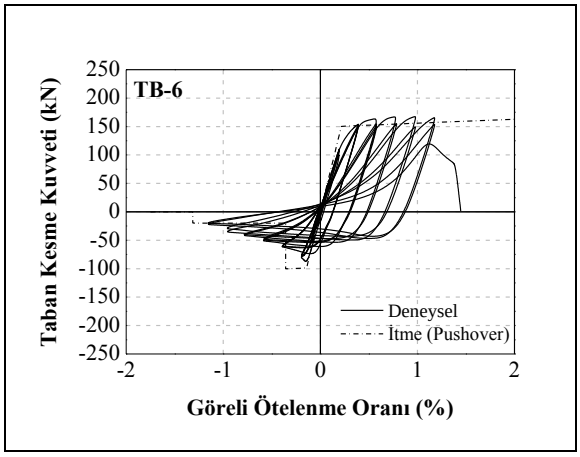


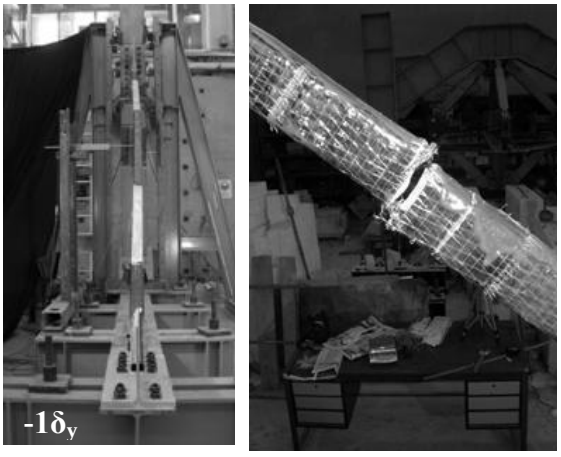
a) TB-4 Numunesi (Yalın)





b) TB-5 Numunesi (Orta bölgede 600mm CFRP sargıyla ve zayıflatılmış uç kesitinde CFRP plaka+ CFRP kumaş sargıyla güçlendirilmiş)





c) TB-6 Numunesi (orta bölgede 1200mm CFRP sargıyla ve zayıflatılmış uç kesitinde CFRP plaka+ CFRP kumaş sargıyla güçlendirilmiş)

Şekil 9. TB-4, TB-5, TB-6 Numuneleri (Kutu 60x60x3) taban kesme kuvveti-göreli ötelenme oranı eğrileri, burkulmuş durumları ve kopma sonrası hasar seviyeleri

TB-2 numunesi (zayıflatılmış uç kesitleri yalnızca 2 kat CFRP plaka ile güçlendirilmiş numune) elastik bölgede benzer histeretik davranışa sahiptir. Ulaşılan en büyük çekme ve basınç kapasiteleri sırasıyla 207kN ve 134kN'dur. Basınç etkisinde burkulma ve çekme etkisinde akmadan sonra CFRP plakaların dayanımı %15 civarında arttırdığı görülmüştür. Numune üzerinde güçlendirilen bölgenin küçük olmasından dolayı başlangıç rijitliğinde belirgin bir değişme yoktur. $2\delta_y$ seviyesine kadar CFRP plakalar yük aktarmış olmasına karşın, bu seviyeden sonra ve eksenel çevrimsel yerdeğiştirmeler etkisinde, alt uç güçlendirme plakaları aniden aderanslarının kaybolmasıyla çelik yüzeyden ayrılmışlardır. Sonunda, μ=4 yerdeğiştirme sünekliğinde, TB-2 numunesi TB-1'de gözlendiği gibi alt uç zayıflatılmış kesitten kopmuştur.

TB-3 numunesi (zayıflatılmış uç kesitlerinde 2 kat CFRP plaka ve aderans kaybını geciktirmek için 3 kat CFRP sargılı numune) $8\delta_y$ seviyesine kadar çok iyi denebilecek bir histeretik davranış göstermiştir. TB-1 ve TB-2 ile karşılaştırıldığında dolgun bir histeretik eğri elde edilmiştir. Ulaşılan en büyük çekme ve basınç kuvvetleri sırasıyla 203kN ve 126kN'dur. CFRP kumaş sargı CFRP plakaların aderansları kaybetmesini etkili bir biçimde geciktirmiş olup yüksek süneklik seviyesine ulaşılmasına yardımcı olmuştur. TB-3 numunesi üst zayıflatılmış uç kesitinden kopmuştur. Numunenin orta kesitinde yerel burkulma görülmemiştir.

İkinci grubun, Kutu 60x60x3 kesitli ilk numunesi TB-4 (yalın numune) akma (burkulma) seviyesine kadar doğrusal davranış göstermiştir. Ulaşılan en büyük çekme ve basınç kapasiteleri sırasıyla 160kN ve 73kN'dur. Tekrarlı yükler altında oluşan plastik şekil değiştirmeler numunelerin zayıflatılmış uç bölgelerinde toplanmıştır. Özellikle, çekme etkisinde alt zayıflatılmış uç bölgesinde belirgin uzama gözlenmiştir. Belirgin miktarda uzayan bu zayıflatılmış uç bölgesinde sonraki çevrimdeki basınç etkisinde yerel burkulma oluşumu belirlenmiştir. TB-4 numunesi μ=6 yerdeğiştirme sünekliğinde ve alt uç zayıflatılmış kesitten kopmuştur. Tüm deney süresince numunenin orta bölgesinde yerel burkulma görülmemiştir.

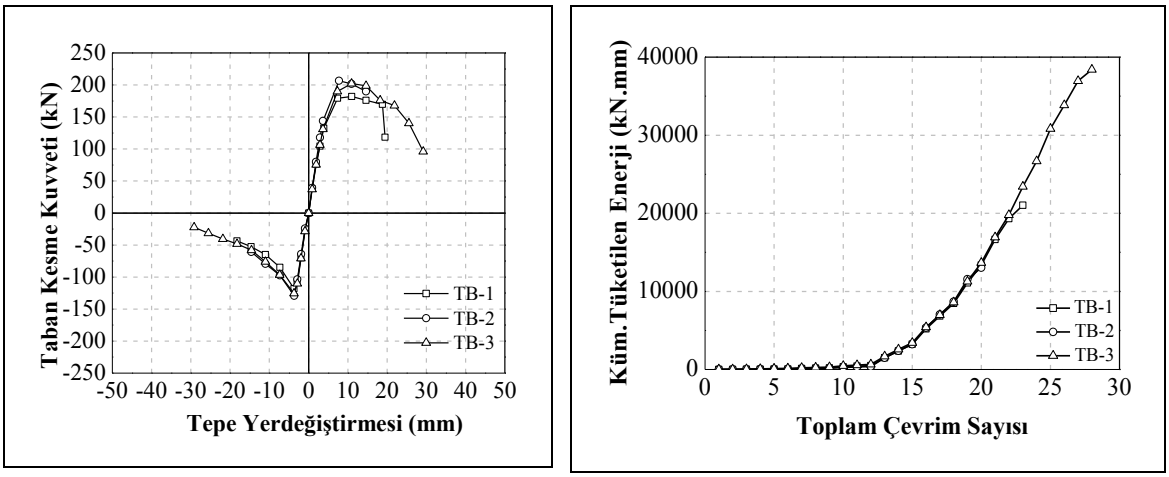
TB-5 numunesinin (orta bölgede 600mm CFRP sargıyla ve zayıflatılmış uç kesitinde CFRP plaka+ CFRP kumaş sargıyla güçlendirilmiş numune) ulaştığı en büyük çekme ve basınç kapasiteleri sırasıyla 167kN ve 79kN'dur. Dayanımda belirgin (%8 civarında) artış gözlenmemiştir. Numunede yerel burkulmadan önce genel burkulma oluşmuştur. $-3\delta y$ yatay yerdeğiştirme seviyesinde yerel burkulma orta bölgedeki güçlendirmenin dışında oluşmuş olup CFRP sargıdan dolayı plastik mafsal, beklendiği üzere, rijitliği daha az olan bölgeye kaymıştır. Bir sonraki yükleme çevriminde çekme etkisinde yerel burkulma bölgesinde kutu profilin köşe noktalarında yırtılma başlangıcı oluştuğu görülmüştür. Sonuç olarak, μ=6 yerdeğiştirme sünekliğinde TB-5 numunesi yerel burkulma bölgesinden kopmuştur. Alt ve üst zayıflatılmış kesit bölgeleri civarında, CFRP güçlendirmeden dolayı, ne uzama ne de şekil değiştirme birikimi gözlenmiştir.

TB-6 numunesi (orta bölgede 1200mm CFRP sargıyla ve zayıflatılmış uç kesitinde CFRP plaka+ CFRP kumaş sargıyla güçlendirilmiş numune) $7\delta_y$ seviyesine kadar iyi bir histeretik davranış sergilemiş olup, TB-4 ve TB-5 numunelerine göre daha dolgun bir histeretik eğri elde edilmiştir. Ulaşılan en büyük çekme ve basınç kapasiteleri sırasıyla 168kN ve 88kN'dur. Basınç dayanımında yaklaşık %20 civarında artış gözlenirken çekme dayanımında belirgin bir artış ölçülmemiştir. Numune orta bölgesinde, $-5\delta_y$ yatay yerdeğiştirme seviyesinde, CFRP sargı altında yerel burkulma oluşmuştur. CFRP sargı yerel burkulma oluşumunun geciktirilmesine etkili bir biçimde yardımcı olmuş, çaprazın yüksek yerdeğiştirme sünekliğine ulaşılmasını sağlamıştır. TB-3 numunesi $7\delta_y$ yatay yerdeğiştirme seviyesinde orta bölgeden kopmuştur.

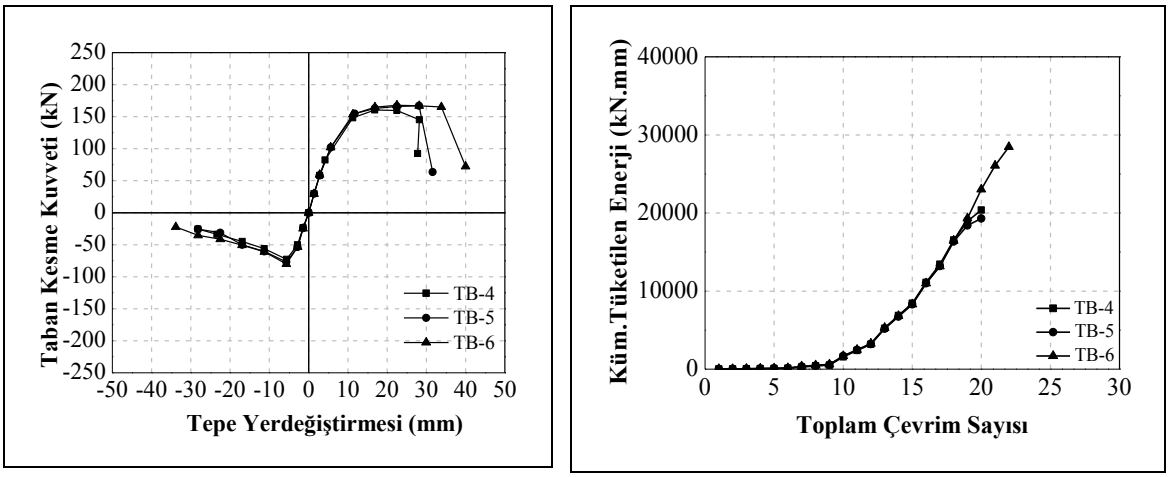
DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Enerji Tüketme Kapasitesi ve Zarf Eğrileri

Birinci (TB-1, TB-2 ve TB-3) ve ikinci (TB-4, TB-5 ve TB-6) grup numunelerin zarf eğrileri ve kümülatif enerji tüketme kapasiteleri sırasıyla Şekil 10'da ve Şekil 11'de görülmektedir. Her iki numune grubunun zarf eğrilerinden görüldüğü gibi dayanım ve rijitlikte belirgin artışlar olmadığından önerilen yöntem güçlendirme amaçları için uygundur.



Şekil 10. TB-1, TB-2 ve TB-3 numuneleri taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi (zarf) eğrisi ve kümülatif enerji tüketme eğrisi



Şekil 11. TB-4, TB-5 ve TB-6 numuneleri taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi (zarf) eğrisi ve kümülatif enerji tüketme eğrisi

Birinci grup numunelerden zayıflatılmış uç kesitleri 2 kat CFRP plaka ve 3 kat CFRP kumaş sargı ile güçlendirilen (TB-3) numune kendi grubu içinde değerlendirildiğinde, sünekliğin artmasıyla en yüksek (%82.5 daha fazla) enerji tüketme kapasitesine sahiptir. $4\delta_y$ süneklik seviyesinde, beklendiği gibi, TB-3 ve TB-2 aynı enerji yutma kapasitelerine sahiptirler. TB-1 numunesi kopmadan önce TB-2'ye göre daha yüksek süneklik seviyesine ulaşmasına karşın, TB-1 numunesi TB-3 ve TB-2 numunelerine göre %1.7-4.3 oranlarında daha az enerji tüketmiştir. Bu durum CFRP plakaların erken aderanslarını kaybetmelerine ve yüksek gerilme ve şekil değiştirmelerin zayıflatılmış uç kesit çevresine yığılmasına bağlanabilir. Buna karşın, zayıflatılmış uç kesit çevresindeki CFRP sargının enerji tüketme kapasitesini belirgin oranda arttırdığı görülmektedir.

İkinci numune grubunda orta bölgesinde 1200mm CFRP kumaş sargıyla ve zayıflatılmış uç kesitleri CFRP plaka ve kumaş sargıyla güçlendirilmiş (TB-6) numune %40 daha fazla enerji tüketmiş ve sünekliği oldukça artmıştır. $6\delta_y$ süneklik seviyesinde, 600mm'lik CFRP sargının yerel burkulma oluşumunu engelleyememesinden dolayı TB-4 ve TB-5 numuneleri yaklaşık olarak aynı miktarda enerji tüketmişlerdir.

Deneysel Kopma Ömrü

Numunelerin etkili boy katsayıları ve kopma ömürleri (Δ_f) Çelik vd. (2005)'te verilen yöntemlere göre hesaplanmış ve Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Numunelerin Deneysel Burkulma Boyu Katsayıları ve Deneysel Kopma Ömürleri

Numune Grubu	Numune	Deney.Burkulma Boyu Katsayısı (K)	Oran K_i/K_{max}	Deneysel Kopma Δ_f (mm)	Oran $(\Delta_f)_i/(\Delta_f)_{max}$
1	TB-1	0.860	1.000	46.586	1.000
	TB-2	0.860	1.000	27.938	0.600
	TB-3	0.692	0.805	74.034	1.589
2	TB-4	0.840	0.995	41.187	1.000
	TB-5	0.844	1.000	47.740	1.159
	TB-6	0.823	0.975	64.130	1.557

Birinci numune grubundan TB-3 numunesi TB-1 (yalın numune) numunesine göre %59 daha uzun bir kopma ömrüne sahiptir. TB-2 numunesi CFRP plakaların erken aderanslarını kaybetmeleriyle gerilme ve şekil değiştirmelerin zayıflatılmış kesit bölgesinde yoğunlaşması sonucunda oluşan kopma sonucunda TB-1 numunesinden %40 daha az kopma ömrüne sahiptir. Deneysel burkulma boyu katsayıları TB-1 ve TB-2 için aynı olup TB-3 numunesinde yaklaşık %20 oranında daha kısa etkili burkulma boyu hesaplanmıştır.

Yerel narinliğin büyük olduğu ikinci numune grubunda TB-6 numunesi bu grubun kontrol numunesi TB-4'e göre orta bölgedeki CFRP kumaş sargı etkisiyle yerel burkulma oluşumunun geciktirilmesinden dolayı %56 daha uzun bir kopma ömrüne sahiptir. TB-5 numunesinde orta bölgedeki kısa CFRP sargı ve zayıflatılmış uç kesitlerdeki CFRP plaka ve sargı numunenin kopma ömrünü TB-1'e göre %16 oranında uzatmıştır. TB-5 ve TB-6 numuneleri orta bölgelerinde lifleri tek doğrultulu CFRP kumaş enine doğrultuda sarıldığından etkili burkulma boyu katsayıları hemen hemen aynıdır. Tablo 2'de görüldüğü gibi TB-4 ve TB-5'in etkili burkulma boyları arasındaki fark ihmal edilebilecek büyüklükte olup TB-6'da etkili burkulma boyunda az miktarda (%2.5 oranında) kısalma olmuştur.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Çelik tüp çaprazların daha sünek davranmasının sağlanması ve daha uzun kopma ömrüne sahip olabilmeleri için plastikleşme beklenen zayıflatılmış uç kesitlerinin ve orta bölgelerinin CFRP elemanlarla güçlendirilmesi önerilmiştir. Bu deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Çelik tüp çaprazlarda zayıflatılmış kesit ve yerel burkulma bölgelerinde oluşabilecek erken kopmalar sünek detaylandırma sonucunda engellenebilir.
- Kompakt kesitli çaprazlarda eksenel dayanımı ve rijitliği arttırmadan, çelik plaka kaynaklanmasına alternatif olarak, CFRP plaka ve kumaş kullanılabilir.
- Yerel olarak daha narin kesitli tüp çaprazlar için önerilen kısmi CFRP sargı yerel burkulma oluşumunu geciktirmekte ve daha sünek bir davranış ile daha uzun kopma ömrünü sağlamaktadır.
- Tüp çaprazın iki zayıflatılmış uç kesitinin CFRP plaka ve sargıyla güçlendirilmesinden dolayı oluşan ek rijitlik etkili burkulma boyunun %20 oranında kısalmasını sağlamıştır.
- Çaprazların plastik mafsal oluşumu beklenen bölgelerinin CFRP elemanlarla güçlendirilmesi ile (özellikle TB-3 ve TB-6'da) önemli miktarda histeretik enerji tüketilmektedir. Bunun yanında güçlendirilmiş numuneler daha uzun (en çok %59 oranında) kopma ömrüne sahiptirler.
- CFRP elemanlarla güçlendirme yöntemi mevcut yapılarda çaprazların daha sünek davranışa sahip olması için kullanılabilir. Uygulanması çelik levha kaynaklama işlemine göre daha kolay olup ısıl etkiler de olmadığından çeliğin özellikleri değişmemektedir.

- CFRP ile yerel güçlendirme sonucunda çaprazların eksenel dayanım ve rijitliğinin önemli miktarda artmaması, önerilen yöntemin çaprazlı çelik çerçevelerin depreme karşı sünekliklerinin iyileştirilerek güçlendirilmesi için uygun bir yol olduğunu göstermektedir.

Teşekkür

Bu çalışma, İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında (STEEL) İTÜ BAP 32860 araştırma projesinin sağladığı olanaklarla ve malzeme-işçilik konularında destek sağlayan SPG Çelik, Borusan Mannesmann, BASF YKS, Çimtaş ve As Civata'nın katkılarıyla gerçekleştirilmiştir. İlgili kuruluşlara ve İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı çalışanlarına değerli katkılarından dolayı teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Celik OC, Berman JW, Bruneau M (2005) "Cyclic testing of braces laterally restrained by steel studs", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131:1114-1124

Haydaroglu C, Turker A, Taskin K, Celik OC (2010) "Cyclic testing of tubular steel braces with CFRP reinforced net sections", *Proceedings of the 4th International Conference on Steel & Composite Structures*, Sydney, Australia, 21-23 July 2010, (CD-ROM)

ATC (1992) ATC-24 Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, Applied Technology Council, California

AISC (2005) ANSI/AISC 360-05 Specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

AISC (2005) ANSI/AISC 341-05 Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

Tremblay R (2002) "Inelastic seismic response of steel bracing members", *Journal of Constructional Research*, 58(5-8):665-701

Haddad M, Brown T, Shrive N (2011) "Experimental cyclic loading of concentric HSS braces", *Can. J. Civ. Eng.*, 38:110-123

Teng JG and Hu YM (2006) "Behaviour of FRP-jacketed circular steel tubes and cylindrical shells under axial compression", *Construction and Building Materials*, 21:827-838

Bambach MR and Elchalakani M (2007) "Plastic mechanism analysis of steel SHS strengthened with CFRP under large axial deformation", *Thin-Walled Structures*, 58:159-170

Shaat A and Fam AZ (2006) "Axial loading test on short and long hollow structural steel columns retrofitted using carbon fibre reinforced polymers", *Can. J. Civ. Eng*, 33(4):458-470

Harries KA, Peck AJ, Abraham EJ (2009) "Enhancing stability of structural steel sections using FRP", *Thin-Walled Structures*, 47:1092-1101

Shaat A and Fam AZ (2009) "Slender steel columns strengthening using high-modulus CFRP plates for buckling controls", *Journal of Composites for Construction*, 13(1):2-12

El-Tawil S, Ekiz E, Goel S, Chao S (2011) "Retraining local and global buckling behaviour of steel plastic hinges using CFRP", *Journal of Constructional Steel Research*, 67:261-269

BASF YKS (2009) Reinforcement systems with using fibre reinforced polymers (FRP), İstanbul

ASTM (2008) A370-08a Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, American Society for Testing and Materials, Pennsylvania

DOLGULU BETONARME ÇERÇEVELERİN ÇELİK TEL DONATI UYGULAMASI İLE DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

SEISMIC STRENGTHENING OF MASONRY INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH STEEL FIBER REINFORCEMENT

Tuğçe SEVİL[1] ve **Erdem CANBAY**[2]

ÖZET

Türkiye'nin %90'ından fazlası dünyanın en aktif sismik bölgelerinden birinin üzerindedir. Ülkemizde, mevcut binaların çoğu yeterli deprem dayanımına sahip değildir. En çok gözlenen sorunlar hatalı sistem seçimi, yetersiz yanal rijitlik, yanlış detaylandırma, zayıf malzeme kalitesi ve yapım sürecinde rastlanan hatalardır. Bu sebeple depreme karşı güçlendirme önem taşımaktadır. Betonarme dolgu kullanarak güçlendirme büyük miktarda inşaat işi gerektirmektedir ve oldukça zaman alır. Bu çalışmada özellikle kullanıcı dostu, ekonomik, çabuk ve kolay bir güçlendirme yönteminin geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu yöntem, çelik tel ve/veya polipropilen fiberlerin harca eklenerek tuğla duvar üzerine uygulanmasına dayanmaktadır.

Kullanılan çimento, agrega ve harcın fiziksel özellikleri malzeme deneyleri ile belirlenmiştir. Eğilme dayanımı ve eğilme sonrası basınç dayanımı deneyleri sonucunda optimum harç elde edilmiştir.

Çerçeve deneylerinden önce güçlendirilmiş dolgu duvarların doğru şekilde modellenebilmesi ve bu duvarların yük altında davranışları hakkında bilgi sahibi olabilmek için iki seri halinde panel deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Toplam 10 çerçeve deneyi yapılmıştır. 4 adedi referans, diğer 6'sı ise güçlendirilmiş çerçeve deneyleri olarak yapılmıştır. Ana deney elemanları boşluklu tuğla dolgu duvarlı, 1/3 ölçekli, iki katlı, tek açıklıklı çerçevelerden oluşmaktadır. Değişkenler fiber oranı (%0 ve %2), fiber ile güçlendirilmiş harcın kalınlığı (0 mm, 10 mm ve 20 mm), ankraj (ankrajlı veya ankrajsız), fiber çeşitleri (çelik fiber, polipropilen fiber ve hibrid fiber) idi.

Bu güçlendirme tekniği pratik, kullanıcı dostu ve ekonomiktir. Bu metot dayanım, başlangıç rijitliği, enerji dağılımı ve sünekliği artırarak deprem davranışını geliştirmekte etkilidir.

Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, Betonarme Dolgu, Çelik Tel, Polipropilen Fiber

ABSTRACT

Over 90% of Turkey lies over one of the most active seismic zones in the world. Majority of buildings in Turkey do not have enough seismic resistance.Most commonly observed problems are faulty system configuration, insufficient lateral stiffness, improper detailing, poor material quality, and mistakes during construction. For this reason, seismic strengthening is important. Strengthening using cast-in-place RC infills leads to a huge construction work and is time consuming. In this study it was aimed to develop especially a user-friend, economical, rapid, and easy strengthening method. This method is based on application of steel fiber and/or polypropylene added mortar on masonry walls.

Physical properties of cement, aggregate, and mortar were determined by material tests. After flexural strength and compressive strength tests, optimum mortar was obtained.

Before frame tests, two series of panel tests were performed to correctly model strengthened infill walls and to gather information about behavior of walls under load.

Totally 10 frame tests were done. 4 tests were done as reference, and other 6 were done as strengthened frame tests. Main test specimens consisted of 1/3 scale, two-story, one bay hollow

[1] Yrd.Doç.Dr., T.C. Maltepe Üniversitesi, İstanbul, tugcesevil@maltepe.edu.tr
[2] Doç.Dr., T.C. Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, ecanbay@metu.edu.tr

brick infilled frames. Variables were fiber ratio (0% and 2%), thickness of fiber reinforced mortar (0 mm, 10 mm and 20 mm), anchorage (anchored or non-anchored), fiber types (steel fiber, polypropylene fiber and hibrid fiber).
This strengthening technique is practical, user-friend, and economical. This method is effective in improving seismic behavior by increasing strength, initial stiffness, energy dissipation, and ductility.
Keywords: Strengthening, RC Infill, Steel Fiber, Polypropylene Fiber

GİRİŞ

Ülkemizdeki birçok binanın deprem dayanımı yetersizdir. Bu binaların çoğunlukla kullanılan betonarme dolgular ile güçlendirilmesi fazlaca inşaat işi ve binanın boşaltılmasını gerektirmektedir (Ersoy ve Uzsoy, 1971, Altın vd., 1992). Bu araştırmanın başlıca amacı depreme karşı yeterli dayanımı olmayan binalara binanın boşaltılmasını gerektirmeden güçlendirme sağlayacak yeni, etkili ve ekonomik bir teknik geliştirmek ve bu yeni önerilen metodun binaya gerekli dayanımı ve yanal rijitliği sağladığını deneysel olarak ispatlamaktı.

Tuğla dolgular genel olarak yapısal olmayan elemanlar olarak kabul edilir ve yapısal analizde hesaba katılmazlar. Fakat, bu elemanlar yapı deprem yüküne maruz kaldığında kendilerini çevreleyen çerçeve ile etkileşime geçer ve eğer uygun şekilde sarılmış ise oldukça çok düzlemiçi basınç taşırlar. Deney sonuçlarına göre yaklaşık %1 ötelenme oranından sonra tuğla duvarlar ya ezilir yada düzlem dışına yıkılır ve yük taşıma kabiliyetlerini kaybederler (Mehrabi vd., 1996, Negro ve Verzeletti, 1996, Schneider vd., 1998, Flanagan ve Bennett, 1999).

Çelik tel donatılar inşaat sektöründe yaygın bir biçimde kullanılmaktadır. Bu çalışmada çelik tel donatıların yapıların güçlendirilmesi alanında da kullanılma olasılıkları incelenmiştir. Bu yeni önerilen metot uygun hacimsel oranda çelik teller içeren yüksek dayanımlı harcın tuğla duvar üzerine uygulanmasına dayanmaktadır. Bu çalışmanın amacı çelik telli yüksek dayanımlı harcın tuğla duvar üzerine uygulanması ile yapısal olmayan tuğla dolgu duvarı yük taşıyan duvara çevirmekti. Çelik fiberler beton matrisinine eklenirse (fiber katkılı beton), çatlaklara rastgele bir biçimde köprü yaparlar ve daha sünek bir davranış sağlarlar. Polipropilen fiberler beton uygulamalarında çoğunlukla plastik rötre çatlağını kontrol etmedeki etkileri ve nispeten düşük fiyatları, alkali dayanımları ve yüksek uzamalarından dolayı kullanılırlar. İki veya daha çok tip ve büyüklükteki fiberlerin birleşimi (hibrit fiber katkılı beton) her bir fiberin avantajlarını alarak bileşimin performansını geliştirebilir (Shah ve Naaman, 1976, Otter ve Naaman, 1988, Zollo, 1997, Gao vd., 1997, Qian ve Stroeven, 2000, Song vd., 2004, Singh vd., 2004, Song ve Hwang, 2004).

T.C. Orta Doğu Teknik Üniversitesi'nin Yapı Mekaniği Labotatuvarı'nda kullanıcı dostu, etkili ve aynı zamanda ekonomik güçlendirme teknikleri icat etmek için birçok girişimde bulunulmuştur ve halihazırda bu çalışmalar devam etmektedir. Bu motivasyonla yapısal olmayan tuğla duvarlar elemanı yapısal bir elemana çevirme amacıyla birçok yöntemle güçlendirilmektedir. Önerilen teknikler tuğla duvarlar üzerine çapraz FRP, önüretimli beton paneller ve tel örgü ile güçlendirilmiş harç uygulamalarıdır. Bu çalışmalar hemen hemen tamamlanmıştır ve depreme karşı güçlendirme için değişik alternatifler sunmaktadır. Yine de belirtilmelidir ki, CFRP ithal bir malzemedir ve önüretimli panel masraflı epoksi malzemeleri kullanılarak bağlanmaktadır. Bunlar güçlendirme masraflarının toplam masrafların önemli bir miktarını tutmasına sebep olmaktadır.

Proje kapsamında 10 adet çerçeve deneyi gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen deneyler arasından 4 tanesi referans deney, diğer 6 adet deney ise güçlendirilmiş çerçeve deneyleri olarak yapılmıştır. Dolgulu betonarme çerçeveler deprem yüklerini temsil eden tersinir tekrarlı yükler altında denenmiştir.

Ana deney elemanları 1/3 ölçekli, iki katlı, tek açıklıklı, boşluklu tuğla dolgulu betonarme çerçevelerden oluşmuştur. Çerçeveler Türkiye'deki betonarme binaların çerçevelerinde gözlemlenen tipik özellikleri ve sıkça rastlanan yetersizlikleri yansıtacak şekilde hazırlanmıştır. Zayıflıklar; düşük beton dayanımı, kötü sargılama, yetersiz enine donatı, yetersiz yanal rijitlik ve sünek olmayan elemanlardı. Çerçevelere boşluklu tuğla örülüp, her iki yüze de sıva işlemi yapılmıştır. Tüm elemanlarda sürekli donatı kullanılmıştır.

DENEYSEL PROGRAM

Ana Deney Elemanlarının Hazırlanışı

Çerçeve elemanlarının serbest açıklığı 1300 mm ve net kat yüksekliği 750 mm idi. Kolonlar 100 × 150 mm, kirişler ise 150 × 150 mm idi. Elemanların boyutları Şekil 1'de verilmiştir.

Deney elemanlarının detayları Türkiye'deki çoğu yapıda görülen yeterli özelliklerin eksikliğini gösterecek şekilde seçilmiştir. Kirişler için 6ϕ8 mm çaplı düz demir çubuklar boyuna donatı olarak kullanılmıştır. Kolonlar için 4ϕ8 mm çaplı düz demir çubuklar boyuna donatı olarak kullanılmıştır. Kirişler ve kolonlar için 4 mm çaplı düz çubuklar 100 mm aralıklarla etriye olarak kullanılmıştır. Etriyelerin uçları sadece 90° bükülmüştür. Çengellerin düz kısımları 60 mm uzatılmıştır. Deney elemanlarının donatı biçim düzeni Şekil 2'de gösterilmiştir.

Kolonların ve kirişlerin donatı detayları Şekil 3'de verilmiştir. Tüm deney elemanları için aynı donatı detayları kullanılmıştır. Bütün çerçeve elemanlarının betonu çelik kalıp kullanılarak eleman yatay halde iken dökülmüştür. Her çerçeve ile birlikte rijit temel kirişleri hazırlanmış ve dökülmüştür. Temeller 1900 mm uzunluk, 450 mm genişlik ve 400 mm yüksekliğe sahipti.

Çerçevelerin betonları ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda üretilmiştir. Bir çerçeve elemanının betonu 3 takım halinde dökülmüştür. Deney silindirleri (150 mm × 300 mm) deney elemanları ile aynı koşullarda tutulmuştur. Kürleme işlemi elemanlar ıslak çuval bezi ile örtülerek yapılmıştır.

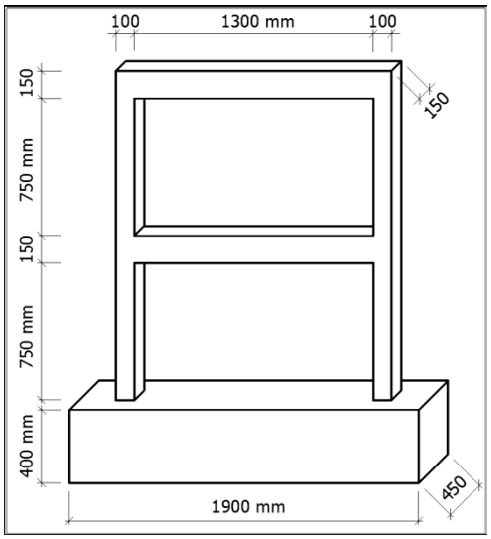
Kürleme işleminden sonra kalıplar çıkarıldı, elemanlar dik pozisyona getirildi ve tuğla örme işlemleri tamamlandı. Tuğla duvarların üzerine 6 mm kalınlığında sıva yapıldı. Duvarı sıvadıktan sonra, %2'lik hacimsel oranda çelik teller içeren harç orijinal sıvanın üzerine uygulandı. Deneylerde kullanılan teller üretici firmanın elinde bulunan en küçük tellerdi. Karşılaştırma amacı ile bir eleman %2 Polipropilen (PP) ile, diğer bir eleman %2 hibrit fiber ile (%1 çelik tel + %1 PP) ve bir diğer eleman ise fibersiz harç ile güçlendirildi.

Çerçeve ile güçlendirilmiş tuğla dolgu duvar arasında kuvvet transferini sağlamak için çevreleyen çerçeveye ankraj çubukları takılmıştır. Ankraj olarak 180 mm uzunluğunda ve 8 mm çaplı nervürlü çubuklar kullanılmıştır. Ankraj çubukları 200 mm aralıklarla, 60 mm'i çerçevenin içine gömülmüş 120 mm'i ise harcın içinde kalacak şekilde, yerleştirilmiştir. Bir çerçeve için toplam 40 adet ankraj çubuğu kullanılmıştır. Elemanların özellikleri Tablo 1'de özetlenmiştir.

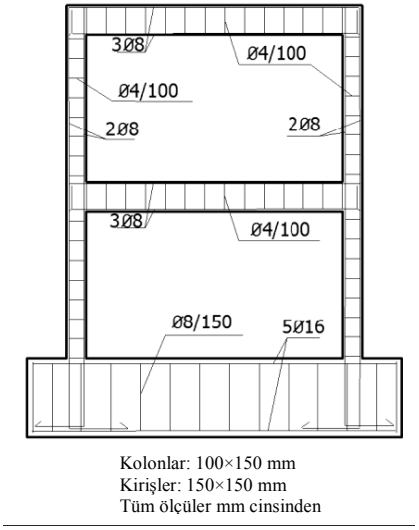
Elemanların isimlendirilmesinde ilk kısımdaki 'REF', 'SF', 'PPF' ve 'HF' kısaltmaları sırasıyla Referans, Çelik Fiber, Polipropilen Fiber ve Hibrit Fiber anlamlarına gelmektedir. Referans elemanların isimlerindeki son kısımda bulunan 'BA', 'B' ve 'BM' kısaltmaları sırasıyla Boş, Tuğlalı, Tuğla ve Harçlı anlamlarına gelmektedir. '1' ve '2' sayıları cm cinsinden güçlendirme harcının kalınlığını göstermektedir. 'A' ve 'NA' sırasıyla ankrajlı ve ankrajsız anlamlarına gelmektedir.

Tablo 1. Deney Elemanlarının Özellikleri

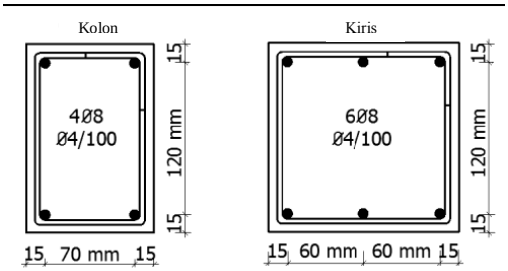
Eleman	Tuğla	Sıva (mm)	Ankraj	Çelik Fiber Oranı	Polipropilen Fiber Oranı	Fiber ile Güçlendirilmiş Harcın Kalınlığı (mm)
REFBA	-	-	-	-	-	-
REFB	+	-	-	-	-	-
REFBM	+	6	-	-	-	-
REF2ABM	+	6	+	-	-	20
SF1NABM	+	6	-	2%	-	10
SF2NABM	+	6	-	2%	-	20
SF1ABM	+	6	+	2%	-	10
SF2ABM	+	6	+	2%	-	20
PPF2ABM	+	6	+	-	2%	20
HF2ABM	+	6	+	1%	1%	20



Şekil 1. Deney Elemanlarının Boyutları



Şekil 2. Elemanlarının Donatı Biçim Düzeni



Şekil 3. Kolonların ve Kirişlerin Donatı Detayları

Malzemeler

Çerçevelerin beton karışım dizaynı Tablo 2'de verilmiştir. Kullanılan malzemeler ağırlıkçadır ve 1 m^3 beton için verilmiştir. Hedeflenen çerçeve betonu basınç dayanımı 10 MPa olarak belirlenmiştir. Çerçeve elemanlarının beton dayanımları Tablo 3'de gösterilmiştir. Tablo 3'den görülebileceği üzere çerçevelerin beton dayanımları oldukça fark göstermiştir. Bu farklılık kürleme koşulu, kürleme zamanı, sıcaklık farkı ve kumdaki su miktarındaki farka bağlanmıştır.

Çerçevelerde 8 mm ve 4 mm çaplı düz demir çubuklar sırasıyla boyuna donatı ve etriye olarak kullanılmıştır. Temel kirişlerinde 16 mm çaplı nervürlü çubuklar boyuna donatı olarak ve 8 mm çaplı nervürlü çubuklar etriye olarak kullanılmıştır. Ankraj işlemleri için 8 mm çaplı nervürlü çubuklar kullanılmıştır. Çelik çubukların tipik özellikleri Tablo 4'de verilmiştir.

Bütün elemanlarda dolgu malzemesi olarak özel üretilmiş 1/3 ölçekli boşluklu tuğla kullanılmıştır. Boşluklara paralel yapılan basınç deneylerinin sonuçlarına göre brüt ve net basınç dayanımları sırasıyla 13.1 MPa ve 27.3 MPa olarak bulunmuştur. Tuğlanın dış ölçüleri küçültülmüş olsa da, duvar kalınlığı aynı şekilde ölçeklendirilememiştir. Bu yüzden tuğlaların basınç dayanımları nispeten yüksektir. Kullanılan harçların karışım oranları Tablo 5'de verilmiştir. Harçların basınç dayanımları 3 adet 75 mm çaplı, 150 mm yükseklikli silindir denenerek bulunmuştur. Harçların deney sonuçları da Tablo 3'de verilmiştir. Harç dayanımlarındaki farklılık işçiliğe bağlanabilir.

Tablo 2. Çerçevelerin Beton Karışım Dizaynı

	Ağırlık (kN)	Ağırlıkça Oran (%)
Çimento	1.54	12
0-3 mm Agrega	2.43	19
3-7 mm Agrega	4.86	38
7-15 mm Agrega	2.56	20
Su	1.40	11
Toplam	12.79	100

Tablo 3. Elemanların Harç ve Beton Dayanımları (MPa)

	Deney Günündeki Basınç Dayanımı (MPa)						
	Çerçeve Betonu	Tuğla Örme Harcı	Sıva Harcı	%2 Çelik Fiberli Güçlendirme Harcı	%2 PP Fiberli Güçlendirme Harcı	Fibersiz Güçlendirme Harcı	Hibrit Güçlendirme Harcı
REFBA	12.7	-	-	-	-	-	-
REFB	13.3	3.4	-	-	-	-	-
REFBM	12.7	8.4	8.2	-	-	-	-
REF2ABM	8.6	8.7	6.0	-	-	40.8	-
SF1NABM	9.9	7.5	6.4	17.0	-	-	-
SF2NABM	14.8	7.4	7.2	20.8	-	-	-
SF1ABM	17.0	6.0	7.2	22.0	-	-	-
SF2ABM	13.6	12.9	7.6	20.9	-	-	-
PPF2ABM	10.0	10.8	6.6	-	29.3	-	-
HF2ABM	11.6	9.9	6.2	-	-	-	24.8

Tablo 4. Donatı Çubuklarının Özellikleri

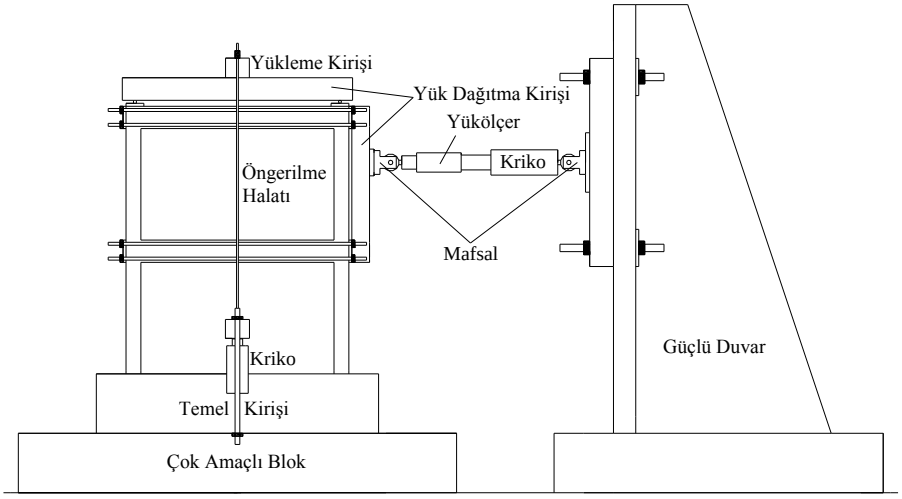
Çubuk Çapı (mm)	Özellik	Bulunduğu Yer	Akma Gerilmesi ,fsy(MPa)	Kopma Gerilmesi,fsu(MPa)
4	Düz	Kolon ve Kiriş Etriye	271	398
8	Düz	Kolon ve Kiriş Boyuna Donatı	365	511
8	Nervürlü	Ankraj Çubuğu, Temel Kiriş Etriye	557	782
16	Nervürlü	Temel Kiriş Boyuna Donatı	453	682

Tablo 5. Çerçeve Elemanların Harçlarının Karışım Oranları

	Ağırlık (kg)					
	Tuğla Örme Harcı	Sıva Harcı	%2 Çelik Fiberli Güçlendirme Harcı	%2 PP Fiberli Güçlendirme Harcı	Fibersiz Güçlendirme Harcı	Hibrit Güçlendirme Harcı
Çimento (CEM I 32.5R)	13.8	11.9	22	23.3	23.4	22.6
0-3 mm Agrega	66.0	67.9	60	63.4	63.8	61.6
Kireç	6.4	5.5	-	-	-	-
Su	13.8	14.7	12	12.7	12.8	12.3
Akışkanlaştırıcı	-	-	0.04	0.042	0.043	0.041
Çelik Fiber	-	-	6	-	-	3.1
PP Fiber	-	-	-	0.63	-	0.41
Toplam	100	100	100	100	100	100

Deney Düzeneği ve Yükleme Sistemi

Deneyler için kullanılan deney düzeneği ve yükleme sistemi güçlü zemin, reaksiyon duvarı, yükleme aletleri, enstrümantasyon ve veri toplama sisteminden oluşmuştur. Yükleme sistemi bir hidrolik kriko, bir yük hücresi, adaptörler ve iki uçta mafsallardan oluşmuştur. Çerçevelerin düzlem dışı deformasyonlarını önlemek için deney elemanının etrafına harici bir çelik kılavuz çerçeve yapılmıştır. Yanal yük iki kata da depremi benzeştiren üçgensel bir usulda uygulanmıştır. Yanal yük katlara hidrolik krikodan gelen yükü 2:1 oranında katlara aktaran bir yayıcı kiriş sayesinde uygulanmıştır. Deneyler sırasında eksenel yük sabit olarak 53.38 kN'da tutulmuştur. Bu eksenel yük çerçeve beton dayanımına bağlı olarak eksenel yük kapasitesinin %9.2'si ile %14.6'sı arasına denk gelmektedir. Deney düzeneğinin genel görünümü Şekil 4'de gösterilmiştir.



Şekil 4. Deney Düzeneğinin Genel Görünümü

DENEY ELEMANLARININ DAVRANIŞLARI

Tablo 6 deney sonuçlarını özetlemektedir. Bu tabloda kolonların eksenel yük oranları, maksimum uygulanan yanal yük, ileri ve geri çevrimlerdeki birinci ve ikinci katlar arası ötelenme oranları, başlangıç rijitliği ve kümülatif dağıtılan enerji değerleri verilmiştir. Tablo 6'daki h, Δ ve N/N_O sırasıyla kat yüksekliği, iki üst üste kat arasındaki relatif deplasman ve eksenel yük seviyesini göstermektedir. Şekil 5 ortak ölçekte çizilmiş birinci kat yanal yük-birinci kat katlar arası deplasman/ötelenme grafiklerini göstermektedir. Elemanların deneylerden sonraki genel görünümleri Şekil 6'da gösterilmiştir.

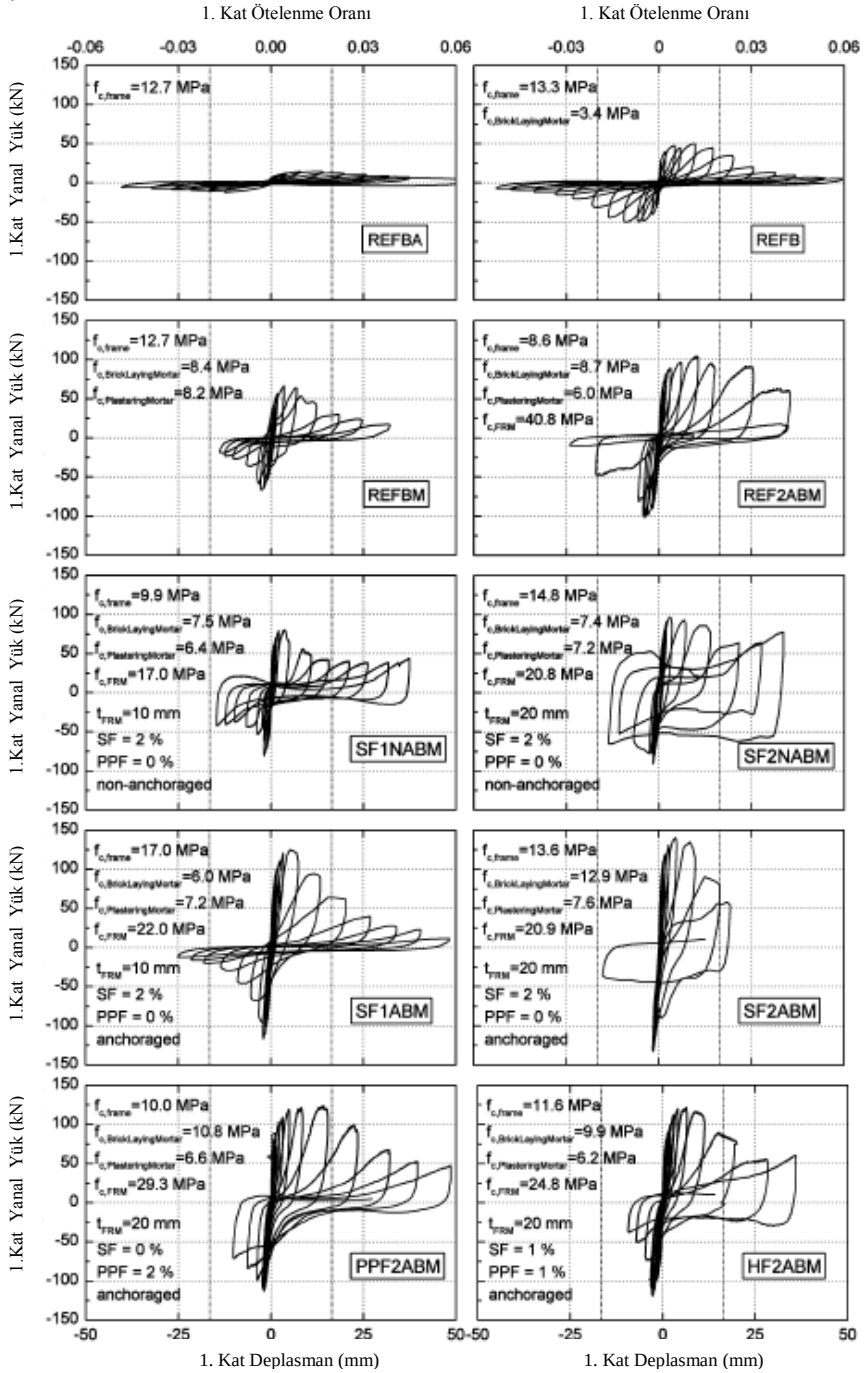
Tüm testler elemanın akmasından sonra deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. Çerçevenin tepesindeki deplasman gözlenmiştir. Şekil 5'te görülebileceği üzere REFBA ve REFB elemanları hariç diğer bütün elemanlarda geri çevrimlerdeki birinci kat katarası deplasmanları ileri çevrimlerinkinden küçüktür. Bu simetrik olmayan davranış deney düzeneğine bağlanmıştır.

Tablo 6. Çerçeve Elemanların Deney Sonuçları

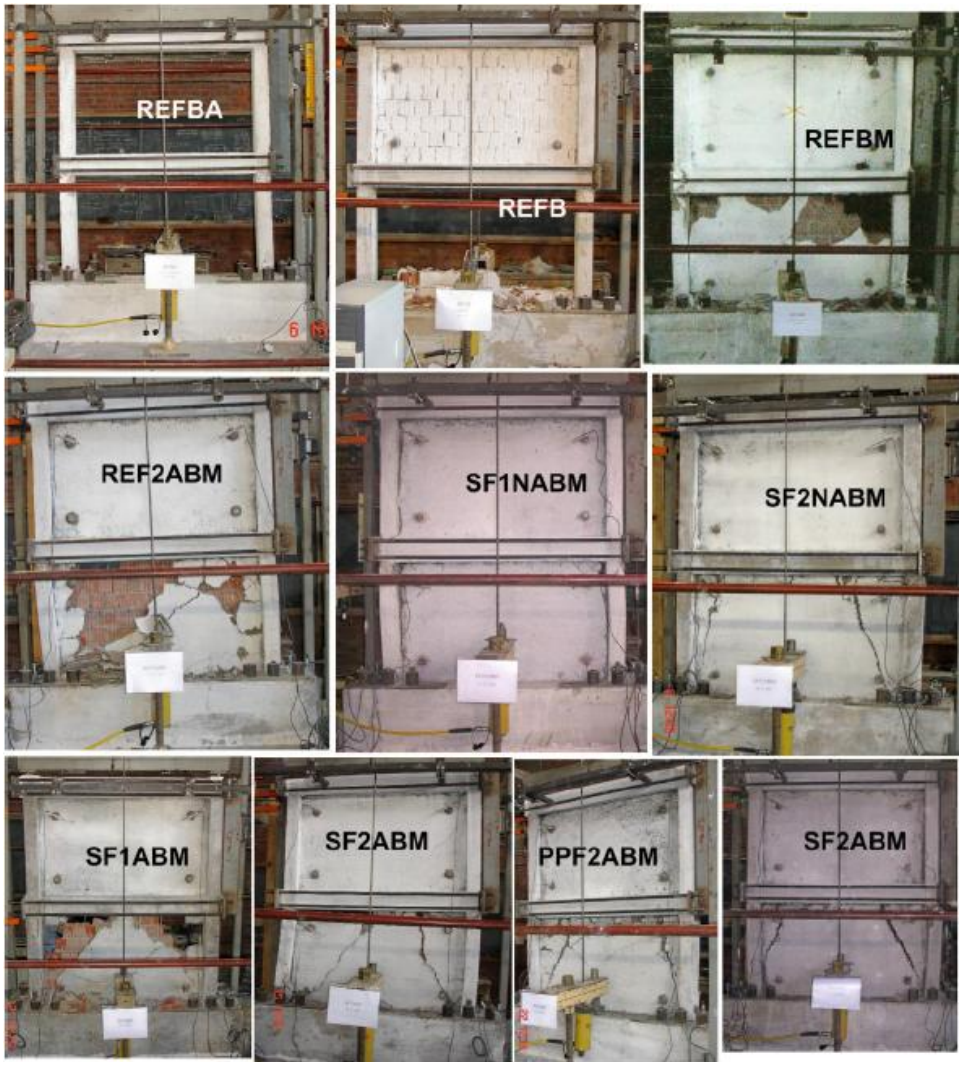
	İleri Yükleme			Geri Yükleme				
Eleman-Eksenel Yük Seviyesi N/N_0	Maks. Yük (kN)	1. Kat Ötelenme Oranı* Δ_1/h_1	2. Kat Ötelenme Oranı* $(\Delta_2-\Delta_1)/h_2$	Maks. Yük (kN)	1. Kat Ötelenme Oranı** Δ_1/h_1	2. Kat Ötelenme Oranı** $(\Delta_2-\Delta_1)/h_2$	İlk Eğim (kN/mm)	Küm. Enerji Dağıt. (kNm)
REFBA 0.11	14.53	0.0160	0.0076	12.03	0.0151	0.0090	1.74	2.06
REFB 0.11	50.23	0.0113	0.0062	50.29	0.0103	0.0065	24.44	5.88
REFBM 0.11	66.59	0.0043	0.0032	66.59	0.0032	0.0042	21.39	4.49
REF2ABM 0.15	104.52	0.0124	0.0055	101.52	0.0047	0.0124	61.08	10.78
SF1NABM 0.13	80.56	0.0043	0.0018	80.69	0.0023	0.0025	101.31	8.40
SF2NABM 0.10	96.58	0.0033	0.0027	90.51	0.0020	0.0023	34.25	15.56
SF1ABM 0.09	125.66	0.0084	0.0017	116.84	0.0025	0.0058	53.91	9.52
SF2ABM 0.11	140.42	0.0056	0.0024	134.17	0.0021	0.0080	67.12	9.43
PPF2ABM 0.13	123.85	0.0174	0.0	113.34	0.0024	0.0090	93.82	15.74
HF2ABM 0.12	122.04	0.0078	0.0040	119.03	0.0033	0.0054	93.70	12.27

* values at the maximum forward load , ** values at the maximum backward load

Şekil 5'te gözlemlendiği üzere SF2NABM elemanı diğer elemanlardan farklı olarak sıkıştırma etkisi sergilememektedir. Bu beklenmeyen davranışı açıklamak zordur. Boşaltma noktalarında yanal yükün çok ani, neredeyse dikey biçimde azalmasının sebebi ya dolgu duvarın çevreleyen çerçeveden ayrılması ya da tuğla duvar üzerindeki belirli çatlakların aşırı açılmasıdır. Bu elemanda dolgu üzerindeki ana çatlaklar diyagonal değildi. Çatlaklar kolonun tabanından kirişin 1/3'üne 75° açıyla hareket etmişlerdir. Bu yüzden basınç çubuğu diyagonal olarak oluşmadı, fakat daha dik eğimle V-çatlaklar oluştu. Yukarıda anlatıldığı gibi boşaltma noktasında eşzamanlı olarak ters yönde bir basınç çubuğu oluşmuştur. Ters yönde kapasiteye ulaşıldığında ankraj eksikliğinden dolayı dolgu çerçevenin içinde kayar. Bu ankrajsız çerçevede kolon-kiriş birleşim yerlerine dolgu tarafından doğrudan kesme uygulanmıştır ve sonuç olarak aşırı hasar görmüştür. Belirli noktalarda aşırı hasar ve deformasyon o noktalarda boyuna donatıların gerinim sertleşmesine sebep olur. Grafikteki yüksek ötelenme oranındaki kapasite artışı çelik çubukların bu gerinim sertleşmesi ile açıklanabilir.



Şekil 5. Birinci Kat Yanal Yük-Birinci Kat Katlar Arası Deplasman/Otelenme Grafikleri



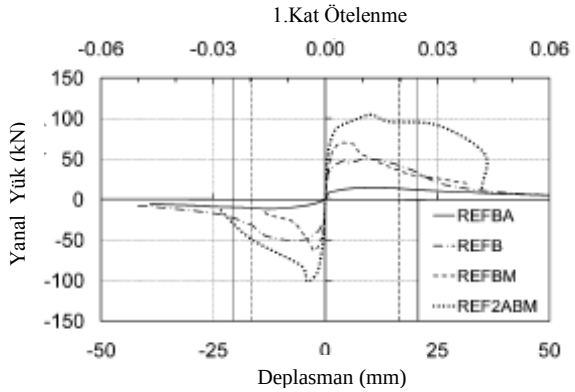
Şekil 6. Elemanların Deneylerden Sonraki Genel Görünümleri

Tepki Zarfları

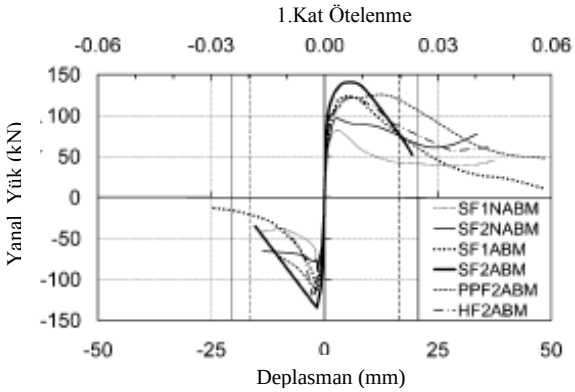
Çerçeve elemanlarının dayanım özelliklerini değerlendirmek için tepki zarf eğrileri kullanıldı. Şekil 7'ye göre referans elemanlarının davranışları karşılaştırıldığında REF2ABM'nin, sıvalı, ankrajlı, 20 mm kalınlığında çelik tel veya PP fiber içermeyen harç uygulanmış çerçeve, referans elemanları içinde en iyi davranışı sergilediği söylenebilir. Bu çerçeve en büyük yanal yük taşıma kapasitesine sahipti. Bu çalışma için referans eleman olarak sayılsa da, ankrajlı, 20 mm kalınlığında harç uygulaması kendisi de bir güçlendirme tekniğidir. Ayrıca, harcın dayanımının diğer harç dayanımlarının yaklaşık iki katı olan 40 MPa olduğuna da dikkat edilmelidir. Bu sebeple bu eleman yaklaşık olarak 100 kN yanal yük taşımıştır. Sıvalı referans çerçeve deneyi REFBM ikinci en iyi davranışı göstermiştir. Sıvasız referans çerçeve deneyi REFB boş referans çerçeve deneyi olan REFBA'ya göre daha iyi davranış sergilemiştir. Tüm referans elemanlar ileri ve geri çevrimlerde neredeyse aynı davranmışlardır. REFBM deney elemanı diğer referans elemanlarından daha önce yanal yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. REFBA, REFB ve REFBM'in yanal yüklerindeki farklılık yapısal olmayan tuğla dolgu duvarlardan dolayı önemli ölçüde rezerve kapasite olabileceğini açıkça göstermektedir. Bu rezerve kapasite duvarın erken düzlem dışı göçmesinden dolayı dikkatlice ele alınmalıdır.

Şekil 8'e göre SF2ABM'nin, sıvalı, ankrajlı, 20 mm kalınlığında %2'lik hacimsel oranda çelik fiber içeren harç uygulanmış çerçeve, en büyük yanal yük taşıma kapasitesine sahip olduğu gözlemlenir. Fakat bu eleman diğer elemanlara göre daha erken, yaklaşık %1.2 ötelenme oranında, yanal yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Bu nedenle böyle bir güçlendirme tekniğinin dizayn

kısmında ötelenme limitleri dikkatlice kontrol edilmeli ve dizaynda belirli limitler arasında kalınmalıdır. Güçlendirilmiş çerçeve eleman deneyleri SF1ABM, PPF2ABM ve HF2ABM çok benzer davranışlar göstermişlerdir ve yanal yük taşıma kapasiteleri yaklaşık olarak aynı idi. SF2NABM deneyinde kullanılan çerçeve elemanı bu çerçeve elemanlarından daha düşük yanal yük kapasitesi göstermiştir. En düşük performans SF1NABM deneyinin çerçeve elemanı tarafından sergilenmiştir. Ankrajlı elemanların ankrajsız olanlardan daha iyi davranış gösterdikleri gözlemlenmiştir. Ankrajsız elemanlarda hasar kolon-kiriş birleşim yeri yakınında toplanmışken çatlaklar daha küçük çatlak kalınlığı ile kolon boyunca yayılmışlartır.



Şekil 7. Referans Elemanların 1. Kat Zarf Grafiği



Şekil 8. Güçlendirilmiş Elemanların 1. Kat Zarf Grafiği

Dayanım

Depreme karşı güçlendirmede yeterli yanal dayanımı sağlamak çok önemlidir. Elemanların yanal yük taşıma kapasitelerinin karşılaştırması Tablo 7'de gösterilmiştir. Güçlendirme işlemleri yapıldıktan sonra elemanların yanal yük taşıma kapasitelerinde önemli ölçüde bir artış olmuştur. Referans elemanı REFBM'ninkine göre yanal yük taşıma kapasitesi SF2ABM elemanı için iki kat artmıştır. Şekil 5'teki ortak ölçekte çizilmiş yük-1. kat deplasman grafikleri incelendiğinde, %2'lik hacimsel oranda çelik fiber ve/veya PP fiber içeren harcın güçlendirme amacıyla uygulanması ile yapılan güçlendirme işlemleri sonucunda çerçeve elemanların performansları çok arttırılmıştır.

Tablo 7. Elemanların Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin Karşılaştırması

Eleman	Maksimum İleri Yükün REFBM'ninkine Oranı	Maksimum Geri Yükün REFBM'ninkine Oranı
REFBA	0.22	0.18
REFB	0.75	0.76
REFBM	1.00	1.00
REF2ABM	1.57	1.53
SF1NABM	1.21	1.21
SF2NABM	1.45	1.36
SF1ABM	1.89	1.76
SF2ABM	2.11	2.02
PPF2ABM	1.86	1.70
HF2ABM	1.83	1.79

Rijitlik

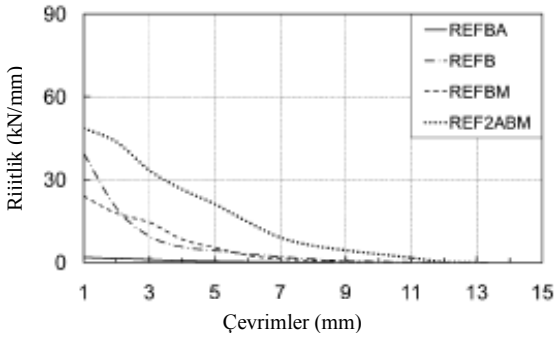
Bir yapının rijitliği onun deplasmanlara karşı gösterdiği direnç olarak tanımlanabilir. Bir yapının rijitliği yüksek olduğunda onda meydana gelecek deformasyon küçüktür. Yeterli yanal rijitlik eksikliği yapıların yıkımının önemli bir nedenidir. Rijitlik çerçeve deneylerinden elde edilen yük-deformasyon eğrilerinin eğimi olarak hesaplanabilir. Elemanın ilk rijitliği yük-deformasyon eğrisinin ilk ileri yarım çevrimdeki ilk eğimi olarak hesaplandı ve deney elemanlarının davranışlarını karşılaştırmak için kullanıldı. Elemanların ilk rijitlikleri Tablo 8'de verilmiştir.

Tablo 8'den görülebileceği üzere güçlendirilmiş elemanların ilk rijitliklerinin referans elemanlarınkine oranı 1.60 ile 4.74 arasında değişti. SF2NABM için oran düşük bir rakam olan 1.60 çıktı. Fakat, SF1NABM oranı göz önünde tutulduğunda önemli bir artış gözlendi, oran referans elemanınkinin 4.74 katı çıktı. Bu fark teorik temelde açıklanamaz. Bu yüzden, bu fark işçilik ve olası deneysel değişimlere bağlandı. Referans eleman REFBM ile karşılaştırıldığında SF2ABM'nin rijitliği yaklaşık üç kat çıktı. Boş çerçeve ve dolgulu çerçevelerin ilk rijitlikleri arasındaki çok büyük fark yapıların bilgisayar modellemesinin önemini bir kez daha göstermektedir. Yapısal olmayan dolgular olmadan doğal periyod kesinlikle doğru olarak hesaplanamaz.

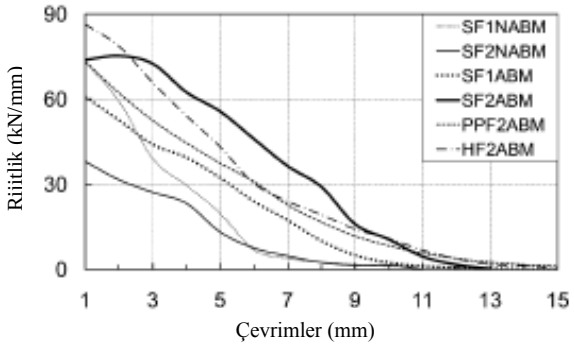
Dolgulu çerçevedeki hasarın ve panel-çerçeve arayüzeylerinin durumunun kötüleşmesinin bir sonucu olarak yanal deplasman arttığı zaman rijitlik önemli miktarda düşer. Bu davranış uçtan uca rijitlik değişimlerini karşılaştırarak incelenebilir. Bir elemanın uçtan uca rijitliği yük-deformasyon eğrisinin çevrimlerdeki ortalama eğimi olarak hesaplanır. Referans ve güçlendirilmiş elemanlar için rijitlik alçalma eğrileri sırasıyla Şekil 9 ve 10'da gösterilmiştir. Ankrajsız elemanlar SF1NABM ve SF2NABM'nin rijitlik alçalma eğrileri diğer güçlendirilmiş elemanlarınkinden daha diktir. Bu eğilim ankrajların olumlu etkisini açıkça göstermektedir.

Tablo 8. Elemanların İlk Rijitlikleri

Eleman	İlk Rijitlik (kN/mm)	İlk Rijitliğin REFBM'ninkine Oranı
REFBA	1.74	0.08
REFB	24.44	1.14
REFBM	21.39	1.00
REF2ABM	61.08	2.86
SF1NABM	101.31	4.74
SF2NABM	34.25	1.60
SF1ABM	53.91	2.52
SF2ABM	67.12	3.14
PPF2ABM	93.82	4.39
HF2ABM	93.70	4.38



Şekil 9. Referans Elemanlar İçin Rijitlik Alçalma Eğrileri



Şekil 10. Güçlendirilmiş Elemanlar İçin Rijitlik Alçalma Eğrileri

Enerji Dağıtımı

Bir yapısal sistem deforme olduğunda, yapılan iş gerilme enerjisi olarak depolanır. Bu enerjinin bir kısmı boşaltma işleminde serbest bırakılırken geriye kalan enerji değişik mekanizmalar aracılığı ile dağıtılır. Enerji dağıtım kapasitesi bir yapının şiddetli yer hareketlerine dayanma kabiliyetinin önemli bir göstergesidir ve yük-deformasyon ilişkisinin histerezis çevrimleri tarafından çevrelenen alandan belirlenebilir. Bir elemanın kümülatif enerji dağıtımı tüm çevrimlerde dağıtılan enerjilerin toplamından hesaplandı.

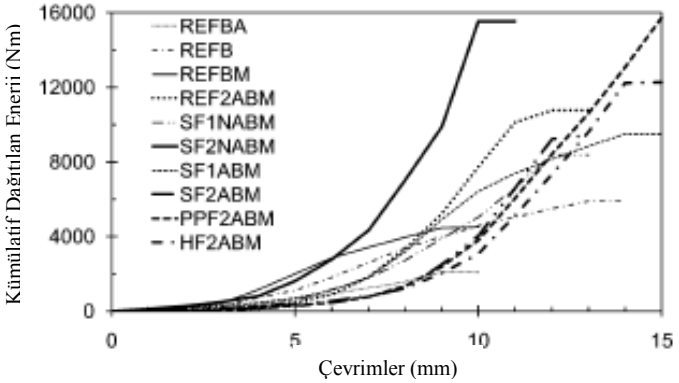
Elemanların enerji dağıtım karakteristikleri ağırlıklı olarak yükleme geçmişine dayanmaktadır. Aynı yükleme geçmişine sahip elemanların enerji dağıtım karakteristiklerini

karşılaştırmak daha iyidir. Yükleme geçmişlerinin aynı olması amaçlanmıştı, fakat davranış doğrusal olmayan olduğunda yüklemeler ikinci kat deplasmanları tarafından kontrol edildi. Elemanların kümülatif dağıtılan enerji eğrileri ve dağıtılan enerji değerleri sırasıyla Şekil 11 ve Tablo 9'da sunulmuştur. Tablodaki değerler incelendiğinde güçlendirilmiş elemanların kümülatif dağıtılan enerjilerinin referans elemanlarınkine oranının 1.87 ile 3.51 arasında değiştiği söylenebilir. Bu, kullanılan güçlendirme yönteminin elemanların enerji dağıtım karakteristiklerini geliştirdiğini gösterir.

Şu konudan bahsedilmelidir ki; güçlendirme tekniğinin asıl amacı yapısal olmayan tuğla duvarları bir deprem sırasında yüksek düzeyde enerji absorbe edebilen yüksek sünek perde duvarlara çevirmek değildi. Ayrıca, güçlendirilmiş duvarların perde duvar gibi davranması sağlamak imkansızdır. Çünkü onların uçları sarılmış kolonları yoktur. Orijinal kolonlar yaygın eksiklikleri olan tipik kolonları temsil etmektedir. Ana amaç tuğla duvarları yerinde tutmak, yanal yük kapasitesini arttırmak ve yanal deplasmanları düşürmekti.

Tablo 9. Elemanların Kümülatif Dağıtılan Enerji Değerleri

Eleman	Kümülatif Dağıtılan Enerji (Joule)	Kümülatif Dağıtılan Enerjinin REFBM'ninkine Oranı
REFBA	2,059	0.46
REFB	5,875	1.31
REFBM	4,486	1.00
REF2ABM	10,780	2.40
SF1NABM	8,401	1.87
SF2NABM	15,558	3.47
SF1ABM	9,516	2.12
SF2ABM	9,426	2.10
PPF2ABM	15,744	3.51
HF2ABM	12,273	2.74



Şekil 11. Elemanların Kümülatif Dağıtılan Enerji Eğrileri

Kat Ötelenme İndeksi

Kat ötelenme indeksi birbirini izleyen katlar arasındaki relatif deplasmanın kat yüksekliğine bölümü olarak tanımlanabilir. Yapısal ve yapısal olmayan hasarı önlemek için kat ötelenme indeksinin genellikle belirli limitleri aşmasına izin verilmez. Türk Deprem Kodu (1998)'na göre maksimum kat ötelenme oranı 0.02 olarak sınırlandırılmıştır. UBC (2007)'a göre elastik olmayan analizler için maksimum kat ötelenme oranı ana periyodu 0.7 sn. den az olan yapılar için 0.025 ve ana periyodu 0.7 sn. den fazla olan yapılar için 0.020 olarak sınırlandırılmıştır.

Şekil 5'e göre çerçeveleri güçlendirmek azalmış bir katlar arası ötelenme ile sonuçlanmıştır. İleri çevrimlere ve ankrajlı elemanlara göre maksimum katlar arası ötelenme %1 olarak sınırlandırılmalıdır.

Sadece kat ötelenme oranlarını karşılaştırarak güçlendirme tekniklerinin etkili olup olmadıkları hakkında bir sonuca varmak kolay değildir. Güçlendirme kesinlikle kat ötelenme

oranlarını düşürdü. Aynı zamanda rijitlik ve yanal yük taşıma kapasiteleri arttı. Bu nedenle, aynı deprem etkisi altında yapı büyük ihtimalle aynı sünekliği gerektirmeyecektir. Yine de dikkat edilmelidir ki, rijitlikteki artış ve yapı doğal periyodundaki azalış dolayısıyla dizayn ivme spektrumu da artacak ve bu deprem yükünde bir artış ile sonuçlanabilecektir.

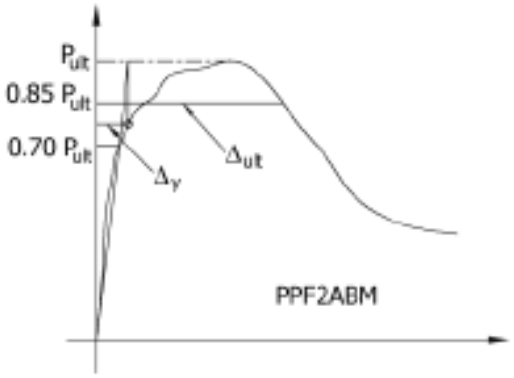
Süneklik

Deplasman sünekliği kopma deplasmanının akma deplasmanına oranı olarak tanımlanır. Kopma deplasmanı yanal yükün maksimum uygulanan yükün %85'ine düştüğündeki deplasman olarak tanımlanır. Akma deplasmanı orijin ve maksimum uygulanan yükün %70'i arasında çizilen bir sekant ile tanımlandı. Bu çizgi maksimum yükten çizilen yatay çizgiye kadar uzatılır (Sezen ve Moehle, 2004). Süneklik tanımı Şekil 12'de verilmiştir. Hesaplanan süneklik değerleri Tablo 10'da listelenmiştir.

Tablo 10 maksimum sünekliğin REF2ABM tarafından ulaşıldığını göstermektedir. Yine de bu elemanın durumu deney sırasında çok kötüye gitti. Birinci katın kiriş-kolon mafsallarında kesme çatlakları oluştu, bu bölgedeki beton ezildi ve donatı büküldü. Ayrıca, güçlendirilmiş tuğla dolgu çevreleyen çerçeveden çok fazla ayrıldı. Güçlendirilmiş elemanlar neredeyse benzer yaklaşık 5'e yakın deplasman sünekliği gösterirler. Süneklik değerlendirmesi dikkatlice ele alınmalıdır. Çünkü, güçlendirilmiş tuğla dolgu duvarların sınırlı deplasman kabiliyeti vardır.

Tablo 10. Deplasman Sünekliği

Eleman	Deplasman Sünekliği	REFBM'ninkine Oran
REFBA	4.74	1.68
REFB	5.88	2.09
REFBM	2.82	1.00
REF2ABM	7.70	2.73
SF1NABM	4.07	1.44
SF2NABM	4.89	1.73
SF1ABM	4.09	1.45
SF2ABM	5.64	2.00
PPF2ABM	5.94	2.11
HF2ABM	5.16	1.83



Şekil 12. Deplasman Sünekliği Tanımı

Deney Değişkenlerinin Etkisi

Ankraj Etkisi

Çerçeve ve dolgu arasındaki ankrajların etkisini değerlendirmek için SF1NABM elemanı eş elemanı olan SF1ABM ile karşılaştırıldı. Benzer şekilde SF2NABM de SF2ABM ile karşılaştırıldı. Karşılaştırmalar gösterdi ki, yanal yük kapasiteleri 10 mm. ve 20 mm. kalınlıkta güçlendirme harçlı elemanlar için sırasıyla %45 ve %49 oranlarında arttı. Buradan ankraj kullanımının yanal yük taşıma kapasitesini yaklaşık %45 oranında arttırdığı sonucuna varılabilir.

Kalınlık Etkisi
Güçlendirme harcının kalınlığının etkisi ya SF1NABM'yi SF2NABM ile ya da SF1ABM'yi SF2ABM ile karşılaştırarak gözlemlenebilir. Yanal yük taşıma kapasiteleri her iki durumda sırasıyla %12 ve %15 oranında arttı. Güçlendirme harcının kalınlığını iki katına çıkarmak yanal dayanımı sadece yaklaşık %12 oranında arttırır.

Güçlendirme Harcının İçindeki Çelik Fiberlerin Etkisi
Bu etki REF2ABM ve SF2ABM'nin karşılaştırılması ile çalışılınabilir. Bununla birlikte harçların dayanımları arasındaki farka dikkat edilmelidir. Harcının içinde çelik fiber olmayan eleman, REF2ABM, 40.8 MPa'lık bir harç dayanımına sahipken %2'lik çelik fiberli eş eleman 20.9 MPa'lık bir harç dayanımına sahipti. SF2ABM elemanının harç dayanımındaki dezavantaja rağmen bu elemanın yanal dayanımı REF2ABM'ninkinden %34 daha yüksekti. Düşük harç dayanımlı PP fiber ve hibrit fiberli elemanlar REF2ABM'den yaklaşık %18 daha yüksek yanal dayanıma sahiplerdi.

SONUÇLAR

Burada çıkarılan sonuçlar yapılan deneylerin sınırlamaları ile dikkatlice kullanılmalıdır ve genellenmemelidir. Aşağıdaki sonuçlar bu çalışmadaki deneylerin sonuçlarına dayanmaktadır:

- Çelik fiber ile güçlendirilmiş harcın uygulaması ile çerçevelerin sıvalı dolgu duvarları üzerine yapılan güçlendirme sismik olarak zayıf betonarme yapıların güçlendirilmesinde pratik, kullanıcı dostu ve ekonomik bir teknik olarak bulunmuştur.
- Referans elemanların davranışları ile karşılaştırıldığında güçlendirilmiş elemanlar dayanım ve rijitlik yönlerinden daha iyi davranmışlardır.
- Tuğla duvar üzerine uygulanan güçlendirme harcı erken düzlem dışı yıkılmayı geciktirir ve var olan yapısal olmayan duvarı yük taşıyan bir duvara çevirir.
- Çevreleyen çerçeveye ankrajlanmamış güçlendirilmiş elemanlar, SF1NABM ve SF2NABM, güçlendirilmiş elemanlar arasında daha az yük taşıma kapasiteleri gösterdiler. Bu elemanlarda hasar kiriş-kolon mafsalları yakınında yoğunlaşmıştır. Bu yüzden güvenilir sonuçlar almak için ve çerçeve ile güçlendirilmiş duvar arasında yük transferini garantiye almak için duvarı çevreleyen çerçeve boyunca ankraj kullanılmalıdır.
- Önerilen güçlendirme tekniği etkili olduğu gözlemlenmiştir, şöyle ki güçlendirilmiş çerçeve elemanları çerçeveden çok monolitik konsol gibi davranmıştır. Çerçeve davranışı referans elemanlarda görülmüştür. Bu elemanlarda çerçeve dolgu duvar çerçeveden ayrıldıktan sonra yanal rijitliğini kaybetmiştir. Ankrajsız güçlendirilmiş elemanlar da monolitik konsol gibi davranmamışlardır ve klasik çerçeve davranışı sergilemişlerdir.
- Ankraj etkisi dikkate alındığında ankrajların kullanımının yanal yük taşıma kapasitesini yaklaşık %45 arttırdığı sonucuna varılabilir.
- Kalınlığın etkisi incelendiğinde güçlendirme harcının kalınlığını iki katına çıkarmanın yanal dayanımı sadece yaklaşık %12 arttırdığı söylenebilir.
- SF2ABM'nin harç dayanımı REF2ABM'ninkinin yarısı olmasına rağmen bu elemanın yanal dayanımı REF2ABM'ninkinden %34 daha yüksekti. Bu çelik fiberlerin dolgu duvarların güçlendirilmesindeki etkinliğini göstermektedir.
- Katlar arası ötelenme %1 ile sınırlandırılmalıdır. Bu ötelenme oranından sonra güçlendirilmiş dolgu duvarlardaki hasar artar ve dayanım hızla düşer.
- Güçlendirilmiş elemanların kümülatif enerji dağıtımının referans elemanlarınkine oranı 1.87 ile 3.51 arasında değişti. Bu sismik olarak gelişmeyi göstermektedir.

Teşekkür

Bu araştırma Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir ve Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından 104M566 proje no altında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Altın S, Ersoy U, Tankut T (1992) "Hysteretic response of reinforced-concrete infilled frames", *ACI Struc J*, 118: 2133-2150

California building code (2007), California code of regulations, title 24, part 2, volume 2 of 2, California Building Standards Commission, Sacramento, California, U.S.

Ersoy U, Uzsoy S (1971) "The behavior and strength of infilled frame", *TUBITAK MAG-205 Report*, Ankara, Turkey

Flanagan RD, Bennett RM (1999) "Bidirectional Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames", *J Struct Eng-ASCE*, 125(3): 236-244

Gao J, Sun W, Morino K (1997) "Mechanical properties of steel fiber reinforced, high-strength, lightweight concrete", *Cem Concr Compos*, 19(4): 307–313

Mehrabi AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL (1996) "Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames", *J Struct Eng-ASCE*, 122(3): 228-237

Negro P, Verzeletti G (1996) "Effect of Infills on the Global Behaviour of R/C Frames: Energy Considerations from Pseudodynamic Tests", *Earthquake Eng Struc*, 25: 753-773

Otter DE, Naaman AE (1988) "Properties of steel fiber reinforced concrete under cyclic loading", *ACI Mater J*, 85(4): 254–261

Qian CX, Stroeven P (2000) "Development of hybrid polypropylene–steel fibre-reinforced concrete", *Cem Concr Res*, 30(1): 63–69

Schneider SP, Zagers BR, Abrams DP (1998) "Lateral Strength of Steel Frames with Masonry Infills Having Large Openings", *J Struct Eng-ASCE*, 124(8): 896-904

Sezen H, Moehle JP (2004) "Shear strength model for lightly reinforced concrete columns", *J Struct Eng-ASCE*, 130: 1692-1703

Shah SP, Naaman AE (1976) "Mechanical properties of glass and steel fibre reinforced mortar", *ACI J Proc*, 73(1): 50–53

Singh S, Shukla A, Brown R (2004) "Pullout behaviour of polypropylene fibers from cementitious matrix", *Cem Concr Res*, 34(10): 1919–1925

Song PS, Hwang S (2004) "Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete", *Constr Build Mater*, 18(9): 669–673

Song PS, Wu JC, Hwang S (2004) "Mechanical properties of high strength steel fiber-reinforced concrete", *Constr Build Mater*, 18(9): 669–673

Turkish earthquake code (1998), Specifications for the buildings to be constructed in disaster areas, Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, Turkey

Zollo RF (1997) "Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development", *Cem Concr Compos*, 19(2): 107–122

KURŞUN EKSTRÜZYON SÖNÜMLEYİCİNİN BİR BİRLEŞİMİN DAVRANIŞINA OLAN ETKİSİ

THE EFFECT OF THE LEAD EXTRUSION DAMPER ON THE BEHAVIOUR OF A JOINT

Cihan SOYDAN1, Mustafa KOÇAK2, Hasan ÖZKAYNAK3,
Ercan YÜKSEL4, Erdal İRTEM5

ÖZET

Deprem hareketi sırasında yapı sistemine önemli miktarda enerji girişi olmaktadır. Modern yapısal tasarımda, yapı içerisinde uygun konumlara yerleştirilen özel elemanlar ile ilave enerji tüketimi sağlanabilmekte, deprem enerjisinin bir bölümünün bu elemanlar tarafından harcanması sağlanmaktadır. İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuarında, kurşun ekstrüzyon sönümleyici yerleştirilmiş ve yerleştirilmemiş (yalın) birleşim deneyleri yapılmıştır. Özel bir yükleme düzeneği içerisinde, seçilmiş bir yerdeğiştirme protokolünün uygulandığı sönümleyicili ve yalın birleşimlerde kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri oluşturulmuştur. Elde edilen bu ilişkilerden birleşimlere ait genel davranış biçimi, tüketilen enerji miktarları, rijitlik ve sönüm karakteristikleri belirlenmiştir. Sönümleyicili birleşim tarafından tüketilen toplam enerji miktarı, yalın birleşim tarafından tüketilen toplam enerji miktarından yaklaşık olarak %175 mertebesinde fazladır. Bununla birlikte kuvvet-yerdeğiştirme çevrimlerine ait rijitlik değerlerindeki artış %39-98 arasında değişmektedir.
Anahtar Kelimeler: Kurşun ekstrüzyon sönümleyici, Pasif kontrol sistemleri, Enerji tüketimi

ABSTRACT

Earthquake ground motions impart a significant amount of energy into the structure. The modern structural design seeks to absorb an amount of this energy through energy dissipater elements that are located to special locations within the structure. In this study, the joints with and without lead extrusion damper (LED) are investigated experimentally in Structural and Earthquake Engineering Laboratory of ITU. Force-displacement relationships of the joints with and without LED's are obtained under the excitation of a displacement protocol which is acted through a loading frame. The amount of dissipated energy, rigidity and damping characteristics of the joints are evaluated. The total energy dissipated by the LED joint is approximately 175% greater than the total energy dissipated by the bare joint. However the increments of the rigidity of the force-displacement cycles are varied between 39-98%.
Keywords: Lead extrusion device, Passive control systems, Energy dissipation

GİRİŞ

Güncel yönetmelikler; enerji sönümleme özelliğine sahip taşıyıcı sistemlerde elastik davranıştan beklenen kuvvetlere göre daha küçük olan kuvvetler ile yapıların tasarımına izin vermektedir

[1]Araş.Gör., Namık Kemal Üniversitesi, Tekirdağ, csoydan@nku.edu.tr
[2]İnş.Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, mukocak@itu.edu.tr
[3]Yard.Doç.Dr., Okan Üniversitesi, İstanbul, hasan.ozkaynak@okan.edu.tr
[4]Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, yukselerc@itu.edu.tr
[5]Prof.Dr., Balıkesir Üniversitesi, Balıkesir, eirtem@balikesir.edu.tr

(Hanson vd., 1993). Depremin yapıya aktardığı enerjinin önemli bölümü, süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanan eleman uç bölgelerinde sönümlenmektedir, (Barbat ve Bozzo, 1997). Deprem sırasında ortaya çıkan elastik olmayan çevrimsel etkilere bağlı olarak; birçok yapı elemanı, malzemenin mekanik özelliklerinde meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler (betonun çatlaması ve donatının akması gibi) nedeni ile değişik düzeylerde hasar görmektedir, (Mata vd., 2008).

Belirli sınırlar içindeki yapısal hasar, depremin yapıya aktardığı enerjinin bir bölümünün sönümlenmesini ve dinamik davranışın rezonans halinden ayrılmasını sağlasa da (Mata vd., 2008), enerjinin sönümleneceği bölgelerdeki çevrimsel hareketler, yapısal ve yapısal olmayan elemanların büyük miktarda hasar görmesine neden olabilmektedir.

Son yıllarda, ilave enerji sönümlemesi esasına dayalı yeni bir tasarım yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu yaklaşımla, yapısal ve yapısal olmayan elemanların ve içindekilerin güvenliği daha üst seviyelerde sağlanmaktadır. Yapılara, enerji sönümleyici aygıtların yerleştirilmesini esas alan yeni tekniklerin asıl amacı, kiriş ve kolon gibi yapısal elemanlardaki süneklik talebini azaltmak ve yapıya etkiyecek ivme değerlerini düşürmektir, (Hanson vd., 1993; Soong ve Dargush, 1997). Enerji sönümleyici aygıtlar, yeni veya mevcut yapılara uygulanabilmektedir. Koruyucu sistemler üç ana başlık altında toplanmaktadır, (Soong ve Constantinou, 1994), (Tablo 1).

Tablo 1. Koruyucu Sistemlerin Sınıflandırılması (Soong ve Constantinou, 1994)

Sismik İzolasyon	Pasif Enerji Sönümleyiciler	Aktif Kontrol
Elastomerik Mesnetler	Sürtünme Sönümleyiciler	Çapraz Sistemler
Kurşun Kauçuk Mesnetler	Metalik Sönümleyiciler	Kütle Sistemleri
Enerji Sönümleme Aygıtları ile birlikte kullanılan Elastomerik Mesnetler	Viskoelastik Sönümleyiciler	Değişken Rijitlik ve Kütle Sistemleri
Sürtünme Sarkaçlı Mesnetler	Viskoz Sönümleyiciler	Darbe Sistemleri
Kuvvet Düzenleyici Aygıtlar ile birlikte kullanılan Düzlem Kayıcı Mesnetler	Ayarlı Sıvı Sönümleyiciler	Aerodinamik Sistemler
Enerji Sönümleme Aygıtları ile birlikte kullanılan Yağlanmış Kayıcı Mesnetler	Ayarlı Kütle Sönümleyiciler	

Yapıya yerleştirilen enerji sönümleyicilerin etkisini anlamak için, enerji denge denkleminden yararlanılabilir. Bu denklem genelde aşağıdaki şekilde yazılmaktadır.

$$E_G = E_K + E_S + E_E + E_P \tag{1}$$

Eşitlik 1'de E_G mutlak deprem enerjisi girdisini, E_K mutlak kinetik enerjiyi, E_S sönüm enerjisini, E_E elastik şekildeğiştirme enerjisini ve E_P plastik şekildeğiştirme enerjisini ifade etmektedir. Enerji sönümleyici cihazların yapıya yerleştirilmesinin mutlak deprem enerjisi girdisine herhangi bir etkisi olmadığı kabul edilmektedir. Yapının elastik ötesi davranışı ile yutulan enerji ve enerji sönümleyici cihazlar tarafından yutulan enerji toplamının artması durumunda mutlak kinetik enerji ve elastik şekildeğiştirme enerjisi toplamının azalacağı görülmektedir. Dolayısıyla, ilave enerji sönümünün sağlanması daha küçük yerdeğiştirme ve hız değerlerinin oluşmasını sağlayacaktır (Soong ve Dargush, 1997; Aiken, 1996).

PASİF ENERJİ SÖNÜMLEYİCİLER

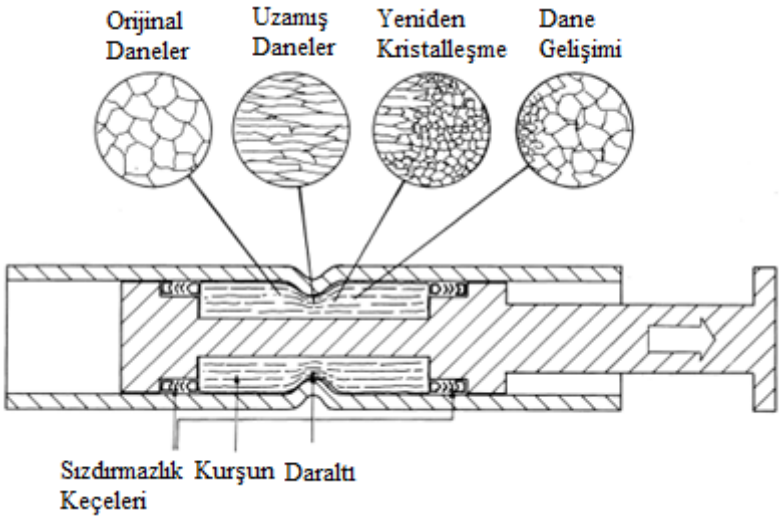
Pasif enerji sönümleyiciler, deprem sırasında yapıya aktarılan enerjinin büyük bölümünü tüketmekte ve sönümlemektedir. Yapı içerisine ve yapı boyunca yerleştirilmekte, zeminden yapıya aktarılan enerjinin kinetik veya şekildeğiştirme enerjisi şeklinde tüketilmesini sağlamaktadırlar (Aiken, 1996). Pasif enerji sönümleyiciler kullanılarak, yapılara ait sönümleme özellikleri iyileştirilebilmekte, yerdeğiştirme ve ivme talepleri ile kat kesme kuvvetleri önemli miktarda azaltılabilmektedir. Yapıdaki enerji tüketimi pasif sönümleme aygıtlarında toplanabilmektedir. Meydana gelebilecek hasarlar, yapısal elemanlardan daha kolay değiştirilebilen pasif sönümleme aygıtlarında toplanmaktadır.

Akademik ve endüstriyel ortamlarda yapılan araştırma ve geliştirme çalışmaları, pasif sönümleme aygıtlarının kavram ve donanım bakımlarından farklı çok sayıda türünü ortaya çıkarmıştır. Seçilen sönümleme aygıtının bir uygulama için ne kadar elverişli olduğu gerçekleştirilecek tasarımın başarısına bağlıdır. Sönümleme aygıtının bağlı olduğu yapısal elemana aktarabileceği kuvvetler, aygıt bağlantı noktaları arasındaki göreli yerdeğiştirmeler ve tüketilecek enerjinin miktarı gibi değişkenler mutlaka dikkate alınmalıdır (Aiken, 1996).

Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyiciler

Kurşun ekstrüzyon sönümleyiciler (Lead Extrusion Damper, LED), metallerin histeretik enerji tüketme özelliklerinden faydalanılan bir sönümleyici türüdür. Ekstrüzyon işlemi malzemenin bir delikten veya bir daraltıdan geçirilmeye zorlanması ve bu yolla şekildeğiştirmesidir. Kurşunun ekstrüzyonu enerji tüketimi için etkili bir yöntemdir.

Malzeme daraltıdan geçmeye zorlandığında çok sayıda bozulmuş kristal kafes içeren ve uzamış danelerden oluşan bir mikroyapı ortaya çıkmaktadır. Malzemenin ekstüzyonu için gerekli enerjinin bir kısmı ısıya dönüşmektedir. Ancak bu enerjinin diğer kısmı şekildeğiştirmiş malzeme içerisinde kalmakta ve birbiri ile ilgili olan üç işlem için başlangıç kuvvetini oluşturmaktadır. Bu işlemler sırasıyla toparlanma, tekrar kristalize olma ve dane gelişimidir (Şekil 1). Bu işlemler sonucunda malzeme orijinal haline geri dönmektedir (Wulf vd., 1953; Birchenall, 1959).

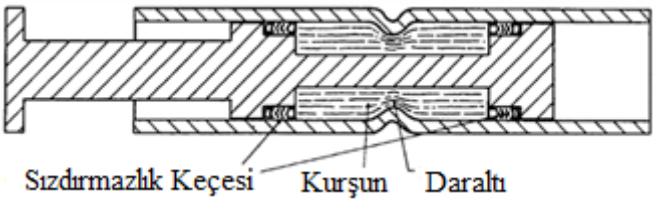


Şekil 1. Girintili Tüp Tipi Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyici Boyuna Kesiti ve Çalışan Metalin Mikroyapısında Oluşan Değişimler (Robinson ve Greenbank, 1975)

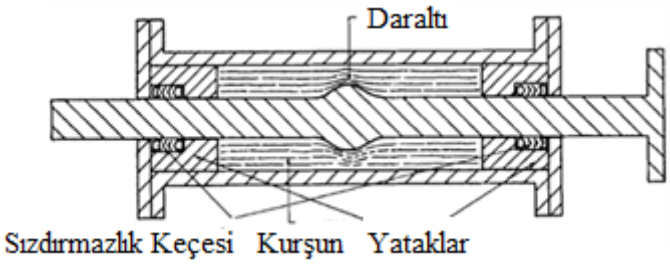
Enerji sönümleme elemanı olarak yapılarda kullanılabilecek bir aygıt Şekil 1'de görülmektedir. Sönümleme aygıtı esasen, üzerinde girinti bulunan kalın duvarlı bir tüp ve iki ucunda bağlama çubuğu ile birleştirilmiş iki adet pistondan meydana gelmektedir. Pistonlar arasındaki boşluk kurşun ile doldurulmaktadır. Kurşun ile tüp ince bir yağ tabakası ile birbirinden ayrılmakta ve piston başlarında bulunan sızdırmazlık keçeleri ile bu yağ tabakasının kaçışı önlenmektedir. Merkez şaft, silindirden dışarıya doğru uzamakta ve yapıya bağlanmaktadır. Silindirin diğer ucu ise başka bir yapı elemanına bağlanmaktadır. Sönümleme aygıtının bağlanmış olduğu iki yapı elemanı birbirine göre rölatif hareket ettiğinde (deprem esnasında olduğu gibi) kurşun daraltı boyunca ileriye ve geriye doğru ekstrüze olacaktır. Ekstrüzyon plastik bir şekildeğiştirme işlemi olduğu için yapılacak iş, pistonun silindire göre rölatif hareketi ile ortaya çıkmak zorundadır. Dolayısıyla bu türdeki bir sönümleme aygıtının bir yapıda kullanılması, hasar verici titreşimlerin oluşumunu sınırlayacaktır (Robinson ve Greenbank, 1975).

Skinner vd. (1993) göre LED, taban izolatörlü yapılar için pasif enerji sönümleme aygıtı olarak ilk defa Robinson tarafından önerilmiştir. Robinson tarafından tanıtılan iki aygıt Şekil 2'de ve Şekil 3'te görülmektedir (Robinson ve Cousins, 1987). İlk aygıt (Şekil 1, 2) kalın duvarlı bir tüp ve bir piston ile eş eksenli olan bir şafttan meydana gelmektedir.

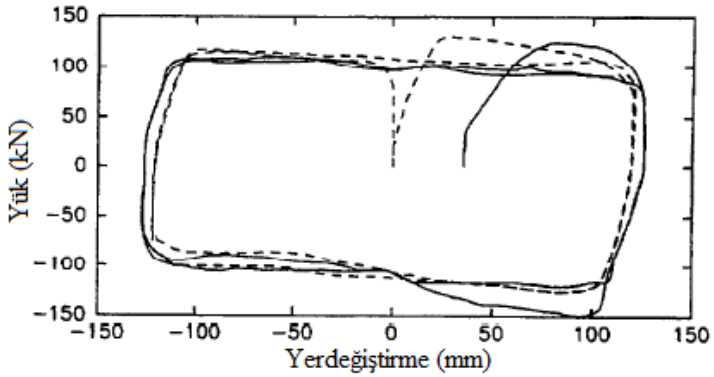
İkinci aygıt birinci aygıta benzemekte ancak faklı olarak tüp üzerindeki girinti yerine merkez şaft üzerindeki bir çıkıntı ile ekstrüzyon açıklığı oluşturulmaktadır (Şekil 3). Yataklar şaftı desteklemekte ve aynı zamanda kurşunu yerinde tutmaktadır. Şaft hareket ettiğinde kurşun şaft üzerindeki çıkıntı ve tüp arasındaki boşluktan ekstrüze olmaktadır. Sürtünme aygıtlarının birçoğuna benzer olarak LED aygıtlarının histeretik davranışı da dikdörtgen şekline oldukça yakındır (Şekil 4) (Sadek vd., 1996).



Şekil 2. Girintili Tüp Tipi Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyici Boyuna Kesiti (Robinson ve Cousins, 1987)



Şekil 3. Çıkıntılı Şaft Tipi Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyici Boyuna Kesiti (Robinson ve Cousins, 1987)

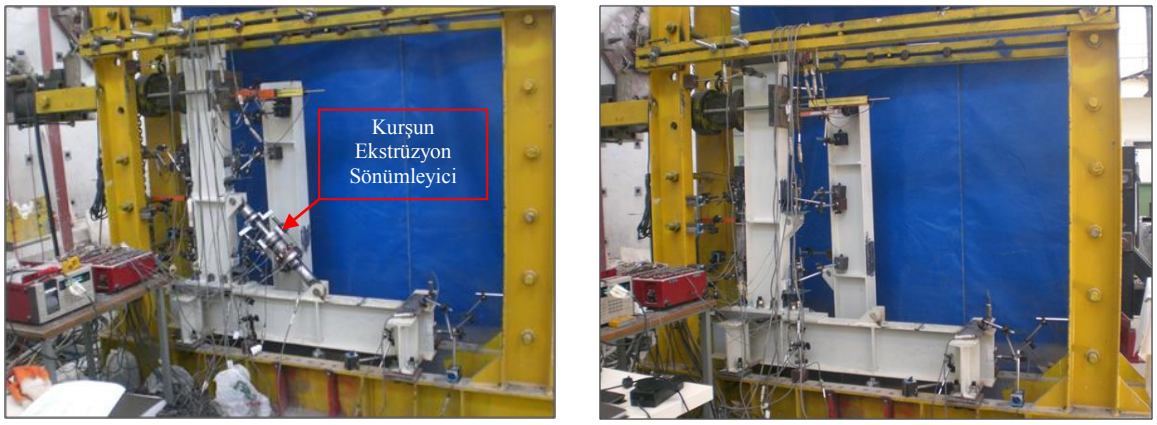


Şekil 4. LED Histerezis Çevrimleri (Robinson ve Cousins, 1987)

Kurşun ekstrüzyon aygıtlarının yük-şekildeğiştirme eğrileri kararlıdır ve yükleme çevrimi sayısından etkilenmemektedir. Çevresel koşullara ve yaşlanma etkilerine karşı hassasiyeti bulunmamaktadır. Uzun ömürlü olmakla birlikte dış etki ortadan kalktıktan sonra sönümleyici içerisindeki kurşun şekildeğiştirmemiş haline geri döndüğü için değiştirilmesine veya onarılmasına ihtiyaç olmamaktadır (Sadek vd., 1996).

DENEYSEL ÇALIŞMA

Kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin bir birleşimin davranışına olan etkisinin belirlenmesi için bir deney düzeneği tasarlanmıştır. Sönümleyicinin birleşime yerleştirilmesi için adaptör elemanlar tasarlanmış ve imal edilmiştir. Kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin bulunduğu ve bulunmadığı (yalın) birleşimlere ait davranış şekilleri, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Laboratuarında gerçekleştirilen yerdeğiştirme kontrollü deneyler ile belirlenmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyicili ve Yalın Birleşim

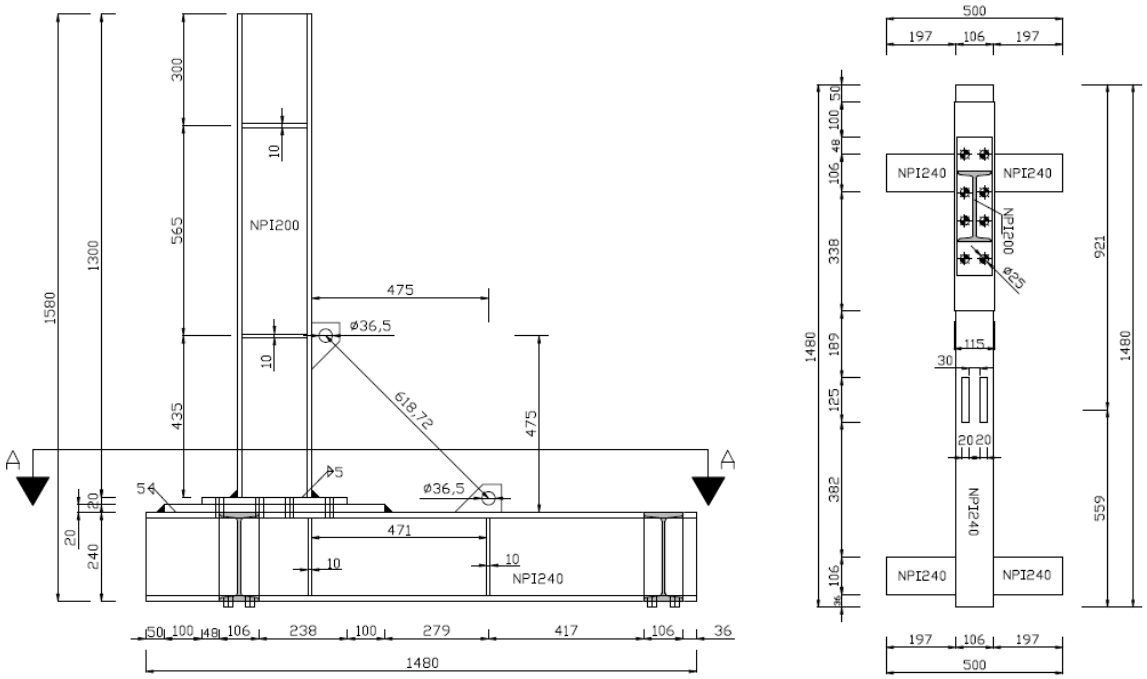
Birleşimi Teşkil Eden Elemanlar

Birleşimi teşkil eden düşey ve yatay elemanlar sırasıyla NPI200 ve NPI240 çelik profillerden teşkil edilmiştir. Düşey ve yatay elemanların birleşimini sağlamak üzere, düşey eleman alt ucuna 392.100.20 mm boyutlarındaki alın levhası 5 mm kalınlığında köşe kaynak dikişleri ile kaynaklanmıştır. Düşey ve yatay eleman bağlantısının yapıldığı bölgede, yatay eleman üst başlığına, 592.115.20 mm boyutlarında levha, 5 mm kalınlıklı köşe kaynak dikişleri ile kaynaklanmıştır. Her iki levhada ve yatay eleman başlığında, düşey ve yatay elemanların bulonlu bağlantısını gerçekleştirmek üzere, daha önceden tasarımı yapılmış bulon yerleşimine uygun olarak, 25 mm çapında sekiz adet delik açılmıştır. Düşey ve yatay elemanların birleşimi, 8 adet M22 bulonu kullanılarak yapılmıştır (Şekil 6).

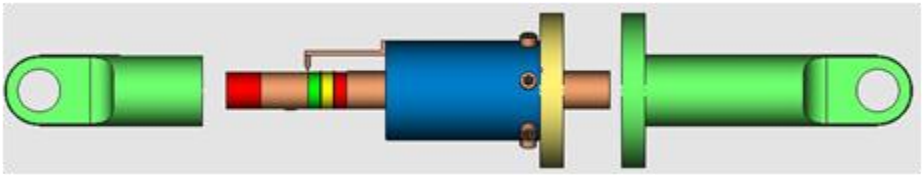
Yatay elemanın yük çerçevesi ile bağlantısı, yatay elemanın her iki ucunda ve her iki tarafında kaynak dikişleri ile birleştirilen NPI240 profiller ile gerçekleştirilmiştir. Bu profillerin alt başlıklarına, yükleme çerçevesinde mevcut bulunan montaj deliklerine uygun olacak şekilde, 25 mm çapında sekiz adet delik açılmıştır. Kolon elemanı yükleme çerçevesine 8 adet M20 bulonu ile birleştirilmiştir (Şekil 6).

Birleşimde kullanılan profil ve levhalar St37 kalitesinde çeliktir. Birleşimleri gerçekleştiren kaynak dikişleri gazaltı elektrik arkı kaynağı yöntemi ile çekilmiştir. Birleşimlerde kullanılan bulonlar 8.8 sınıfı yüksek mukavemetli bulonlardır.

Düşey ve yatay elemanların gövdeleri ve başlıkları arasına, kuvvet aktarımının gerçekleştiği bölgelerde (hidrolik yük verenin bağlantı noktası, kurşun ekstrüzyon sönümleyici bağlantı noktaları ve düşey eleman alt başlığı hizası gibi), 10 mm kalınlığında berkitme levhaları kaynaklanmıştır. Kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin kiriş ve kolon elemanlara bağlantısını gerçekleştirmek üzere, 20 mm kalınlığındaki iki adet levha, aralarında 30 mm kalacak ve birbirlerine paralel olacak şekilde düşey eleman alt başlığına ve yatay eleman üst başlığına kaynaklanmıştır. Bu levhaların üzerinde sönümleyici bağlantı elemanlarının bağlantısının yapılabilmesi için 36.5 mm çapında delik açılmıştır (Şekil 6). Kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin birleşime yerleştirilmesi için iki adet bağlantı elemanı (Şekil 7) ile 36 mm çapında iki adet bağlantı mili tasarlanmış ve imal edilmiştir.



Şekil 6. Yalın Birleşime Ait Yan (Doğu) Görünüş ve A-A Kesiti



Şekil 7. Kurşun Ekstrüzyon Sönümleyici ve Bağlantı Elemanları

Yerdeğiştirme Protokolü

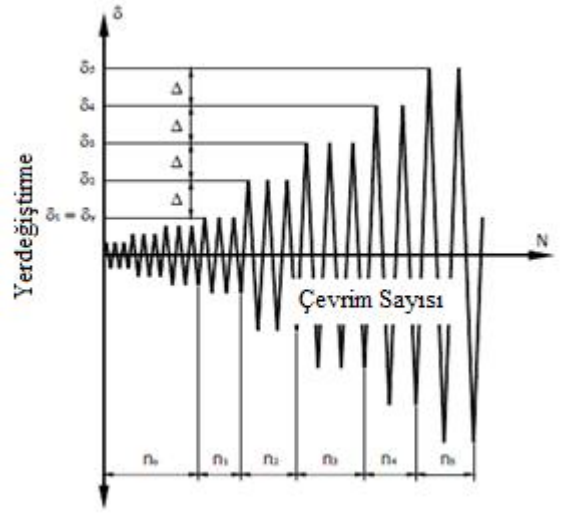
Deneysel çalışmada kullanılan yerdeğiştirme çevrimleri, ATC24-1992'de verilen yerdeğiştirme protokülüne uygun olarak oluşturulmuştur. Burada belirtilen protokol, deney yapılan numunede akma meydana getirecek uç yerdeğiştirme (δ_y) değerinin üç katına kadar üçer çevrim, sonrasında ise δ_y yerdeğiştirme değerinin tam katlarında ikişer çevrim yapılmasını öngörmektedir. Uygulanacak ilk yerdeğiştirme değeri, δ_y değerinin 1/3 katı olmalıdır. Uygulanacak ikinci yerdeğiştirme değeri, δ_y değerinin 2/3 katı iken, uygulanacak üçüncü yerdeğiştirme değeri ise δ_y değerinin kendisi olmalıdır. Bu değere ulaşıldıktan sonra birbirini takip eden adımlar arasındaki artış miktarı, δ_y değeri kadar olmalıdır (Şekil 8).

Yerdeğiştirme çevrimleri yalın birleşim durumu için belirlenmiştir. Yalın birleşim, bir yapı analiz programında modellenerek statik itme analizi gerçekleştirilmiş ve δ_y değeri (hidrolik yük veren hizasında meydana gelen yerdeğiştirme değeri) 6.60 mm olarak belirlenmiştir (Şekil 8). Yalın birleşim için belirlenen yerdeğiştirme protokolü sönümleyicili birleşim durumu için de kullanılmıştır.

Deney

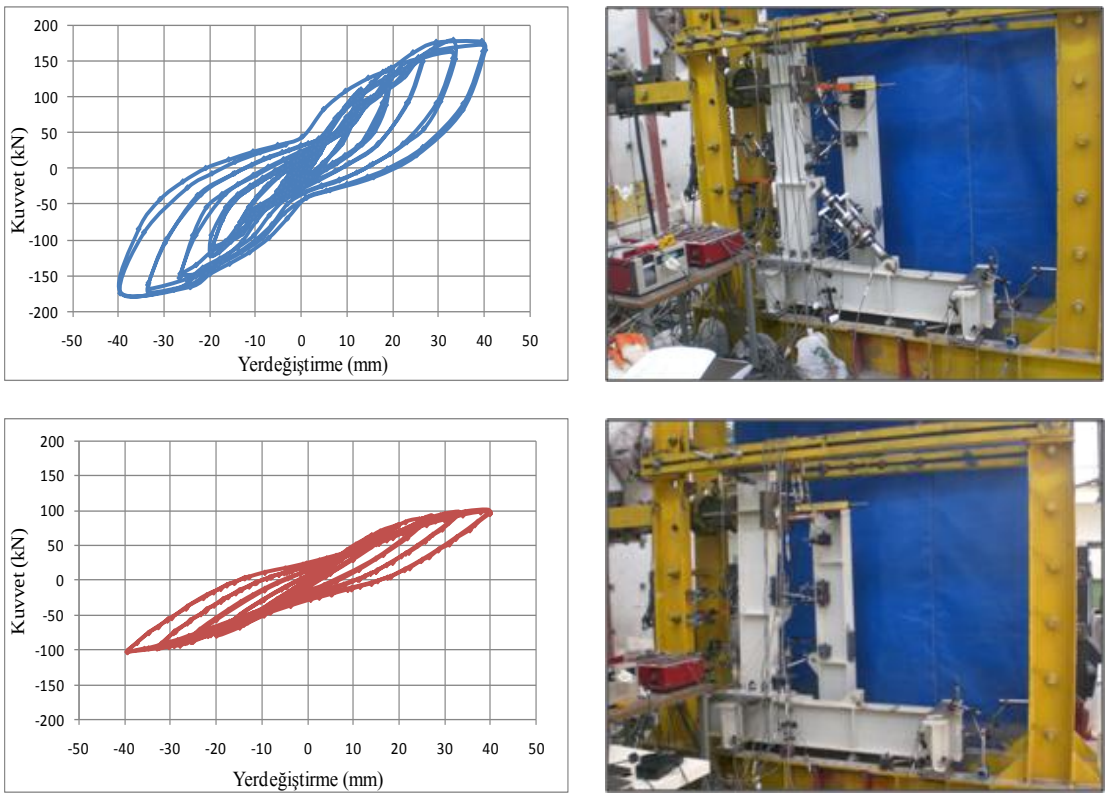
Sönümleyicili ve yalın birleşimin davranışı, aynı yerdeğiştirme protokolü etkisi altında deneysel olarak incelenmiştir. Sekizinci yerdeğiştirme adımına kadar devam edilen deneysel çalışmada 39.60 mm yerdeğiştirme değerine kadar çıkılmış ve toplam olarak 21 çevrim sayısına ulaşılmıştır. Bu yerdeğiştirme değerine ulaşıldığında sönümleyicili ve yalın birleşime ait kuvvet değerleri sırasıyla 175 ve 100 kN olmuştur. Yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirilen deneysel çalışmalar sonucunda iki farklı birleşim türü için elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri

Şekil 9'da görülmektedir. Sönümleyici yerleştirilen birleşimde sönüm özellikleri dolayısıyla tüketilen enerji miktarı ve düzlem içi dayanım ve rijitlik önemli ölçüde artmıştır.



Yerdeğiştirme Adımı	Çevrim Sayısı	δ_y	Yerdeğiştirme (mm)
1	3	1/3	2.20
2	3	2/3	4.40
3	3	1	6.60
4	3	2	13.20
5	3	3	19.80
6	2	4	26.40
7	2	5	33.00
8	2	6	39.60

Şekil 8. Deneysel Çalışmada Kullanılan Yerdeğiştirme Protokolü



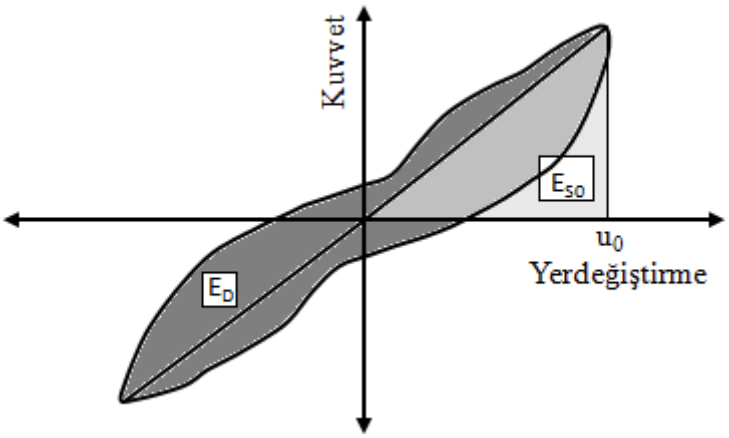
Şekil 9. Sönümleyicili ve Yalın Birleşime Ait Kuvvet-Yerdeğiştirme İlişkileri

Tüketilen Enerji Miktarları ve Eşdeğer Sönüm Katsayıları

Harmonik etkiler altında doğrusal davranış gösteren bir sistemde gerçekleşen sönüm, viskoz sönüm olarak isimlendirilmektedir. Gerçek yapı sistemlerinde, bu ideal davranış tam oluşmadığından eşdeğer viskoz sönüm kavramı gelişmiştir. Yapı sistemi içinde sönümü sağlayacak pek çok mekanizma bulunmaktadır. Serbest titreşim deneylerinde ya da statik ve dinamik karakterli yükleme deneylerinde enerji ilişkilerinden gerçekleşen sönümü yaklaşık olarak hesaplamak mümkün olmaktadır. Yerdeğiştirme genliği u_0 olan çevrimsel yükleme etkisinde elde edilen

kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi Şekil 10'da görülmektedir. Bir kapalı çevrimde harcanan enerji E_D ile gösterilmektedir. E_{S0} ise en büyük şekildeğiştirme enerjisi olarak adlandırılmaktadır. En büyük şekildeğiştirme enerjisi miktarı viskoz sönüm ile harcanan enerjiye eşitlenerek Eşitlik 2'de yer alan eşdeğer sönüm ifadesine ulaşılmıştır (Chopra, 2001). Deneysel sonuçların, çevrimde harcanan enerji büyüklükleri ve eşdeğer sönüm bakımından irdelenmesi için, Eşitlik 2'de görülen ifadeler belirlenmiş ve Chopra 2001'de önerilen yöntem kullanılmıştır.

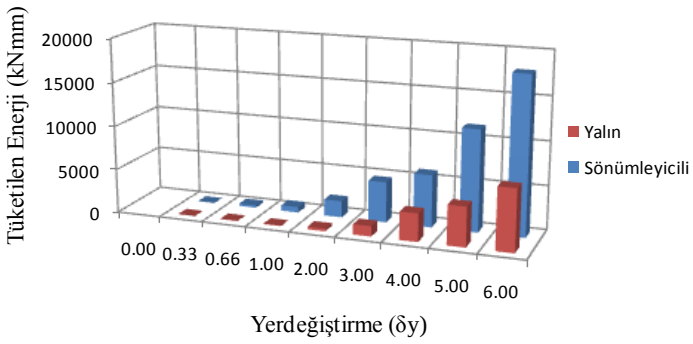
$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{S0}} \tag{2}$$



Şekil 10. Enerji Oranları Yöntemi (Chopra, 2001)

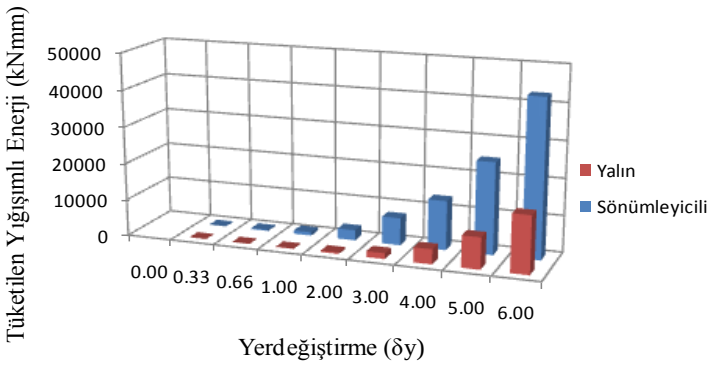
Tüketilen Enerji Miktarları

Sönümleyicili ve yalın birleşimde, yerdeğiştirme adımlarının her birine ait çevrimler içerisinde tüketilen enerji miktarları toplamının, ait olduğu yerdeğiştirme adımına göre değişimi Şekil 11'de görülmektedir. Sönümleyicili ve yalın birleşimde, yerdeğiştirme adımlarına ait çevrimler içerisinde tüketilen yığışımlı enerji miktarlarının, ait olduğu yerdeğiştirme adımına göre değişimi ise Şekil 12'de görülmektedir. Sönümleyicili birleşimde tüketilen enerji miktarının yalın birleşimde tüketilen enerji miktarından, yerdeğiştirme adımları içerisinde ve yığışımlı olarak, büyük olduğu görülmektedir. Yerdeğiştirme adımları için, sönümleyicili birleşimde tüketilen enerji miktarının, yalın birleşimde tüketilen enerji miktarına oranı Şekil 11'de görülmektedir. Yerdeğiştirme adımları için, sönümleyicili birleşimde tüketilen yığışımlı enerji miktarının, yalın birleşimde tüketilen yığışımlı enerji miktarına oranı ise Şekil 12'de görülmektedir.



	Sönümleyicili (2)	Yalın (1)	Oran (2)/(1)
0.33δy	17.85	7.51	2.377
0.66δy	267.04	30.49	8.758
1.00δy	646.88	61.90	10.450
2.00δy	1882.08	302.55	6.221
3.00δy	4623.87	1177.19	3.928
4.00δy	5951.80	3188.77	1.866
5.00δy	11537.91	4510.54	2.558
6.00δy	17922.91	7041.20	2.545

Şekil 11. Yerdeğiştirme Adımları İçerisinde Tüketilen Enerji-Yerdeğiştirme İlişkisi



	Sönümleyicili (1)	Yalın (2)	Oran (2)/(1)
0.33δy	17.85	7.51	2.377
0.66δy	284.89	38.00	7.497
1.00δy	931.77	99.90	9.327
2.00δy	2813.85	402.45	6.992
3.00δy	7437.72	1579.64	4.708
4.00δy	13389.52	4059.73	3.298
5.00δy	24927.43	8570.27	2.909
6.00δy	42850.34	15611.47	2.745

Şekil 12. Yerdeğiştirme Adımları İçerisinde Tüketilen Yığışımlı Enerji-Yerdeğiştirme İlişkisi

Eşdeğer Sönüm Katsayısı Değerleri

Deneysel çalışmalardan elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkilerinde, kapalı çevrimler içerisinde kalan alan büyüklükleri hesaplanmış ve her kapalı çevrimde harcanan enerji (E_D) büyüklükleri hesaplanmıştır. Aynı zamanda her yerdeğiştirme adımına ait en büyük şekildeğiştirme enerjisi (E_{S0}) büyüklükleri belirlenmiş ve Eşitlik 2 kullanılarak eşdeğer sönüm katsayısı (ξ_{eq}) değerleri elde edilmiştir.

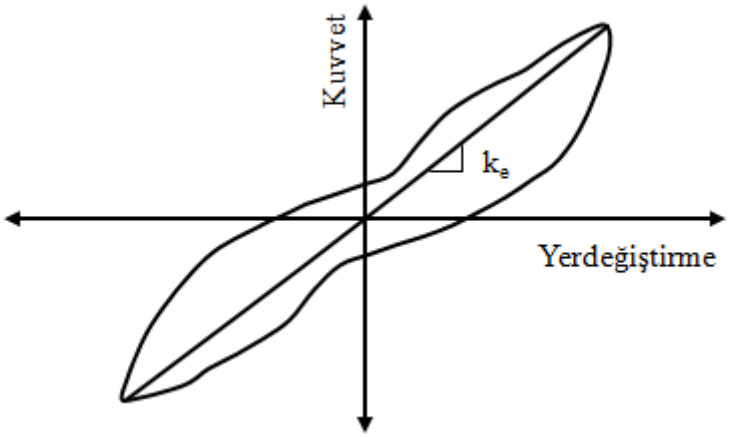
Yerdeğiştirme adımlarına ait harcanan enerji, üç çevrim uygulanan yerdeğiştirme adımlarında her bir çevrim için elde edilen üç değerin ortalaması, iki çevrim uygulanan yerdeğiştirme adımlarında ise her bir çevrim için elde edilen iki değerin ortalaması alınarak belirlenmiştir. Yerdeğiştirme adımlarına ait en büyük şekildeğiştirme enerjisi ise, üç çevrim uygulanan yerdeğiştirme adımları için elde edilen altı değerin ortalaması, iki çevrim uygulanan yerdeğiştirme adımları için elde edilen dört değerin ortalaması alınarak belirlenmiştir. Sönümleyicili ve yalın birleşime ait belirlenen kapalı çevrime ait enerji miktarı (E_D), en büyük şekildeğiştirme enerjisi (E_{S0}) ve eşdeğer sönüm katsayısı (ξ_{eq}) değerleri Tablo 2'de görülmektedir. Her bir yerdeğiştirme adımı için sönümleyicili birleşime ait hesaplanan eşdeğer sönüm katsayısının yalın birleşime ait hesaplanan eşdeğer sönüm katsayısından büyük olduğu görülmektedir. Yerdeğiştirme adımları için, sönümleyicili birleşime ait eşdeğer sönüm katsayısının, yalın birleşime ait eşdeğer sönüm katsayısına göre oranı Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Sönümleyicili ve Yalın Birleşime Ait Kapalı Çevrime Ait Enerji Miktarları, En Büyük Şekildeğiştirme Enerjisi ve Eşdeğer Sönüm Katsayısı Değerleri

		Sönümleyicili			Yalın			Oran
Adım	δ (mm)	E_D	E_{S0}	ξ_{eq} (2)	E_D	E_{S0}	ξ_{eq} (1)	(2)/(1)
1	2.20	5.95	24.69	0.0192	2.50	14.01	0.0142	1.349
2	4.40	89.01	83.14	0.0852	10.16	51.37	0.0157	5.412
3	6.60	215.63	180.10	0.0953	20.63	112.11	0.0146	6.505
4	13.20	627.36	603.51	0.0827	100.85	413.28	0.0194	4.260
5	19.80	1541.29	1244.78	0.0985	392.40	773.43	0.0404	2.441
6	26.40	2975.90	2025.51	0.1169	1594.39	1198.53	0.1059	1.104
7	33.00	5768.96	2850.82	0.1610	2255.27	1598.19	0.1123	1.434
8	39.60	8961.46	3470.08	0.2055	3520.60	1994.58	0.1405	1.463

Rijitlik Değerleri

Deneysel çalışmalardan elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri kullanılarak, sönümleyicili ve yalın birleşime ait rijitlik değerleri elde edilmiştir. Rijitlik değerleri, kuvvet-yerdeğiştirme ilişkilerinde çevrimlere yerleştirilen, itme ve çekme yönlerinde oluşan en büyük değerlerin birleştirilmesi ile oluşan doğrunun eğimi olarak tanımlanmıştır (Şekil 13). Sönümleyicili ve yalın birleşim için hesaplanan rijitlik değerleri Tablo 3'te görülmektedir. Sönümleyicili birleşime ait rijitlik değerinin yalın birleşime ait rijitlik değerinden büyük olduğu görülmektedir. Yerdeğiştirme adımları için, sönümleyicili birleşime ait rijitlik değerinin yalın birleşime ait rijitlik değerine oranı Tablo 3'te görülmektedir.



Şekil 13. Kuvvet-Yerdeğiştirme Çevrimi

Tablo 3. Sönümleyicili ve Yalın Birleşime Ait Rijitlik Değerleri

		Sönümleyicili	Yalın	Oran
Adım	δ (mm)	k_e (2)	k_e (1)	(2)/(1)
1	2.20	10.682	5.386	1.983
2	4.40	8.309	5.164	1.609
3	6.60	7.664	5.083	1.508
4	13.20	6.789	4.573	1.485
5	19.80	5.421	3.915	1.385
6	26.40	5.187	3.305	1.569
7	33.00	4.546	2.707	1.679
8	39.60	3.865	2.267	1.705

SONUÇ

Kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin, bir birleşimin davranışına olan etkisinin belirlenmesi için, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Laboratuarında oluşturulan deney düzeneği aracılığıyla gerçekleştirilen yerdeğiştirme kontrollü deneyler ile, kurşun ekstrüzyon sönümleyicili ve yalın birleşimlere ait davranış şekilleri belirlenmiştir. Sönümleyicili ve yalın birleşimin davranışı, aynı yerdeğiştirme protokolü etkisi altında deneysel olarak incelenmiş ve birleşimlere ait tüketilen enerji miktarları, eşdeğer sönüm katsayısı ve rijitlik değerleri belirlenmiştir.

Sönümleyicili birleşimde yerdeğiştirme adımları içerisinde tüketilen enerji miktarının, yalın birleşimde tüketilen enerji miktarından yaklaşık olarak %137-945 mertebesinde fazla olduğu görülmüştür. Sönümleyicili birleşimde tüketilen yığışımlı enerji miktarı ise yalın birleşimde tüketilen yığışımlı enerji miktarından yaklaşık olarak %137-832 mertebesinde fazladır.

Sönümleyicili birleşim için her bir yerdeğiştirme adımı içerisinde hesaplanan eşdeğer sönüm katsayısı değerleri, yalın birleşim için hesaplanan eşdeğer sönüm katsayısı değerlerinden yaklaşık olarak %10-550 mertebesinde fazladır.

Sönümleyicili birleşim için belirlenen rijitlik değerleri, yalın birleşim için elde edilen rijitlik değerlerinden yaklaşık olarak %38-98 mertebesinde fazladır.

Birleşime yerleştirilen kurşun ekstrüzyon sönümleyicinin, birleşimin düzlem içi rijitlik ve dayanımını arttırdığı ve sönüm özelliklerini oldukça iyileştirdiği görülmüştür.

Teşekkür

Bu çalışma, 34014 ve 34031 numaralı İTÜ BAP Projelerinin sağladığı imkanlar ile İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. İlgili birimlere teşekkür ederiz. Ayrıca, deneysel çalışmada kullanılan çelik numuneler ile sönümleyicileri üreten Alfa Çelik Ltd. Şti. ve Irmak Makina Ltd. Şti. firmalarına teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

Aiken I. (1996) "Passive Energy Dissipation-Hardware and Applications", *Proceedings of the Los Angeles County and SEAOSC Symposium on Passive Energy Dissipation Systems for New and Existing Buildings*, Los Angeles

ATC-24 (1992) Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, California

Barbat AH and Bozzo LM (1997) "Seismic Analysis of Base Isolated Buildings", *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2):153-192

Birchenall CE (1959) Physical Metallurgy, McGraw-Hill, London

Chopra AK (2001) Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2nd Ed., Pearson Prentice Hall, Pearson Education Inc., Upper Saddle River, NJ 07458

Hanson RD, Aiken ID, Nims DK, Richter PJ, Batchman RE (1993). "State of the Art and State of The Practice in Seismic Engineering Dissipation", *Proceedings of ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control*, Advanced Technology Council, San Francisco, California, 449-471

Mata P, Barbat AH, Oller S, Boroschek R (2008) "Constitutive and Geometric Nonlinear Models for the Seismic Analysis of RC Structures with Energy Dissipators", *Archives of Computational Methods Engineering* 15:489-539

Mata P, Oller S, Barbat AH (2008) "Dynamic Analysis of Beam Structures Considering Geometric and Constitutive Nonlinearity", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 197:857–878

Robinson WH and Cousins WJ (1987) "Recent Developments in Lead Dampers for Base Isolation", *Pacific Conference On Earthquake Engineering*, August, Vol. 2., New Zealand

Robinson WH and Greenbank LR (1975) "Properties of an Extrusion Energy Absorber", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 8(3):187-191

Sadek F, Mohraz B, Taylor AW, Chung, RM (1996) "Passive Energy Dissipating Devices for Sesismic Applications", Report NISTIR 5923, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standarts and Technology, Gaithersburg, Maryland

Skinner RI, Robinson WH, McVerry GH (1993) An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley and Sons, New York

Soong TT, Dargush GF (1997) Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering, Wiley, London

Soong TT, Constantinou MC (1994) Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering. Springer-Verlag, Wien-New York

Wulff J, Taylor JF, Shaler AJ (1956) Metallurgy for Engineers, John Wiley and Sons, New York

DEPREM ETKİSİ ALTINDA YAPILARIN AKTİF KONTROLÜ

ACTIVE CONTROL OF STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE EXCITATION

Arcan YANIK[1] , Ünal ALDEMİR[2] ve Mehmet BAKİOĞLU[3]

ÖZET

Bu çalışmada her katı aktif kontrol kuvvetlerinin etkisinde bulunan beş katlı bir kayma binasının deprem etkisi altında davranışı incelenmiştir. Yapının zaman tanım alanında dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizler için sentetik, Erzincan ve El Centro depremleri kullanılmıştır. Sentetik depremin elde edilmesinde Kanai-Tajimi spektral güç yoğunluk fonksiyonundan yararlanılmıştır. Aktif kontrol kuvvetinin bulunmasında klasik doğrusal optimal kontrol algoritması kapalı bir çevrim içerisinde kullanılmıştır. Performans indeksinin belirlenmesinde kullanılan **Q** *ve* **R** *ağırlık matrisleri, kontrolun efektifliği ve harcanan kontrol enerjisi arasında uygun bir denge elde edilecek şekilde belirlenmiştir. Kontrol bulunmayan geleneksel yapı ve aktif kontrol uygulanmış yapının dinamik analizleri için MATLAB SIMULINK programında bir simulasyon oluşturulmuştur. Dinamik analizler neticesinde elde edilen sonuçlar kontrol bulunmayan geleneksel yapı ve aktif kontrol uygulanmış yapı için karşılaştırmalı olarak verilmiştir. İki durum için deplasman-zaman, kuvvet-deplasman, enerji-zaman eğrileri irdelenmiştir. Ayrıca yapıya giren sismik enerji ve kontrol enerjisinin, sönüm enerjisi, kinetik enerji ve şekil değiştirme enerjisi olarak dağılımı ve katlara etkiyen maksimum ivmeler incelenmiştir. Sonuçlar göstermektedir ki, aktif kontrol uygulanması deprem etkisiyle oluşan yapı tepkilerini azaltmaktadır*
Anahtar Kelimeler: Aktif ve Pasif Yalıtım, Deprem Tehlikesi, Deprem Mühendisliği

ABSTRACT

In this study the behavior of a structure of which all storeys are actively controlled is examined. This structure is a five storey shear structure. Dynamic analysis of this structure is performed in time domain. For the dynamic analysis synthetic, Erzincan and El Centro earthquakes are used . For generating synthetic earthquake Kanai-Tajimi power spectral density function is used. To obtain active control force Classical Linear Optimal Control algorithm is used in closed-loop. For achieving a balance in effectiveness of control and control energy proper values are given for weighting matrices ***Q*** *and* ***R*** **.** *A simulation for the dynamic analysis for the conventional uncontrolled and actively controlled structure is generated in MATLAB-SIMULINK. The results are given in a comparative way for uncontrolled and actively controlled structure. For two different condition displacement-time, force-displacement, energy-time curves are examined. The distribution of the total seismic and control energy of the structure as damping, kinetic, strain energy and maximum storey accelerations are investigated. The results show that active control application decreases the earthquake excited structure response.*
Keywords: Active and Passive Control, Earthquake Risk, Earthquake Engineering

GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımında kullanılan yöntemlerden biri olan aktif kontrol günümüz

[1] Arş. Grv., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, yanikar@itu.edu.tr
[2] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, aldemiru@itu.edu.tr
[3] Prof. Dr. ,İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, bakioglu@itu.edu.tr

için hala gelişmekte olan ve yapılara uygulanmasında çeşitli belirsizlikler bulunan bir yöntemdir. Aktif kontrol dışında yapılarda genel anlamda 2 çeşit kontrol bulunmakta olup bunlar pasif ve karma kontroldur. Aktif kontrolun pasif kontroldan farkı kontrolun yapıya bir dış güç kaynağına bağlı sensörler, bilgisayarlar ve hidrolik yükverenler(actuator) ile bütünleşik sistemler tarafından uygulanmasıdır. Pasif kontrol elemanlarında ise herhangi bir dış güç kaynağına ihtiyaç yoktur. Karma kontrol sistemleri de bu iki kontrolun beraber uygulandığı sistemlerdir. Aktif kontrol elemanlarına pasif kontrol elemanlarının yetersiz kaldığı durumlarda ihtiyaç duyulmaktadır. Bu durumlara örnek olarak yüksek binalarda taban izolasyonlarının kaldırma kuvveti oluşturabilmesi bu kuvvetlerin de yapının stabilitesini bozarak döndürme etkisi yapması verilebilir. Ayrıca deplasmanları küçük tutmanın yanında, konforun da önemli olduğu yapılar aktif kontrol uygulamalarının gerekliliğini göstermiştir.

Yapılarda kontrol elemanlarının kullanılmasının temelleri Yao (1972) tarafından yapılan çalışma ile atılmıştır. Aktif kontrol algoritmalarının yapılara uygulanması ile ilgili temel bir çalışma Yang vd. (1988) tarafından yapılmıştır. Yeni bir aktif kontrol algoritması önerisi Tang (1996) çalışmasında yer almaktadır. Kontrol elemanlarının yapılarda kullanımı ve tarihsel gelişimi ile ilgili geniş bilgi Housner vd. (1997) çalışmasında yer almaktadır. Deprem etkisi altında aktif kontrol uygulanmış yapıların optimal kontrolü ile ilgili bir çalışma Aldemir vd. (2001) tarafından gerçekleştirilmiştir. Deprem değerlerinin yakın gelecekteki değerlerinin tahmini üzerine kurulu bir aktif kontrol algoritması Aldemir ve Bakioğlu (2001) çalışmasında yer almaktadır. Aktif kontrollu yapıların optimal kontrolü için yeni bir sayısal algoritma da Aldemir ve Bakioğlu (2001) tarafından önerilmiştir. Aktif kontrol uygulanmış yapıların enerji ve deplasman tepkilerinin hesaplanması ile ilgili bir çalışma Wong ve Yang (2001) tarafından yapılmıştır. Enerji tüketiminin, yapıya konan aktif veya pasif kontrol elemanları ile sağlanmasında tekniğin geldiği son durum ve uygulamadaki örnekleri Soong ve Spencer Jr. (2002) tarafından incelenmiştir. Enerjiye bağlı bir aktif kontrol algoritması da Alavinasab vd. (2006) tarafından önerilmiştir. Aktif kontrol uygulanmış yapıların enerji yönünden incelendiği bir çalışma Wong ve Pang (2007) tarafından yapılmıştır. Mutlak enerjiye bağlı aktif kontrol algoritması üzerine bir çalışma da Lu vd. (2009) tarafından gerçekleştirilmiştir. Deprem etkisi altındaki yapılar için yeni bir aktif kontrol algoritması Aldemir (2010) tarafından önerilmiştir.

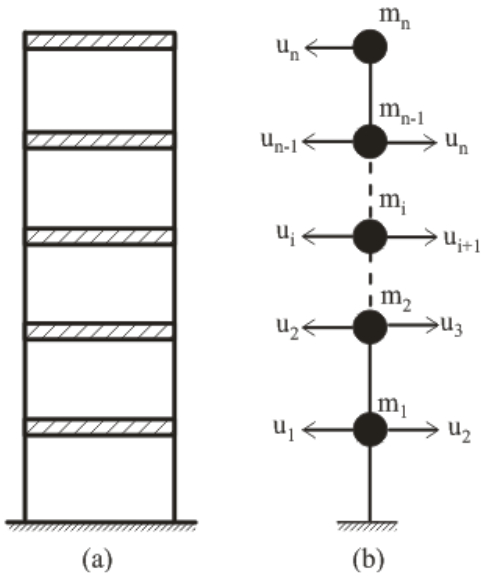
Bu çalışmada ise her katı aktif kontrol kuvvetleri etkisinde bulunan 5 katlı bir yapı 3 farklı deprem etkisi altında çözülmüştür. Aktif kontrol kuvvetinin tayininde klasik doğrusal optimal kontrol algoritması kapalı bir çevrim içerisinde uygulanmıştır. Yapı 5 katlı bir kayma binası olup yapıya etki ettirilen depremler sentetik, Erzincan ve El Centro depremleridir. Sentetik deprem kaydının oluşturulmasında Kanai-Tajimi güç spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılmıştır. Aktif kontrollu yapıda hareketin diferansiyel denklemi, klasik doğrusal optimal kontrol algoritması ve enerji denklemleri verilmiş ve yapının davranışı deplasman, kuvvet, ivmeler ve yapıya giren toplam enerjiler bakımından incelenmiştir.

PROBLEMİN FORMULASYONU

Çok katlı bir yapıda döşeme rijitliklerini sonsuz alıp sadece kolonların rijitliklerinin göz önüne alındığı binalara kayma binası adı verilmektedir. Bir kayma binası Şekil 1(a) 'da görülmektedir. Bu bina Şekil 1(b)'de görüldüğü gibi idealize edilebilir. Yapının kayma binası şeklinde modellenmesindeki amaç çok serbestlik dereceli yapıların dinamik analizlerinde hareket denklemlerini adım adım integre edip yapının doğrusal olmayan karakteristiklerini kolayca göz önüne almaktır, (Chopra, 1995). Burada m_i kat kütlelerini, u_i ise katlara etkiyen aktif kontrol kuvvetlerini, n ise i=1,2,3,...n sistemin serbestlik derecesini ifade etmektedir. Kolonlar esnek ve iç sönümleri bulunmaktadır. Aktif kontrol uygulanmış bu binanın hareket denklemi aşağıda verilmiştir.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t)+\mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t)+\mathbf{K}\mathbf{X}(t)=-\mathbf{M}\mathbf{V}\,f(t)+\mathbf{L}\mathbf{U}(t) \qquad (1)$$

Yukarıda verilen denklemde; **M** (*nxn*) boyutlu köşegen kütle matrisi, **C** (*nxn*) boyutlu sönüm matrisi, **K** ise (*nxn*) boyutlu rijitlik matrisidir. Hareketli takıma göre sırasıyla, **X**(t), $\dot{\mathbf{X}}(t)$, ve $\ddot{\mathbf{X}}(t)$ boyutları *n* olan yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörleridir. **U**(t) ise *n* boyutlu aktif kontrol vektörüdür. **V** vektörü elemanları 1 olan; $\mathbf{V}=(1, 1, 1,...,1)^T$ şeklinde *n* boyutlu bir vektördür (burada T harfi transpozeyi göstermektedir). **L** matrisi ise (*nxr*) boyutlu yerleştirme matrisidir (*r* aktif kontrol elemanı sayısını belirtmektedir). Bu matris kontrol kuvvetlerini ilgili denklemlere yerleştirir ve bu matrisin elemanları 1,0 ve -1 dir. **V** vektörü ve **L** matrisi sıra ile deprem ivmesini ve kontrol kuvvetlerini yerleştirme vektörü ve yerleştirme matrisidir. **U** vektörü ise kontrol kuvvetlerinin bulunduğu *n* boyutlu kontrol vektörüdür. *f*(t) ise deprem ivmesini belirtmektedir.



Şekil 1. Aktif kontrol kuvvetleri etkisindeki kayma binası

Yukarıda verilen (1) denklemi aşağıdaki şekilde tanımalanan durum vektörü ile ifade edilebilir.

$$\mathbf{Z}(t)=\begin{bmatrix}\mathbf{X}(t)\\ \dot{\mathbf{X}}(t)\end{bmatrix} \tag{2}$$

$$\dot{\mathbf{Z}}(t)=\mathbf{A}\mathbf{Z}(t)+\mathbf{B}\mathbf{U}+\mathbf{H}f(t) \qquad \mathbf{Z}(0)=\mathbf{Z}_0 \tag{3}$$

Yukarıdaki denklemde bulunan **A**(*2nx2n*), **B**(*nx2n*) matrisleri ve **H**(*2n*) vektörü aşağıda verilmiştir.

$$\mathbf{A}=\begin{bmatrix}0 & \mathbf{I}\\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}\end{bmatrix} \qquad \mathbf{B}=\begin{bmatrix}0\\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{L}\end{bmatrix} \qquad \mathbf{H}=\begin{bmatrix}0\\ -\mathbf{V}\end{bmatrix} \tag{4}$$

(4) denkleminde bulunan **I**(*nxn*) boyutlu birim matristir. (3) denkleminde bulunan **U** aktif kontrol kuvvetinin belirlenmesi için bir kontrol algoritması seçilmelidir. Bu çalışmada kontrol algoritması olarak klasik doğrusal optimal kontrol algoritması seçilmiştir.

Klasik Doğrusal Optimal Kontrol Algoritması

Bu algoritmada performans indeksi kuadratik formda aşağıda verilen şekilde yazılır.

$$J=\int_{t_0}^{t_f}[\mathbf{Z}^T(t)\mathbf{Q}\,\mathbf{Z}(t)+\mathbf{U}^T(t)\mathbf{R}\mathbf{U}(t)]dt \tag{5}$$

Burada **Q** matrisi (*2nx2n*) boyutunda pozitif yarıbelirli, **R** ise (*rxr*) boyutunda pozitif belirli matristir. Bunlar ağırlık matrisleri olarak isimlendirilirler. Ağırlık matrislerinin elemanlarının

değeri durum değişkenlerinin kontrol kuvvetlerine göre önemini belirtir. **Q** matrisinin elemanları **R** matrisinin elemanlarına göre büyük seçilirse sistemin yanıtının küçültülmesi kontrol kuvvetlerine göre daha önemlidir. Aksi durumda kontrol kuvvetlerinin küçük olması daha önemlidir.
Yukarıda verilen (3) denkleminin (5) şartı altında çözümü için λ(t) Langrange çarpanı kullanılarak problemin Hamiltonyeni

$$H = \mathbf{Z}^T(t)\mathbf{Q}\,\mathbf{Z}(t) + \mathbf{U}^T(t)\mathbf{R}\mathbf{U}(t) + \boldsymbol{\lambda}^T(t)[\mathbf{A}\mathbf{Z}(t) + \mathbf{B}\mathbf{U} + \mathbf{H}f(t)] \tag{6}$$

şeklinde yazılır. Optimal çözüm için bu Hamiltonyen kullanılarak

$$\dot{\mathbf{Z}}^*(t) = \frac{\partial H}{\partial \boldsymbol{\lambda}^*} = \mathbf{A}\mathbf{Z}^*(t) + \mathbf{B}\mathbf{U}^* + \mathbf{H}f(t) \tag{7}$$

$$\dot{\boldsymbol{\lambda}}^* = -\frac{\partial H}{\partial \mathbf{Z}^*} = -2\mathbf{Q}\mathbf{Z}^*(t) - \mathbf{A}^T\lambda^*(t) \tag{8}$$

$$\frac{\partial H}{\partial \mathbf{U}^*} = 0 = 2\mathbf{R}\mathbf{U}^*(t) + \mathbf{B}^T\lambda^*(t) \tag{9}$$

$$\lambda^*(t_f) = 0 \tag{10}$$

bağıntıları bulunur. Yukarıdaki bağıntılarda verilen **Z***, **U*** ve **λ*** değerleri problemin optimal değerleridir. Optimal kontrol kuvveti yukarıdaki (7) denkleminden aşağıda verilen şekilde bulunur.

$$\mathbf{U}^* = -\frac{1}{2}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\boldsymbol{\lambda}^* \tag{11}$$

Kontrol kuvvetinin kapalı çevrim uygulanarak çözümünde kontrol vektörü durum vektörü ile aşağıda verilen şekilde bağlıdır.

$$\boldsymbol{\lambda}^* = \mathbf{P}(t)\mathbf{Z}^*(t) \tag{12}$$

Burada görülen bilinmeyen **P**(t) matrisini bulmak için yukarıda verilen (12) bağıntısı ile (7),(8) ve (11) bağıntıları kullanılarak

$$[\dot{\mathbf{P}}(t) + \mathbf{P}(t)\mathbf{A} - \frac{1}{2}\mathbf{P}(t)\mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\mathbf{P}(t) + \mathbf{A}^T\mathbf{P}(t) + 2\mathbf{Q}]\mathbf{Z}^*(t) + \mathbf{P}(t)\mathbf{H}f(t) = 0\ ,\ \mathbf{P}(t_f) = 0 \tag{13}$$

bağıntısı elde edilir. Bu bağıntının her Z*(t) için sıfır olması için *f*(t)=0 alınarak

$$\dot{\mathbf{P}}(t) + \mathbf{P}(t)\mathbf{A} - \frac{1}{2}\mathbf{P}(t)\mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\mathbf{P}(t) + \mathbf{A}^T\mathbf{P}(t) + 2\mathbf{Q} = 0 \qquad \mathbf{P}(t_f) = 0 \tag{14}$$

denklemi elde edilir. Bu denklem bir Rikkati diferansiyel denklemidir ve **P**(t) matrisi Rikkati matrisi olarak isimlendirilir. Yukarıdaki (14) denkleminden **P**(t) bulunduktan sonra kontrol kuvveti aşağıda verilen şekilde elde edilir.

$$\mathbf{U}^* = -\frac{1}{2}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\mathbf{P}(t)\mathbf{Z}^*(t) \tag{15}$$

Aktif Kontrol Uygulanmış Yapıda Enerji Bağıntıları

Yapısal kontrol uygulanan bir sistemde enerji bağıntılarını elde etmek için (1) bağıntısı soldan hız vektörünün transpozesi olan $\dot{\mathbf{X}}$ ile çarpılarak (0,t) aralığında integre edilirse

$$\begin{aligned}\int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(\tau)d\tau + \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(\tau)d\tau + \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{K}\mathbf{X}(\tau)d\tau \\ = -\int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{M}\mathbf{V}\ddot{x}_0 d\tau + \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{L}\mathbf{U}d\tau\end{aligned} \tag{16}$$

elde edilir. Yukarıdaki denklemde birinci terim kinetik enerji olup aşağıda verilen şekilde yazılabilir.

$$E_{kin} = \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(\tau)d\tau = \int_0^t \frac{1}{2}[\dot{\mathbf{X}}^T(t)\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t)]d\tau = \frac{1}{2}\dot{\mathbf{X}}^T(t)\mathbf{M}\dot{\mathbf{X}}(t) \tag{17}$$

Denklemdeki ikinci terim sönüm enerjisi olup

$$E_{sön} = \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(\tau)d\tau \tag{18}$$

şeklinde ifade edilir. Üçüncü terim şekil değiştirme enerjisi olup sistem doğrusal elastik ise kinetik enerjinin elde edilişine benzer şekilde

$$E_{şek}^{elas} = \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{K}\mathbf{X}(\tau)d\tau = \frac{1}{2}\mathbf{X}^T(t)\mathbf{K}\mathbf{X}(t) \tag{19}$$

olarak elde edilir. (16) denkleminin diğer terimlerine gelince; denklemin sağ tarafında bulunan birinci terim binaya giren deprem enerjisi(sismik enerji), son terim ise aktif kontrol kuvvetlerinin enerjisidir. Bu enerjilerin ifadeleri aşağıda verilmiştir.

$$E_{dep} = -\int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{M}\mathbf{V}\ddot{x}_0 d\tau \qquad E_{kon} = \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T(\tau)\mathbf{L}\mathbf{U}d\tau \tag{20}$$

Bu tanımlardan sonra enerji dengesi aşağıda verilen şekilde ifade edilir.

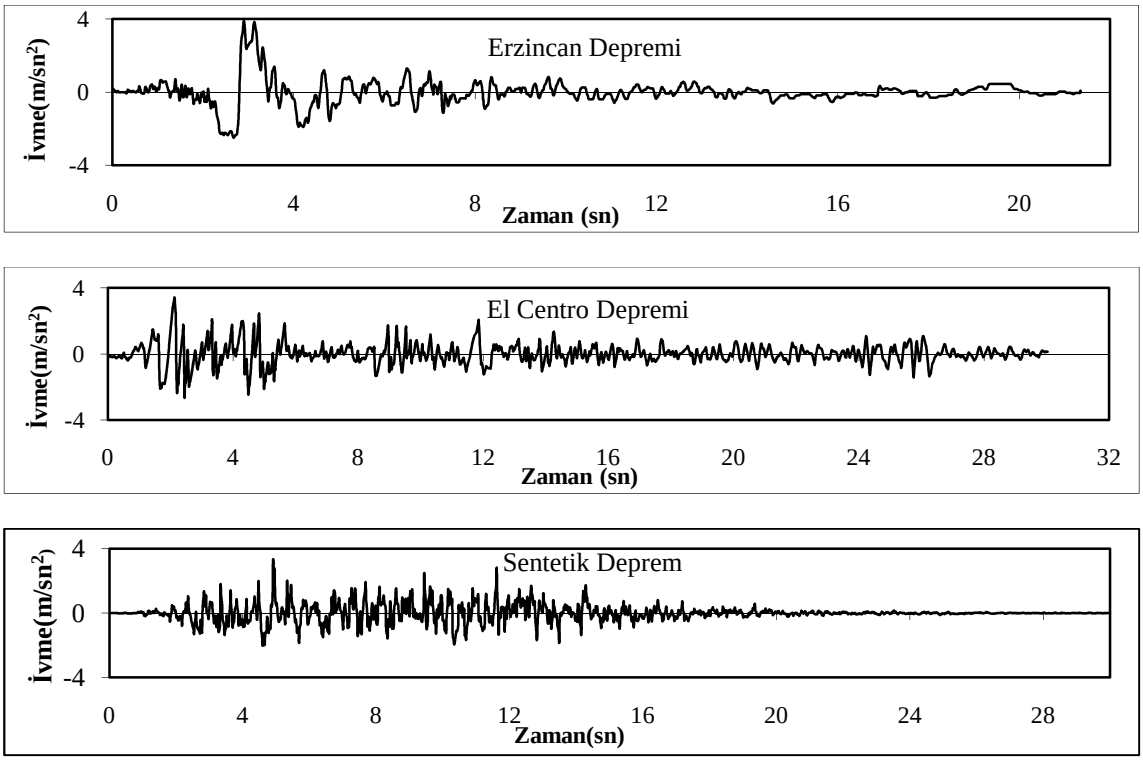
$$E_{kin} + E_{sön} + E_{şek} + E_{kon} = E_{dep} \tag{21}$$

SAYISAL ÖRNEK

Sayısal örnek olarak her katı aktif kontrol kuvvetleri etkisinde beş katlı bir kayma binası seçilmiştir. Binanın 1. moda karşı gelen doğal titreşim periyodu T_n=0.5 sn , kat kütlesi tüm katlarda eşit ve 250 ton, kat rijitliği tüm katlar için 39478 kN/m ve sönüm oranı %5 olarak seçilmiştir. Aktif kontrollu durum için ağırlık matrisleri de aşağıda verilen şekilde belirlenmiştir.

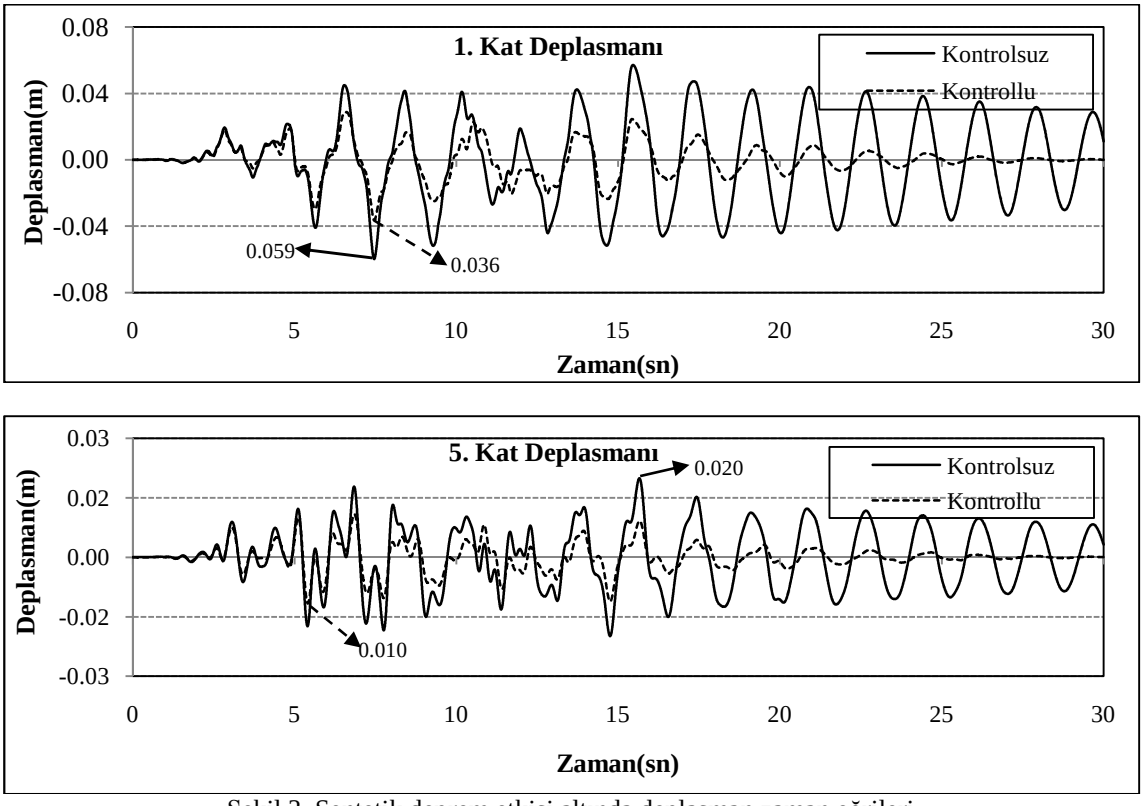
$$\mathbf{Q} = 1000 \times \mathbf{I}_{10\times 10} \qquad \mathbf{R} = 10^{-4} \times \mathbf{I}_{5\times 5} \tag{22}$$

Bina Erzincan, El Centro ve sentetik depremleri etkisi altında kontrolsuz ve aktif kontrol uygulanmış haller için çözülmüştür. Bu üç deprem için ivme zaman grafikleri şekil 2 de verilmiştir.

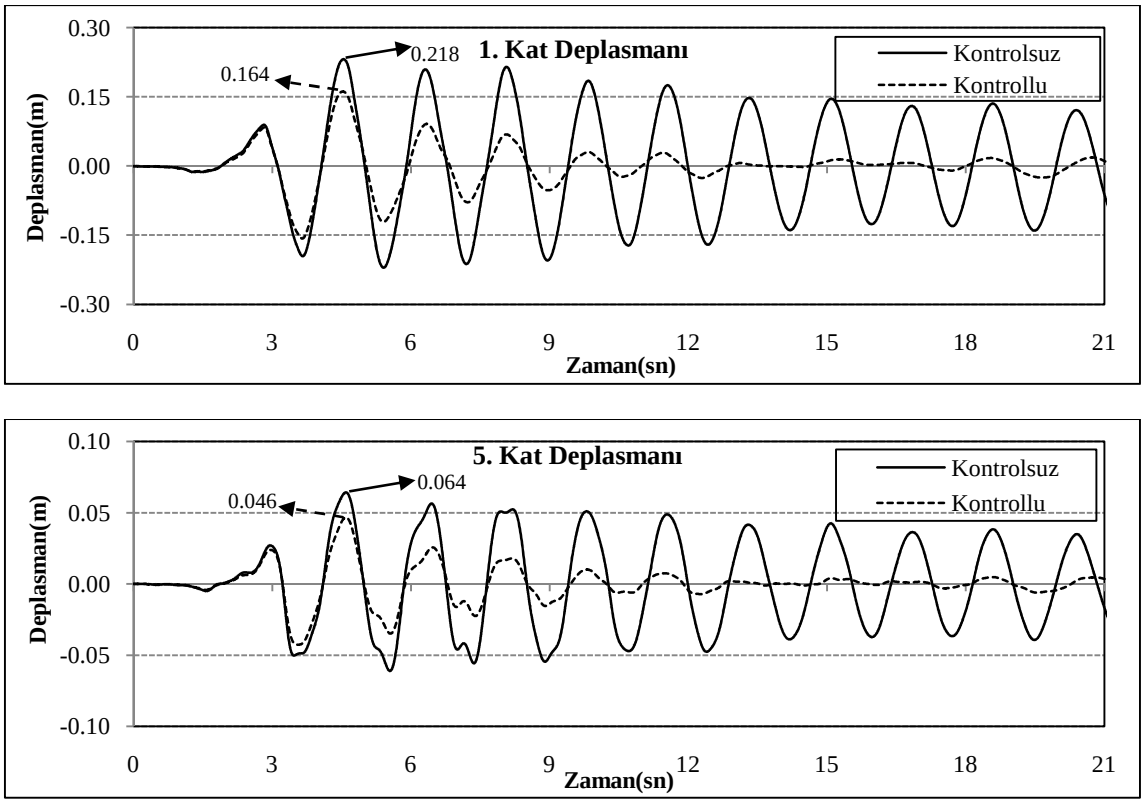


Şekil 2 Deprem ivme zaman grafikleri

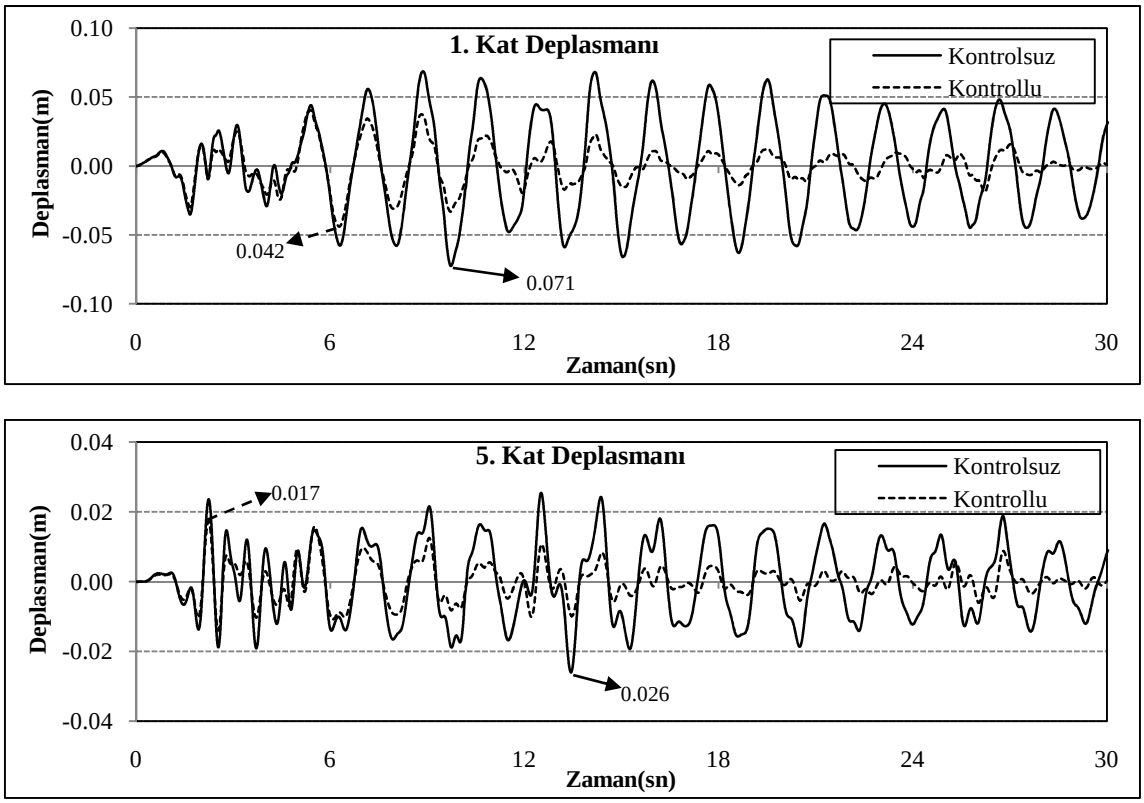
Dinamik analizler için MATLAB-SIMULINK programında oluşturulan simulasyon kullanılmıştır. Deplasman yönünden yapılan incelemeler aşağıda verilmiş olup, 1. ve 5. katlara ait katlararası deplasmanların zamana göre değişimleri ve deplasman değerlerinin maksimumları karşılaştırmalı olarak 3 deprem etkisi altında aşağıdaki grafiklerde görülmektedir.



Şekil 3. Sentetik deprem etkisi altında deplasman zaman eğrileri

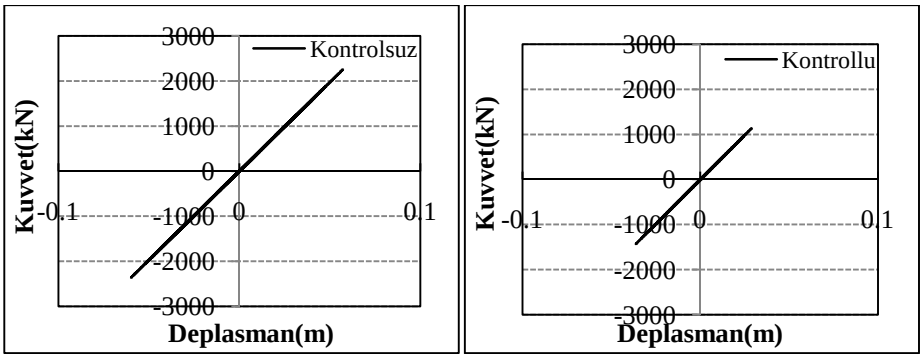


Şekil 4. Erzincan depremi etkisi altında deplasman zaman eğrileri



Şekil 5. El Centro depremi etkisi altında deplasman zaman eğrileri

3 farklı deprem etkisi altında oluşan deplasman zaman eğrileri incelendiğinde yapıya aktif kontrol uygulanmasının yapı deplasmanlarını belirgin ölçüde azalttığı görülmektedir. Bazı hallerde kat deplasmanları yarı yarıya azalmıştır. Sentetik deprem etkisi altında 1. kata ait geri çağırıcı kuvvet deplasman eğrileri de aşağıda verilmektedir. Grafiklerden görüldüğü üzere kontrollu durumda kata etki eden kuvvetler de azalmaktadır.



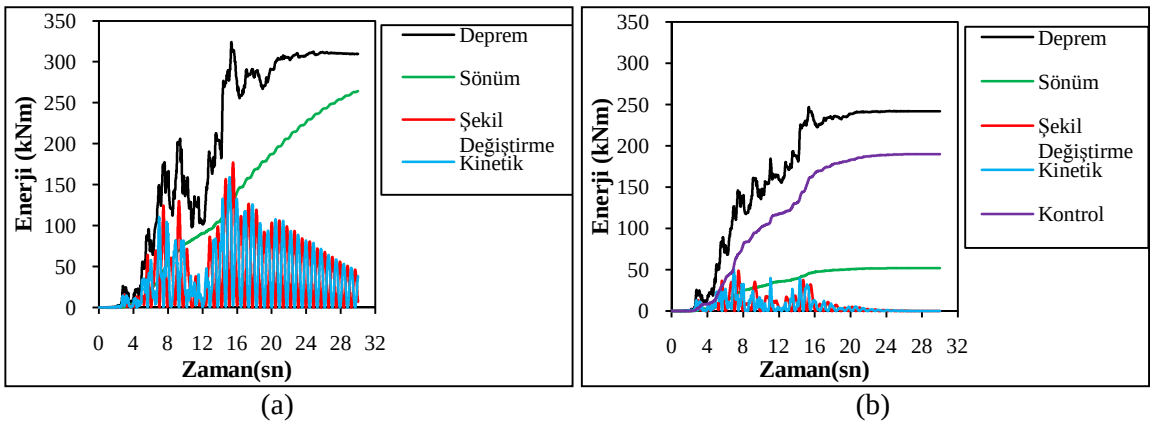
Şekil 6. Sentetik deprem etkisi altında geri çağırıcı kuvvet deplasman eğrileri

Yapılarda deplasmanı azaltmanın yanında yapı konforuna etki eden ivmeleri azaltmak da önemli bir husustur. Bu yüzden örnek yapıda katlara etkiyen ivmelerin maksimum değerleri bu çalışma kapsamında incelenmiştir. Aşağıdaki tabloda katlara etkiyen maksimum rölatif ve mutlak ivmeler kontrollu ve kontrolsuz durum için karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Tablodan görüldüğü üzere yapıya aktif kontrol uygulanmasının, 3 farklı deprem etkisinde, tüm katlarda hem hareketli tabana göre hesaplanan rölatif hem de sabit tabana göre hesap edilen mutlak ivmeleri azalttığı görülmektedir.

Tablo 1. Yapıya etkiyen maksimum ivmeler

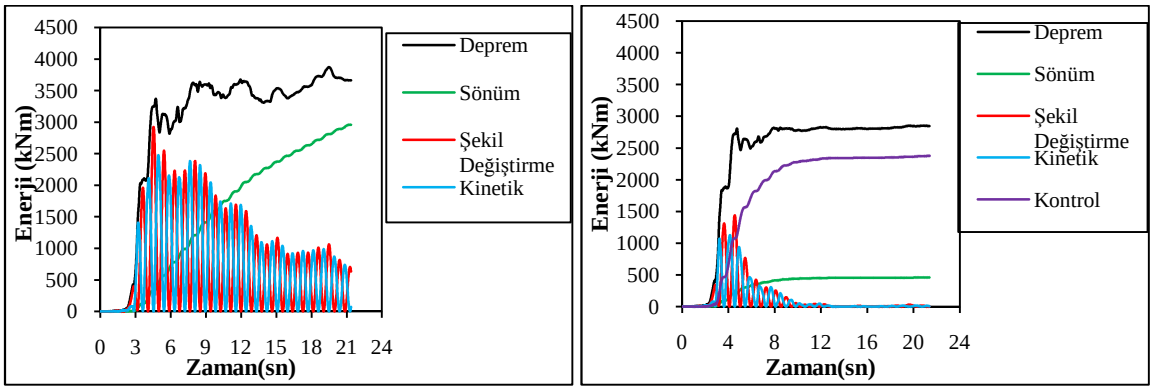
Deprem	Kat Numarası	Rölatif İvmeler(m/sn^2)		Mutlak İvmeler(m/sn^2)	
		Kontrolsuz	Kontrollu	Kontrolsuz	Kontrollu
El Centro	1	5.3720	5.0014	3.2502	3.0744
	2	5.1981	4.7996	3.2297	2.5280
	3	4.1566	3.7252	2.9626	2.0408
	4	4.8656	4.7173	3.1410	1.8339
	5	5.6509	5.3670	4.1179	2.6927
Erzincan	1	4.4815	4.1451	3.9897	3.0965
	2	6.8838	5.5797	6.7887	4.3861
	3	8.5782	6.4874	8.3070	5.8804
	4	9.8997	7.0658	9.4361	6.7628
	5	11.0233	7.9623	10.1701	7.3564
Sentetik	1	3.9396	3.3614	2.5752	1.9232
	2	4.4684	4.0006	3.2668	1.8881
	3	4.4351	4.2764	2.5995	1.6173
	4	3.9773	3.8126	2.4140	1.2736
	5	4.0533	3.2147	3.1478	1.9371

Örnek yapı tükettiği enerji ve enerjilerin dağılımları yönünden de incelenmiştir. Yapıya giren toplam enerji(deprem enerjisinin) dağılımı; kinetik, sönüm, şekildeğiştirme ve kontrollu durum için aktif kontrol enerjisi yönünden irdelenmiştir. Kontrolsuz halde aktif kontrol enerjisi sıfır olmaktadır. Şekil 7-8 ve 9 daki grafikler((a):kontrolsuz, (b):kontrollu yapıyı ifade etmektedir) sırası ile Sentetik, Erzincan ve El Centro depremlerinde yapıdaki enerji dağılımlarını temsil etmektedir.

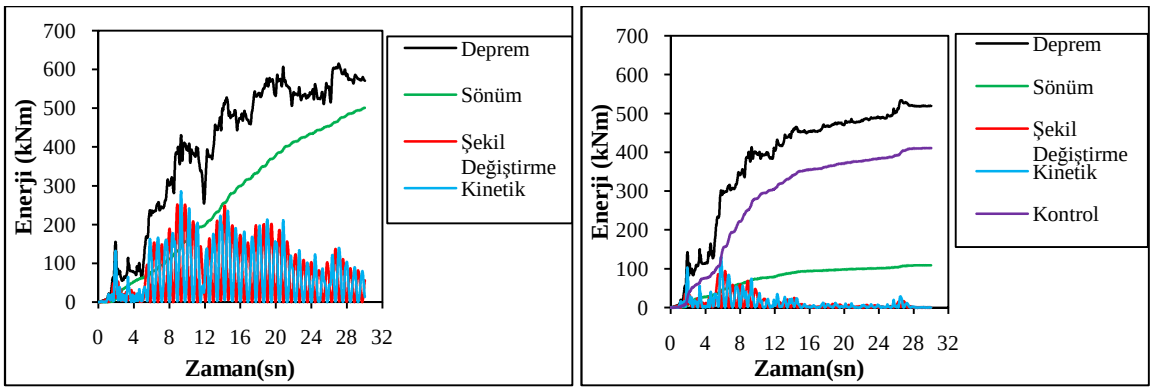


(a) (b)

Şekil 7. Yapıda enerji dağılımı(sentetik deprem)



Şekil 8. Yapıda enerji dağılımı(Erzincan depremi)



Şekil 9. Yapıda enerji dağılımı(El Centro depremi)

Yapıya giren enerjiler incelendiğinde yapıya aktif kontrol uygulanmasının yapıya giren deprem enerjisini azalttığı görülmektedir. Aktif kontrol kuvvetlerinin etkisindeki yapıda şekil değiştirme , kinetik ve sönüm enerjisi kontrolsuz yapıya göre belirgin ölçüde azalmıştır. Aktif kontrol kuvvetlerini etki ettirmek için gerekli aktif kontrol enerjisi de yapıya giren toplam enerjinin büyük bir kısmını oluşturmaktadır. Üç farklı deprem etkisinde de yapıya aktif kontrol uygulanması ile enerji dağılımlarının aynı şekilde değiştiği görülmektedir.

SONUÇ

Bu çalışmada yapıları dinamik dış etkilere karşı korumak amacıyla geliştirilmiş aktif kontrol yöntemi örnek bir yapı üzerinde incelenmiştir. Aktif kontrol uygulamasının yapı deplasmanlarının yanında mutlak ve rölatif ivmeleri de belirgin ölçüde azalttığı görülmüştür. Buna ek olarak aktif kontrol uygulanması yapıya giren deprem enerjisinin yanı sıra sönüm, şekildeğiştirme ve kinetik enerji şeklinde dağılım gösteren enerjileri de büyük ölçüde azaltmıştır. Ancak her kata aktif kontrol kuvveti uygulanması, gerekli aktif kontrol enerjisinin büyük değerler almasına neden olmaktadır. Deplasmanları ve ivmeleri büyük ölçüde azaltmanın gerek duyulmadığı durumlarda, her kata aktif kontrol uygulamak yerine, belirli katlara kontrol uygulamak, gerekli aktif kontrol enerjisini düşürmenin yanında, deplasmanları ve ivmeleri de istenilen mertebede tutabilir. Aktif kontrol sistemleri ile beraber kullanılacak pasif kontrol elemanları da, aktif kontrol enerjisini azaltmak için alternatif bir yol olabilir.

Teşekkür

Bu çalışma (TÜBİTAK) tarafından kısmen desteklenmiştir (Proje No:108M496). Çalışmaya destek veren TÜBİTAK'a teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

Yao JTP (1972) "Concept of structural control," *Journal of Structural Division,* ASCE*,* 98:1567-1574
Yang JN, Long FX, and Wong, D (1988) "Optimal control of nonlinear structures," *Journal of Applied Mechanics ASME*, 55:931-938
Tang Y (1996) "New algorithm for structural control," *Journal of Structural Engineering* ,122:1081-1088
Housner GW, Bergman LA, Caughey TK, Chassiakos AG ,Claus RO, Masri SF, Skelton RE, Soong TT, Spencer BF and Yao, JTP (1997) "Structural Control: Past, Present, and Future," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 123**:**897-958
Aldemir U, Bakioglu M. and Akhiev SS (2001) "Optimal control of linear buildings under seismic excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30:835-851
Aldemir U and Bakioglu, M (2001) "Active structural control based on prediction and degree of stability," *Journal of Sound and Vibration*, 247(4):561-576
Wong KKF and Pang, M (2001) "Evaluation of response and energy in actively controlled structures," *Earthquake Engineering and Syructural Dynamics* , 30:1495-1510
Soong TT and Spencer Jr, BF(2002) "Supplemental Energy Dissipation:State-of-the-Art and State-of-the-Practice" *Engineering Structures*, 24:243-259
Alavinasab A and Moharrami, H (2006) "Active control of structures using energy-based LQR method," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21:605-611
Wong KKF and Pang, M (2007) "Energy density spectra in actively controlled inelastic structures theory," *Structural Control and Health Monitoring*, 14:261-278
Lu LY, Lin GL and Lin, CC(2010) "Absolute-energy-based active control strategies for linear seismic isolation systems," *Structural Control and Health Monitoring,* DOI: 10.1002/stc.373
Aldemir U (2010) "A simple control algorithm for earthquake excited structures," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering,* 25:218-225
Chopra AK, (1995): Dynamics of Structures, Prentice Hall, New Jersey

VİSKOZ DAMPERLİ ÇELİK ÇERÇEVELİ YAPILARIN GÖÇME ANALİZİ

COLLAPSE ANALYSIS OF STEEL FRAME BUILDINGS WITH VISCOUS DAMPERS

H. Kit Miyamoto[1], Amir S.J. Gilani[2], Akira Wada[3] and Yusuf Z. Gündoğdu[4]

ÖZET

Turkish Abstract: Viskoz damperler yapı sistemlerinin enerji sönüm kapasitesini arttırmak ve yapısal eleman ve eleman birleşimlerini korumak amaçlı olarak yeni yapılarda kullanılmaktadır. Birleşik Devletler'de yeni yapılacak yapılarda, damperler, yönetmeliklerce sağlanan önerilere göre boyutlandırılmaktadır. Damperler beklenen en büyük deprem etkilerine karşı tasarlanır ve buna göre inşa edilirler. Analizlerinde damperler için varsayılan yapısal ilişkiler laboratuarda yürütülecek deneylerle doğrulanmaktadır. Viskoz damperli yapıların depreme karşı oldukça iyi performans gösterdiği daha önce yaşanan depremlerde görülmüştür. Ancak, günümüze kadar ne viskoz damperlerin sınır durumu ile ilgili, ne de damperli yapıların göçme performansını değerlendiren detaylı bir araştırma bulunmaktadır. Viskoz damperler sınır durumda bağlı bulunduğu yapının davranışını önemli ölçüde etkilemektedir. Bu konuyu irdelemek amacıyla, viskoz damperlerin sınır durumunu ve damper elemanlarının kuvvet-deformasyon ilişkisini dikkate alan bir model geliştirilmiştir. Yürütülen simülasyonlarla sınır durum aktivitesi model için kontrol edilmiştir. Ayrıca, sınır durum modelinin doğruluğu deneysel veriler kullanılarak teyit edilmiştir. Geliştirilmiş bu damper modeli çelik bir yapının analitik modeline entegre edilmiş ve bu model üzerinde artımsal dinamik analizler yapılarak viskoz damperli çelik çerçeveli bir yapının göçme mekanizması belirlenmiştir. Yapılan analizler viskoz damperli çelik yapıların çok büyük depremlerde dahi mükemmel bir performansa sahip olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Viskoz damperler, artımsal dinamik analiz, damperlerde sınır durum, göçme riski

ABSTRACT

For building construction, viscous damping devices are used to provide additional energy dissipation to the system and to protect critical structural members and connections. In the United States, the dampers are designed per the recommendations provided in the building code. The damping devices are designed and constructed to meet the maximum considered earthquake (MCE) response. Laboratory production tests are conducted to verify that the dampers meet the constitutive relations assumed in analysis. The code approach and the use of viscous dampers for seismic protection have been validated by their excellent performance in past earthquakes. However, to date, no detailed investigation has been undertaken to assess either the limit states of viscous dampers or the collapse performance of the structures with viscous dampers. The limit states of viscous dampers have a significant effect on the response of the building to which they are attached to. To address this issue, a revised model of viscous dampers has been developed based on the force-displacement constitutive relations of the damper components and incorporating the damper limit states.. Simulations were conducted to check the limit state activation for the model. Experimental data were then used to verify the accuracy of such limit states. The developed damper model was then implemented in analytical models of steel archetypes and incremental dynamic analysis was conducted to determine the

[1] President, Miyamoto International Inc., Los Angeles, USA, KMiyamoto@miyamotointernational.com
[2] Sr. Associate, Miyamoto International Inc., Sacramento, USA, AGilani@miyamotointernational.com
[3] Professor, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan; AWada@cv.titech.ac.jp
[4] Principal, Miyamoto International Inc., Istanbul, Turkey YZahit@fuji-miyamoto.com

collapse behaviour of steel moment frames with viscous dampers. Analysis showed that the limit states of dampers were accurately captured by the model and that the steel structures with viscous dampers had excellent performance even when subjected to very large earthquakes.
Keywords: Viscous dampers, incremental dynamic analysis, damper limit states, collapse probability

INTRODUCTION

Viscous dampers were originally developed as shock absorbers for the defense and aerospace industries. In recent years, they have been used extensively for seismic application for both new and retrofit building construction. During seismic events, the devices become active and the input seismic energy is used to heat the internal fluid and is thus dissipated. Subsequent to installation, the dampers require minimal maintenance. They have been shown to possess stable and dependable properties for design earthquakes. Figure 1 depicts the application of dampers to a new building in California (Miyamoto and Gilani, 2008).

To date, no comprehensive study has been undertaken to investigate the limit state of viscous dampers and to characterize the effect on the building once a damper limit state is reached. This paper presents some preliminary result from a comprehensive research currently underway to address this issue. Since dampers are ideal for drift control in steel moment frame buildings, the investigation is focused specifically on this type of construction.

MODELING OF VISCOUS DAMPERS

Component Of Viscous Dampers

Viscous dampers consist of a cylinder and a stainless steel piston. The cylinder is filled with an incompressible silicone fluid. The damper is activated by the flow of silicone fluid between chambers at opposite ends of the unit, through small orifices. Figure 2 shows the damper cross section.



Figure 1. Steel moment frame with dampers.

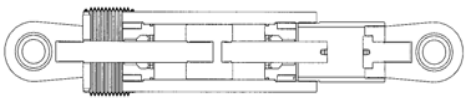


Figure 2. Viscous damper cross section.

Simple Model

In most applications, the dampers are modeled as simple model of spring and dashpot in series. The viscous damper itself is modeled as a dashpot in series with the elastic driver brace member. Such model is adequate for most design applications, but is not sufficiently refined for collapse evaluation. In particular, force and displacement limit states are unaccounted.

Damper Limit States

Although dampers are comprised of many components, the limit states are governed by a few key elements. These limit states include, but are not limited to, the stroke limit and force limit state. The stroke limit state is reached once the dampers bottoms out, this occurs when the piston motion

reaches its available stroke. Once this has occurred, the damper transitioned from a viscous damper to a steel brace with the stiffness equal to that of the cylinder wall. The force limit states in compression and tension are governed by the buckling capacity of the driver brace and the tensile capacity of the piston rod, respectively.

Advanced Model For Viscous Dampers

Figure 3 presents the proposed refined model for viscous dampers. This model is developed to incorporate the limit states and consists of five components. The components are as described in the following:

- The driver (K_D), used to attach the damper to the beams and columns is modelled as a nonlinear spring.
- The piston rod (K_P) and undercut is modeled as a nonlinear spring. The piston undercut is the machined down section between the end of the piston and the start of the piston male threaded part. In tension, the undercut section of the piston can yield and fracture.
- Dashpot (C and α) is used to model the viscous component.
- Gap element and linear springs (K_c) are used to model the limit state when the piston retraction equals the damper stroke (u_{max}). The elastic stiffness depends on the damper construction and its cylinder properties.
- Hook elements and linear springs (K_c) are used to model the limit state when the piston extension reaches the damper stroke (u_{max}). The stiffness is the same as that associated with the gap element.

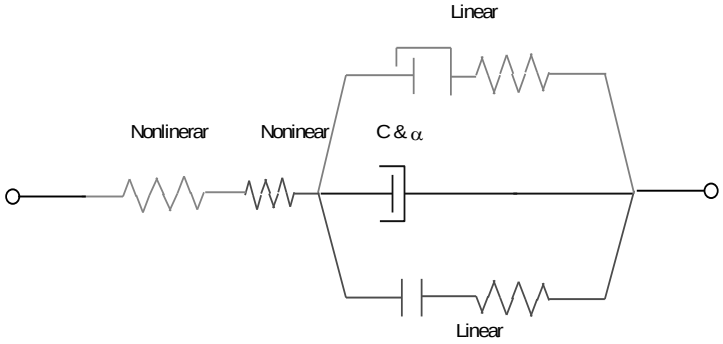


Figure 3. Advanced model.

Response Of The Limit State Model

In analysis, once a stroke limit is reached, the damper becomes numerically equivalent to a steel brace. Upon unloading, this process is reversed. When the force limit is reached, the entire damper is ineffective and thus permanently removed, even after unloading. The sudden transition between viscous damper, steel brace, and damper fracture can impart large impact forces on the structure.

At the instant that the gap closes, the damper force is zero. However, as loading is continued, the unit displacement can increase due to deformation in the cylinder wall and thus velocity is non-zero. At the large peaks, the damper force, which is algebraic sum of the force in the dashpot and the cylinder wall, can be smaller than the force resisted by the wall cylinders. This is because the forces in the viscous element and cylinder wall can be out-of-phase.

ANALYTICAL SIMULATIONS

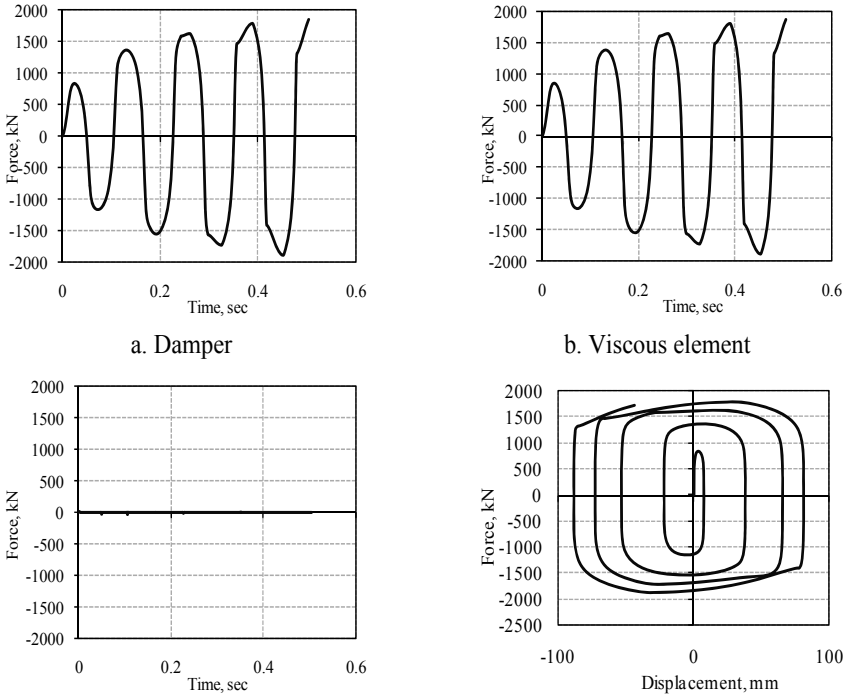
Overview

To illustrate the response of the refined model and illustrate its capability to capture all the limit states, analytical simulations were conducted. The damper was modeled in program OpenSees (PEER 2009a) using the refined model. All analysis was conducted using a sinusoidal displacement loading function. The damper used in simulation was the 700-kN unit and has a constitutive relation (force in kN and velocity in mm/sec) of Eq. 1.

$$F = 88\,\mathrm{sgn}(v)|v|^{0.3} \tag{1}$$

Force Limit State Of Piston Fracture

This simulation was conducted to investigate the damper response for the limit state of piston undercut fracture. The stroke was artificially set to be large enough to ensure that the damper did not bottom out in tension. The response is shown in Figure 4. Note that the force transmitted by the cylinder walls was zero since the damper had not bottomed out. Once the piston undercut reaches its tensile capacity, the damper element is automatically removed from the simulation and the forces drop to zero.



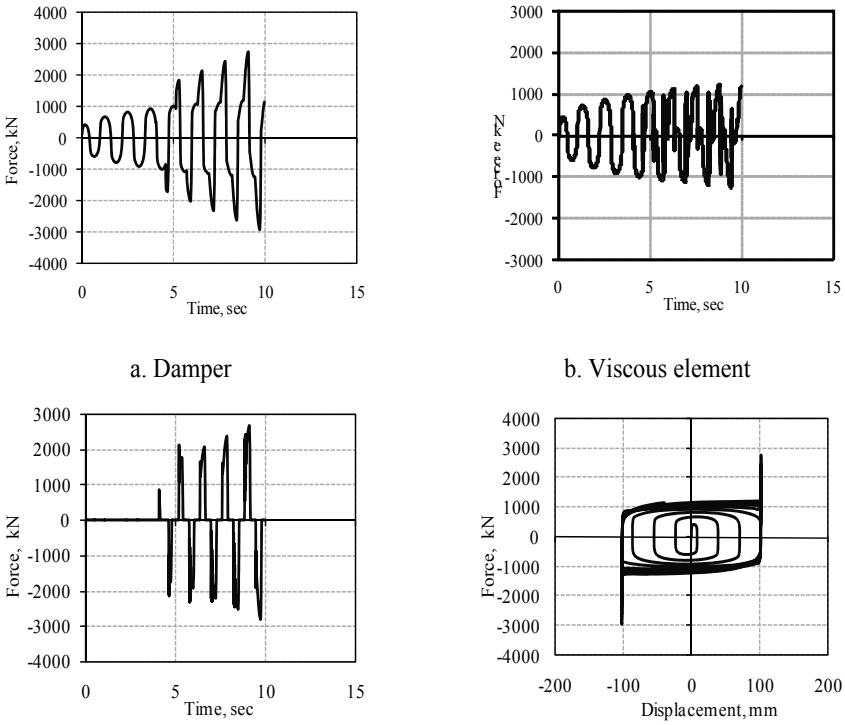
a. Damper b. Viscous element

c. Cylinder walls d. Damper hysteresis

Figure 4. Response when undercut fractures.

Stroke Limit States

This simulation was conducted to investigate the damper response for the limit state when the stroke limit in extension and retraction are reached. The undercut tensile, piston and driver brace compressive capacity were artificially set to be large enough for these members to remain elastic. The response is shown in Figure 5. Note that the force transmitted by the cylinder walls is non-zero, once the stoke limit in either tension or compression was reached.



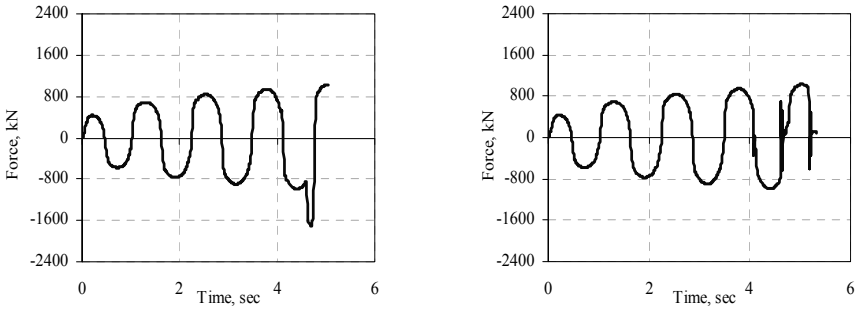
a. Damper b. Viscous element

c. Cylinder walls d. Damper hysteresis

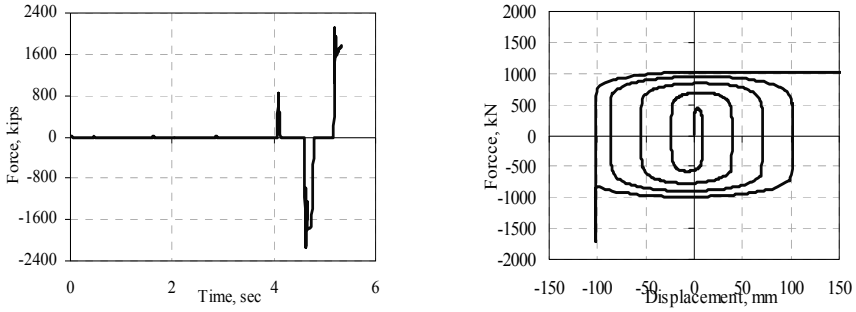
Figure 5. Response when damper bottoms out.

Displacement And Force Limits

The stroke limit is reached first. If the loading was increased, then the driver would buckle in compression or the undercut would yield and fracture in tension. This simulation was conducted to investigate the damper response for the limit state of piston fracture following bottoming out of damper at full extension. The response is shown in Figure 6. At 4.5 sec in the response, the piston extension reaches the stroke limit and the damper bottoms out. At this point, velocity was zero and thus the force in the viscous element dropped to zero. The damper acts as an elastic brace. The undercut yielded but does not fracture. Loading is then reversed. This resulted in the disengagement of cylinder walls, and re-loading of the viscous component. At 5.3 sec, piston bottomed out again. The damper again became an elastic brace. Loading is increased further resulting in fracture of undercut. The entire damper was now ineffective and removed.



a. Damper b. Viscous element



c. Cylinder walls d. Damper hysteresis

Figure 6. Response for compound case.

Correlation With Test Results

Experimental data from a damper (Taylor, 2009) was used to assess the accuracy of the refined mathematical model. This damper was laboratory tested and was subjected to large velocity and displacement pulses in succession and experienced several of its limit states. This damper had a nominal capacity of 2000 kN, a stroke of 140 mm, and constitutive relation (force in kN and velocity in mm/sec), of Eq 2.

$$F = 3.5\,\mathrm{sgn}(v)|v|^{0.5} \tag{2}$$

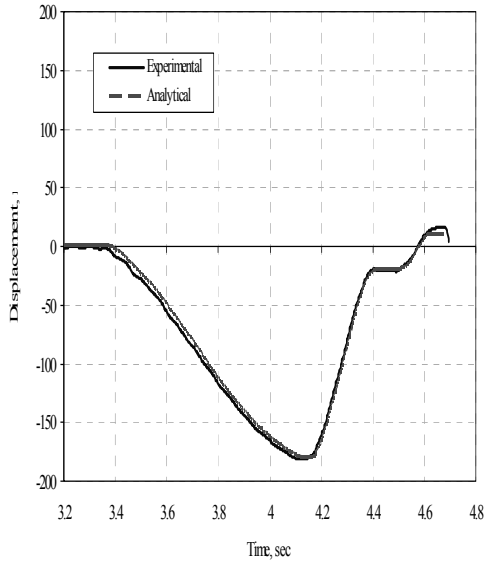
The damper was placed in the test rig and subject to a displacement loading history. The unit was placed with its piston extended to within 10 mm of the stroke limit prior to start of the displacement cycles.

The experimental displacement, velocity, and force responses are presented as solid lines in Figure7a through Figure7c, respectively. The displacement, velocity and force limit states are identified in these figures respectively.

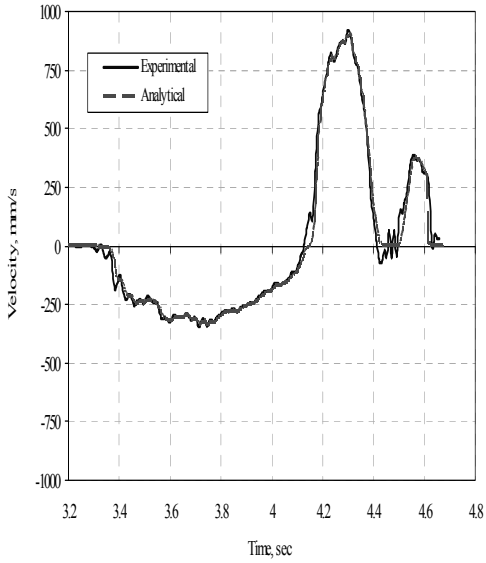
- At 4.30 sec, the unit was pulled in tension at 910 mm/sec and stopped just before it bottomed. This large velocity was close to 300% of its nominal design. This resulted in the forces developed in the damper that exceeded the nominal value computed from the constitutive relation.
- At 4.61 sec, the damper bottoms out in tension, resulting in sharp increase in the measured force. This was proceeded by tensile yielding. The displacement response after this point was nearly flat with a slight increase due to yielding.
- Finally at 4.68 sec, fracture occurs and the damper load drops to zero. After this time, no force can be transferred by the damper.

The dashed lines in these figures represent the results obtain from simulation using the refined damper element. Good correlation is obtained between the experimental data and analytical simulations. The analytical model was able to capture the bottoming of the damper and tensile fracture correctly.

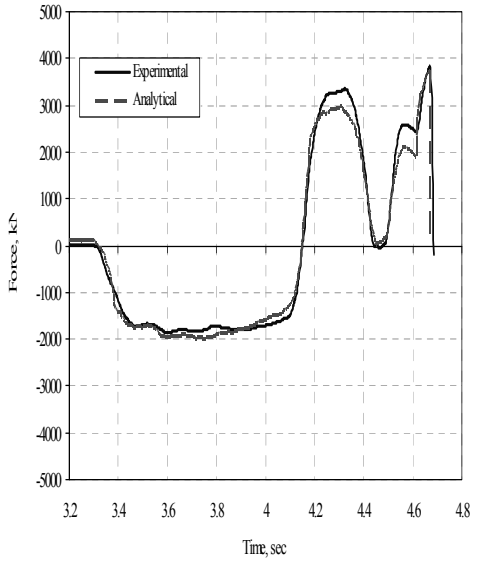
Figure7d presents the force-displacement hysteresis and the dissipated energy in the damper. The analytical model captures the experimental responses closely.



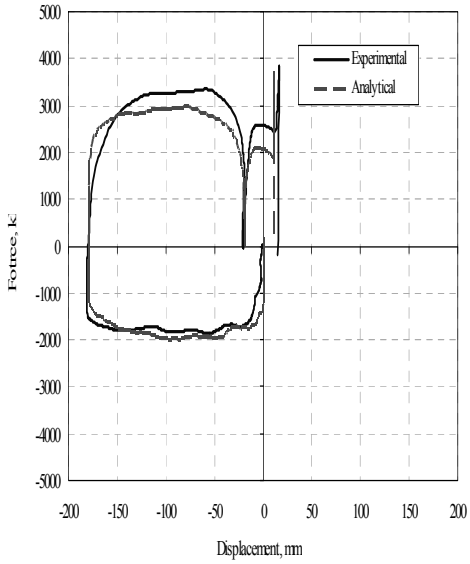
a. Displacement



b. Velocity



c. Force



d. Damper hysteresis

Figure 7. Experimental and analytical results.

ANALYSIS PROCEDURE

Ground Motions

The input histories used in analysis were based on the two components of the 22 far-filed (measured 10 km or more from fault rupture) NGA PEER (2009b) records. These 44 records have been identified by FEMA P695 (FEMA 2009) for collapse evaluation analysis. The selected 22 records correspond to a relatively large sample of strong recorded motions that are consistent with the code (ASCE/SEI 7) (ASCE 2005) and are structure-type and site-hazard independent. Figure 8 presents the acceleration response spectra for these records. The design MCE spectrum is shown as the thick solid line in the figure. For analysis, the 44 records were first normalized and then scaled. Normalization of the records was done to remove the record-to-record variation in intensity.

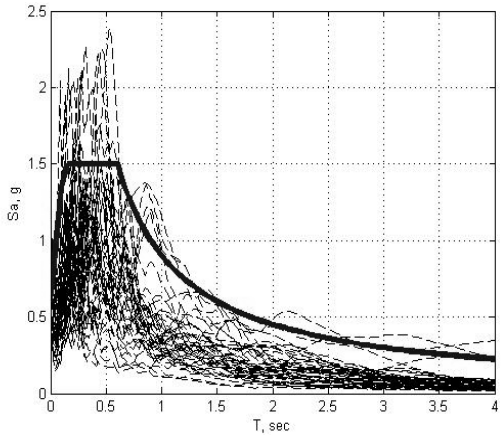


Figure 8. Response spectra of records.

Model Properties

Program OpenSees (PEER 2009a) was used to conduct the nonlinear analyses described in this paper. Pertinent model properties are listed here.

- Analytical models were two-dimensional
- Beam and column elements, were represented as one dimensional frame elements. The members were prismatic and linear.
- Material nonlinearity was represented by concentrated plastic hinges represented by RBS hinges placed at the center of the reduced section
- The damper element was represented by the refined model including the limit states.

Incremental Dynamic Analysis (IDA)

For collapse analysis, the normalized records were then scaled upward or downward to obtain data points for the nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) simulations (Vamvatsikos and Cornell, 2004).

APPLICATION TO STEEL BUILDINGS

To illustrate the concepts described in this chapter, design and analysis of a single story structure with viscous damping was conducted. The one-story frame was square in plan and measures 27 m on each side and it is 4 m tall. The structure has one interior SMRF on the perimeter on each side. One of the 9x4 m frames was selected for design and analysis. This design was representative of a

typical office building built in Los Angeles California with the following conditions: Seismic Design Category D, SS=1.5g and S1 = 0.6g.

The frame was designed using the code provisions and special requirements for SMRFs. For this structure, the fundamental period (T1) was 0.42 sec. The ASCE/SEI 7 maximum period used to compute base shear (Tmax) was 0.31 second and was used for evaluation. Table 1 presents the properties of the archetypes used in analysis.

Table 1. Archetypes

Archetype	Stories	Column base	Story Drift Ratio, %	Damper FS
O1	1	Pinned	2.5%	1.0
O2	1	Pinned	1.0%	1.3
O3	1	Fixed	2.5%	1.0
O4	1	Fixed	1.0%	1.3

ANALYSIS RESULTS

The reference data from one story archetypes is presented in this paper. The reader is referred to Miyamoto and Gilani (2011) for results pertaining to the other archetypes investigated.

Pushover Results

Figure 9 presents the pushover curve for the archetypes O3. The solid and dashed lines correspond to the cases where damper are excluded and included, respectively, in analysis. As long as the damper did not bottom out, the plots are identical. Once the damper bottomed out, there was significant increase in stiffness and strength since a stiff brace (cylinder wall) was now added to the system. After the damper failed, the damped pushover curve asymptotically approaches the undamped case. The dotted line corresponds to a bilinear approximation used to compute the yield and ultimate drifts and the corresponding ductility (μ_c). Using the building period and ductility, the spectral shape factor (SSF) is the computed. Note that O4 had a larger damper factor of safety and thus a larger increase in overall strength once the damper bottoms out. For all archetypes, the computed system ductility was 8.0 which resulted in a SSF of 1.34.

IDA Results

Figure 10 presents the IDA plots for O2. frame. The solid and dashed red lines correspond to the MCE (SMT) and the median collapse capacity (SCT), respectively. Note that the addition of small damper factor of safety significantly increased collapse margin. The collapse margin ratio (CMR) is defined as the ratio of SCT and SMT. The adjusted collapse margin ratio (ACMR) is then computed as the product of SSF and CMR. FEMA P695 specifies a minimum ACMR of 1.59 for acceptable performance. As shown in Table 2, all archetypes have significantly larger collapse margins and therefore pass easily.

Table 2. IDA results

Archetype	SCT	SMT	CMR	SSF	ACMR	P/F
O1	2.79	1.50	1.86	1.34	2.49	Pass
O2	3.49	1.50	2.33	1.34	3.12	Pass
O3	5.27	1.50	3.51	1.34	4.71	Pass
O4	6.12	1.50	4.08	1.34	5.47	Pass

Fragility Data

Figure 11 presents the fragility plots for O2. The 44 collapse data are statistically organized (data points in the figures) and a lognormal curve was fitted to the data (dashed lines in the figures). The

plot was then rotated to correspond to a total uncertainty of 0.55 (solid line) per FEMA P695. Finally the curve was shifted to account for the effect of the SSF (dark solid lines in the figures). The probability of collapse at MCE intensity was then be computed using the fragility curves as listed in Table 3. Note that the probability of collapse at MCE level was reduced by a factor of approximately 2.5 when an additional damper factor of safety of 30% is included in design. Such small increase is cost efficient and provides significant additional protection to the structure.

Table 3. Fragility data

Archetype	MCE Probability of collapse %
O1	4.9
O2	2.0
O3	2.5
O4	1.0

Damper Responses

Figure 12 presents the fragility plots for the damper force for archetype O1. For each response quantity and archetype, the 44 data points for the damper reaching its stroke or force limit states were statistically organized (data points in the figures) and a lognormal curve is filled to the data (dashed lines in the figures). The plot was then rotated to correspond to a total uncertainty of 0.55 per FEMA P695 (solid line). The probability of the damper reaching its limit state at the MCE intensity can then be computed from the fragility plots. Note that the probability of damper reaching a limit state is significantly reduced when a damper factor of safety of 30% is included in design. Such small increase is cost efficient and provides significant additional protection to the dampers.

Table 4. Damper rsponses

	Median Sa intensity to reach limit		Probability of reaching limit state at MCE	
Archetype	Stroke	Force	Stroke	Force
O1	2.39	2.95	20%	11%
O2	2.71	3.60	14%	6%
O3	3.83	5.89	6%	0.6%
O4	3.84	6.11	4%	0.5%

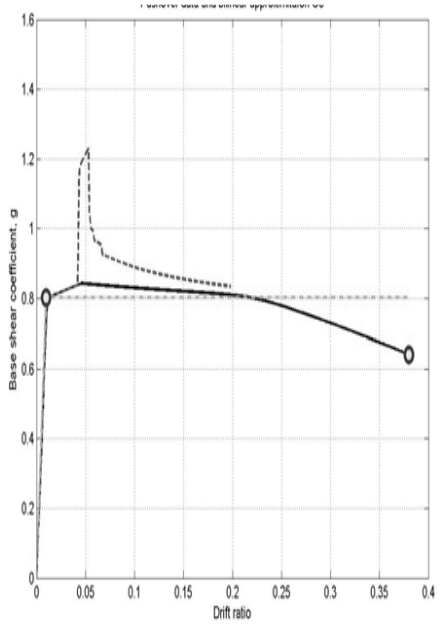


Figure 9. Static pushover curve for O3

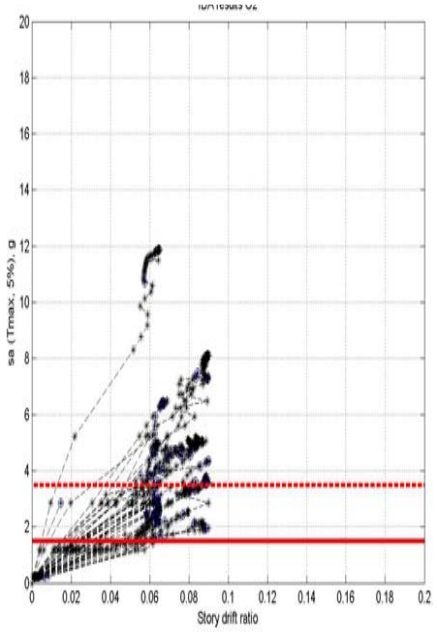


Figure 10. .IDA plots for O2

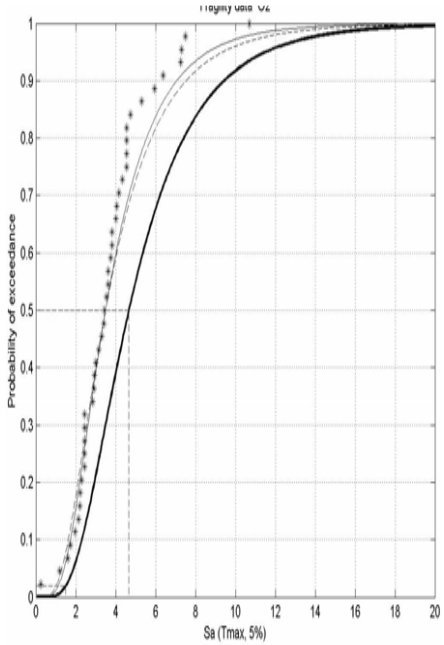


Figure 11. Collapse fragility for O3

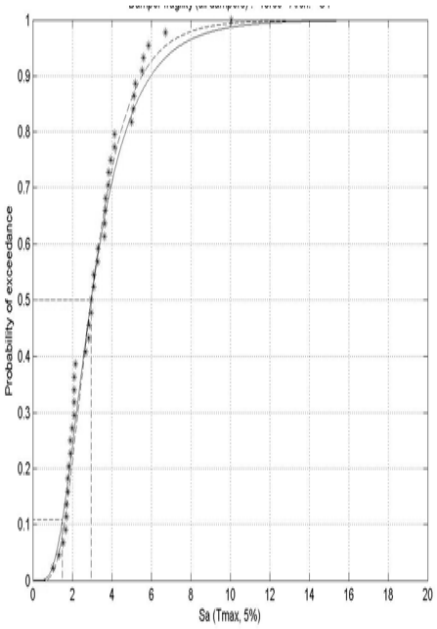


Figure 12. Damper force fragility for O1

CONCLUSIONS

New steel buildings were designed using performance based engineering and the provisions of ASCE/SEI 7. Special Moment Resisting Frames were used to provide strength; dampers were used to control story drifts. This design methodology proved to be superior compared to conventional. The demand on both structural and nonstructural components was reduced. To date, a model of viscous dampers with limit states has been formulated that includes damper limit states.

- Current research using Incremental Dynamic Analysis and limit states of dampers is currently underway. The outcome of this study will provide a more realistic assessment of the performance of moment frames with dampers.
- All the archetypes had significant margin against collapse and thus had satisfactory performance. When an additional damper factor of safety is included in design, additional protection for the structures and dampers is provided.
- As one of the research deliverables, pertinent information will be provided for the designers to assist in seismic design using these viscous dampers.

Acknowledgement

This work was supported in large part by Taylor Devices, Inc and Armour Steel. The authors acknowledge their financial support. The technical assistance of Christopher Ariyaratana, formerly of University of Illinois, is acknowledged.

REFERENCES

ASCE (2005), "ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Load For Buildings And Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston VA.

Miyamoto, H.K., and Gilani, A.SJ. (2008), "Design Of A New Steel-Framed Building Using ASCE 7 Damper Provisions," Proceedings of ASCE SEI institute. Structures Congress.

Miyamoto, H.K., and Gilani, A.SJ, Wada, A., and Ariyaratana, C. (2011), "Identifying the Collapse Hazard of Steel Moment-Frame Buildings with Viscous Dampers," In Publication, *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute Oakland CA.

NEHRP (2009), "ATC 63, FEMA P695: Quantification of Building Seismic Performance Factors," Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

PEER (2009a), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), McKenna, F., Fenves, G., et al, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley CA.

PEER (2009b), PEER NGA, Records Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Berkeley CA.

Taylor (2009), Personal Communications. Taylor Devices.

Vamvatsikos, D. and Cornell, A.C. (2004), "Applied Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute Oakland CA. 20(2), 523–553.

İKONİK BİR YAPININ KÜTLE SÖNÜMLEYİCİLER İLE DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

INNOVATIVE SEISMIC RETROFIT OF AN ICONIC BUILDING WITH MASS DAMPER

H. Kit Miyamoto[1], Amir S.J. Gilani[2] and Yusuf Z. Gündoğdu[3]

ÖZET

Turkish Abstract: Bu çalışmada Los Angeles Havaalanı'nda bulunan, kentin simgesi olmuş ve birçok sinema filminde gösterilen The Theme Building binasının deprem yükleri altında değerlendirilmesi yapılmıştır. Yapı ana taşıyıcı sistemi betonarme çekirdek perdeden oluşmaktadır. Çalışma kapsamında üç boyutlu yapı modeli hazırlanmış ve sahaya özgü ivme kayıtları kullanılarak yapı analizleri yapılmıştır. Yapı modelinin oluşturulması kapsamında, detaylı geoteknik çalışmalar yürütülmüş, kapsamlı malzeme testleri ve yerinde dinamik testler yapılmıştır. Betonarme çekirdeğin sismik perfomansı performans esaslı değerlendirmeler doğrultusunda belirlenmiştir. Yapılan analizler, betonarme çekirdek sisteminin büyük deprem kuvvetlerine maruz kalmakta olduğunu ve çekirdeğin deprem yükleri altında eğilme ve kesme kapasitesinin yetersiz kaldığını göstermiştir. Çekirdek perdelerinde gevrek kesme kırılması ve donatı sıyrılmasının olacağı belirlenmiştir. Sismik güçlendirme programı yapı kapasitesini artırmayı ve kütle sönümleyici kullanarak yapı deprem talebinin azaltılmasını kapsamaktadır. Bu güçlendirme ile yapının kendine has mimari görüntüsü korunmuştur. Ayrıca, donatı bindirme bölgelerinde çelik başlıklı donatılar kullanılmış ve bu bölgeler güncel yapı yönetmelikleri şartlarına uygun hale getirilmiştir. Çekirdeğin mevcut kesme kapasitesini artırmak için kritik yüksekliklerde lifli polimer güçlendirme yapılması önerilmiştir. Yapı güvenliğine dayalı yapılan analizler gevrek göçmeye karşı emniyetin önemli ölçülerde arttığını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, gevrek beton, aktif kütle sönümleyeci, güven düzeyi analizi

ABSTRACT

English abstract The Theme Building at the Los Angeles International Airport was evaluated for seismic loading. This is a landmark structure featured in many movies. The main load bearing component of the structure is a reinforced concrete core interior concrete walls. A three-dimensional mathematical model of the structure was prepared and analyzed using site-specific acceleration histories. Detailed geotechnical investigations, comprehensive material testing, and in-situ dynamic tests were performed to calibrate the model of the structure. Performance based engineering was used to assess the seismic performance of the core. Analysis showed that the concrete core was subjected to large seismic forces and had insufficient flexural and shear capacity to resist the loading. Non-ductile shear failure and reinforcement pull out were identified. The seismic retrofit program consisted of increasing the structure capacity and reducing the seismic demand by using a mass damper. This retrofit allowed preserving the unique architectural features of the building. In addition, steel headed bars were added at the lap splice locations to bring the lap splices in compliance with the current building code requirements. It was also recommended to add fiber reinforced polymer at critical elevations to augment the existing shear capacity of the core. Reliability-based

[1] President, Miyamoto International Inc., Los Angeles, CA, KMiyamoto@miyamotointernational.com
[2] Sr. Associate, Miyamoto International Inc., Sacramento, USA, AGilani@miyamotointernational.com
[3] Principal, Miyamoto International Inc., Istanbul, Turkey, YZahit@fuji-miyamoto.com

analyses were conducted and showed that the confidence in avoiding non-ductile modes of failure was significantly increased.
Keywords: Seismic retrofit, non-ductile concrete, tuned mass damper, confidence level analysis

INTRODUCTION

The iconic Theme Building at the Los Angeles International airport is a well-known structure featured in many movies. A comprehensive investigation was undertaken to assess the performance of the structure and its components to dynamic loading. Wind and seismic loads were considered. The concrete core, supporting exterior walls, floor slabs, steel supporting arches, and wind stability cables were investigated and retrofitted as necessary. The evaluation and the ensuing voluntary seismic upgrade of the main part of the structure are presented in this paper.

Building Description And Condition Assessment

The LAX Theme Building is a landmark structure at the Los Angeles International Airport; see Figure 1. The building was constructed in 1959. The structure is comprised of a concrete core and a system of steel arches. Figure 2 presents the elevation view of the building showing the concrete core and the steel arches. The overall height of the structure is 44 m extending from ground, at elevation 28 m, to the apex of the arches at elevation 72 m.

The Concrete Core

The concrete core is approximately 33 m tall and is connected to the four arches at the observation level. Figure 3 presents the section cut of the concrete core. The concrete core consists of a 5.2-m diameter annular wall and a system of internal rectangular walls; see Figure 4. At the base, the core thickness is 400 mm. and reduced to 300 mm at the first floor. The core is supported by a mat foundation and a system of 128 steel H piles. The annular wall is the main component resisting the seismic forces. Structural drawings specify 28-MPa normal weight concrete (NWC) up to elevation of 43 m and 21-Mpa lightweight concrete (LWC) above. These openings are not symmetric with respect to the principal orthogonal axis of the core and as such could affect the flexural and shear capacity of the core.

Material Testing

Comprehensive material tests of the structural components were conducted (Twining Laboratories, 2007). The testing comprised of sampling concrete cores, reinforcement coupons, and reinforcement splices. ASCE-SEI 41-06 (ASCE, 2006) requirements for comprehensive testing were followed. 37 concrete cores were extracted and tested. The annular NWC and LWC walls had compressive strengths of 35 MPa and 32 Mpa, respectively; and reinforcement coupons had an average yield and tensile strengths of 350 and 525 MPa, respectively.

Geotechnical Investigation

Site-specific response spectra were prepared (Van Beveren & Butelo, 2007). The (Design Earthquake or 475-year event) DE spectrum is anchored at 0.40g and has a peak spectral acceleration of 0.92g. Three pairs of spectrum-compatible motions were developed based on the seeds from past earthquakes of similar magnitude and site condition. The computed response spectrum and the target spectrum are shown in Figure 5.



Figure 1. Photograph Of The Building.

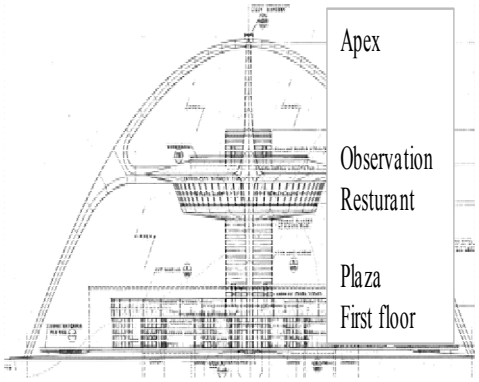
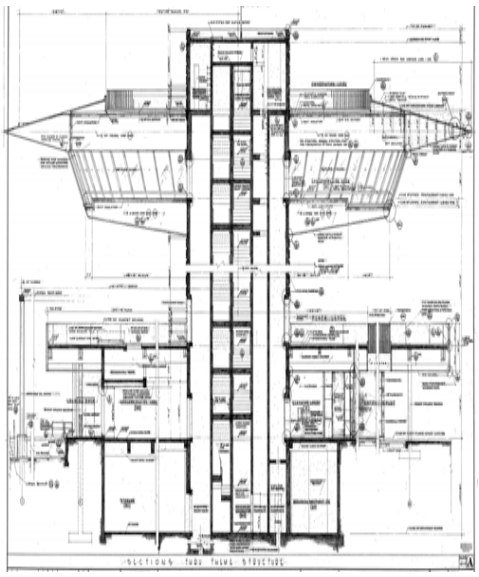


Figure 2. Building Elevation.



Fugure 3. Concrete Core Elevation.

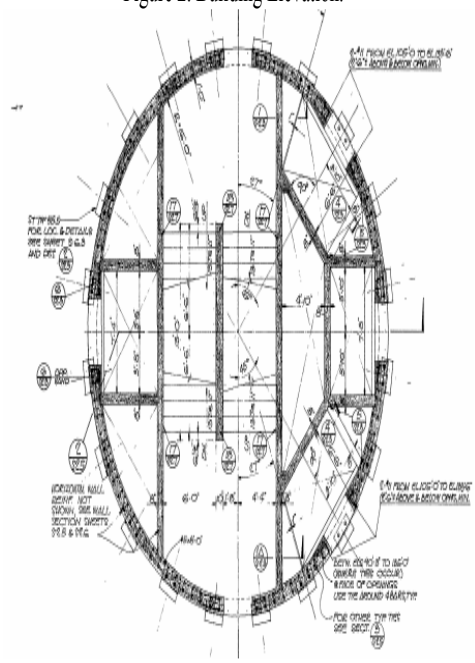


Figure 4. Cross Section Of Core.

Dynamic Field Tests

Field tests were conducted by the University of California at Los Angles (Nigbor and Wallace, 2007) to determine the dynamic properties of the structure. Field tests consisted of ambient vibration surveys and forced vibration (sine sweep and sine hold) tests. For the force-vibration tests, a concrete pad was cast and anchored at the observation level. The structure was subjected to low amplitude sinusoidal loading and the acceleration data was collected using 51 accelerometers. This core has a frequency of approximately 2.5 Hz. The fundamental core mode is presented in Figure 6. Note that due to presence of more flexible LWC at the upper levels, the fundamental mode deviates from the typical cantilever mode shape observed in concrete towers constructed of similar material through the height.

Structural Evaluation

ASCE-SEI 41-06 guidelines were used to assess the seismic performance of the building and to evaluate the effectiveness of the proposed retrofit. The nonlinear dynamic procedure (NDP) was used. Three-dimensional mathematical models of the structure were prepared and were subjected to site-specific motions. The flexural and shear demand were extracted from analysis and compared with computed capacity of the complex cross section at critical elevations.

The performance objective for this structure was selected to be collapse prevention (CP) for the design earthquake (DE). To ensure acceptable performance, non-ductile modes of failure were checked and mitigated. Typical of this vintage concrete building, this structure has poor reinforcement detailing that does not meet the current ACI 318 (ACI, 2008a) requirement.

ACI 371 (ACI, 2008b) was used to compute the shear capacity of the concrete core. The shear capacity of the structure is reduced because: a) openings in the core wall disturb the shear flow path and b) use of LWC at the top portion of the walls.

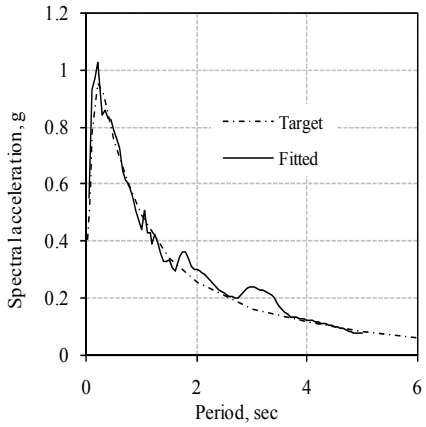


Figure 5. Site-Specific Spectra.

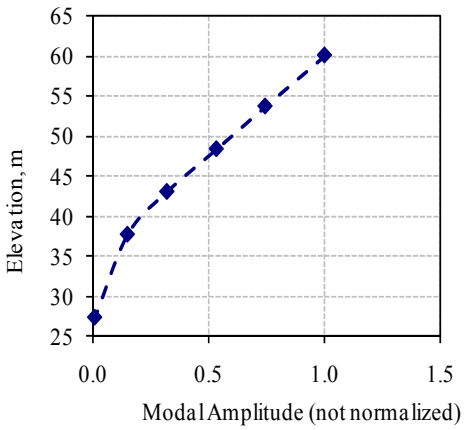
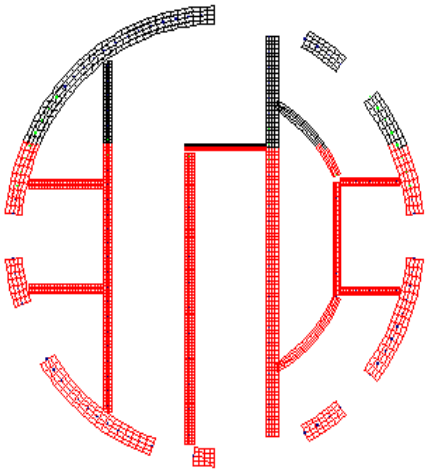


Figure 6. Fundamental Mode Shape Of Core.

Capacity Calculations

The reduced yield strength, as a function of provided splice length and ACI required development length, was computed per ASCE –SEI 41-06; the software program xSection (Mahan, 2007) was used to compute the flexural capacity of the concrete core at various elevations. The cross section was modeled using fiber elements. Figure 7 presents the analysis results for a typical elevation with openings. The compressive area is shown at the top of the core section. The strain corresponding to the compressive strength was set at 0.002. Typical moment-curvature results are presented in Figure 8.



Fugure 7. Fiber Model.

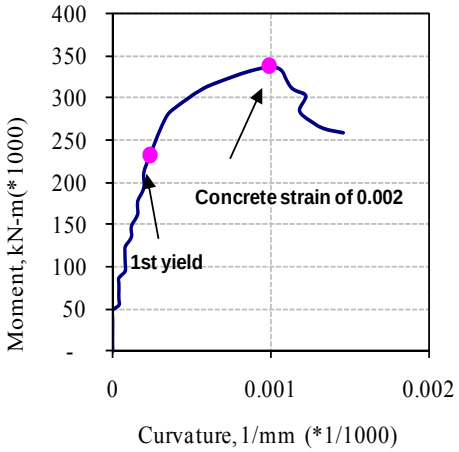


Figure 8. Moment Curvature Relation.

MATHEMATICAL MODELS

Computer program SAP (version 11) (CSI, 2008) was used to prepare mathematical models of the structure. All pertinent mass and stiffness components were incorporated in the models. Two models were used in analyses. Mode 1 was a three-dimensional stick (frame) model used for design. The section properties were based on that of the concrete core and interior walls. Model 2, see Figure 9, was a comprehensive and detailed (shell and frame element) model used for final verification.

The use of model 1 for design is justified since the concrete core is much stiffer than the steel arches and hence it governs the response. Since the models have the same seismic mass (5,500 kips) and fundamental concrete core frequency (2.5 Hz); they can be considered to be dynamically equivalent.

The computed core mode shape from analytical models and the measured mode shape from field tests are presented in Figure 10. Note that the analytical model closely tracks the field measured fundamental mode shape. It is noted that the field data is obtained at low amplitude of excitation when cracking of the concrete core is not significant. Furthermore, at the time of tests, construction scaffolding was in place. These factors were accounted for in the mathematical model by specifying a large (0.8) cracked factor (Icr/Ig) and incorporating the mass of the scaffolding.

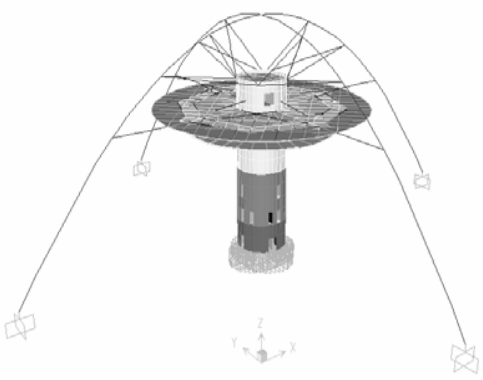


Figure 9. Mathematical Model Of The Building.

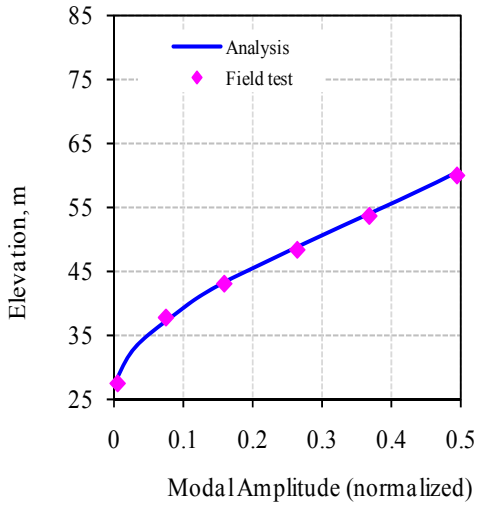


Figure 10. Fundamental Mode Shape.

Performance Of The Existing Building

Figure 11 presents the distribution of shear demand and capacity along the height of the concrete core. The shear demands were computed from response history analyses. The shear capacity was computed based on the ACI provisions. The shear demands exceeded capacity along most of the height of the core and thus the building will not be able to withstand the DE event. Figure 12 presents the distribution of bending moment demand and capacity along the height of the core. The flexural demands were the computed from analysis and the capacity was derived from xSection analyses. The flexural demands exceeded capacity in the bottom half of the building.

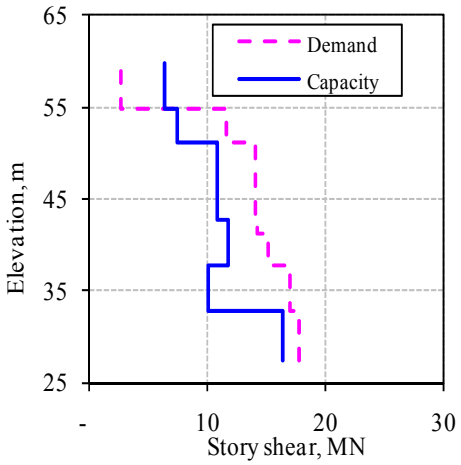


Figure 11. Shear Profile.

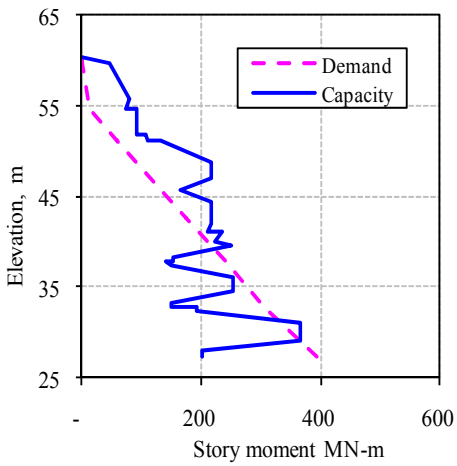


Figure 12. Moment Profile.

SEISMIC RETROFIT

Both conventional and innovative seismic retrofits were investigated. The conventional retrofit of the building would consist of adding a layer of concrete to the outside core of the structure to increase the flexural and shear capacity of the core. The innovative retrofit consists of adding a tuned mass damper (TMD) to the top of the core. The TMD option was selected because it was less expensive, protected the building's architectural features, and minimized building closure.

The addition of TMD will alter the fundamental mode of the concrete core by introducing two modes. In one, the TMD is in-phase with the concrete core, whereas, in another mode, the TMD motion is out-of-phase with the concrete core. As a result, most of seismic motion is taken up by the TMD and reducing drifts and seismic demand of the concrete core. A high-damped TMD with a mass ratio (defined as mass of TMD to the concrete core) of 20% was selected. This large mass corresponds to 25% of the mass in the fundamental mode and was selected to get approximately 30-40% reduction in the responses.

TMD Properties

Consider the concrete core and the TMD mass attached to a SDOF system by elastic and viscous elements. The result is a couple, 2-DOF system. Since the damping matrix is not mass or stiffness proportional. The resulting eigen value problem would have two complex mode shapes. The coupled equation of motion can be written as:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = p(t) - md(\ddot{u} + \ddot{u}_d) \tag{1}$$

Therefore, the TMD mass serves to reduce the applied loading. For MDOF systems, the structure is approximated by a generalized SDOF system whose modal properties are that of the

fundamental mode of the structure. For application, the fundamental mode is normalized to have unit participation.

For seismic excitation, when many input frequencies are present, the optimal TMD properties are obtained from numerical analysis. One should note that optimizing one response quantity will not necessarily optimize other responses.

Sadek et al (1997) optimized the TMD properties by equating the modal damping ratio in the two complex conjugate modes. Randall et al (1981) all developed optimization equations based on numerical simulations for SDOF systems to select TMD properties. Villaverde (2002) has studied multistory buildings retrofitted with tuned mass dampers. The author has examined both analytical simulations and shake table tests. Most of the emphasis was on the TMD systems with smaller mass ratios. Results similar to the other references were obtained.

LAX Theme Building TMD

The existing structure produces a complicated system for TMD optimization. Since the structure is lighter and more flexible over its top half, due to the LWC core, wall, and slabs, its fundamental modal mass is only approximately 68% of total mass. Additionally, this structure differs from a typical multi-story structure. Consequently, the TMD properties were initially selected based on the values suggested by the previous researches. However, the properties were further optimized for this specific structure by conducting a comprehensive analysis simulation program.

The TMD will be mounted at the top of the core; see Figure 13. A concrete slab will be placed and the core walls will be extended to accommodate the TMD; see Figure 14. The TMD mass will be supplied by a system of steel plates, The TMD will weigh approximately 1200 kips. Eight lead rubber bearings will be used to supply the TMD stiffness. The TMD damping will be provided by eight fluid viscous dampers.

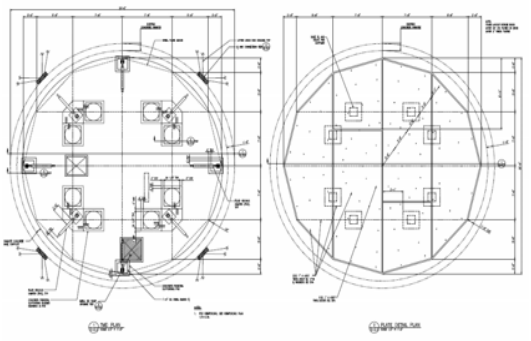


Figure 13. Plan View Of The TMD.

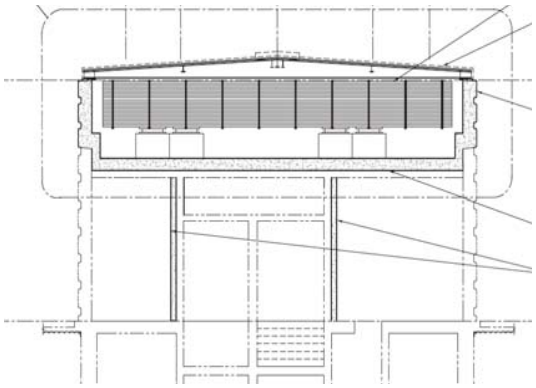


Figure 14. Elevation View Of TMD.

Production tests of the rubber bearings and viscous dampers have been completed. Shown in Figure 15 is the force-displacement response of a typical bearing. Figure 16 presents the force-displacement response of a damper

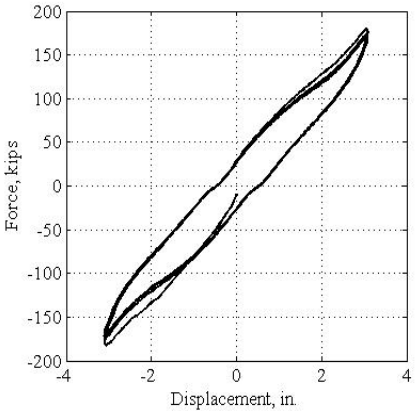


Figure 15. Force Displacement Response Of Bearing (DIS, 2009)

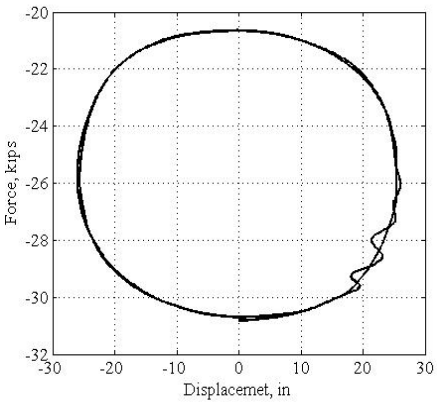


Figure 16. Force-Displacement Response Of Damper (Taylor Devices, 2009)

Retrofit Of Lap Splices

The reinforcement splices at the three lowest elevations were retrofitted by providing additional confinement. ACI 318 development length depends on the confinement. Such confinement can be provided by drilling holes, pre-compression the cross section using headed reinforcement, and then grouting the holes (Patterson and Mitchell, 2003). By providing full confinement, the lap splices in these locations met the ACI requirements and as such, the reinforcement is expected to reach its full capacity. The numbers of threaded bolts, size of anchor plates, horizontal and vertical distribution of the rods were based on the experimental data and were chosen to ensure that the reinforcement could reach its capacity and that the section could reach its full flexural capacity beyond a concrete strain of 0.002.

Retrofit For Shear

At the Plaza floor and at the restaurant, there are large openings in the concrete core, which resulted in significant reduction of shear capacity along one of the core's principal direction. It has been proposed to add fiber reinforced polymer (FRP) sheets to provide an additional shear capacity of approximately 400 kips. This would increase confidence in meeting performance level and safety factor.

Performance Of Retrofitted Structure

Figure 17 presents the shear response of the structure. The capacity values are shown along the orientation with the smallest capacity (most openings). Note that addition of TMD has resulted in significant reduction in shear demand throughout the height of the structure. The demand to capacity ratios (DCRs) are all below 1.0. However, at two locations, these values are close to unity. To enhance performance, the added FRP will significantly reduce the shear demand at these two elevations.

Figure 18 presents the bending moment distribution along the height of the concrete core for the retrofitted structure. The flexural demands are less than the capacity. In particular, only minor yielding of the reinforcement is expected at one level. At all other locations, the flexural response will result in steel stresses below the yield value.

Figure 19 and Figure 20 present the response at the top of the core (displacement and acceleration, respectively) along of one axis for one of the DE acceleration records. The displacement response is normalized with respect to the height of the core. Drift and force demands were reduced by approximately 30%.

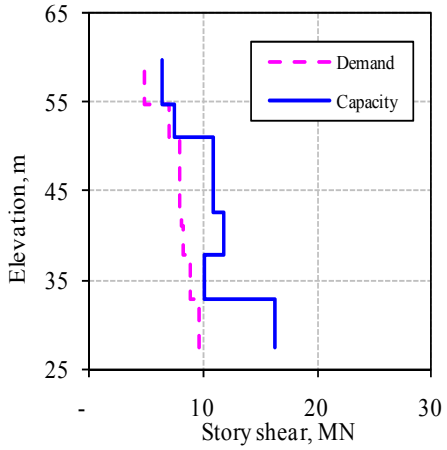


Figure 17. Shear Profile.

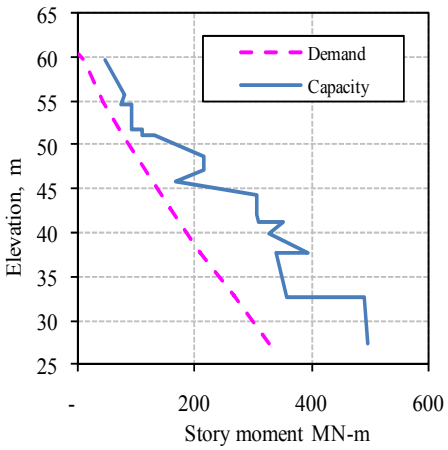


Figure 18. Flexural Profile.

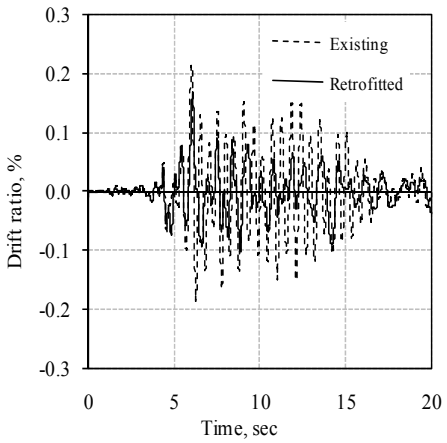


Figure 19. Roof Drift.

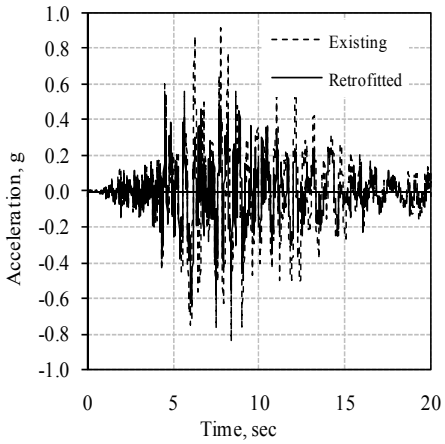


Figure 20. Roof Acceleration.

Confidence Level Calculations

The FEMA 351 (FEMA, 2000) methodology was used to develop confidence levels for not exceeding the non-ductile limit states. FEMA 351 procedure is intended for steel moment framed buildings. However, at the time of evaluation, no similar approach was available for concrete framed structures. To apply this to the concrete tower of the Theme Building, the procedure's approach to non-ductile modes (such as column axial load or non-ductile moment connections) were utilized to assess the performance of the core for reinforcement pull out and shear failure. In the FEMA method, the confidence level (CL) of meeting a performance goal is computed from

$$CL = f(\lambda, k, \beta_{UT}) \tag{2}$$

$$\lambda = \frac{\gamma\gamma_a}{\phi} DCR \tag{3}$$

where λ is the confidence index parameter, k is the hazard parameter (equal to 3 in California) and β_{UT} is the vector sum of all logarithms of standard deviations in all demand and capacity , γ and γa are the demand and analysis uncertainty factors, ϕ is the uncertainty in predicting capacity, and DCR is the computed demand to capacity ratio from analysis. Given the computed uncertainties, an overall uncertainty values (β_{UT}) of 0.2 to 0.3 were used in analysis. Using this value, the CL for a number of selected performances were then computed and listed in

Table 1. As shown in Figure 21, adding shear reinforcement at critical locations will significantly increase the confidence level for the structure.

Table 1. Confidence Level Parametrs

Limit state	Elevation, m	Condition	CL
Shear	51	As-is	45%
Shear	51	Add FRP	80%
Shear	38	As-is	55%
Shear	38	Add FRP	80%

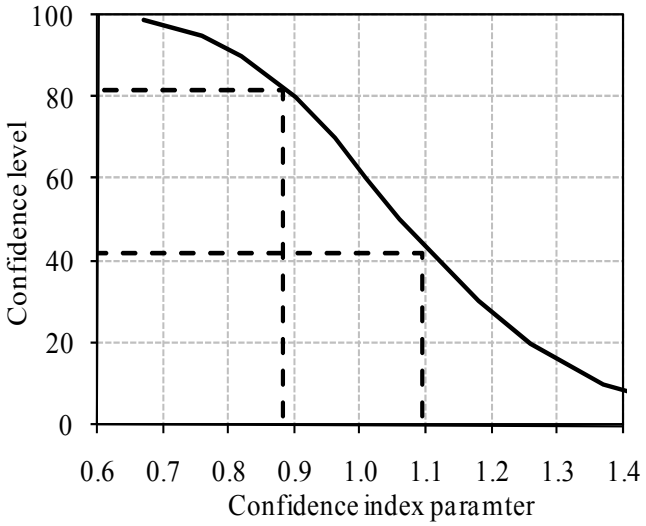


Figure 21. Confidence Level Evaluation.

CONCLUSIONS

Seismic evaluation of the LAX Theme Building showed that the reinforced concrete core, which is the main lateral load-resisting element of the structure, had deficiencies consistent with its construction vintage. These included non-ductile details such as lack of confinement, low shear capacity and short length of main reinforcement splices. These deficiencies would likely result in severe damage to the structure in the event of major earthquake. A voluntary seismic upgrade was implemented using both increased capacity and reduction in demand.

The increased flexural capacity was achieved by rehabilitating the splices at vulnerable lower level elevations. It is also proposed to add FRP at two critical locations along the core axis with the lowest shear capacity to provide additional safety. Although mot part of the current scope, the client is investigating such implementation in the rehabilitation scope.

- The centerpiece of the seismic retrofit is the addition of a TMD at the roof of the core. The TMD was sized to obtain a reduction of approximately 30% for a number of response quantities.
- The proposed retrofit was more cost-effective than a conventional scheme and minimized alternations to the appearance of the building and its closure.
- The retrofitted structure met its performance goal and there was moderate to high confidence of satisfactory performance in a major earthquake

Acknowledgement

The significant contributions of Messrs. Scott Markle, Glenn Ito, David McCombs, and Jeff Moore of Los Angeles World Airports, Engineering and Project Management Division to this project is kindly acknowledged. The assistance of Messrs. Virgil Aoanan of VCA Engineers, and Millard A. Lee, of Gin Wong Associates is hereby acknowledged.

REFERENCES

American Concrete Institute (2008a). "ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute (2008b). "ACI 371.R-08: Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel- Concrete Water Storage Tanks", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

American Society of Civil Engineers (2006). "ASCE 41: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Computers and Structures, Inc. (2008). SAP v.11. Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA.

Dynamic Isolation Systems (DIS) (2009). Personal communications.

Federal Emergency Management Agency (2000). "FEMA 351: Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Nigbor R and Wallace, J. (2007). Measurement of Dynamic Properties of the LAX Theme Building, Network for Earthquake Engineering Simulation, University of California, Los Angeles, Los Angeles CA.

Mahan S. (2007). xSection: Cross Section Analysis Program

Patterson J. and Mitchell D. (2003). "Seismic Retrofit of Shear Walls with Headed Bars and Carbon Fiber Wrap", Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Randall, S.E., Halsted, D.M., and Taylor, D.L. (1981). "Optimum Vibration Absorbers for Linear Damped Systems", Journal of Mechanical Engineering, ASME, 103, 908-913

Sadek, F., Mohraz, B, Taylor, A., and Chung, R. (1997). "A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications", Earthquake Engineering And Structural Dynamics. 26, 617-635

Taylor Devices, (2009). Personal communications.

Twining Laboratories, LAX Theme Building Job No. 070487.1. 2007.

Van Beveren & Butelo, Ground Motion Study, Exiting Theme Building Restaurant for the Los Angeles World Airports, 2008.

Villaverde, "A Seismic Roof Isolation System: Feasibility Study with 13-Story Building", Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. 2002

YAPAY ARI KOLONİ ALGORİTMASI (ABCA) İLE DÜZLEM ÇERÇEVE SİSTEMLERDE SÖNÜMLEYİCİ YERLEŞİM OPTİMİZASYONU

ARTIFICIAL BEE COLONY ALGORITHM (ABCA) FOR OPTIMAL PLACEMENT OF DAMPERS IN PLANAR BUILDING FRAMES

Mustafa SÖNMEZ[1], Ersin AYDIN[2] ve Turan KARABÖRK[3]

ÖZET

Arılar, böcekler, karıncalar veya balıklar gibi sosyal hayvan topluluklarının davranışları örnek alınarak çeşitli sürü zekası tabanlı optimizasyon algoritmaları geliştirilmiştir. Bu tekniklerden biri olan yapay arı koloni optimizasyon algoritması (ABCA) nektar bulmak için arıların yaptığı davranış temel alınarak geliştirilmiştir. Bu çalışmada, düzlem çerçeve yapılarda viskoz sönümleyicilerin optimum yer ve miktarlarını bulmak için ABCA yöntemi kullanılmıştır. Düzlem çerçeve olarak seçilen yapı modeli için, birinci mod etkisindeki tepe deplasmanı ve elastik taban kesme kuvveti transfer fonksiyonu genliği amaç fonksiyonu olarak seçilmiş ve yapay arı kolonisi optimizasyon yöntemi kullanılarak, eldeki toplam sönümleyici miktarının yapı yüksekliği boyunca optimum yerleşimi bulunmuştur. Hareketin denklemine Fourier dönüşümü uygulanmış ve yapının tepe deplasmanı transfer fonksiyonu ve elastik taban kesme kuvveti transfer fonksiyonu genliklerini, sönümleyicilerin toplamında yapılan bir eşitlik kısıtlaması ile minimum yapacak sönümleyici dağılımı tasarımları, gradyan temelli bir yöntem olan "steepest direction search algorithm" (SDSA) ile bulunduktan sonra, aynı problem yapay arı koloni algoritması optimizasyon yöntemi ile de çözülmüştür. Yapılan analizler ve bulunan sonuçlara göre, düzlem çerçevelerde, ABCA'nın viskoz sönümleyicilerin optimizasyonunda oldukça etkili ve güçlü olduğu gözlenmiştir.
Anahtar kelimeler: Optimum sönümleyiciler, yapay arı koloni algoritması, pasif sönümleyiciler, yapısal optimizasyon.

ABSTRACT

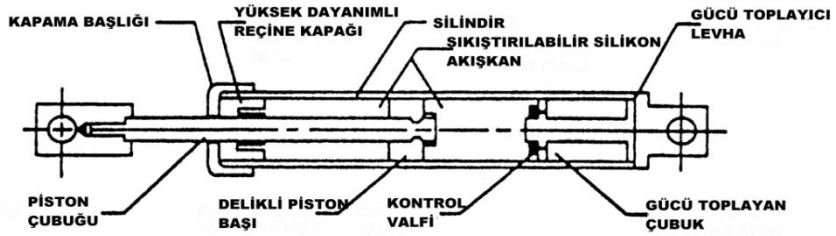
Swarm Intelligence based optimization algorithms have been developed mimicking the behavior of social insects such as bees, insects, ants or fishes. Artificial Bee Colony optimization algorithm, which is one of these algorithms, has been developed based on the response of bees to find nectar. In this study, an Artificial Bee Colony Algorithm (ABCA) is used to obtain the optimal size and location of viscous dampers in planar buildings. The transfer function amplitude of the top displacement and the elastic base shear force evaluated at the first natural circular frequency of structures are chosen as objective functions and a total damping are optimally distributed along of the height of the structure by using ABCA. The Fourier Transform is applied the equation of motion. After damper designs minimized the transfer function amplitudes of the top displacement and the base shear under the an active constraints on the sum of the damping coefficient of the dampers are determined using the Steepest Direction Search Algorithm (SDSA), the same problem is also resolved by using ABCA. The numerical results of the proposed optimal damper design method show that the use of ABCA can be a practicable and powerful tool to determine the optimal damper allocation in planar building structures.
Keywords: Optimal dampers, artificial bee colony algorithm, passive dampers, structural optimization

[1]Yrd. Doç. Dr. Aksaray Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Aksaray, *mustafasonmez58@gmail.com*
[2] Yrd. Doç. Dr. Niğde Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Niğde, *eaydin@nigde.edu.tr*
[3] Yrd. Doç. Dr. Aksaray Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Aksaray, *turankarabork@gmail.com*

GİRİŞ

Dünyada meydana gelen, Kobe-Japonya (1995), Marmara-Türkiye (1999) ve Sumatra-Endonezya (2004) gibi bazı kuvvetli depremler, deprem bölgelerinde yapılacak olan yapıların tasarımın ne kadar önemli olduğunu bir daha ortaya koymuştur. Yaşanmış olan depremlerden sonra edinilen tecrübelerinde ışığında deprem yönetmelikleri yenilenmiştir. Yapıları hasar ve yıkılmadan korumak için yalnızca mukavemetini artırmak yeterli değildir. Son yıllarda aktif, yarı aktif, pasif sönüm elemanları kullanılarak yapıların sismik performansı artırılmaktadır. Bir aktif kontrol sistemi, yük uygulayıcıların çalışabilmesi için dışarıdan alınacak olan enerjiye ihtiyaç duyarlar. Pasif kontrol sistemleri deprem enerjisini kendi iç bünyesinde absorbe ederek, çalışmaları için dışarıdan bir enerjiye ihtiyaç duymazlar. Yarı aktif kontrol sistemleri ise, sönüm elemanlarının sönüm karakterlerinin az bir enerji ihtiyacı ile değiştirilmesi temeline dayanır. Yapının sönüm karakteristiği, dış etkinin değişen doğasına göre değiştiğinden yapıların sismik performansının artırılmasında oldukça etkilidir.

Pasif sistemler hem yeni hem de eski binalara, yapıların deprem performansını artırmak için uygulanabilmektedir. Bu sistemlerin çalışma prensipleri; metallerin elastik olmayan davranışları, sürtünme kuvveti, malzemelerin visko-elastik davranışları, akışkanların viskoz davranışları üzerine odaklanmıştır. Bu kontrol sistemleri mevcut yapıların rehabilitasyonu içinde etkili olarak kullanılabilmektedir. Bu elemanların yapılarda kullanımı, güvenlik açısından bakıldığında, deprem esnasındaki yapısal performansı artırdığı gibi yapım maliyetleri açısından da bir avantaj sağlayabilecektir.



Şekil 1.Tipik bir viskoz sönümleyici.

Akışkan viskoz sönümleyiciler pasif sönümleyiciler içinde en yaygın kullanılanlardan bir tanesidir. Bu aygıtlar viskoz bir sıvı içerisinde hareket eden pistonlardan oluşur. Makine ve uçak teknolojilerinde yaygın olarak kullanılan, Şekil 1.'de görülen bu elemanlar inşaat mühendisliği yapılarına da ilk olarak Constantinou ve Symans (1992) tarafından uygulanmaya başlamıştır. Aygıt içerisindeki yüksek dereceden viskoz sıvının içerisindeki pistonun hareketi ile enerji absorbe edilmekte ve sönümleyicinin iki ucu arasındaki hız farkı ile orantılı olan bir kuvvet oluşmaktadır. Hızın üs derecesine göre kuvvet-hız davranışı artan, azalan bir durum gösterebildiği gibi, yaklaşık doğrusal bir davranışta gösterebilir. Bu çalışmada sönüm elemanı olarak viskoz sönümleyiciler kullanılmış ve kuvvet-hız ilişkisi doğrusal kabul edilmiştir. Bu aygıtların yapısal davranış üzerinde ciddi katkılar yaptığı bilinmektedir. Önemli olan noktalardan bir tanesi, yapıya eklenecek olan bu sönümleyicilerin yapı içindeki dağılımlarının ne olacağıdır. Hangi katlara ne miktarda sönümleyici yerleştirilmelidir ki, iyileştirilmek istenen yapısal davranış en iyi hale getirilmelidir.

Constantinou ve Tadjbakhsh (1983) çok katlı bir kayma çerçevesinde ilk kat sönüm katsayısının optimum değerini bulmak için bir metot göstermişlerdir. Ashour ve Hanson (1987) tarafından visko-elastik sönümleyicilerin sismik etkiye maruz yapılarda optimum yerleşimini çalışmışlardır. Tsuji ve Nakamura (1996) viskoz sönümleyicili elastik bir düzlem kayma çerçevesinde optimum kat rijitlik ve sönüm katsayılarının bulunması için bir algoritma göstermişlerdir. Hahn and Sathiavageeswaran (1992) bina tipi yapılara eklenen visko-elastik sönümleyicilerin farklı dağılımlarının ve bu elemanların büyüklüklerindeki değişimlerin yapının sismik davranışı üzerindeki etkilerini çalışmışlardır. Visko-elastik sönümleyicilerin boyutlarını ve miktarlarının optimum değerlerinin bulunması için, Zhang ve Soong (1992) tarafından bir yöntem gösterilmiştir. Cao ve Mlejnek (1995) visko-elastik sönümleyicili bir yapının tekrar tasarımı için

bir sonlu eleman pertubasyon yöntemi amaçlamışlardır. Takewaki (1997,1998,1999-a) tarafından optimum sönüm katsayılarının transfer fonksiyonları yardımı ile bulunması gösterilmiştir. Takewaki (1999-b) tarafından deplasman ve ivmenin kontrolü için rijitlik ve sönüm katsayılarının eş zamanlı optimizasyonu gösterilmiştir. Takewaki (2000) düzlem çerçevelerde viskoz sönümleyicilerin optimum dağılımını bulmak için, yapının birinci modunda tanımlanan transfer fonksiyonu katlar arası rölatif deplasmanlarının toplamını minimum yapan bir yöntem geliştirmiştir. Aydın vd. (2007), transfer fonksiyonlarını kullanarak taban kesme kuvvetini minimize eden bir optimizasyon yöntemi göstermişlerdir. Bishop ve Striz (2004) tarafından uzay kafeslerde optimum viskoz sönümleyici dağılımı için bir genetik algoritma metodu gösterilmiştir. Lavan ve Levy (2005) gerçek yer hareketleri altında, düzenli ve düzensiz kayma çerçevelerinde, tanımlanan bir hasar indeksini minimize eden bir optimum sönümleyici yöntemi amaçlamışlardır. Cimellaro (2007) transfer fonksiyonları temelinde, optimum visko-elastik sönümleyici dağılımını bulmak için tepe nihai ivmesini minimize etmiştir.

Genel optimizasyon teknikleri gradyan tabanlı ve direk yöntemler olarak sınıflandırılabilir. Gradyan tabanlı yöntemler ismindende anlaşılacağı gibi amaç ve kısıtların türevlerine ihtiyaç duyarlar. Genellikle mühendislik problemleri ayrık ve fonksiyonları türevlenebilir olmadığından dolayı direk yöntemler daha çok tercih edilmektedir. Genetik algoritma ve yapay arı koloni algoritmaları gibi direk yöntemler daha çok kullanılmaya başlanmıştır. Son yıllarda, karıncalar, böcekler ve balıklar gibi hayvan gruplarının yiyeceklere ulaşmak için gösterdikleri davranışlar model alınarak bazı güçlü optimizasyon teknikleri geliştirilmiştir. Bu böceklerin inşa ettikleri yuvalarda beraber yaşadıkları ve yiyecek temini, savunma ve yuva inşası için iş bölümü yaptıkları gözlenmiştir. Bonebeau vd. (1999) ve Kennedy vd. (2001) kolonideki her bir elemanın lokal çevrede direk veya dolaylı bir durumda iletişim ve etkileşim yetenekleri ile görevlerini nasıl paylaştıklarını araştırmışlardır. Sürü zekası kullanılarak Lee ve Geem (2004) harmoni arama algoritmasını, Camp ve Bichon (2004) karınca optimizasyon algoritmasını, Karaboğa ve Baştürk (2009) ve Sönmez (2011a, 2011b) yapay arı koloni algoritmasını, Teodorovic (2009) arı algoritması yöntemlerini optimizasyon problemlerin çözümünde kullanmışlardır.

Bu çalışmada, düzlem çerçeve tipi yapılarda, yapıya eklenecek olan viskoz sönümleyicilerin yapının tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetini minimum yapacak optimum sönümleyici dağılımı, bir yapay arı koloni algoritması (ABCA) ile bulunmuştur. Sonuçlar gradyan temelli bir algoritma olan SSDA ile karşılaştırılmış ve optimum sönümleyici probleminin çözümünde, ABCA'nın kullanımının oldukça iyi sonuçlar verdiği gözlenmiştir.

YAPISAL DAVRANIŞIN TRANSFER FONKSİYONLARI İLE TANIMLANMASI

Bu çalışmada yapının davranışı transfer fonksiyonları ile ifade edilmektedir. Şekil 2'de görülen N katlı bir düzlem çerçevenin orta açıklığı X şeklinde viskoz sönümleyicilerin yerleşimi için potansiyel bölge olsun. Yer ivmesine maruz olan Şekil 2'deki düzlem çerçeve yapısı için hareket denklemi,

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u}(t) = -\boldsymbol{M}\boldsymbol{r}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $\boldsymbol{u}(t), \dot{\boldsymbol{u}}(t), \ddot{\boldsymbol{u}}(t)$ yapının hareketinin yer değiştirme, hız ve ivme vektörlerini gösterirken, M, C, K sırası ile yapının kütle, sönüm ve rijitlik matrisini ifade eder. $\boldsymbol{r}$ yer ivmesinin yönünü gösteren bir etki vektörü, $\ddot{u}_g(t)$ ise yer hareketinin ivmesidir. Hareketin denklemine Fourier Dönüşümü uygulanırsa $\boldsymbol{U}(\omega)$ ve $\ddot{U}_g(\omega)$ parametreleri yer değiştirme vektörü $\boldsymbol{u}(t)$ ve yer ivmesi $\ddot{u}_g(t)$'nin Fourier Dönüşümlerini gösterir. Hareketin denklemi aşağıdaki gibi olur.

$$(\boldsymbol{K} + i\omega\boldsymbol{C} - \omega^2\boldsymbol{M})\boldsymbol{U}(\omega) = -\boldsymbol{M}\boldsymbol{r}\ddot{U}_g(\omega) \quad (2)$$

Burada ω etkinin frekansını, i ise $\sqrt{-1}$ değerini ifade eder. Eğer yapıya sönümleyiciler eklenirse, denklem (2),

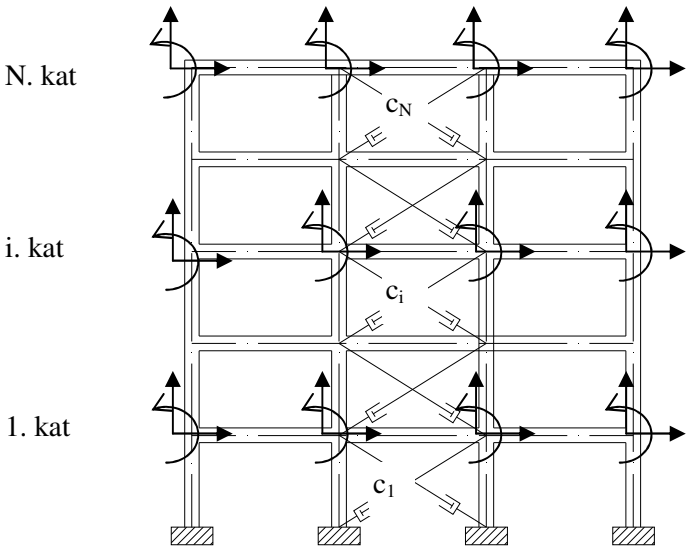
$$(\boldsymbol{K} + i\omega(\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C_{ad}}) - \omega^2\boldsymbol{M})\boldsymbol{U_{ad}}(\omega) = -\boldsymbol{M}\boldsymbol{r}\ddot{U}_g(\omega) \quad (3)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $\boldsymbol{C_{ad}}$ eklenen sönümleyicilere ait sönüm matrisidir. $\boldsymbol{U}_{ad}(\omega)$ sönümleyici eklenmesinden sonra yer değiştirme vektörünün Fourier Dönüşümünü ifade eder. Yeni bir nicelik,

$$\widehat{\boldsymbol{U}}(\omega) = \frac{\boldsymbol{U_{ad}}(\omega)}{\ddot{U}_g(\omega)} \tag{4}$$

şeklinde Takewaki (2000) tarafından gösterilmiştir. Eğer burada $\omega = \omega_1$ olarak alınırsa ve denklem (3), denklem (4) kullanılarak düzenlenirse aşağıdaki gibi olur.

$$\boldsymbol{A}\widehat{\boldsymbol{U}}(\omega_1) = -\boldsymbol{M}\boldsymbol{r} \tag{5}$$



Şekil 2. Sönümleyicili N katlı düzlem çerçeve ve serbestlikleri

Burada $\widehat{\boldsymbol{U}}(\omega_1)$ yapının birinci dairesel frekansına karşı gelen transfer fonksiyonu yer değiştirme vektörüdür. Tasarım değişkenleri olan sönüm katsayıları (c_1, c_2,…,c_N) aşağıdaki denklemde gösterilen **A** matrisinin içindedir.

$$\boldsymbol{A} = \boldsymbol{K} + i\omega_1(\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C_{ad}}) - \omega_1^2\boldsymbol{M} \tag{6}$$

Burada $\boldsymbol{K}$, $\boldsymbol{M}$ ve $\boldsymbol{C}$ bilinmektedir. Denklem (5)'den transfer fonksiyonu yer değiştirme vektörü çekilirse aşağıdaki gibi yazılır.

$$\widehat{\boldsymbol{U}}(\omega_1) = -\boldsymbol{A}^{-1}\boldsymbol{M}\boldsymbol{r} \tag{7}$$

Denklem (7)'de verilen yer değiştirmelerin transfer fonksiyonu vektörü Takewaki (2000) tarafından, katlar arası rölatif yer değiştirmelerin toplamı olarak türetilmiştir. Aydın vd. (2007) Takewaki (2000) tarafından gösterilen metodu kullanarak elastik kuvvetlerin transfer fonksiyonu vektörünü aşağıdaki gibi tanımladılar.

$$\boldsymbol{F}(\omega_1) = -\boldsymbol{K}\boldsymbol{A}^{-1}\boldsymbol{M}\boldsymbol{r} \tag{8}$$

OPTİMUM SÖNÜMLEYİCİ PROBLEMİNİN TANIMI

Optimum tasarımın hedefi, bir veya bir kaç amacı maksimum veya minimum yapacak tasarımları ortaya çıkarmaktır. Optimum sönümleyici dağılımı problemi için, katlar arası rölatif yer değiştirmelerin toplamı veya tepe yer değiştirmesi, taban kesme kuvveti, tepe nihai ivmesi, enerji temeline dayanan hasar indisleri gibi bazı amaç fonksiyonları kullanılmıştır.

Bu çalışmada, tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetine göre optimum sönümleyici dağılımının bulunması amaçlanmıştır. Sönümleyici dağılımı probleminin amaç fonksiyonu kapalı formda,

$$\text{Min.} \quad f(\boldsymbol{C_{ad}}) = f(c_1, c_2, c_3, \dots, c_N) \tag{9}$$

şeklinde tasarım değişkenine bağlı olarak gösterilebilir. Tasarım değişkenlerinin her biri için,

$$0 \le c_i \le \bar{c}_i \qquad \text{(i=1,2,…,N)} \qquad (10)$$

şeklinde alt ve üst sınır değerlerinin gösterildiği N adet pasif kısıtlama verilebilir. Ayrıca yapıya sonradan eklenecek olan sönümleyicilerin sönüm katsayılarının toplamında bir aktif kısıtlama aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\sum_{i=1}^{N} c_i = \bar{C} \qquad (11)$$

Burada $\bar{C}$ sönüm katsayılarının toplam değerini ifade eder.

Tepe Yer Değiştirmesinin Minimizasyonu

Optimizasyon probleminde kullanılan iki amaç fonksiyonundan biri,

$$\text{Min.} \quad f_1(\boldsymbol{C_{ad}}) = \left|\widehat{U}_t(c_i)\right| \qquad \text{(i=1,2,..., N)} \qquad (12)$$

şeklinde tepe yer değiştirmesinin transfer fonksiyonu genliğidir. Burada $\left|\widehat{U}_t(c_i)\right|$, vektör $\widehat{\boldsymbol{U}}(\omega)$'nun içinde bulunan, yapının birinci dairesel serbest titreşim frekansındaki transfer fonksiyonu tepe yer değiştirmesini gösterir. Bu amaç fonksiyonu, katlar arası transfer fonksiyonu rölatif yer değiştirmelerin toplamı ile aynıdır.

Taban Kesme Kuvvetinin Minimizasyonu

Optimum sönümleyici yerleşimi probleminin ikinci amaç fonksiyonu,

$$\text{Min.} \quad f_2(\boldsymbol{C_{ad}}) = |V_b(c_i)| \qquad \text{(i=1, 2 ,..., N)} \qquad (13)$$

şeklinde taban kesme kuvvetinin transfer fonksiyonu ile gösterilmektedir. Buradaki taban kesme kuvveti transfer fonksiyonu genliği daha açık olarak,

$$|V_b(c_i)| = |F_1(c_i) + F_2(c_i) + \cdots + F_N(c_i)| \qquad (14)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada $|F_i|$ birinci doğal dairesel frekansa karşı gelen i. kat elastik kuvvetin transfer fonksiyonunu gösterir. Bu değerler $\boldsymbol{F}(\omega_1)$ vektörü içerisinden alınır.

Optimumluk Kriteri Metodu

Optimum sönümleyici yerleşim probleminin optimumluk kriterleri Lagrange Çarpanları metodu yardımı ile türetilebilir. Genelleştirilmiş Lagrange Fonksiyoneli, her bir amaç fonksiyonu için ve Lagrange Çarpanları (λ, $\boldsymbol{\mu}$ ve $\boldsymbol{\nu}$)'na bağlı olarak,

$$L(c_i, \lambda, \mu_i, \upsilon_i) = f_h(\boldsymbol{C_{ad}}) + \lambda\left(\sum_{i=1}^{N}(c_i - \bar{C})\right) + \sum_{i=1}^{N}\mu_i(0 - c_i) +$$

$$\sum_{i=1}^{N}\upsilon_i(c_i - \bar{c}_i)\begin{cases} h = 1\ (Tepe\ yerdeğiştirmesi\ minimizasyonu.) \\ h = 2\ (Taban\ kesme\ kuvveti\ minimizasyonu) \end{cases} \qquad (15)$$

şeklinde yazılabilir. Lagrange fonksiyonelinin Lagrange çarpanlarına ve tasarım değişkenlerine göre türevleri alındığında aşağıdaki denklemler bulunur.

$$\frac{\partial f_h}{\partial c_i} + \lambda = 0 \qquad (i = 1,2, \dots, N) \text{ ve } (h = 1,2) \qquad For\ 0 < c_i < \bar{c}_i \qquad (16)$$

$$\sum_{i=1}^{N} c_i - \bar{C} = 0 \qquad (17)$$

Burada $\frac{\partial f_h}{\partial c_i}$, h amaç fonksiyonunun c_i. tasarım değişkenine göre türevini göstermektedir. Denklem (16), tasarım değişkenlerinin alt ve üst limitlerine göre tekrar düzenlenirse,

$$\frac{\partial f_h}{\partial c_i} + \lambda \ge 0 \qquad c_i = 0 \qquad (18)$$

$$\frac{\partial f_h}{\partial c_i} + \lambda \le 0 \qquad c_i = \bar{c}_i \qquad (19)$$

şeklinde optimumluk kriterleri türetilebilir. Bu denklemlerin çözümü için Takewaki (2000) tarafından gösterilen"Steepest Direction Search Algorithm" kullanılabilir.

YAPAY ARI KOLONİSİ ALGORİTMASI (ABCA)

Bal Arılarının Doğal Davranışı

Bal arıları diğer sosyal böceklerde olduğu gibi koloni olarak adlandırılan toplulukların birer üyesi olarak kovanlarda yaşarlar. Bal arıları kolonisindeki arılar üç kasta ayrılabilir. Her koloni bir tane dişi kraliçe arı, binlerce kısır işçi arı ve birkaç bin tane erkek arıdan oluşur. Kraliçe arının görevi erkek arılarla çiftleşerek yumurtlamak ve arı kolonisinde yeni nesillerin oluşumunu sağlamaktır. Kovanın temizlenmesi, yiyecek depolanması, erkek arıların ve kraliçe arının beslenmesi, kovanın güvenliğinin sağlanması gibi işleri ise işçi arılar gerçekleştirir. İşçi arılar üç haftalık oluncaya kadar bu temel görevleri yapar ve daha sonar yiyecek bulma işi ile ilgili görevlerine devam ederler. Yiyecek arayana arılara kaşif arılarda denir ve bu arılar çiçek nektarı bulmak için kovandan 12 km'ye kadar mesafelerde arama yaparlar. Ancak genelde bu aramaları 3 km çapında bölgelerde gerçekleştirirler. Frisch (1967), kaşif arıların nektar kaynağını bulduklarında "halka dansı" veya "sallanma dansı" adı verilen hareketler yaptıklarını gözlemlemiştir. Bu dans ile kovanda bulunan diğer işçi arılara nektar kaynağının miktarını ve kovana uzaklığını anlatmaktadırlar. Kaşif arılar; halka dansı ile nektar kaynağının kovan civarında olduğunu, sallanma dansı ile de nektarın kovana 100 m den daha fazla olduğunu bildirmektedirler. Bu dansların yönü ve süresi ile nektar kaynağının mesafesi ve doğrultusu ifade edilmektedir. Dansın süresinin uzun olması nektar kaynağının bol olduğunun göstergesidir. Keşfedilen nektar kovana taşındıktan sonra kaşif arının izleyeceği üç seçenek vardır: (a) nektar kaynağı terk edilecek ve diğer olası kaynaklar araştırılacak, (b) kovandaki diğer arılara haber vermeden aynı nektar kaynağı bölgesi araştırılacak veya (c) nektar kaynağına dönmeden kovandaki diğer arılar için dans sergilenecek. Her bir kaşif arı nektar kaynağının kalitesine göre bu tercihlerden birini yapacaktır. Eğer nektar kaynağı belirli bir limitin üzerindeyse kaşif arı (c) seçeneğini seçecektir. Eğer nektar kaynağı ortalama bir kaliteye sahip ise (b) seçeneği tercih edilecek, bu durumda geçerli değilse (a) seçeneği tercih edilerek yeni nektar kaynakları araştırılacaktır. Kaşif arıların temel görevi en yüksek kaliteli nektar kaynağını tespit etmektir (Teodorovic, 2009, Karaboğa, 2008, Sönmez, 2011). Eğer bir arı (a) veya (b) şıklarını izliyorsa bu arılara çalışan, eğer (c) şıkkını izlerse bu arılara da işsiz arılar denir.

Sönümleyici Yerleşiminde ABC Kullanılması

ABC algoritmasında, nektarın miktarı ve kalitesi optimizasyon probleminin çözümünü verecektir. Nektar kaynağının konumu sönümleyicilerin yerleşimindeki değişkenlere karşılık gelecektir ($\boldsymbol{C_{ad}} = \{c_1, c_2, \dots, c_N\}$). ABC algoritmasında önce tüm işçi arılar (BN) nektar kaynağı bulmak için kovanı terk edeceklerdir. Nektar kaynağının konumu (s) belirlenmek istenirse,

$$ {}_sc_j^{yeni} = c_j^{alt} + \gamma\left(c_j^{\text{üst}} - c_j^{alt}\right) \tag{20}$$

$$ c_j^{alt} \le c_j \le c_j^{\text{üst}} \qquad j = 1, 2, \dots, N \tag{21}$$

burada γ 0 ile 1 arasında değişen rastgele bir sayıdır. c_j^{alt} *ve* $c_j^{\text{üst}}$ ise denklem (21)'de tanımlanan *j*. tasarım değişkenlerinin alt ve üst sınırlarıdır.

Nektar aramaya giden tüm arılar belli bir miktar (f_h) yiyecek ile döndüklerinde Denklem (12) veya (13)'ün hangisinin kullanılacağı belirlenecektir. Bu arıların yarısı "çalışan arı" (SN) olarak tanımlanacaktır. Geri kalan arılar "seyirci arılar" veya "çalışmayan arılar" olarak tanımlanacak ve çalışan arıların halka dansını takip edeceklerdir. Seyirci arılar bulunan nektar kaynaklarının kalitesine göre bir seçim yapacaklardır (Frisch, 1967). Kaynağın kalitesinin yüksek olma olasılığı (P_s) hesaplanmak için aşağıdaki denklem kullanılacaktır.

$$ P_s = \frac{1/\ {}_sf_h(\boldsymbol{C_{ad}})}{\sum_{j=1}^{SN} 1/\ {}_sf_h(\boldsymbol{C_{ad}})} \tag{22}$$

Burada her bir çalışan arı bir nektar kaynağına gönderilecektir. Toplam nektar sayısı kadar çalışan arı olacaktır. Nektar kaynaklarına uçacak seyirci arı sayısı ise nektar kaynağının miktarına bağlı olarak değişecektir. Nektar kaynağının kalitesinin artması ile gönderilecek seyirci arı sayısı artacaktır.

Eğer bir çalışan arı diğer bir çalışan arı tarafından keşfedilmiş daha üstün nitelikli bir nektar kaynağı bilgisi alırsa, seyirci arı olarak nektar taşıma işine katılacaktır. Diğer bir değişle ABC algoritmasında daha önce bulunmuş olan bir kaynak (${}_sc^{eski}$) yeni bir kaynak adayı (${}_sc^{yeni}$) olarak da değerlendirilebilir. Yeni kaynak adayları *s* olarak tanımlanırsa,

$$ {}_sc_j^{yeni} = {}_sc_j^{eski} + \phi\left({}_sc_j^{eski} - {}_kc_j^{eski}\right) \tag{23}$$

olur. Burada ϕ, -1 ve 1 arasında değişen rastgele bir sayıdır. ${}_sc_j^{yeni}$ ise yeni tasarım değişkenidir. Terimlerin sol yanındaki indis ($s = 1, 2, \dots, SN$) çözüm sayısını, sağ tarafındaki indis ise ($k = 1, 2, \dots, SN$) tasarım değişken sayısını göstermektedir. Burada k rastgele seçilmiş tamsayılardır ve *s*'ye eşit olmayabilir. ${}_sc_j^{eski}$ terimi arıların keşif yeteneğinin kontrol ettiği için ABC algoritmasının yakınsamasında önemlidir. Yeni besin kaynağının yerinin belirlenmesi daha önce tespit edilen besin kaynaklarının yerleşimi ile bağlantılıdır. Eğer yeni besin kaynağının kalitesi daha yüksek ise eski kaynaklar terk edilerek bu kaynağa yönlenilir. Kalite düşükse eski kaynaklar kullanılmaya devam edilir.

Eğer limit olarak tanımlanmış yiyecek miktarında bir artış yoksa bu besin kaynağı çalışan arı tarafından işlemden çıkarılır. Burada yiyecek taşıyan çalışan arılar ise kaşif arı olarak görev yapmaya başlarlar (Camp, 2004). Kaşif arıların yapacakları araştırmalarla ilgili bir ön bilgi bulunmamaktadır. Bu araştırmalar sırasında tesadüfen zengin bir nektar kaynağı bulunursa kaşif arılar tekrar çalışan arı olarak nektar taşıma işine döneceklerdir. Kaşif arının bulduğu yeni kaynak denklem (20) kullanılarak hesaplanacaktır.

ABC algoritması üç tane kontrol parametresi kullanır:

1. Nektar kaynağı araştıran çalışan arı sayısı (*BN*),
2. Belirlenen nektar kaynağı limit adı verilen kapasitenin altına düşmesi durumu,
3. Yiyecek kaynağı araştırmasında maksimum iterasyon sayısı (*MCN*).

ABC algoritması genetik algoritmadan farklı olarak genetik oranlar ve değişim oranları gibi dış parametrelere gereksinim duymaz.

ABC algoritması kullanılarak optimum sönümleyici yerleşimi

Düzlem çerçeve yapılarda ilave sönümleyici yerleşiminde işlem adımları aşağıda verilmiştir:

Adım 1. Kolonideki toplam arı sayısını (BN), maksimum çevrim sayısını (MNC) ve limit sayısını belirle.

Adım 2. Denklem (20)'yi kullanarak rastgele bir arı kolonisi üret, ${}_sc_j$ *(s=1,2,…,SN* ve *j=1,2,…,N).* Burada bir arı için $\sum_{j=1}^{n} c_j$ $\bar{C}$ 'ye eşit olmalı. Eğer eşit değilse *c* aşağıdaki denklem ile yeniden düzenlenmelidir.

$$c_j = \frac{\sum_{j=1}^{n} c_j}{\bar{C}} * c_j$$

Adım 3. Yapısal davranıştaki transfer fonksiyonunun genliğini (f_h) hesapladıktan sonra yapıdaki girdileri oku.

Adım 4. Aday kaynaklardan (BN) en iyi yarısını (SN=BN/2) seç. Bu seçilen kaynakları giden arılar "çalışan arı" olacaktır diğerleri ise "işsiz arılar" olacaktır.

Adım 5. çevrim=1 olarak belirle.

Adım 6. Her besin kaynağı için *(s=1,2,…,SN).*

Adım 6a. Denk (22)' kullanarak her bir kaynağa kaç tane gezgin ara seçileceği belirle.

Adım 6b. Denk (23) kullanarak çalışan ve işsiz arılar için yeni çözümler bul.

Adım 6c. Her bir arı için amaç fonksiyonların hesap et.

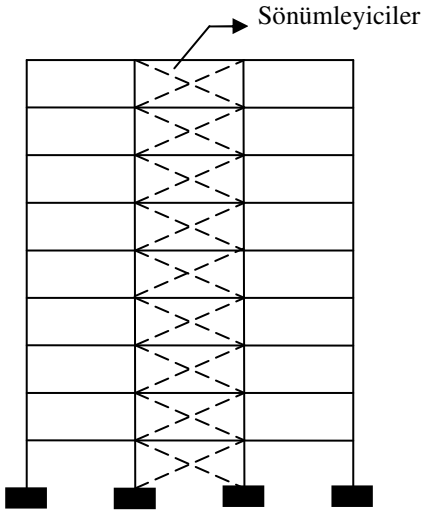
Adım 6d. Her bir kaynak için en iyi çözümü seç. Eğer yeni bulunan değer eskisinden iyi değil ise eski bulunanı en iyi olarak sakla

Adım 7. Çevrim = Çevrim +1

Adım 8. Eğer çevrim limit değerin altına düşmüş ise 6. adıma geri dön değilse işlemi sonlandır.

SAYISAL ÖRNEK

Düzlem çerçeve yapılarda ABC algoritması kullanılarak optimum sönümleyici yerleşimi araştırılmıştır. ABC algoritması ile elde edilen sonuçlar gradyant temelli optimizasyon yöntemi olan SDSA ile doğrulanmıştır. Bu karşılaştırma için dokuz katlı çelik düzlem çerçeve sistem modeli kullanılmıştır (Şekil 3). Amaç fonksiyonu olarak yukarıda tanımlanan transfer fonksiyonu tepe yer değiştirmesi ve transfer fonksiyonu elastik taban kesme kuvveti seçilmiştir.



Şekil 3. Dokuz katlı çelik düzlem çerçeve modeli

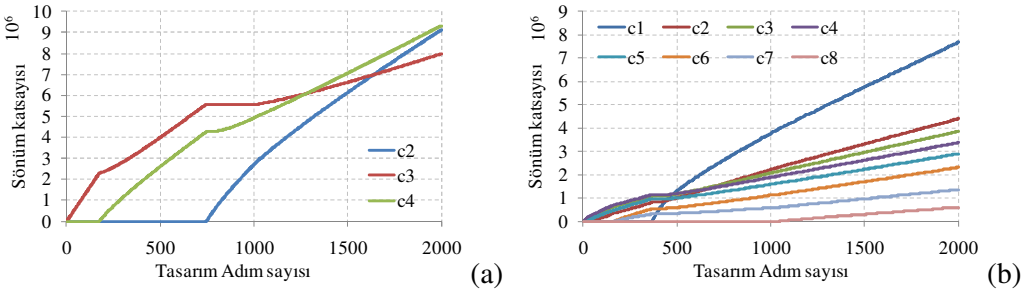
Seçilen yapı modelinde her kat 4 m, açıklıklar ise 8 m olarak düzenlenmiştir. Kolon ve kirişlerin elastisite modülü 2.06×10^5 MPa'dır. Yapı elemanlarında kayma şekil değişimleri ihmal edilmiştir ve özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Yapısal elemanların özellikleri

Kat Seviyesi	Kirişler		Kolonlar		Yoğunlaştırılmış kütle (kg)		Kütle Atalet Momenti (kg m^2)	
	$A(m^2)$ (10^{-4})	$I(m^4)$ (10^{-5})	$A(m^2)$ (10^{-4})	$I(m^4)$ (10^{-5})	İç Düğüm Noktaları (10^3)	Dış Düğüm Noktaları (10^3)	İç Düğüm Noktaları (10^5)	Dış Düğüm Noktaları (10^5)
1-3	756	383	756	383	51.2	25.6	5.46	1.71
4-6	683	353	683	353	51.2	25.6	5.46	1.71
7-9	365	205	365	205	51.2	25.6	5.46	1.71

Modelin birinci serbest titreşim frekansı 5.239 rad/s olarak hesaplanmış ve kritik sönüm oranı ξ=0.02 olarak alınmıştır. Gradyan temelli sönümleyici optimizasyonunda her adımda ilave sönümleyici sönümü $\Delta C=\bar{C}/m$ olarak alınmıştır. Tasarım adım sayısı 2000 kabul edilmiştir.

Önce, SDSA yöntemi kullanılmış ve sönümleyici yerleşimi için en üst kat yer değiştirmesi ve taban kesme kuvveti minimize edilmeye çalışılmıştır. İki farklı amaç fonksiyonu için sönümleyici dağılımları Şekil 4(a-b)'de gösterilmiştir.



Şekil 4. Sönümleyicilerin sönüm katsayılarının değişimi (a) üst kat yer değiştirme minimizasyonu (Takewaki, 2000) b) taban kesme kuvveti minimizasyonu (Aydin vd., 2007)

Şekil 4(a)'da görüldüğü gibi amaç fonksiyonunun üst kat yer değiştirmesi olarak seçilmesi durumunda sönümleyici yerleşimi 2., 3. ve 4. katlarda yoğunlaşırken, amaç fonksiyonunun taban kesme kuvveti olarak seçilmesi durumunda 1., 2., 3., 4.,5., 6., 7. ve 8. katlara dağılmıştır. Her iki amaç fonksiyonu için optimum sönümleyici yerleşiminin transfer fonksiyonu genlikleri Şekil 5(a-b)'de gösterilmiştir.

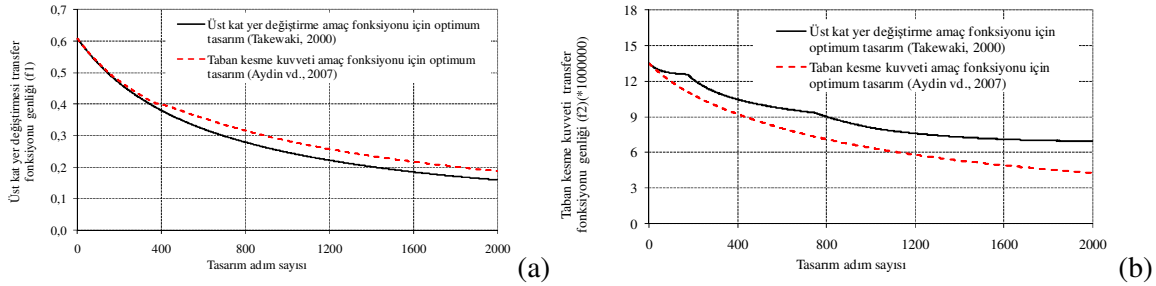


Fig. 5. Transfer fonksiyonu genliğinin değişimi (a) üst kat yer değiştirme minimizasyonu

(b) taban kesme kuvveti minimizasyonu

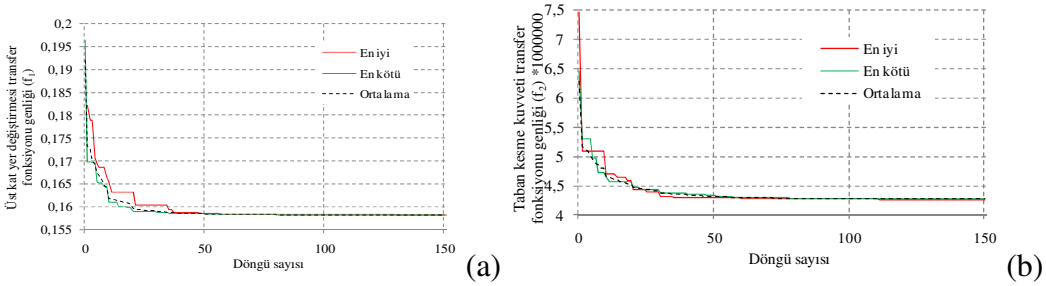
Tepe yer değiştirmesine göre sönümleyiciler yerleştirildiğinde, rölatif kat yer değiştirmelerinin büyük olduğu katlarda sönümleyiciler yoğunlaşmaktadır bu ise üst kat yer değiştirmesini önemli derecede azaltacaktır. Taban kesme kuvveti optimizasyonu kullanıldığında sönümleyicilerin sönüm katsayıları alt katlardan üst katlara doğru artmaktadır.

Tablo 2. ABCA ve SDSA yöntemleri için optimum sönümleyici dağılımı

Tasarım Değişkenleri (N.s/m) (10^6)	Üst kat yerdeğiştirme minimizasyonu (ABCA)			Üst kat yer değiştirme minimizasyonu (SDSA)	Taban kesme minimizasyonu (ABCA)			Taban kesme minimizasyonu (SDSA)
	En iyi	En kötü	Ortalama		En iyi	En kötü	Ortalama	
c_1	0	0.001946892	0.00021652	0	7.662480	7.448999	7.561073	7.69986
c_2	9.157840	9.126909	9.144104	9.4691	4.386893	4.276341	4.327206	4.40559
c_3	7.986149	7.746879	7.962118	7.56606	3.846087	3.802888	3.815662	3.86316
c_4	9.315985	9.494948	9.344019	9.42483	3.370017	3.380883	3.371617	3.37365
c_5	0	0.08746408	0.0090627	0	2.896398	2.951489	2.937905	2.88414
c_6	0.00000024	0.00040702	0.000098397	0	2.315834	2.428893	2.381949	2.30202
c_7	0.00001952	0.00002841	0.000197792	0	1.371787	1.477884	1.422009	1.34946
c_8	0.00000585	0.000053550	0.000031318	0	0.610388	0.6913998	0.6421767	0.58212
c_9	0	0.00000462	0.000003421	0	0.000105	0.0008092	0.00029245	0
Amaç fonksiyonları								
f_1	0.158221	0.158241	0.158223	0.158541	-	-		-
f_2 (10^6)	-	-		-	4.268842	4.271124	4.269907	4.273416

ABC algoritması kullanılarak sönümleyicilerin optimum yerleşimi incelendiğinde iki amaç fonksiyonu için sönümleyici dağılım aşamaları Şekil 6(a-b)'de gösterilmiştir. Şekil 6 (a-b)'de iki amaç fonksiyonu için elde edilen en kötü, en iyi ve ortalama sonuçlar verilmiştir. Amaç fonksiyonu olarak üst kat yer değiştirmesi ele alındığında yakınsama 50 adımda sağlanırken, taban kesme

kuvveti için 100 adımda yakınsama sağlanmaktadır. Bu sebeple maksimum döngü sayısı (MNC) her durumda 150 olarak belirlenmiştir. Kaşif arı sayısı ise 50 olarak kabul edilmiştir, çünkü tasarım değişkenleri 10 olduğu zaman genelde daha iyi sonuçlar elde edilmektedir (Sönmez, 2011a).



Şekil 6. ABC algoritması optimum sönümleyici dağılım adımları a) Üst kat yer değiştirme minimizasyonu (b) Taban kesme kuvveti minimizasyonu

SSDA ve ABCA optimizasyon teknikleri için elde edilen sönümleyici dağılımları Tablo 2'de verilmiştir. SDSA yöntemi kullanıldığı zaman üst kat yer değiştirme amaç fonksiyonu durumunda sönümleyiciler 2., 3. ve 4. katlarda yoğunlaşmıştır. ABCA yöntemi kullanıldığında yine aynı katlarda sönümleyiciler yoğunlaşmış diğer katlarda ise sönümleyici miktarları önemsiz seviyelerde kalmıştır. ABCA yöntemi rastgele sayıda seçimler yapar. SDSA ve ABCA yöntemleri ile elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında tatmin edici yakınsamalar sağlanmıştır. Kullanılan ABCA yöntemi herhangi bir gradiyent bilgiye ihtiyaç duymadan optimum sönümleyici yerleşimini yapabilmektedir.

Tablo 2'nin son bölümünde (f_1) ve (f_2) transfer fonksiyonu genlikleri verilmiştir. Burada ABCA yöntemi ile elde edilen sonuçların en kötüsü bile SDSA yöntemi ile elde edilen sonuçlara ulaşmıştır.

SONUÇLAR

ABC algoritması kullanılarak düzlem çerçeve yapılarda optimum sönümleyici yerleşimi araştırılmıştır. Optimizasyon probleminin çözümü için iki farklı amaç fonksiyonu tanımlanmış ve herhangi bir gradiyent bilgi kullanmadan çözüm yapılmıştır. ABC algoritması için elde edilen sönümleyici dağılımları, SDSA gradiyent temelli optimizasyon tekniği ile karşılaştırılarak tatmin edici yakınsamalar sağlanmıştır. ABC algoritması oldukça basittir ve sönümleyici yerleşiminin tespiti için oldukça etkilidir. Bu algoritma farklı amaç fonksiyonları için kullanmaya da elverişlidir.

KAYNAKLAR

Constantinou MC, Tadjbakhsh IG (1983) "Optimum design of a first storey damping", *Computer & Structures*, 17(2):305-310

Constantinou MC, Symans MD, (1992) "Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers", *Report No NCEER-92-0032 National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, New York

Ashour SA, Hanson RD (1987) "Elastic response of buildings with supplemental damping", *Report UMCE*, 87-1

Tsuji M, Nakamura T (1996) "Optimum viscous dampers for stiffness design of shear buildings", *The Structural Design of Tall Buildings,* 5:217-234

Hahn GD, Sathiavageeswara KR (1992) "Effects of added-damper distribution on the seismic response of building", *Computers & Structures.,* 43(5):941-950

Zhang RH, Soong TT (1992) "Seismic design of visco–elastic dampers for structural applications", *Structural Engineering ASCE*, 118(5):1375-1392

Cao X, Mlejnek HP (1995) "Computational prediction and redesign for visco-elastically damped structures" *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* 125:1-16

Takewaki I (1997) "Optimal damper placement for minimum transfer functions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:1113-1124

Takewaki I (1998) "Optimal damper positioning in beams for minimum dynamic compliance", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* 156:363-373

Takewaki I. (1999-a) "Non-monotonic optimal damper placement via steepest direction search", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:655-670

Takewaki I (1999-b) "Displacement-acceleration control via stiffness-damping collaboration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:1567-1585

Takewaki I (2000) "Optimum damper placement for planar building frames using transfer functions", *Structural and Multidisciplinary Optimization,* 20:280-287

Aydin E, Boduroglu MH, Guney D (2007) "Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar building structures", *Engineering Structures*, 29:176-185

Bishop JA, Striz AG (2004) "On using genetic algorithms for optimum damper placement in space trusses", Structural *and Multidisciplinary Optimization,* 28:136-145

Lavan O, Levy R (2005) "Optimal design of supplemental viscous dampers for irregular shear frames in the presence of the yielding", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34:889-907

Cimellaro GP (2007) "Simultaneous stiffness-damping optimization of structures with respect to acceleration displacement and base shear", *Engineering Structures*, 29:2853-2870

Bonabeau E, Dorigo M, Theraulaz G (1999) Swarm intelligence: from natural to artificial systems, Oxford University Press, New York

Kennedy J, Eberhart RC, Shi Y (2001) Swarm intelligence, Morgan Kaufmann Publishers, San Francisco

Lee KS, Geem ZW (2004) "A new structural optimization method based on the harmony search algorithm", *Computers& Structures*, 82:781-798

Camp CV, Bichon BJ (2004) "Design of space trusses using ant colony optimization", *Journal of Structural Engineering*, 130:741-51

Karaboga D, Basturk A (2009) "Survey: algorithms simulating bee swarm intelligence", *Artificial Intelligence Review,* 31:61-85

Teodorovic D (2009) "Bee Colony Optimization (BCO)", *Innovations in Swarm Intelligence,* 248:39-60

Sonmez M (2011a) "Artificial bee colony algorithm for optimization of truss structures", *Applied Soft Computing* 11(2):2406-2418

Sonmez M (2011b) "Discrete Optimum design of truss structures using artificial bee colony algorithm, Struct Multidisc Optim, Volume 43, Number 1, 85-97.

Frisch Von K (1967) Dance language and orientation of bees, Harvard University Press, Cambridge, Massachusetts

Karaboğa D, Baştürk B (2008) "On the performance of artificial bee Colony (ABC)", *Applied Soft Computing*, 8:687-97

LİFLİ POLİMER UYGULAMALARINDA KALİTE KONTROLÜ

QUALITY CONTROL IN FRP APPLICATIONS

İhsan Engin BAL[1]

ÖZET

Lifli polimerlerle (LP) yapısal güçlendirme havacılık ve uzay sanayiinden yapı sektörüne geçen bir yüksek teknoloji uygulamasıdır. İlk örnekleri 80'lerin sonlarında ABD'de başlayan bu teknoloji özellikle 1999 depremlerinden sonra ülkemizde de yaygın olarak kullanım alanı bulmuştur. Diğer tüm yapı ürünlerinde olduğu gibi LP uygulamalarında da kalite kontrolü sağlıklı bir uygulamanın ön şartıdır. LP teknolojisinin ilerlemesi ve yaygın kullanımına paralel olarak kalite kontrolü, sahada ve laboratuvarda yapılacak deneyler konusunda da ilerlemeler kaydedilmiş ve standartlar oturmuştur.
Bu makalede de LP uygulamalarında gerek sahada ve gerekse laboratuvarda yapılan ve gelişmiş ülkelerde artık birer zorunluluk haline gelen kalite kontrol testleri, bunlara ilişkin standartlar ve örnek uygulamalar incelenecektir.
Anahtar Kelimeler: Lifli Polimer, kalite kontrolü, saha deneyleri

ABSTRACT

Strengthening with FRP, a high-tech application that has been introduced into civil engineering industry from aerospace industry, was initiated in the late 80's in the United States and has been recognized by the Turkish engineering community as en effective solution especially after the 1999 earthquakes. As happens with any construction material, quality control is the primary condition for a sound application of FRP. Thus, in parallel to the advancements in the FRP technology and widespread use, the on-site and laboratory tests to control the quality of FRP material and its application have been standardized.
This paper discusses the quality control standards adopted by developed countries that have to be followed on-site and in laboratory.
Keywords: FRP, quality control, on-site tests

GİRİŞ

Yapılarda kullanılan malzemelerin yapım esnasında alınacak numuneler yolu ile test edilmesi, yapılan uygulamanın kalitesinin kontrol altında tutulması için bilinen en uygun yöntemdir. Sahada belirli standartlara göre alınan numuneler daha sonra laboratuvarda yine belirli standartların tariflerine göre test edilir. Bu durum betonda ve betonarme çeliğinde veya güçlendirme projelerinde kullanılan ankrajlarda böyle olduğu gibi, üretimi ve uygulaması esasen çok daha kontrollü olan lifli polimerlerde de (LP) böyledir.
Bu makalede, onarım ve güçlendirme uygulamalarında, hem ülkemizde ve hem de yurtdışında sıklıkla kullanılan LP malzemelerinin sahada ve laboratuvarda kalite kontrollerine ilişkin detaylar verilmiştir. İlk olarak priz almış LP malzemenin laminat özelliklerinin bulunmasına yönelik ASTM D-3039 standardı ve bunun muadili olan EN ve TS standartları, daha sonra da yapılan LP uygulamasının yüzeye iyi yapışıp yapışmadığının test edildiği ASTM D-4541 standardı ile yine bunun Avrupa ve Türkiye'deki muadilleri incelenmiştir.

[1] PhD., Fyfe Europe S.A., Atina, Yunanistan, ihsanbal@fyfeeurope.com

SAHADA GÖZLEM YOLU İLE GENEL KALİTE KONTROLÜ

Bu bildirinin ilerleyen kısımlarında LP uygulamalarının laboratuvar deneyleri ve sahada numune alma yolları ile kalite kontrolüne tabi tutulması konularında detaylı inceleme ve açıklamalar verilmiştir. Ancak bunlardan önce sahada çok basit gözlem ve tahribatsız deneyler ile yapılabilecek kalite kontrol adımları da doğru bir LP uygulaması için ilk kullanılabilir.

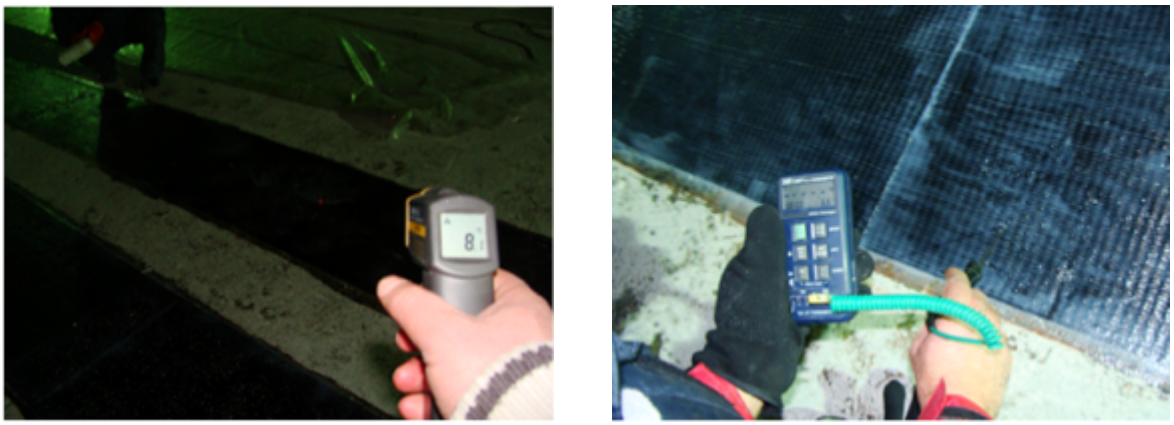
İlk olarak uygulama öncesi yapılması gereken saha kontrolleri mevcuttur. Bu kontrollerde LP'nin betonarme yüzeylere uygulanması durumu için betonun çekme dayanımının 1.5MPa'dan büyük olması gerekmektedir (bu şart, makalenin ilerleyen safhalarında da açıklanacak olan "yapışmanın kritik olduğu" -bond critical- uygulamalarda geçerlidir). Bu dayanım, yine bu makalenin ilerleyen bölümlerinde de anlatılacak olan çekip koparma deneyi (pull-off test) aparatı ile tayin edilebilir.

Sahada LP uygulaması başlatılmadan önce yapılacak bir diğer önemli kontrol de uygulama yapılacak yüzeyin düzgünlük kontrolüdür. Uygulamanın yapılacağı yüzeyde dalgalanmalar, atlamalar olmamalı, eğer bunlar giderilemiyorsa da yüksek dayanımlı tamir harcı ile doldurulmalı veya yoğunlaştırılmış epoksi reçine malzemesi ile düzlenmelidir. Bunun yapılmadığı durumlarda hatalı uygulama (bkz. Şekil 1) kaçınılmazdır ve LP içerisindeki lifler çalışmazlar.



Şekil 1. Yüzey düzlemesi olmadan yapılan hatalı LP uygulaması: bu uygulamada LP lifleri çalışmaz ve beklenen vazifeyi yerine getiremezler

LP uygulamasının ana bileşenlerinden birisi epoksi reçinesidir. Bu reçine kimyasal bir karışım olup ancak belirli sıcaklık ve nem koşullarında uygulanabilir. Bu koşullar, özellikle nemli olduğu hissedilen havalarda, saha mühendisi tarafından kontrol edilmelidir (bkz. Şekil 2). Yüksek nem oranları (%80'in üzerinde) ve düşük sıcaklıklar (5 derece ve altı) doğru LP uygulaması için uygun değildir. Ayrıca yüzey sıcaklığının çiy noktasının üstünde bir sıcaklığa sahip olması gerekir. Çiy noktası, havadaki nemin yüzeyde su damlacıkları haline geldiği durumdur. Havadaki nem oranı ve hava sıcaklığına bağlı olarak çiy noktası sıcaklığı bulunmalı ve lazer termometre ile bulunacak yüzey sıcaklığının bu noktanın üstünde olmasına dikkat edilmelidir.



Şekil 2. Yüzey sıcaklığının lazer termometre ile ölçülmesi *(solda)* ve havadaki nem oranı ve hava sıcaklığının uygulama anında ölçülmesi *(sağda)*

LP malzemesi uygulandıktan sonra yapı tekrar işletmeye açılana kadar uygulanmış LP'nin korunması da kalitenin tutturulması açısından önemlidir. Uygulandıktan sonra dikkat edilmeyen ve inşaat şartlarına maruz bırakılan LP (bkz. Şekil 3) hasar görebilir.



Şekil 3. Sahada uygulandıktan sonra hiçbir koruyucu önlem alınmadan bırakılan LP



Şekil 4. Arkasında boşluk kalan hatalı LP uygulaması *(solda)* ve hatanın tamir edilmiş hali *(sağda)*

Sahada yapılacak kontrollerden biri de priz almış LP malzemesinin arkasında, yani LP ile onarılan/güçlendirilen eleman yüzeyi arasında bir boşluk kalıp kalmadığının saptanmasıdır. Bunun için sahada yuvarlak uçlu ufak bir çekiç ile priz almış LP üzerine hafifçe vurarak ve gelen sesi dinleyerek arkada kalan boşlukları tespit etmek mümkündür. Bu boşluklar 1.5 ila 3mm genişliğe kadar ise yok sayılabilir. Eğer boşluk kalan (yapışmayan) LP alanı, yapılan uygulamanın %5'inden fazla ise bu alanın onarılması gerekir (bkz. Şekil 4). Onarım için o bölgedeki LP sökülüp yerine bir

yama konularak onarım yapılabilir. Arkada kalan boşluğun 13cm^2'den (2inch^2) büyük olması durumunda da onarım gerekir. Boşluk 13 cm^2'den küçükse ve köşe yada kenara denk gelmiyorsa yine ihmal edilebilir veya içine epoksi reçinesi enjekte edilerek tamir edilebilir.

TASARIMDA KULLANILACAK MALZEME ÖZELLİKLERİ VE İLGİLİ DENEYLER

Tasarım Değerleri ve LP Ürün Teknik Föyleri

Bilindiği gibi LP malzemesi reçine ve kumaştan oluşan kompozit bir malzemedir. Mühendislik açısından bu malzemenin mekanik özellikleri ancak kompozit ürünün özelliklerinin bilinmesi ile elde edilebilir. Bunun için de LP'nin kuru lif özelliklerinin yanında laminat özelliklerinin de bilinmesi şarttır. Kuru lif özellikleri genelde karbon fiberlerden oluşturulan bir ipliğin mekanik özellikleri bazında ve "mN/tex" biriminde verilir. Bu birim dokuma sanayiinde de kullanılan ve 1km uzunluktaki bir ipliğin içinde ne yoğunlukta lif olduğunu ve bu ipliğin dayanımının ne olduğunu anlamaya yarayan standart bir ölçü birimidir. Daha sonra bu iplik dayanımından, kumaşın birim alana düşen ağırlığı kullanılarak, kumaşın dayanımına geçilir. Ancak burada kumaş malzemesinin daha önce tek başına test edilen ipliklerden birçoğunu barındırdığı ve bu ipliklerin kumaşın oluşturulmasından sonra da aynı dayanım değerini vereceği varsayılmıştır. Fakat bu iplikten elde edilen dayanım esasen inşaat mühendislerinin sahada uyguladığı LP kompozit malzemesinin dayanımından çok daha farklıdır. Zira bu tek lif deneye tabi tutulduğunda oldukça düz bir şekilde çekilmekte ve sadece bu lifin özellikleri saptanmaktadır. Halbuki sahada uygulanan LP malzemesi ne sadece liflerden oluşmakta ne de mükemmelen düz bir şekilde eleman yüzeyine yapıştırılmaktadır. Liflerin mükemmelen düz olamamasının bir sebebi işçilik ise diğer ve en önemli bir sebebi de ipliklerden kumaş elde edilirken kullanılan dokuma biçiminin ipliği dalgalı bir hale getirmesidir (iplikler birbirinin üstünden ve altından geçerek bir kumaş oluştururlar).

Özellikle son yıllarda gelişmiş ülkelerdeki onarım ve güçlendirmeye yönelik yönetmelik ve şartnameler LP tasarımında ya belirli standartlara göre tespit edilen laminat özelliklerinin kullanılmasını veya bu sağlanamıyorsa da kuru lif özelliklerinden bulunan dayanım değerlerinin belirli katsayılar ile azaltılmasını zorunlu kılmaktadır. 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar'ın ilgili bölümlerinde LP ile güçlendirmeye ait tasarım ve uygulama detayları verilmiş ancak tasarımın kuru lif özelliklerine göre mi yoksa laminat özelliklerine göre mi yapılacağı konusuna açıklık getirilmemiştir. Örneğin ACI 440 Bölüm 4.3.1'de (ACI, 2008) "Şekline bakılmaksızın tüm LP sistemlerinin mekanik özellikleri, lif içeriği bilinen laminat örneklerinin test edilmesi ile bulunacaktır" der. Böylece ACI 440, LP mekanik özellikleri denildiğinde akla gelen ve firmaların teknik bilgi föylerinde bulunması gereken ve haliyle tasarımda da kullanılması gereken değerlerin sadece kompozit malzemenin laminat özellikleri olduğu konusuna açıklık getirmiştir.

LP malzemesinin yapıştırıldığı eleman ile beraber çalışmasında iki temel prensip mevcuttur. Bu prensiplerden birinde onarılan veya güçlendirilen eleman ile LP malzemesi arasındaki bağın *(bond)* kritik olduğu ve bu bağın yok olması durumunda LP malzemesinin hiçbir şekilde çalışmayacağı varsayılmaktadır. Örneğin eğilme etkilerine karşı pozitif moment bölgesinde *(alttan)* güçlendirilen bir kirişte durum böyledir, yani LP ile betonarme yüzey arasındaki bağ kaybolduğunda betonarme kiriş yüklere tek başına karşı koymak zorunda kalır. Bir diğer prensip ise LP malzemesinin yüzey ile temasının devam etmesinin yeterli olduğu ancak mutlak bir yapışmanın gerekli olmadığı uygulamalardır. Bu uygulamalara örnek olarak normal kuvvet etkilerine karşı güçlendirilen bir kolonun durumu verilebilir. Bu tür bir uygulamada LP malzemesi ile mevcut kolon yüzeyi arasındaki yapışma yok olsa dahi LP malzemesi kolonu sarmaya devam edeceğinden çalışmaya ve vazifesini yerine getirmeye devam ettiği kabul edilir.

Pratikteki LP uygulamalarının çoğu yukarıdaki paragrafta tarif edilen ilk gruba, yani LP malzemesi ile mevcut eleman yüzeyi arasındaki yapışmanın kritik olduğu gruba girmektedir. Bu yüzden de iki malzeme arasındaki temasın ve yük aktarımının sağlıklı olabilmesi için uygulamada azami gayret gösterilmeli ve uygulama saha deneyleri ile de test edilmelidir.

Liflerin doyurulması konusunda yaygın iki yöntem bulunmaktadır. Bunlardan ilkinde kumaş yüzeye kuru olarak yerleştirilip üzerinden reçine yedirilmiş rulo ile geçilerek reçinenin liflerin içine

girmesi sağlanır. Diğer uygulamada ise kumaş yüzeye uygulanmadan önce dışarıda, tercihen bir doyurucu makina ile (Şekil 5) iyice doyurulduktan sonra yüzeye yerleştirilir. İkinci uygulama daha fazla tecrübe gerektiren bir uygulamadır ancak LP'nin çalışmasının en önemli şartı olan liflerin doyurulması noktasında kuru yerleştirmeye göre, özellikle kalın ve birden fazla katmanın bulunduğu uygulamalarda, çok daha etkindir.

Onarım ve Güçlendirme İşlerinde ASTM D-3039'a Göre Kupon Deneyleri

Yukarıda da açıklandığı gibi, tasarım esnasında kullanılacak mekanik özelliklerin belirlenmesi için laminat özelliklerinin kullanılması ve priz almış bu laminatlar üzerinde deneyler yapılması şarttır. Bu deneyler kupon deneyleri diye adlandırılmaktadırlar zira doğrudan çekme deneyleri küçük kuponlar üzerinde yapılmaktadır (bkz. Şekil 6 ve Şekil 7). Basit gözükmekle birlikte, her deneyde olduğu gibi bu deneylerde de belirli standartlara uyulması gerekmektedir yoksa aynı kuponlar üzerinde birbirinden az da olsa farklı yöntemlere göre yapılacak deneylerin sonuçları birbirinden farklı olacaktır.



Şekil 5. LP kumaşın doyurulması için kullanılan doyurucu makinanın şantiye boyu -Fibrwrap İnşaat'ın izni ile - (daha küçük boylarını kamyonet arkasında taşımak da mümkündür)

ASTM D-3039 (2000) *"Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials (Polimer Matrisli Kompozit Malzemelerin Çekme Özellikleri İçin Standart Yöntem)"* kupon deneyleri için dünya genelinde kullanılan en yaygın standarttır. Buna göre sahada kumaşın reçine ile önceden doyurulması yöntemi ile hazırlanacak plakalar priz aldıktan sonra belirli boyutlarda kesilerek deneye hazırlanacak ve her plakadan bu şekilde 5 adet şerit kesilip denenecektir (plakalar için bkz. Şekil 7). Kesilen şeritlerin uçlarına, yani deney aletinin şeritleri yakaladığı iki uca özel kafalar yapılarak hem aletin numuneyi iyi yakalaması ve hem de çekme esnasında kopmanın bu uçlarda değil numune ortalarında meydana gelmesi sağlanmaktadır. Bu kafaların yapımı zorunlu olmamakla birlikte, pratikte sağlıklı sonuçların alınabilmesi için gerekli bir hazırlıktır. Özellikle tek yönlü liflerden oluşan malzemelerin lif yönüne paralel test edilmesinde bu özel kafalar ısrarla tavsiye edilmektedir.

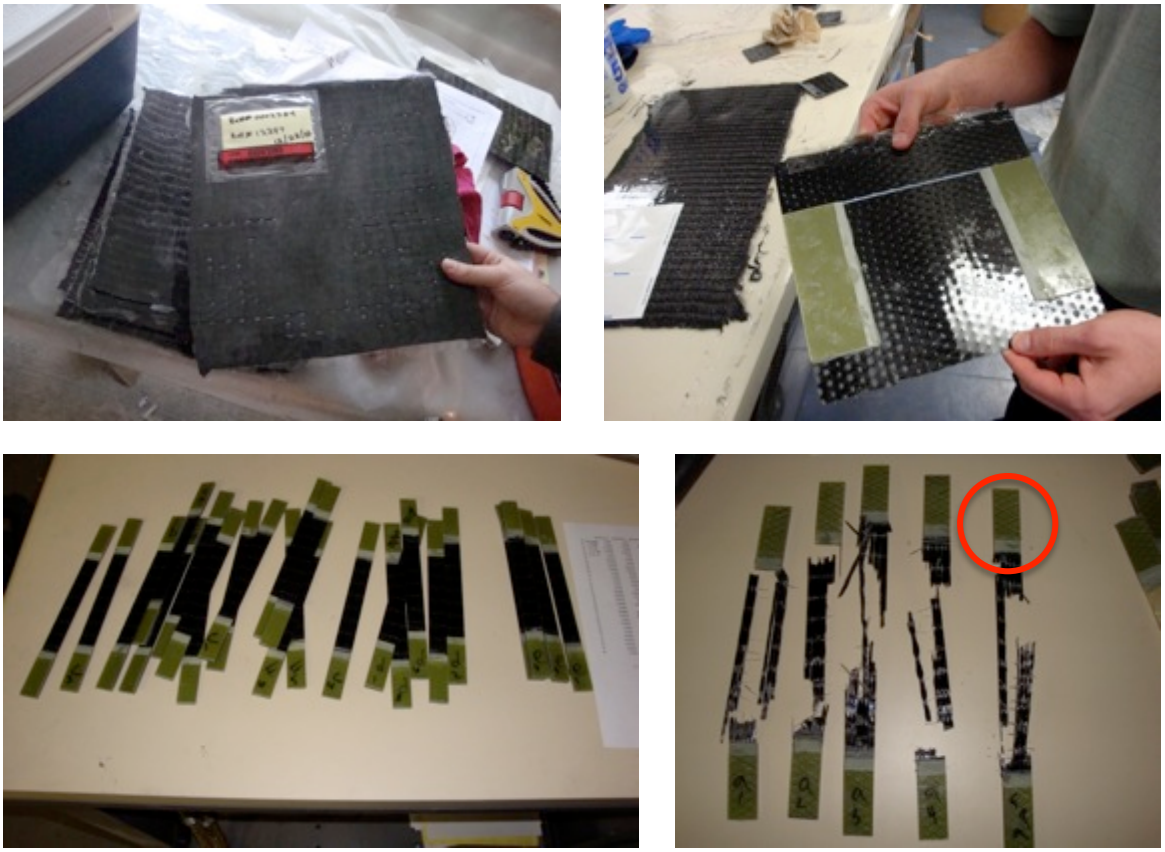


Şekil 6. ASTM D-3039'da tavsiye edilen kupon şeritlerin yandan kesiti

Denenecek şeritlerin geometrik özellikleri, numunede beklenen hasar modu sağlanmak kaydı ile, kullanıcıya bırakılmıştır. Ancak ASTM tarafından önerilen geometriye göre: şerit numune genişliği 25mm, toplam uzunluk 175mm, kalınlık 2mm, özel kafaların uzunluğu 25mm ve özel kafa kalınlığı 1.5mm olabilir.

LP malzemenin, en azından kompozit halinde iken, gerilme-şekil değiştirme bağıntısı teorikte doğrusal olarak kabul edilse bile gerçekte bir miktar doğrusallıktan sapma gösterir (bkz. **Şekil 8**). Bu durumda, gerilme şekil değiştirme eğrisi küçük kirişlere (chord) bölündüğünde kirişlerin

eğimleri, yani o bölgedeki elastisite modülleri birbirine eşit olmayacaktır. Bunun için ASTM D-3039'da elastisite modülünün okunacağı bölgenin 0.1% ila 0.3% birim şekil değiştirmeler arasında olması tavsiye edilmektedir. Eğer **Şekil 8**'de verilen "geçiş noktası" 0.1% ila 0.3% aralığında meydana gelirse kullanıcı başka bir birim şekil değiştirme aralığı belirleyebilir. Eğer deneyden amaç numunenin tüm gerilme-şekil değiştirme bağıntısını elde etmek değil de sadece Elastisite modülü, kopma uzaması ve dayanımı elde etmek ise, o zaman birim şekil değiştirme mekanik olarak numune üzerine takılan bir LVTD aracı ile de ölçülebilir. Bu durumda deney hem daha hızlı ve hem de daha ucuz olacaktır. Elastisite modülü bulunduktan sonra, kopma yükü de cihazdan okunabildiğine göre, bu ikisine bağlı kopma uzaması yine ASTM D-3039'a göre elde edilebilmektedir. Bu kopma uzaması, numunenin gerilme-şekil değiştirme davranışının tamamen doğrusal olması durumunda, gerçekte oluşan kopma uzamasına eşit olacaktır. Ancak numunenin doğrusal olmayan kırıklı bir davranışa geçmesi durumunda (bkz. **Şekil 8**) yukarıda açıklandığı şekilde 0.1% ve 0.3% birim şekil değiştirme değerleri arasında ölçülen elastisite modülü ve test cihazından okunacak kopma yüküne bağlı olarak bulunacak kopma birim şekil değiştirmesi, gerçek kopma birim şekil değiştirmesinden daha küçük olacaksa da bu durum tasarım açısından güvenli tarafta kalmak sonucunu doğurduğundan bir sorun teşkil etmemektedir.



Şekil 7. Sahada hazırlanan ve priz almış LP plaka (sol üstte), laboratuvarda kesilmeye hazırlanmış ve özel kafalar için gerekli ilave malzemesi yapıştırılmış (sarı renkli şeritler) LP plaka (sağ üstte), kesilmiş ve teste hazır şeritler (sol altta) ve deneyi tamamlanmış hasarlı numuneler (sağ altta), burada kırmızı daire içine alınan özel numune kafası görülebilir – Fibrwrap İnşaat'ın izni ile

ASTM D-3039'un Türkiye ve Avrupa'daki muadilleri

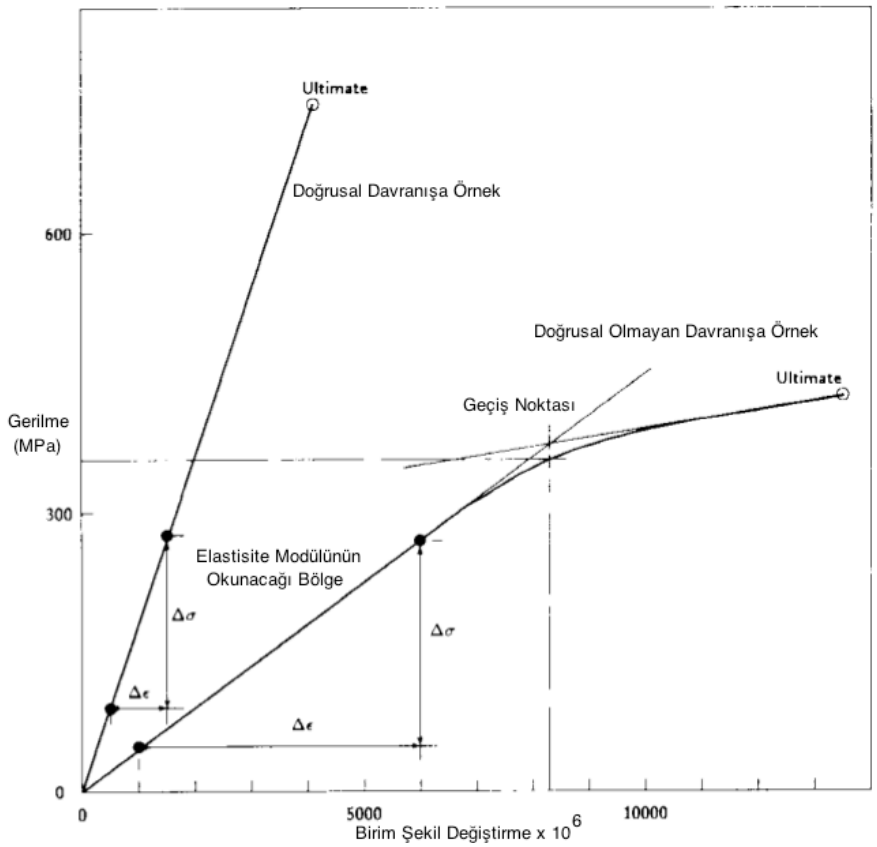
ASTM D-3039 ile aynı içeriğe sahip bir diğer standart da, havacılık sektörü kanalıyla standartlaşan EN 2561'dir (CEN, 1995). Bu standart daha sonra TS EN 2561 (TSE, 1996) numarası ve "Havacılık-Karbon Elyaf Takviyeli Plastikler-Tek Yönlü Levhalar-Elyaf Yönüne Paralel Çekme Deneyi" ismi ile Türkiye'de de standartlaşmış ve resmiyet kazanmıştır.

Örnek Uygulama

Tek bir plakadan sahada 5 adet şerit kesildiğini varsayalım. Bu şeritlerin mekanik özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Numuneler 50mm genişliğinde hazırlanmıştır.

Tablo 1. Örnek deney sonucunda bulunan mekanik özellikler

Kupon Numarası	Numune Genişliği *(mm)*	Ölçülen Numune Kalınlığı *(mm)*	Ölçülen Kopma Yükü *(kN)*
T1	50	1.40	79.2
T2	50	1.58	72.9
T3	50	1.75	74.3
T4	50	1.35	74.3
T5	50	1.55	77.4
Ortalama	50	1.52	75.6



Şekil 8. Tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri ve elastisite modülünün okunacağı bölge *(ASTM D-3039'dan alınmıştır)*

ASTM D-3039'da çekme özelliklerinin bulunması için tamamen aynı sonuçları veren iki farklı hesap yöntemi mevcuttur. Yöntemlerden ilkinde deneye tabi tutulan numunenin içinde bulunan liflerin yoğunluğundan yola çıkılarak hayali bir kesit alanı hesabı yapılmakta ve bu alan değeri hesaplarda kullanılmaktadır. İkinci yöntemde ise ölçülen numune kalınlığı hesaplarda kullanılmaktadır. Numunenin kalınlığı hesaplarda birbirini götürdüğünden, sonuç olarak LP'nin birim genişliğe düşen dayanımı aynı kalmaktadır. Bu bildiride ikinci yöntem kullanılmış ve hesaplar aşağıda Denklem (1) ila (3) arasında gösterilmiştir.

$$A_f = t_f w_f = (1.52mm)(50mm) = 76mm^2 \quad (1)$$

$$f_{fu} = Ortalama\ Kopma\ Yükü\ /\ A_f = 75.6kN\ /\ 76mm^2 = 0.994kN/mm^2 \quad (2)$$

$$P_{fu} = \frac{f_{fu}A_f}{w_f} = \frac{(0.994)\ (76)}{50} = 1.51kN/mm \quad (3)$$

Yukarıdaki denklemlerde laboratuvarda ölçülen laminat kalınlığı kullanılabileceği gibi, üretici firma tarafından tavsiye edilen nominal laminat kalınlığı da kullanılabilir. Sonuçlar etkilenmeyecektir.

LP YAPIŞMA DAYANIMININ ÖNEMİ VE SAHADA TESBİTİ: ASTM D-4541

Yapışma Dayanımının Tespiti İçin Deney Yöntemi Ve Gerekli Aparatlar

Bu test çok basit el aparatı ile veya biraz daha büyükçe ve deney değerlerini sayısal olarak veren aparatlar ile yapılabilir (bkz. Şekil **9**). Uygulama için öncelikle LP yüzeyi temizlenir. Bu temizleme işleminin yapışma dayanımına etki etmeyecek bir yöntemle yapılması (genelde fırça ile temizleme) şarttır. Aparat uç başlığı yapıştırıcı bir malzeme ile (epoksi reçinesi de bu işi görebilir) temizlenmiş LP üzerine yapıştırılır. Daha sonra aparatın ucu etrafında LP malzemesi ve bir miktar da beton kesilir. Aparatın geri kalan kısmı daha evvelden LP üzerine yapıştırılan aparat kafasına oturtularak çekme işlemi (genelde aparatın uç kısmındaki kolu döndürerek) başlatılır.
Çekme uygulaması başlatılmadan önce çekme kafasının etrafı çizilerek bir miktar kesilir. Böylece çekme kuvvetinin uygulandığı beton yüzeyinin tek başına çekme etkilerine maruz kalması ve böylece gerçek çekme dayanımının çekme kafası etrafındaki beton ile de etkileşime girmeden elde edilmesi amaçlanmaktadır. Ancak bu kesme işlemi çok dikkatli yapılmalı, çekme kafasının altında bulunan katmanlarda kılcal çatlaklar oluşturulmamalıdır. Kılcal çatlaklar yapışma dayanımı hakkında tamamen yanıltıcı sonuçlara yol açacaktır.



Şekil 9. Yapışma dayanımı tespiti için kullanılan aparat *(üstte solda)*, aparatın LP üzerine yapıştırılan kafası *(üstte sağda)*, çekme uygulaması *(altta solda)* ve başarılı bir sonuç *(altta sağda)*

Çekme işlemi ya çekme kafası kopup geldikten veya istenilen belirli bir çekme dayanımına ulaşıldıktan sonra durdurulur. Çekme işleminin sonucu gözlemsel olabileceği gibi rakamsal olarak da değerlendirilebilir. Gözlemsel değerlendirmede kopup gelen malzemenin beton yüzeyi olması, LP'nin çekme kafası ile beton yüzey arasındaki yük aktarımını mükemmelen yerine getirdiği

anlamına gelir. Bunun gerçekleşmediği durumlarda, yani başarısız test sonuçlarında ise LP tellenmiş bir şekilde koparak çekme kafası ile beraber çıkıp gelmektedir.

GÜÇLENDİRME YAPILACAK ELEMANDA YÜZEY HAZIRLIĞI VE KONTROLÜ

Güçlendirme yapılacak elemanlarda yüzey hazırlığı oldukça önemli bir rol oynamaktadır. Özellikle LP ile güçlendirilen eleman arasındaki bağın kritik olduğu uygulamalarda yüzeyin LP uygulamasına uygun bir hale getirilmesi zorunludur. Bu hazırlık en çok beton yüzeylere LP uygulaması için büyük önem taşımaktadır. Betonarme elemanın yüzeyinde bulunan ve sağlam olmayan beton katmanının kaldırılması gerekmektedir. Bu katman genelde 1.5-2mm kalınlığında bir tabakadır. Bu katman kaldırıldığında gözle muayene yapılabilir. Bu muayenede yüzey hazırlığı yapılan satıhta hiçbir serbest malzeme kalmamalı ve betonun içindeki agreganın uçlarının hafif bir şekilde tıraşlanmış olduğu, orijinal renkli beton yüzeyine ulaşıldığı doğrulanmalıdır. Hazırlanan yüzey daha sonra su ile veya tercihen basınçlı hava ile temizlenmelidir.
Beton yüzeylerde LP uygulamasından önce yapılacak olan yüzey hazırlığının tarifi ve kontrolü için bilinen en yaygın standart ICRI (International Concrete Repair Institute) tarafından yayınlanan 03732 numaralı yönergedir (ICRI, 2002). Bu yönergede yapılacak yüzey hazırlığı, yüzeyin pürüzlülüğüne göre 1'den 9'a kadar sıralanan profiller ile tarif edilmektedir (en az pürüzlü yüzey 1 numaralı profildir). Genel olarak LP uygulamalarında 2 veya 3 nolu profiller tercih edilmektedir.
ICRI dokümanında ayrıca bu 9 yüzey profilinin nasıl elde edilebileceği de tarif edilmiştir. Buna göre 2 nolu yüzey basit taşlama (bkz. Şekil **10**) ile elde edilebilirken, 3 nolu yüzey profili için ise kumlama gerekmektedir. Ayrıca ICRI tarafından çeşitli profillere göre hazırlanmış kauçuk kalıplar da yüzeyin en son ulaşması gereken şekilde basılmışlardır ve sahada yüzeyin gözle muayenesi için kullanılabilirler. Pratikte LP uygulamalarının çoğunda taşlama yeterli olmaktadır. Ancak taşlamanın pratik olarak mümkün olmadığı yerlerde kumla, küçük metalik bilyelerle veya basınçlı suyla da yüzey hazırlığı tamamlanabilir.



Şekil 10. Vakumlu taşlama ile yüzey hazırlığı – Fibrwrap İnşaat'ın izni ile

LP UYGULAMASI İLE İLGİLİ DİĞER KALİTE KONTROLLERİ

Yukarıda açıklanan yapışma dayanımını tayin edici çekme deneyi her ne kadar yaygın olarak kullanılsa ve gerek uygulamanın ve gerekse epoksinin kalitesine dair fikir verse de, esasen LP malzeme ile güçlendirilecek eleman arasındaki yüzeyde bulunan epoksi reçinesinin asıl çalışacağı durum, liflere paralel bir çekme uygulandığında epoksi üzerinde kayma gerilmeleri yaratacak şekildedir. Bu konuda önerilen deney yöntemi ASTM D-5868'de verilmiştir. Bu deneyde amaç LP'nin hem kendi üstüne ve hem de güçlendirilecek yüzey (metal, yığma, ahşap veya beton) üzerine yapışma mukavemetinin tayinine yarar. Bu yöntemin detaylarına bu bildiride girilmeyecektir.

LP malzemesi için önemli noktalardan biri de *"Tg: Cam Geçiş Sıcaklığı"* dır. Bu sıcaklık kabaca epoksi reçinesinin katı cam durumundan kauçuk kıvamına geçmeye başladığı sıcaklık eşiği olarak tarif edilebilir. Bu sıcaklık eşiği gerek sıcaklık üreten makina bantları veya bacaların güçlendirildiği endüstriyel uygulamalarda ve gerekse dış etkilere açık uygulamalarda önemli bir noktadır. Epoksi reçinesinin Tg değerinin servis sıcaklığından 15 derece daha yüksek olması tavsiye edilir. Örneğin güçlendirmesi yapılan bir köprü tabliyesi sıcak bir bölgede yazın güneş altında 50 dereceye kadar ısındığında, uygulanan LP malzemesinin epoksi reçinesinin Tg sıcaklık değerinin en az 75 derece olması gerekir (ACI, 2008). Mühendis ve uygulayıcılar bu tip uygulamalar için Tg değerini üreticiden talep etmelidirler.

Tg değerinin saptanması ancak laboratuvar koşullarında ve komplike alet gerektiren iki farklı yöntem ile saptanabilir. Bu yöntemlerden biri DSC (Differential Scanning Calorimetry, bkz. ASTM E1356-08, ASTM, 2008) ve diğeri de DMA (Dynamic Mechanical Analysis, bkz. ASTM E1640-09, ASTM, 2009) olarak adlandırılmaktadır.

SONUÇ VE ÖNERİLER

LP malzemesi, özellikle depreme karşı veya depremden sonra onarım ve güçlendirme işlerinde gerek ülkemizde ve gerekse yurtdışında yaygın olarak kullanılmaktadır. Diğer tüm yapı malzemelerinde olduğu gibi LP malzemesinde de gerek sahada yerinde ve gerekse alınan numuneler üzerinde laboratuvarda yapılacak deneyler önem arz etmektedir.

Bu bildiride, en yaygın olarak kullanılan ve biri sahada biri de laboratuvarda uygulanan bazı önemli kalite kontrol yöntemleri, detayları ile anlatılmıştır. Bunlara ilaveten, daha az kullanılan ama kontrol mühendisleri ve tasarım ve uygulama mühendislerinin bilmesi gerekli olan iki farklı kalite kontrol deneyi de yüzeysel olarak tarif edilmiştir.

Özellikle uygulamanın kontrolünü yapan mühendisler:

- Teknik şartnamenin hazırlanması aşamasında bu bildiride bahsedilen ve TSE tarafından da kabul edilerek resmiyet kazanan standartlara atıfta bulunarak saha ve laboratuvar deneylerini uygulayıcıya zorunlu kılmalı
- Adı geçen standartları edinerek kurum ve firmalarında bulundurmalı
- Sahada gerekli kontrolleri yaparak bu deneylerin yapılmasını sağlamalı
- Deneylerden elde edilecek sonuçları takip ederek bunların üretici ve uygulayıcı tarafından verilen ve tasarım mühendisi tarafından da tasarım aşamasında kullanılan değerlerle uyumlu olup olmadığının kontrolünü yapmalıdır.

KAYNAKLAR

ACI 440 (2008) Guide fort he Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, 38800 Country Club Drive, Farmington Hills, MI 48331, Amerika Birleşik Devletleri.

ASTM D-3039M-00 (2000) Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials, American Society for Testing Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, Amerika Birleşik Devletleri.

ASTM D-4541-02 (2002) Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers, American Society for Testing Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, Amerika Birleşik Devletleri.

ASTM E1356-08 (2008) Standard Test Method for Assignment of the Glass Transition Tempratures by Differential Scanning Calorimetry, American Society for Testing Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, Amerika Birleşik Devletleri.

ASTM D5868 – 01 (2008) Standard Test Method for Lap Shear Adhesion for Fiber Reinforced Plastic (FRP) Bonding, PA 19428-2959, Amerika Birleşik Devletleri.

ASTM E1640-09 (2009) Standard Test Method for Assignment of the Glass Transition Tempratures by Dynamic Mechanical Analysis, American Society for Testing Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, Amerika Birleşik Devletleri.

CEN EN 1542 (1995) Aerospace series-Carbon fibre reinforced plastics-unidirectional laminates-Tensile test parallel to the fibre direction, European Committee for Standardization, Bürüksel, Belçika.

CEN EN 1542 (1999) Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods- Measurement of bond strength by pull-off, European Committee for Standardization, Bürüksel, Belçika.

ICRI 03732 (2002) Selecting and Specifying Concrete Surface Preparation for Sealers, Coatings, and Polymer Overlays, International Concrete Repair Institute, 3166 S. River Road, Suite 132, Des Plaines, IL 60018, Amerika Birleşik Devletleri.

TS EN 2561 (1996) Havacılık-Karbon Elyaf Takviyeli Plastikler-Tek Yönlü Levhalar-Elyaf Yönüne Paralel Çekme Deneyi, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

TS EN 1542 (2001) Betonarme Yapılar – Koruma ve Tamir İçin Mamul ve Sistemler – Deney Metotları – Yapışma Dayanımının Çekip Koparma Metoduyla Tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

GERÇEK ZAMANLI MODAL TANILAMA İÇİN YENİ PROGRAM

NEW PROGRAM FOR REAL TIME MODAL IDENTIFICATION

Yavuz KAYA[1] ve Erdal SAFAK[2]

ÖZET

Yapı sağlığı izleme (YSI) sistemlerinin temel amacı yapılardaki hasarı ve bu hasarın yerini belirliyebilmektir. YSI sistemleri yapılar üzerinden gerçek zamanlı veri toplanması, bu verilerin sürekli gözlemlenmesi ve gerçek zamanı olarak analzi edilmesi gibi birçok adımı içerimektedir. Yapıların servis ömürleri boyunca modal özelliklerindeki değişiklikler, yapılardaki potansiyel hasarlar ile yakından ilişkilidir. YSI sistemlerinde modal parametrelerin (modal frekans, modal sönüm oranı ve modal şekildeğiştirme) doğru ve hassas hesaplanması çok önemli bir adımdır. Dolayısı YSI sistemlerinde mümkün olduğunca kesin bir sonuca ulaşabilmek için gerçek zamanlı modal parametrelerin hassas ve doğru tanılanması ve bu parametrelerin gerçek zamanlı olarak izlenmesi kritik öneme sahiptir. Bu çalışmada, YSI uygulamalarında kullanılacak gerçek zamanlı çalışan yeni bir modal tanılama tekniği uygulaması geştirilmiştir. Bu yeni teknik standart spektarl anazliz tekniklerinin gerçek zamanlı veriler için değiştirilmesi esasına (yapılardan toplanan gerçek zamanlı verilere uygulanabilmesi için) ve haraketli pencereleri kullanarak modal parametrelerin zamanla değişimini gözlemlemeye dayanmaktadır. Bu çalışma kapsamında ayrıca, gerçek zamanlı modal tanılama için KOERI_MIDS isimli yeni bir yazılım paketi geliştirilmiştir. Bu yazılım yapıların modal özelliklerin tanılanması için kullanıcıya çeşitli algoritmalar sunmaktadır. Yazılım istanbulda bulunan 1500 yaşındaki tarihi Aya Sofya müzesinden toplanan çevresel titreşim verileri kullanılarak test edilmiştir. Yapının modal özellikleri gerçek zamanlı, doğru ve hassas olarak tanılanmıştır. Elde edilen sonuçlar daha önceden farklı araştırmacılar tarafından yapılan araştırma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar KOERI_MIDS yazılım paketinin yapıların modal özeliklerini gerçek zamnlı, doğru ve hassas hesapladığını göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Yapı sağlığı izleme, gerçek zamanlı modal tanılama

ABSTRACT

Framework of the structural health monitoring (SHM) is to detect and locate the damage in structures. SHM involves data collection, continuous monitoring and analyzing them in real-time. Changes in modal properties during structure's service life are strongly related to the damage potentials on the structure. Accurate estimation of modal properties (modal frequency, damping and mode shapes) is an essential step in SHM. Therefore, monitoring and accurate identification of real-time modal properties are crucial in order to have a good estimate in SHM. In this paper, a real-time modal identification technique for SHM applications has been developed. The technique is based on the modification of standard spectral analysis tools for real-time data, and utilizes running time windows to track time variations. A software package called KOERI-MIDS is developed for real-time modal identification. The software includes various user-selectable algorithms to identify modal properties, as well as options to plot their time variations and animations. The software has been tested with the ambient vibration data recorded from the Hagia Sophia Museum, a 1500 year-old historical structure in Istanbul. Modal properties of the structure have been identified accurately in real-time. Results of the Hagia Sophia test have been compared with the previous studies conducted by different

[1] Dr. Yavuz Kaya, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitütüsü, İstanbul, kayaya@boun.edu.tr
[2] Prof. Dr. Erdal Safak, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitütüsü, İstanbul, erdal.safak@boun.edu.tr

researchers. Comparison shows that the results of the KOERI_MIDS are in good agreement with that of the previous studies.
Keywords: Structural health monitoring, real-time modal identification,

GİRİŞ

Mühendislik yapıları servis hayatları boyunca ısı yükü, deprem yükü, aşırı haraketli yükler ve rüzgar yükleri gibi farklı dış yüklemelerin etkisi altında kalırlar. Bu yüklemeler sonucunda yapılarda yapısal veya yapısal olmayan hasarlar gibi istenmiyen sonuçlar ortaya çıkabilir. Bu hasarlardan bazıları, yapı kullanım ömrü boyunca yapının normal kullanımından da kaynaklanabilir. Dolayısı ile mühendislik yapılarında hasarın oluştuğu anda tespiti ve yapı içerisindek yerinin belirlenebilmesi önemli bir konudur. Yapıların gerçek zamanlı modal özelliklerinin zamanla değişiminin gözlemlenmesi ile yapılarda oluşabilecek hasar ve bu hasarın yapı içerisindeki yeri belirlenebilir. YSI sistemlerinde yapı çevresel titreşimleri gerçek zamanlı olarak izlenir ve analiz edilir. Analiz sonucunda yapı içerisinde bir hasarın var olup olmadığı, varsa bu hasarın yapı için bir tehlike oluşturup oluşturmadığı hakkında otomatik olarak bir karar verilir.

Mühendislik yapılarında oluşan hasarlar yapıların dinamik özelliklerinde değişikliğe yolaçarlar. Dolayısı ile YSI sistemlerinde hasarın varlığının ve yapı içerisindeki yernin doğru olarak belirlenebilmesi için modal parametrelerin gerçek zamanlı olarak doğru ve hassas olarak hesaplanması gerekmektedir. Yapının dinamik özellikleri (modal frekans, modal sönüm ve mode şekilleri) yapı kütlesi ve rijitliği ile doğrudan ilişkili olduğundan, deneysel olarak elde edilen modal özellikler yapının bu iki fiziksel özelliği hankkında gerçek zamanlı bilgi verir. Gerçek zamanlı olarak tanılanan modal özelliklerin zamanla değişimi gözlemlenerek, yapılarda oluşacak hasar ve bu hasarların yapı içerisindeki yerleri belirlenebilir.

Çevresel titreşim verileri yapıların dinamik özellikleri hakkında detaylı bilgiler içeririler. Çevresel titreşim kayıtları kullanılarak, yapıların gerçek zamanlı modal özelliklerini tayin edebilmek için bu çalışma kapsamında yeni, etkin ve gerçek zamanlı olarak çalışan yeni bir modal tanılama tekniği geliştirilmiştir. Yeni geliştirilen modal tanılama tekniği, standart spektral analiz yöntemlerinin gerçek zamanlı veriler için değiştirilmesi esasına ve haraketli pencereler kullanarak modal parametrelerin zamanla değişimini gözlemlemeye dayanmaktadır. Geliştirilen yeni teknik sıfır eksen düzeltmesi, eğri uydurma, bant geçiren filte ve ortalama alma gibi basit sinyal işleme yöntemlerini içermektedir. Yeni teknik haraketli pencereler vasıtası ile yapıların gerçek zamanlı modal özelliklerini tanılar. Gerçek zamanlı kaydedilen çevresel titreşim verileri daha önceden belirlenen eşit uzunluktaki hesap-pencere uzunluklarına bölünürler ve her bir hesap-pencere kendi içerisinde eşit uzunluktaki haraketli-pencerelere bölünürler. Her bir haraketli-pencere standart spektarl analiz yöntemleri ile incelenir ve Fourier Genlik Spektrumu (FGS) hesaplanır. Haraketli pencereler için hesaplanan FGS'larının ortalaması alınarak hesap-pencere uzunluğu için ortalama bir FGS hesaplanmış olur. Frekans ortamnındaki bu ortalama alma işlemi FGS üzerindeki gürültünün etkisini azaltır. Çevresel titreşim verilerinin, daha önceden tanılanan modal frekanslar etrafında bant-geçiren filtreden geçirilmesi sonucu yapıların, tanılanan modal frekanslar altındaki modal resonans davranışları hesaplanır. Yapının hesaplanan modal resonans davranış içerisinde gürültünün hala mevcut olmasına rağmen, filtre sonucu elde edilen sinyal-gürültü oranı filtere edilmeden önceki haline göre (yapının resonans etkisi sonucu) yüksek olcaktır. Hesaplanan resonans tepkinin zaman tanım alanındaki numerik integrali modal hız ve modal yerdeğiştirmeyi verecektir. Yapı dinamiğindeki modal süperposizsyon kuralı kullanılır ve yapının toplam tepkisi herbir modal tepkinin toplamı olarak hesaplanır. Burada yapının hesap-pencere uzunluğu boyunca elastik kaldığı kabul edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında gerçek zamanlı çalışan KOERI_MIDS isimli yeni bir yazılım geliştirilmiştir. KOERI_MIDS gerçek zamanlı olarak ölçülen çevresel titreşim verirlerini kullanarak yapının modal parameterelerini gerçek zamanlı olarak hesapalar (tanılar). Geliştirilen yazılım sadece kaydedilen çevresel titreşimveirlerini kullanarak yapıya ait dinamik sistemin matematik modelini kurar. KOERI_MIDS'in bazı önemli özellikleri vardır, bunların başlıcaları; KOERI_MIDS gerçek zamanlı çalışan moda tanılama yazılım programı olmasına rağmen, çevrim

dışı olarak da modal tanılama yapabilemktedir. Yazılım modüler bir yapıda sahip olduğu için kolayca geliştirilebilir ve yenilenebilir. Modal frekanslar, modal sönüm oranları ve modal şekil değiştirmeler hem zaman tanım alanında hemde frekans alanında farklı hesap metodları ile hesaplanabilmektedir. Yazılım içerisinde mevcut olmayan modal tanılama yöntemleri ihtiyaç duyulduğunda kolayca yazılım içerisine yerleştirilebilir. Bina tipi yapılar için katlar arası göreli yerdeğiştirme oranları gerçek zamanlı olarak hesaplanmaktadır. Geliştirilen yazılım istanbulda 1500 yaşındaki tarihi Aya Sofya Müzesi'nden kaydedilen çevresel titreşim kayıtları ile test edilmiştir. Müzenin modal özellikleri gerçek zamanlı olarak tanılanmıştır. KOERI_MIDS sonuçları daha önceden farklı araştırmacılar tarafından yapılan çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır ve tutarlı sonuçlar elde edilmiştir.

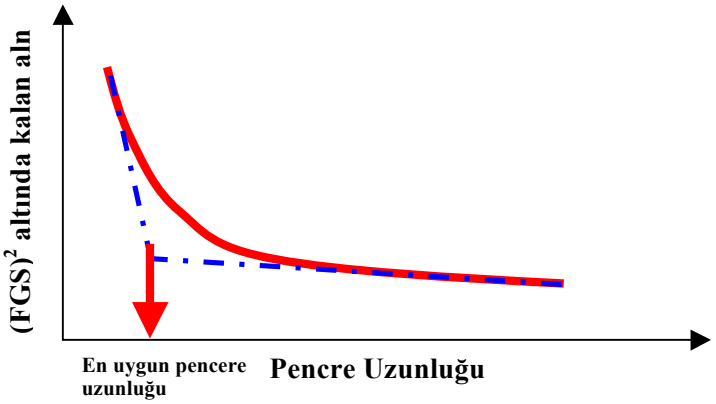
VERİLERİN İŞLENMESİ

Kaydedilen çevresel titreşimlerin orjinal halleri (ham veri) yapıların modal tanılanması için genellikle yeterli bilgi sağlıyamazlar. Bunun başlıca nedenlerinden bazıları kaydedilen veri içerisindeki cihaz gürültüsü, veri içerisindeki muhtemel düşük frekans sapması, çeşitli aykırılıklar, sensör kurulumu hatası ve kayıtçılarından kaynaklanan hatalar olarak sıralanabilir. Bu faktörlerin tamamının yapısal modal tanılama işlemleri üzerinde belirli olumsuz etkileri vardır. Bu etkileri azaltmak için kaydedilen çevresel titremşim verileri modal tanılama amaçlı kullanılmadan önce çeşitli işlemlerden geçirilmelidir. Bu veri işleme çeşitli adımları içerir, bunların başlıcaları sıfır eksen düzeltmesi, doğrusal eğimin çıkarılması, düşük frekans kayması, filtreleme, cihaz hatalarının düzeltilmesi ve gerektiğinde örnekleme aralığının azaltılmasıdır.

Zaman tanım aralığında yapılacak modal tanılama işlemlerinde bant-geçiren filtrelerin kullanılması önemli bir adımdır. Filtreler kaydedilen çevresel titreşim verileri içerisinden gürültünün hakim olduğu bölümleri çıkarır ve sıfır eksen düzeltmesi (ortalama değeri çıkarır) yapar. Filtreleme yapılırken filtre köşe frekansları dikatlice seçilmelidir. Bant geçiren filtrelerde filtrenin alçak köşe frekansı, kayıt içerisinden ortalama değeri çıkatmak ve diğer düşük frekans içerikli hataları kayıt içerisinden çıkarmak için dikkatice seçilirken diğer taraftan da filtrenin yüksek köşe frekansı, kayıt içerisinde gürültünün hakim olduğu bölümleri kayıt içerisinden çıkarmak için dikatlice seçilmelidir. Filtre köşe frekansları belirlenirken, yapının gözönüne alınacağı önemli modal frekansların tamamını içinde bulunduracak şekilde seçilmelidir. Bazı dijital filtereler kaydedilen verinin faz içeriğini bozabilirler. Dolayısı ile bu sorunu gidermek için ya faz-bozmayan filtereler (örenk Ormbsy filtre) kullanılmalı yada filtre kaydedilen veriye ileri ve geri olmak üzere iki yönde ayrı ayrı uygulanmalıdır. Filtreler, kaydedilen veriler içerisindeki gürültüyü bütün frekans bandı boyunca yok edemezler, buna karşın sadece gürültünün hakim olduğu frekans bandına karşılık gelen veriler kayıt içerisinden çıkarılır. Dolayısı ile gürültünün, filtrenin köşe frekansları içerisinde kalan frekans bandı boyunca kayıt içerisinde mevcut kalacağı unutulmamalıdır. Bant geçiren filtreden geçirilen çevresel titreşim kayıtlarında sinyal-gürültü oranı, filtre işlemi yapılmadan önceki sinyal-gürültü oranına göre, yapının resonans etkisi dikkate alındığında daha büyük olduğu düşünlülebilir.

Deneysel veriler çeşitli çevresel koşullar, kayıtçı cihazdaki mekanik kusurlar gibi nedenlerden dolayı genellikle yüksek genlikli gürültüler içerirler. Bunun sonucu olarak deneysel veriler genellikle düşük sinyal-gürültü oranına sahiptirler ve FGS'unun bozulmasına neden olurlar ve dolayısı ile FGS içerisindeki bazı tepe noktalarının yerleri kesin olarak belirlenemez. Bu gibi sorunlar FGS ile hesaplalan bazı parametrelerinde (eğim, alan, tepe noktaları arası mesafe vb.) yalnış hesaplanmasına neden olur. Bu yalnış hesapalamaları gidermek için yumuşatma pencereleri kullanılabilir. Yumuşatma pencerelerinin (smoothing windows) asıl kullanım amacı gürültünün FGS üzerindeki etkilerini azaltır. Yumuşatma pencerelerinin uzunluğu dikatlice seçilmelidir. Çok kısa yumuşatma penceresi uzunluğu FGS üzerindeki gürültüyü yeteri kadar azaltmıyabilir, diyer taraftan çok uzun yumuşatma penceresi uzunluğu FGS üzerindeki bazı tepe noktlarının görünmemesine (kaybolmasına) neden olabilir. Şafak (2006) tarafından tavsiye edilen yöntem kullanılarak en uygun yumuşatma penceresi uzunluğunun hesaplanabilir. Önerilen yöntem, artan yumuşatma pencersi uzunluğuna bağlı olarak hesaplanan FGS'nun karesin altında kalan alanı kullanarak en uygun yumuşatma penceresi uzunluğunu hesplanır. Şekil 1'den de görüleceği gibi eğrinin eğimi, yumuşatma penceresi uzunluğunun artması ile azalmaktadır. Eğim azalım hızı

başlangıçta çok hızlı ve yumuşatma penceresi uzunluğu arttıkça eğim azalım hızı yavaşlamaktadır. Eğim azalımının hızlıdan yavaşa geçti nokta en uygun yumuşatma pencer uzunluğu olarak kullanılır.

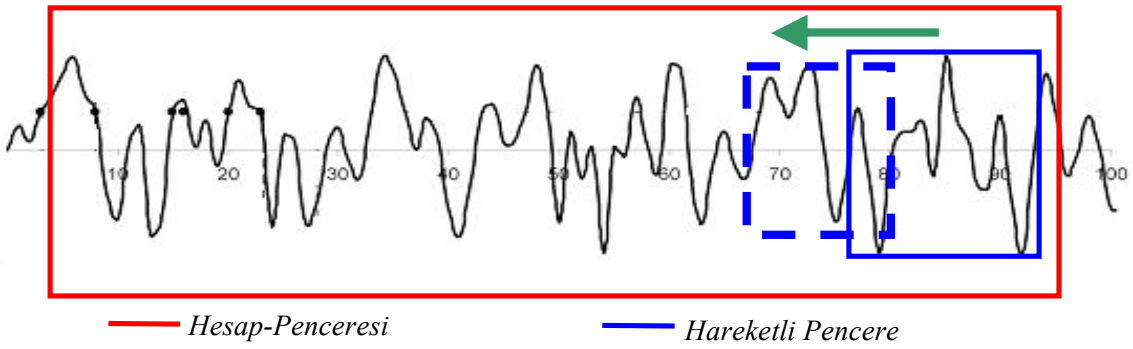


Şekil 1: En uygun yumuşatma penceresi uzunluğunun belirlenmesi

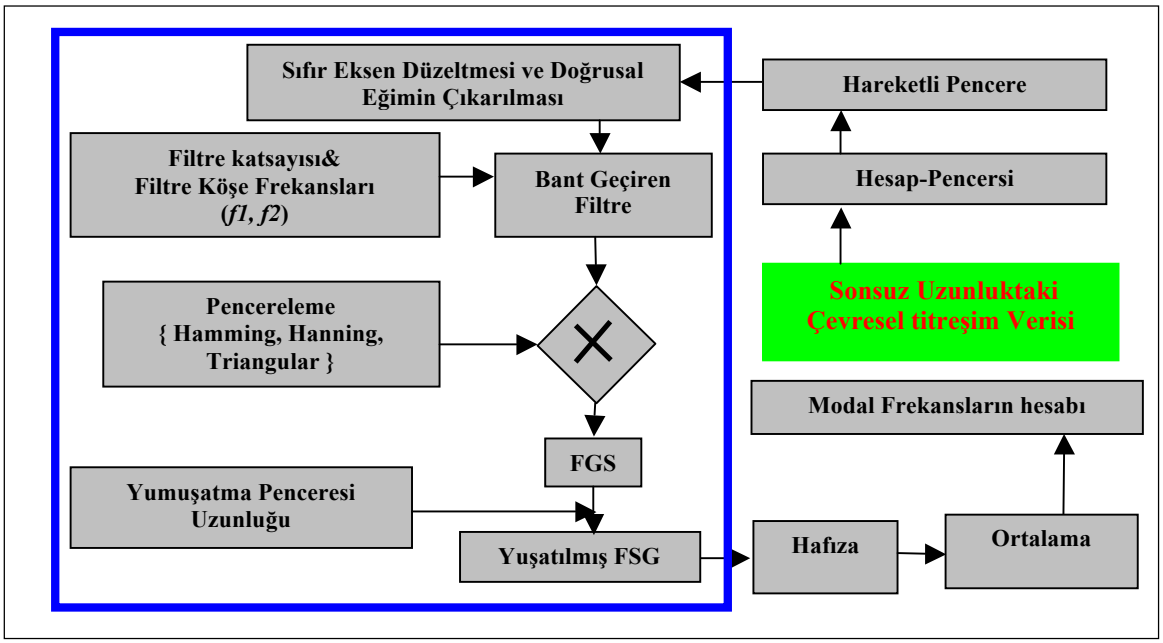
GERÇEK ZAMANLI VERİLERİN İŞLENMESİ

YSI sistemlerinde yapıların çevresel titreşim değerleri genellikle gerçek zamanlı olarak izlenir. Kaydedilen çevresel titreşim verileri, gerçek zamanlı oldukları ve sürekli kaydedildikleri için sonsuz uzunluğa ulaşırlar. Buna karşın bilgisayarların RAM hafızaları ve işlem yapabilme kapasiteleri sınırlıdır. Sonsuz uzunluktaki çevresel titreşim kayıtlarının bilgisayar ortamında gerçek zamanlı olarak bir seferde işlenmesi olanaksızdır. Dolayısı ile Şekil 2'den de görüleceği üzere sonsuz uzunluktaki çevresel çevresel titreşim kayıtları, bilgisayar ortamında hesap yapılabilmesine olanak sağlamak için eşit uzunluktaki veri blokalrına (hesap-penceresi) bölünürler. Veri bloklarının uzunluğu her mühendislik yapısı için farklılık gösterir. Her bir veri bloku ayrı ayrı analiz edilir ve analiz sonucu daha sonra kullanılmak üzere kaydedilir.

Veri blokları (hesap-penceresi) analiz edilirken her hesap-pencersi kendi içerisinde eşit uzunlıktaki hareketli pencerelere bölünürler. Kayıtçı cihazlarıdaki kusurlar ve çevresel etkilerden dolayı çevresel titreşim kayıtları yüksek genlikli gürültüler içeririler. Dolayısı ile hesap-penceresi içerisinde de bu gürültüler mevcuttur ve bu pencere içerisinde sinyal-gürültü oranı düşük olacaktır. Sinyal-gürültü oranını arttırmak için hesap-penceresi kendi içerisinde sabit uzunluktaki hareketli pencerelere bölünürler ve her bir pencere bir öncekinin üzerineden belirli bir oranda kaydırılarak hareket eder. Hareketli pencerelerin herbiri ayrı ayrı frekans ortamında analiz edilir ve incelernir. Hareketli pencerlerin analiz sonuçlarının ortalaması hesap-penceresi için genel bir sounç ortaya koyar. Hesap-penceresi içerisindeki gürültünün etkisi, hareketli pencerelerin analiz sonuçlarının ortalamasının alınması ile azalır. Gürültü doğası gereği rastgele gelişen bir olay olduğundan, çevresel titreşim kayıtlarında da reastgele görünmesi beklenir. Dolayısı ile hareketli pencerelerin analiz sonuçlarının ortalamasının alınması, hesap penceresi içerisindeki gürültünün etkisini azaltacaktır. Hereketli pencerelerin herbiri ayrı ayrı analiz edilir. Gerçek zamanlı analiz algoritması Şekil 3'te gösterilmiştir. Yumuşatılmış FGS grafiğindeki tepe noktaları yapının modal freakanslarına karşılık gelmektedir. Yapıların haraketli pencere uzunluğu boyunca elastik kaldığı kabulu yapılmıştır. Hernekadar bu kabul deprem etkisi altındaki yapılar için geçerli olamasada, çevresel titreşim koşulları altında birçok yapı için oldukça tutarlı bir kabuldür.



Şekil 2: Hareketli pencere ve Hesap pencersi



Şekil 3: Gerçek zamnalı veri analiz algoritması

KOERI-MIDS YAZILIMININ AYASOFYA MÜZESİNDE UYGULAMASI

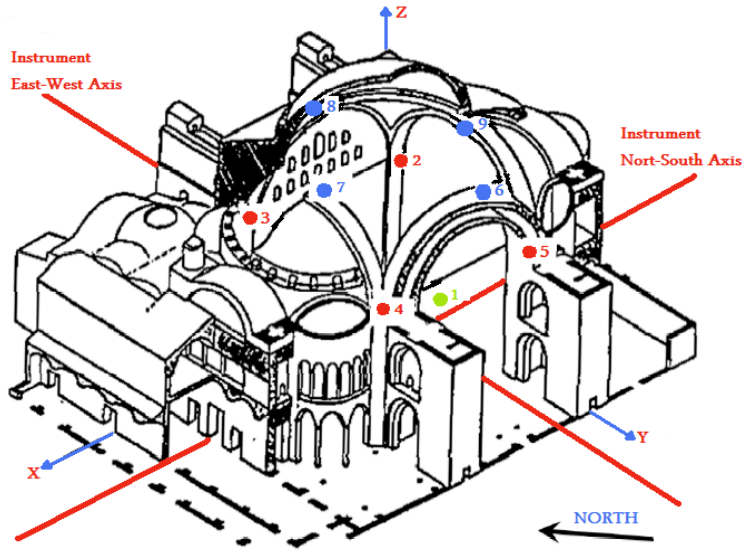
Ayasofya Müzesi 1500 yıllık tarihe tanıklık etmiş İstanbul'da bulunan en önemli tarihi yapıtlardan biridir. Ayasofya Müzesi tarih boyunca birçok deprem geçirimiş ve çeşitli hasar ve yıkımlara uğramıştır. 7 mayıs 558 yılındaki bir depremden dolayı kubbenin doğu tarafı yıkılmıştır ve tekrar tamir edilmiştir. 869 yılındaki başka bir depremde ise müzenin batı kısmı hsar görmüş ve 879 yılında onarılmıştır. 968 yılındaki şidettli başka bir depremde batı kubbesinin çökmesine ve ana kubbenin kısmen yıkılmasına neden olmuştur.

Kubbe 32 metre çapında ve yerden yüksekliği 55 metredir. Tarih boyunca olan depremler ve bunların sonucunda oluşan hesarlar ve onarımlar nedeni ile ana kubbe artık eski orjinali olan dairesel şeklini yitirmiştir. Kubbenin tavanı tamamen mozaikler ile kaplıdır. Ana kubbe 4 ana kemer üzerine oturmaktadır. Bu kemerler dört ana kolon tarfından taşınmaktadır. Müze içerisinde toplam 107 tane kolon bulunmakta, bnların 40 tanesi zemin katta diğerleri ise galeri içerisinde bulunurlar.



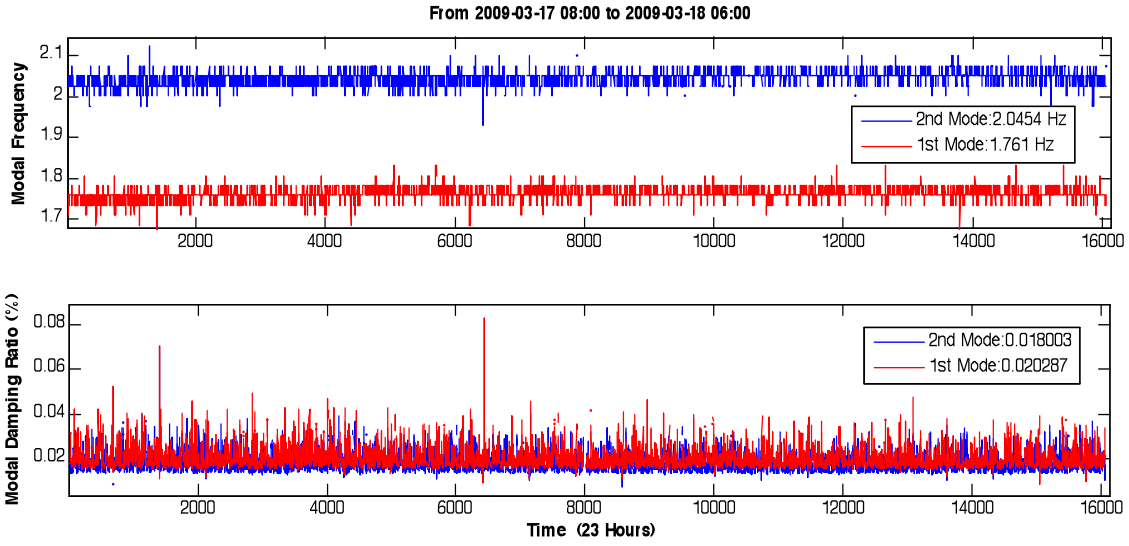
Şekil 4: Ayasofya Müzesi

Ayasofya Müzesinde 1991 yılından buyana güçlü yerhareketi ağı (GYHA) kurulu durumdadır. İlk kurulumdan itibaren GYHA'nda birçok değişiklik ve yenilik yapılmıştır. Aysafoya Müzesinde şuanda kullanılan GYHA Şekil 5'te görünmektedir. 1 kayıtçı cihaz girişte, 4 kayıtçı cihaz dört ana kolonun üzerinde, diğer 4 kayıtçı cihaz ise ana kubbeyi taşıyan 4 ana kemerin üzerinde yer almaktadır. Büm kayıtçı cihazlar ivme ölçmektedirler.

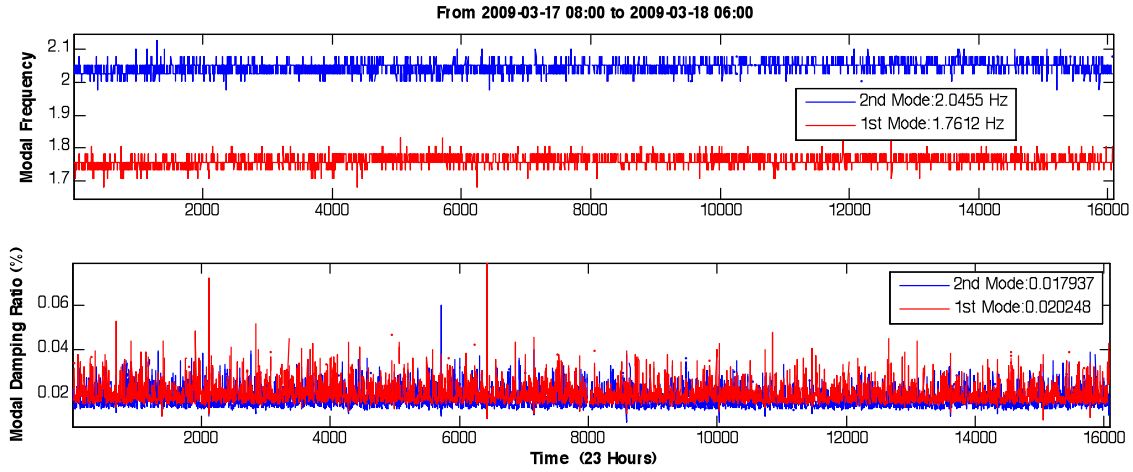


Şekil 5: Strong ground motion instrumentation in Hagia Sophia

Ayasofya Müzesinden alınan çevresel titreşim kayıtları kullanılarak yapının birinci ve ikinci hakim modları KOERI_MIDS programı ile tanılanmıştır. Kaydedilen çevresel titreşim kaydının uzunluğu bir gündür. 1 ve 2 numaralı kayıt noktalarından alınan çevresel titreşim verilerinin analiz sonuçları, Şekil 6 ve Şekil 7'da görülmektedir. Birinci ve ikinci modlara ait modal frekansların ve modal sönüm oranlarının bir gün boyunca zaman ile diğişimi gösterilmiştir. Modal frekansların bir günlük ortalaması doğu-batı yönü için 1.761 Hz, kuzey-güney yönü için 2.05 Hz olarak hesaplanmıştır. Moal frekansların bir günlük değişimi çok önemli sapmalar göstermemektedir. Diğer ölçüm noktaları içinde benzer sonuçlar elde edilmiştir. Diğer yandan bu sonuçlar sıcaklık ve rüzgar hızları ile mukayese edilememiştir çünkü bu veriler deney esnasında ölçülmemeiştir.



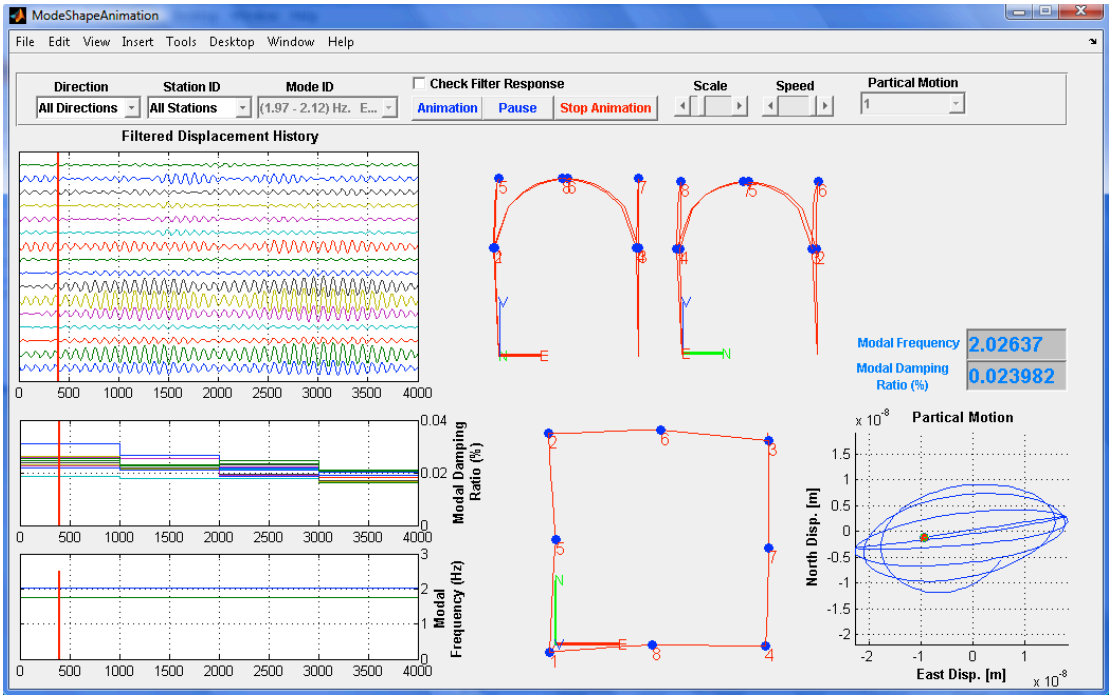
Şekil 6: Modal frekansın ve sönüm oranının zaman ile değişimi (Bir numaralı kayıt noktası)



Şekil 7: Modal frekansın ve sönüm oranının zaman ile değişimi (İki numaralı kayıt noktası)

Durukal 2001'de bir araştırma porojesi kapsamında Ayasofya Müzesinin modal frekanslarını çevresel titreşimler altında ve 1999 Kocaeli depremi sonrası artçı depremler altında nasıl değiştiğini incelemiştir. Araştırma sonucunda birinci doğal titreşim frekansı kuzey güney yönü için 1.85 Hz doğu batı yönü için 2.10 Hz hesaplanmıştır. Keypour 2001'de hazırladığı doktora tezinde Ayasofya Müzesinin elsatik ötesi dinamik davranışını incelemiştir. LUSAS (sonlu elemanlar yazılım programı) programında hazırladığı matamatiksel model'e göre yapının doğu-batı yönü için hakim frekansını 1.845 Hz, kuzey-güney yönü için 2.148 Hz hesaplamıştır. KOERI_MIDS programı ile hesaplanan modal frekanslar bu araştırmacıların sonuçları ile uyum içerisindedir.

Yapının birinci doğal titreşim mod şekli Şekil 8'de görülmektedir. Mode şekilleri üç farklı kamera pozisyonu ile görüntülenmiştir; bir tane plan görünüşü, iki tane düşey görünüş. Üç farklı kamera görüntüsü eş zamanlı olarak çalışmaktadır. Bir numaralı noktaya ait parçacık hareketi hareketin kuzey-güney yönünde hakim olduğunu göstermektedir.



Şekil 8: Doğu-batu yönündeki birinci mod şekli ve bir numaralı noktaya ait parçacık hareketi

SONUÇ

Yapılarda gözlenemeyen ve yapı içersinde gizli kalmış bazı yapısal hasarlar oluşabilir. YSI sistemelri butür yapısal hasarların yapı içersindeki varlığı ve lokasyonu hakkında bilgiler sağlarlar. Yapıya ait gerçek zamanlı modal frekansların, modal sönüm oranlarının ve mod şekillerinin tanılanması, YSI sistemlerinde kritik öneme sahiptir. Yapısal modal özellikler gerçek zamanlı tanılandıktan sonra, bu özellikleredeki değişiklikler yapı içerisindeki hasarlara ve bu hasarların yapı içerisindeki yerinin belirlenmesinde kullanılırlar. Bu bağlamda bu çalışma kapsamında, yapıya ait modal özelliklerin zaman ile değişimini gözlemlemek için gerçek zamanlı çalışan yeni bir teknik geliştirilmiştir. Bu yeni teknik basit sinyal işleme tekniklerini kullanır (sıfır eksen düzeltmesi, de-trending, bant geçiren filtre ve yumuşatma). Yeni teknik, sonsuz uzunluktaki çevresel titremiş kayıtlarını eşit uzunluktaki hesap pencerelerine bölür ve herbir hesap peneceresi gerçek zamanlı olarak analiz edilir. Herbir hesap pencerelesi kendi içerisinde eşit uzunluktaki hareketli pencerelere bölünür ve ayrı ayrı analiz edir. Hareketli pencerelerin analiz sonuçlarının ortalaması alınarak hesap pencersi için genel bir sonuç hesaplanmış olur. Frekans ortamında sonuçların ortalamasının alınması gürültünün sonuçlar üzerindeki etkisini azaltır. Çevresel titreşim kayıtları daha önceden tanılanan modal frekanslar etrafında bant geçiren filtreden geçirildiğinde yapının modal resonans tepkisi elde edilmş olur. Modal resonans tepkilerinin sinyal-gürültü oranı yüksektir. Modal resonans tepkilerinin zaman tanım alanında toplanması yapının toplam tepsini oluşturur. Dolayısı ile yapının toplam tepkisinde sinyal-gürültü oranıda yüksek olmuş olur.

Bu çalışma kapsamında gerçek zamanlı olarak açalışan KOERI_MIDS isimli yeni bir yazılım geliştirilmiştir. Yazılımın bazı önemli özelikleri vardır, bunların başlıcaları; KOERI_MIDS gerçek zamanlı çalışan moda tanılama yazılım programı olmasına rağmen, çevrim dışı olarak da modal tanılama yapabilemktedir. Yazılım modüler bir yapıda sahip olduğu için kolayca geliştirilebilir. Modal frekanslar, modal sönümler ve modal şekil değiştirmeler hem zaman tanım alanında hemde frekans alanında farklı hesap metodları ile hesaplanabilmektedir. Yazılım içerisinde mevcut olmayan modal tanılama yöntemleri ihtiyaç duyulduğunda kolayca yazılım içerisine yerleştirilebilir. Katlar arası göreli kat ötelemeleri oranı gerçek zamanlı olarak hesplanır. Geliştirilen yazılım istanbulda 1500 yaşındaki tarihi Aya Sofya Müzesi'nden ölçülen çevresel titreşim kayıtları ile test edilmiştir. Müzenin modal özellikleri gerçek zamanlı olarak tanılanmıştır.

KOERI_MIDS Sonuçları daha önceden farklı araştırmacılar tarafından yapılan çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır ve tutarlı sonuçlar elde edilmiştir.

KAYNAKLAR

Chopra A.K. (2001) Dynamics of Structures, 2nd Ed., Prentice Hall, New Jersey

Durukal E. (1992) Strucural Identification and Seismic Vulnerability Assessment of Hagia Sophia, Ph.D. Thesis, Bogazici University, Turkey

Durukal E., Ö. Yüzügüllü, and K. Beyen. (1992) "Non-destructive testing techniques of structural materials inhistorical structures", *Compatible Materials Recommendations for the Preservation of European Cultural Heritage PACT*, 55, pp. 221-230.

Durukal E., S. Cimilli, and M. Erdik. (2000) "Dynamic Response of Hagia Sophia and Suleymaniye in Istanbul Inferred from the Recordings of 1999 Kocaeli and Duzce Earthquakes", *Compatible Materials Recommendations for the Preservation of European Cultural Heritage PACT*, 59, pp. 19-28.

Durukal E., M. Erdik, ve S. Cimilli, (2001) "Strong Motion Network: A Tool for the Assessment of Earthquake Response of Historical Monuments", *Strong Motion Instrumentation for Civil Engineering Structures*, pp. 209-228

M. Erdik, E. Durukal, Ö. Yüzügüllü, K. Beyen ve U. Kadal (1993) "Strong Motion instrumentation of Hagia Sophia and the Analysis of Response to an Earthquake of 4.8 magnitude", *Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings III, Computational Mechanics Publications*, pp. 99-114.

Keypour H. (2001) Nonlinear Dynamic Analysis of Historical Structures and Aplication to Ayasofya Mosque, Ph.D. Thesis, Bogazici University, Turkey

Y. Kaya (2009) New Tools and Techniques for Real-Time Modal Identification, Ph.D. Thesis, Bogazici University, Turkey

Mathworks 2010b Signal Processing Toolbox for MATLAB, Mathworks Inc., Nattick, MA., USA.

Proakis, J.G., and D.G. Manolakis, 1996 Digital Signal Processing, Principlesi Algorithmsi and Applications, Prentice Hall, New Jersey.

Safak E. (1992) "Response of a 42-Storey SteelFrame Building to the Ms=7.1 Loma Prieta Earthquake", *Engineering Strunctures*, Vol. 15, pp. 403-421, December.

Safak E. (2006) "On Estimation of Site Amplification from Ambient Ground Noise", *Proceedings of 1st European Conference on Earthquake engineering and Seismology*. Paper number 713, September, Geneva, Switzerland.

Safak E. (2001) "Analysis of Earthquake Records from Structures: An Overview", *Luwer Academic Publishers,* Printed in Netherlands.

Udwadia F.E., ve N. Jerath (1984) "Time variations of Structural Properties during Strong Ground Shaking", *Journal of the 8th World Conference of Earthquake Engineering,* Vol. 106, No. 1, pp. 11-121, February, San Francisco, USA.

DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRME ÖNCESİ VE SONRASINDA BİR BİNANIN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSEL MODAL ANALİZ YÖNTEMİYLE BELİRLENMESİ

Determination of dynamic characteristics of a building before and after its seismic retrofitting by experimental modal analysis

Serdar SOYÖZ[1], Ertuğrul TACİROĞLU[2], Kutay ORAKÇAL[3],
Hilmi LUŞ[4] ve Erdal ŞAFAK[5]

ÖZET

Boğaziçi Üniversitesi Kuzey Kampüsü'nde bulunan Eğitim Teknolojileri B Blok (ET-B) binası depreme karşı güçlendirilmiştir ve bu süreçte yapının dinamik özelliklerindeki değişimler incelenmiştir. Ortamsal ve zorlanmış titreşim deneyleriyle binanın doğal frekansları, mod şekilleri ve modal sönüm oranları belirlenmiştir. Depreme karşı güçlendirme çalışmaları, binanın taşıyıcı sistemine perde duvalar eklenmesi ve mevcut kolonların mantolanması olarak gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda Haziran 2010 tarihinden itibaren bina üzerinde çeşitli bölgelere ivme ölçerler yerleştirilmiş ve binadaki ortamsal titreşimler aralıklı olarak kaydedilmiştir. Güçlendirmenin yapılabilmesi için öncelikle taşıyıcı olmayan tuğla duvarlar yıkılmıştır. Yıkım sürecinde kaydedilen ortamsal titreşimlerin analizi sonucunda, binanın dinamik rijitliği ile ilişkili olan modal frekans değerlerinin azaldığı görülmüştür. Bu değişim yapıların modellenmesinde genellikle göz önüne alınmayan taşıyıcı olmayan duvarların binanın doğal frekansına etkisini göstermektedir. Bina üzerinde güçlendirme yapılmadan önce ve yapıldıktan sonra kaydedilen ortamsal titreşimlerin analizi sonucunda ise modal frekans değerlerinin güçlendirme sonrasında arttığı görülmüştür. Bina üzerinde yapılan güçlendirme çalışmaları göz önüne alındığında bu artış beklenilen yöndedir. Modal sönüm oranlarının uygulanan kuvvete bağlı olarak değişimini belirlemek için eksantrik kütleli sallama aygıtı kullanılarak zorlanmış titreşim testleri yapılmıştır. Bu aygıt farklı dışmerkezlikte ve frekansta dönebilen kütlelerden oluşmaktadır. Bu iki parametreye bağlı olarak uygulanan kuvvet değiştirilebilir. Zorlanmış titreşim testlerinden modal sönüm oranlarının uygulanan kuvvete bağlı olarak arttığı görülmüştür.
Anahtar Kelimeler: Deneysel modal analiz, Zorlanmış titreşim deneyi, Depreme karşı güçlendirme

ABSTRACT

The effects of seismic retrofitting on the modal parameters of Educational Technologies-B building located on the North Campus of Bogazici University Turkey, was investigated. Modal frequencies, modal shapes and modal damping ratios were determined by based on ambient and forced vibration tests. The sizes of the columns were increased and shear walls were added as seismic retrofitting. Ambient vibration survey was carried out before and after the seismic retrofitting between June and December 2010. During the retrofitting, partition walls were demolished and it was found that the first modal frequency of the building decreased which shows the effects of partition walls in the overall structural stiffness. Partition walls are not usually taken into account in finite element analysis which may lead to erroneous

[1] Y.Doç.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, serdar.soyoz@boun.edu.tr
[2] Doç. Dr., University of California, Los Angeles, etacir@ucla.edu
[3] Y.Doç.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, kutay.orakcal@boun.edu.tr
[4] Doç.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, hilmilus@boun.edu.tr
[5] Prof.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, erdal.safak@boun.edu.tr

modeling. The ambient vibration survey also showed that the modal frequencies after the seismic retrofitting increased. Forced vibration tests were also conducted to determine the change in the modal damping ratios with the increase in the excitation force. The building was excited around its modal frequencies by an eccentric mass shaker. This device can excite different level of force due to change in eccentricity and frequency. It was found that the modal damping values increased with the excitation force.
Keywords: Experimental modal analysis, forced vibration test, Seismic retrofitting

GİRİŞ

Yapı sağlığı izlemesinin başlıca amacı olası bir hasarın varlığını, boyutunu ve yerini tespit etmektir. Bunlara bağlı olarak ta bir sonraki aşamada yapının güvenirliği tespit edilebilir. Sistem tanılama ya frekans ya da zaman uzayında gerçekleştirilebilir. Bu alanda özellikle son yıllarda artan çalışmalar mevcuttur (Beck ve Jennings, 1980, Safak, 1989, Safak, 1991, Ghanem ve Shinozuka, 199, Doebling vd., 1996, Lus vd., 2001, Kohler vd., 2005, Yu vd., 2007, Soyoz ve Feng, 2009, Soyoz ve Feng, 2010). Sistem tanılama yöntemleri çoğunlukla makina ve elektik mühendislikleri alanlarında geliştirilmiştir dolayısıyla bu tekniklerin inşaat mühendisliği alanında uygulamalarında dikkatli olunmalıdır. İnşaat mühendisliğindeki yapılar fazla sayıda elemanı olan kompleks yapılardır dolayısıyla frekans uzayındaki sistem tanılamanın ötesine geçmek çoğu zaman olanaksızdır. Ayrıca sistem tanılama sonuçlarının çevresel ve zemin-yapı etkileşimi gibi etkenlere bağlı olarak değişebileceği unutulmamalıdır. İnşaat mühendisliğinde sistem tanılamayla ilgili bir diğer zorluk ta yapıların nadiren dizayn depremlerine maruz kalması dolayısıyla gerçekçi senaryolar altında yapı davranışının gözlemlenmesidir. Bu durum özellikle modal sönümlenme oranları için geçerlidir çünkü modal sönümlenme oranlarının yapıya etkiyen kuvvetlerin büyüklüğüne bağlı olarak değiştiği bilinmektedir. Bütün bu problemlere rağmen sistem tanılama inşaat mühendisliğinde çok önemli roller de oynayabilir. En önemli rollerden birisi de sonlu elemanlar modelinin sistem tanılamadan elde edilen değerlere bağlı olarak güncellenmesidir. Bu güncelleme sonrasındaki yapı davranışı güncellenmemiş modele kıyasla ciddi farklılıklar gösterebilir.

Bu çalışmada, bir binanın dinamik özellikleri depreme karşı yapılan güçlendirme öncesi ve sonrasında incelenmiştir. Ortamsal titreşimler kullanılarak ve deneysel modal analiziyle yapının modal frekans ve şekilleri elde edilmiştir. Güçlendirme sırasında yıkılan bölme duvarların binanın rijitlik değeriyle ilgili olan modal frekans değerini düşürdüğü gözlenmiştir. Bölme duvarlar genellikle binaların sonlu elemanlar modellenmesinde göz önüne alınmaz. Bu varsayımın bina davranışı değiştirebileceği göz önünde bulundurmalıdır. Güçlendirmenin yapının modal frekanslarını artıracağı kesindir ancak bu artışın boyutuna bağlı olarak sonlu elemanlar modelinde yapılan varsayımlar gözden geçirilmelidir. Ayrıca zorlanmış titreşim deneyleriyle bina üzerindeki kuvvet artırıldığında modal sönümlenme değerinin de arttığı ve bu artışın doğrusal olduğu gözlenmiştir.

ORTAMSAL TİTREŞİM DENEYLERİ

Deprem güçlendirmesi sırasında bina boşaltılmış ve mimarı elemanlar kaldırılmıştır. Ayrıca kolonlar mantolanacağı için bölme duvarların bir kısmı yıkılmış ve kolonlar soyulmuştur. Ortamsal titreşim deneyleri tüm gün boyunca devam etmiştir. Titreşim kaynakları binada çalışan işçiler ve yakın mesafedeki tarfikten kaynaklanmıştır. Şekil 1 binanın güçlendirme öncesi ve sonrasındaki durumunu göstermektedir.



Şekil 1 Güçlendirme öncesi ve sonrasında ET-B binası

Modal Tanılama Yöntemi

Modal parametreler Frekans Uzayında Ayrıştıma yöntemiyle belirlenmiştir. Bu yöntemle ilgili detaylı bilgi farklı kaynaklarda bulunabilir (Otte vd., 1990 ve Brinker vd., 2001). Bu metodun en önemli özelliği sadece sistem çıkanları hakkındaki bilgiyi kullanarak yani sitem girenleri hakkında bilgiye ihtiyaç duymadan sistem özelliklerini (modal değerleri) bulabilmesidir. Bu yöntem ayrıca birbirine yakın olan modları da güvenilir bir şekilde belirleyebilmektedir (Otte vd., 1990). Bu yöntemde tekil değer ayrıştırması kullanarak bina davranışı *y(t)*'nın spektral yoğunluk matrisi olan $S_{YY}(w)$ şu şekilde ayrıştırılır:

$$S_{YY}(w) = U(w).\Sigma(w).U^{H}(w) \quad (1)$$

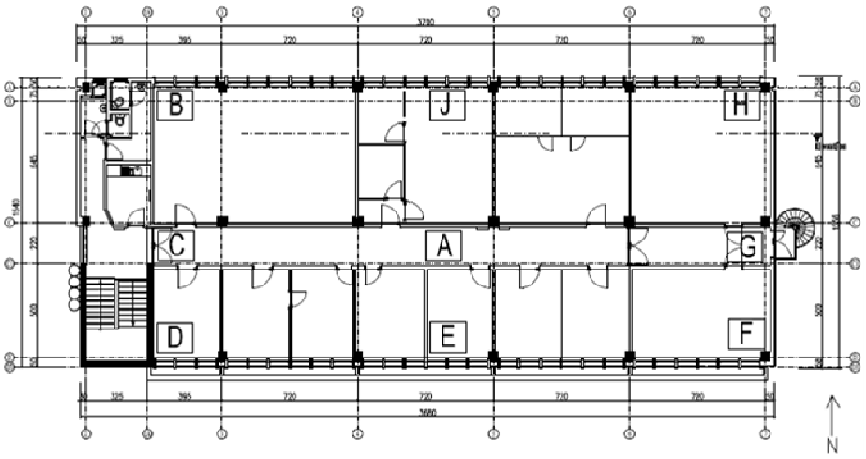
Bu denklemde $\Sigma(w)$ =tekil değerlerin köşegen matrisi; $U(w)$ = tekil değerlerin uniter matrisi; ve H karmaşık eşlenik ve devriğidir.

Brinker vd. (2001) tarafından gösterilmiştir ki yapı geniş bantlı titreşim kaynaklarına maruz kaldığında $\Sigma(w)$ her bir modun tek dereceli bir sistem olarak düşünülmesiyle elde edilen güç spektrumu; $U(w)$ ise bu moda karşılık gelen şekilleri ifade etmektedir.

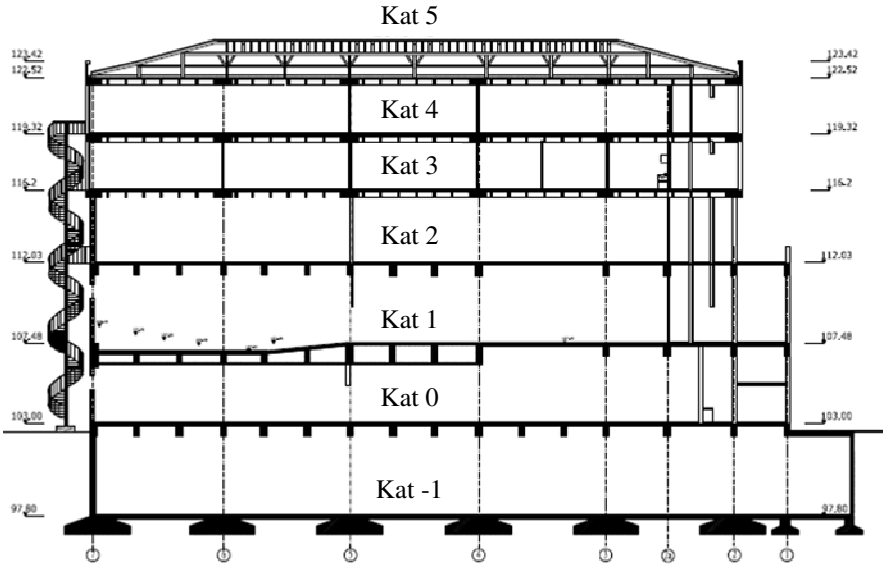
Titreşim verileri 200 Hz'de toplanmıştır. Hanning penceleri kullanılarak sızıntıların olması engellenmiştir. Veriler pencerelere bölünmüş ve her bir veri %50 üst üste gelecek şekilde incelenmiş ve frekans uzayında ortalamaları alınarak daha güvenilir ve temiz sonuçlar elde edilmiştir.

Binanın Enstrümantasyonu

Kinemetrics model ivme ölçerler (ES-T) ve veri toplama (Q330) sistemleri kullanılmıştır. Veriler 24 kanal olarak toplanmıştır. ES-T tipi ivme ölçerler geniş frekans ve ivme bantlarına sahiplerdir (0-200Hz ve +/-2g) ve 10^{-8}g mertebesinde olan çok düşük seviyedeki titreşimleri hissedebilirler. Q330 veri toplama sistemleri sinyal iyileştirme devreleri, 24 bit A/D çeviricileri, farklı kanalları senkronize etmek için GPS donanımlarına sahiptir. Şekil 2 binanın kat planını göstermektedir, ivme ölçerler A ve H noktalarına yerleştirilmiştir. Şekil 3 binanın cepheden görünüşüdür, ivme ölçerler 0-4 katları arasında her katın tabanına ve 4.katın tavanına yerleştirilmiştir. Şekil 4 binada ivme ölçerlerin kolonların yakınına yerleştirilmiş durumunu göstermektedir.



Şekil 2 Kat planı



Şekil 3 Bina cephe görünüşü



Şekil 4 Bina üzerinde ivme ölçerler

GÜÇLENDİRME DETAYLARI

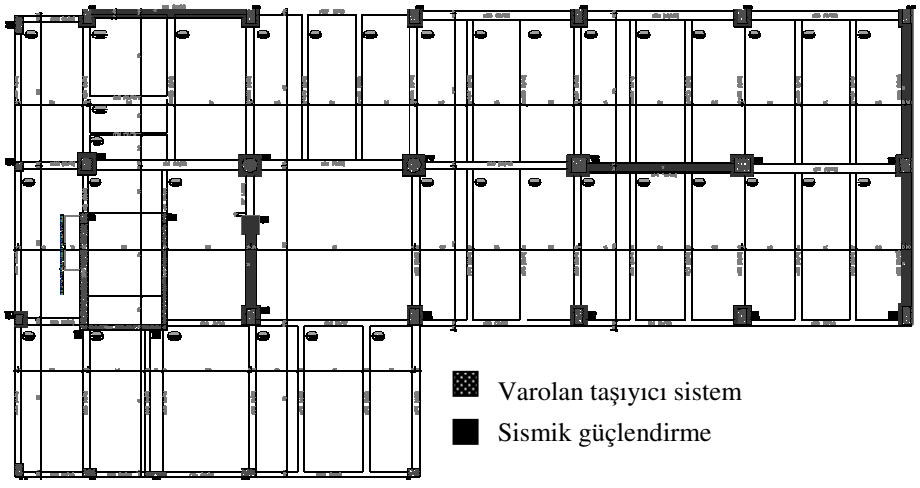
Tablo 1 güçlendirme sırasında kolonların boyutunun ne kadar arttığını, Tablo **2** güçlendirme sırasında eklenen perde duvarların boyutunu özetlemektedir.Şekil 5 ise güçlendirme sonrasındaki taşıyıcı sistemi göstermektedir.

Tablo 1 Güçlendirme öncesi ve sonrasında kolon boyutları

Güçlendirme öncesi		**Güçlendirme sonrası**	
Boyut (cm × cm)	Adet	Boyut (cm × cm)	Adet
40 × 60	13	70 × 75	9
		55 × 75	2
		70 × 90	1
		65 × 90	1
Ø60	2	90 × 90	2
60 × 50	1	90 × 80	1
50 × 60	1	80 × 90	1
30 × 30	2	30 × 30	2
30 × 50	2	30 × 50	2
		70 × 90	1

Tablo 2 Güçlendirme öncesi ve sonrasında perde duvarların boyutları

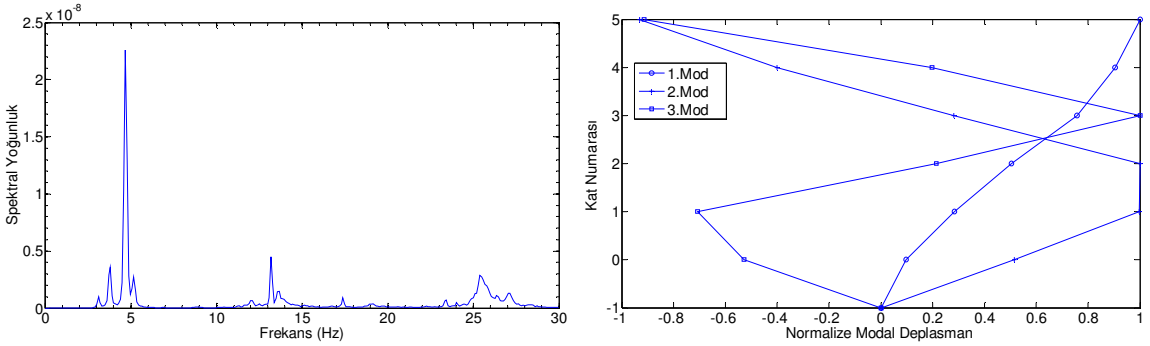
Güçlendirme öncesi			**Güçlendirme sonrası**		
Boyut (cm × cm)	Adet	Kuvvetli Yön	Boyut (cm × cm)	Adet	Kuvvetli Yön
			650 × 45	1	E-W
			635 × 40	1	E-W
			40 × 345	1	N-S
			40 × 620	2	N-S
325 × 30	1	E-W	325 × 30	1	E-W
30 × 470	2	N-S	30 × 470	2	N-S



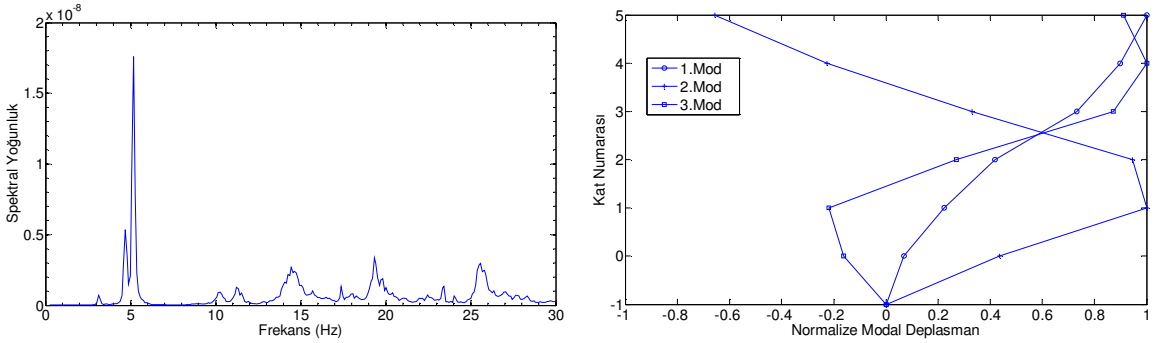
Şekil 5 Mantolanan kolonların ve eklenen perde duvarların kat içindeki dağılımı

MODAL TANILAMA SONUÇLARI

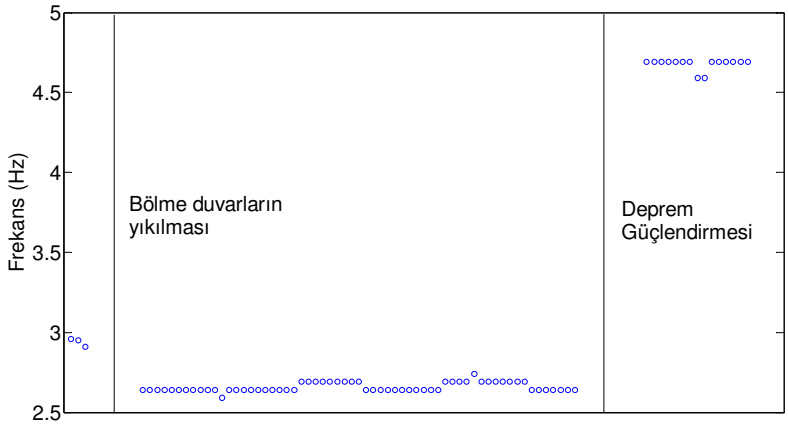
Şekil 6 ve Şekil 7 binanın güçlendirme sonrasında elde edilen modal frekans değerlerini ve şekillerini göstermektedir. Şekil 8 Doğu-Batı yönündeki birinci eğilme modu frekansının, Şekil 9 Kuzey-Güney yönündeki birinci eğilme modu frekansının, Şekil 10 burulma frekansının, Şekil 11 ise yüksek modal frekansların zaman içinde değişimini göstermektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi bölme duvarların yıkılması modal frekans değerlerinin %10 azalmasına (birinci modal frekans 2,98Hz'den 2,64 Hz'e düşmüştür); depreme karşı yapılan güçlendirme çalışmaları ise modal frekans değerlerinin %100 artmasına (birinci modal frekans 2,64 Hz'den 5,18 Hz'e çıkmıştır) sebep olmuştur.



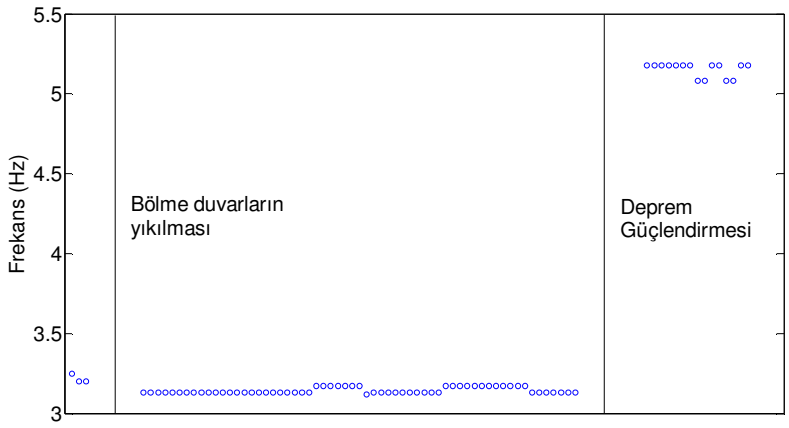
Şekil 6 Doğu - Batı yönündeki modal frekanlar ve şekiller



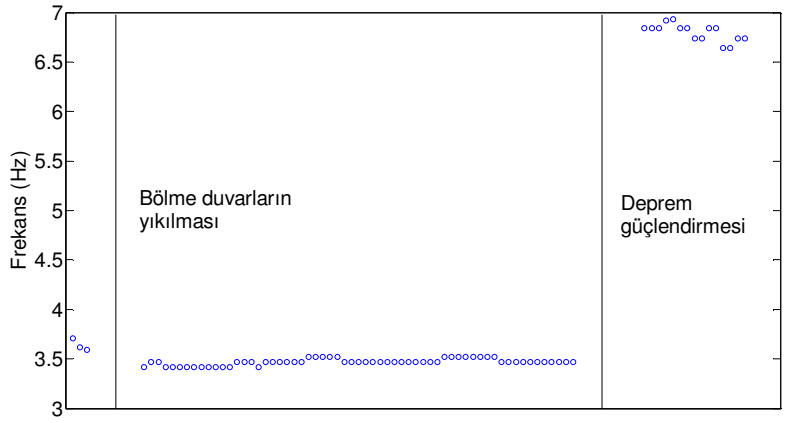
Şekil 7 Kuzey -Güney yönündeki modal frekanslar ve şekiller



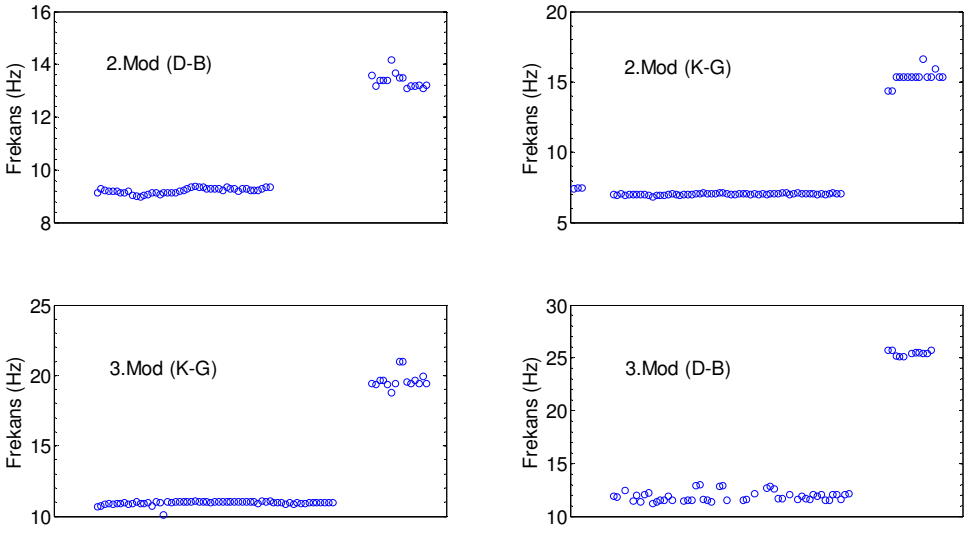
Şekil 8 D-B yönünde birinci eğilme modu frekansın zaman içinde değişimi



Şekil 9 K-G yönünde birinci eğilme modu frekansın zaman içinde değişimi



Şekil 10 Burulma frekansının zaman içinde değişimi



Şekil 11 Yüksek modal frekansların zaman içinde değişimi

ZORLANMIŞ TİTREŞİM DENEYLERİ

Eksantrik Kütleli Sallama Aygıtı

Eksantrik kütleli sallama aygıtları yapılara sinusoidal kuvvetler uygularlar. Yapının uygulanan bu kuvvet etkisi altındaki davranışı veri toplama sistemleriyle kaydedilebilir ve daha sonra da yapının modal değerleri belirlenebilir. Şekil 12 deneylerde kullanılan sallama aygıtını göstermektedir. Bu aygıt taşıyıcı çelik çerçevenin üzerine oturtulmuş 6 adet kütleden ve bunları taşıyan milden oluşmaktadır. Toplam ağırlığı 350 kg'dır. Kütleler mil etrafında birbirine ters yönlerde dönerek yapıya düşey eksende kuvvet uygular. Bu kuvvet kütlelerin dışmerkezliğine ve dönme hızına bağlı olarak değişir. Dışmerkezliği 18kg.m'dir ve bu değer %0 ve %100 arasında değiştirilebilir. Uygulanan en büyük kuvvet 88 kN ile sınırlıdır. Sallama aygıtı 1-25 Hz frekans aralığında çalışmaktadır.



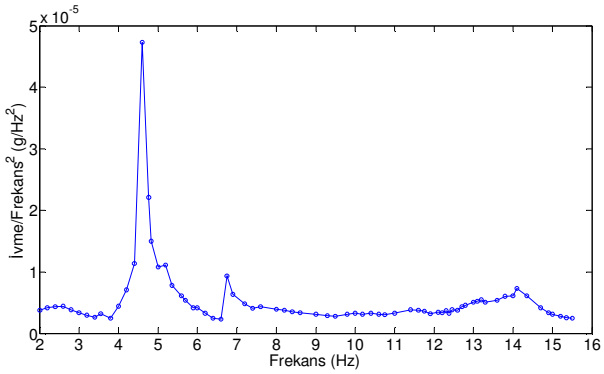
Şekil 12 Eksantrik kütleli sallama aygıtı

Tablo 3 Sallama aygıtı tarafından farklı dışmerkezlikte ve frekansta uygulanan kuvvet

Dışmerkezlik (%)	Frekans (Hz)	Kuvvet (kN)
25	4.5	3.70
50	4.5	7.39
75	4.5	11.1
25	6.5	7.71
50	6.5	15.4
75	6.5	23.1

Tanılama Sonuçları

Şekil 13 zorlanmış titreşim deneylerinden elde edilen frekans davranış fonksiyonunu göstermektedir. Ölçülen ivmenin frekansın karesiyle normalize edilmiş değerleri her bir modun resonans bölgeleri etrafında ki dinamik yükseltme oranını temsil eder. Daha detaylı bilgiler Chopra (2001) tarafından verilmiştir.



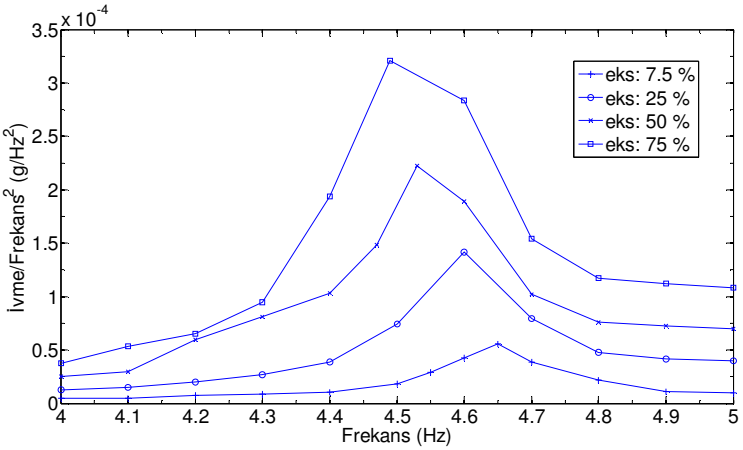
Şekil 13 Zorlanmış titreşim deneylerinden elde edilen frekans davranış fonksiyonu

Şekil 14 - Şekil 16 ilk üç mod için zorlanmış titreşim deneylerinden elde edilen frekans davranış fonksiyonunu göstermektedir. Modal sönümlenme oranları aşağıdaki bağıntıyla belirlenmiştir. Daha detaylı bilgiler Chopra (2001) tarafından verilmiştir.

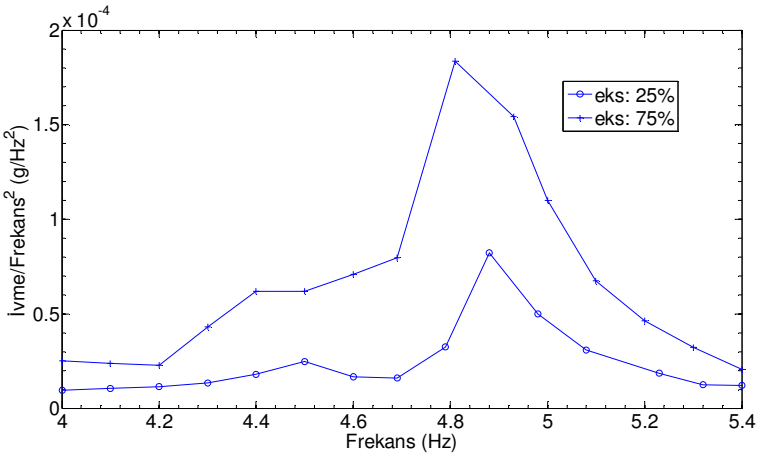
$$2\xi\omega_n = \omega_a - \omega_b$$
$$\omega_{a,b} = \omega_n / \sqrt{2} \qquad (2)$$

burada ω_n yapının doğal frekansı,

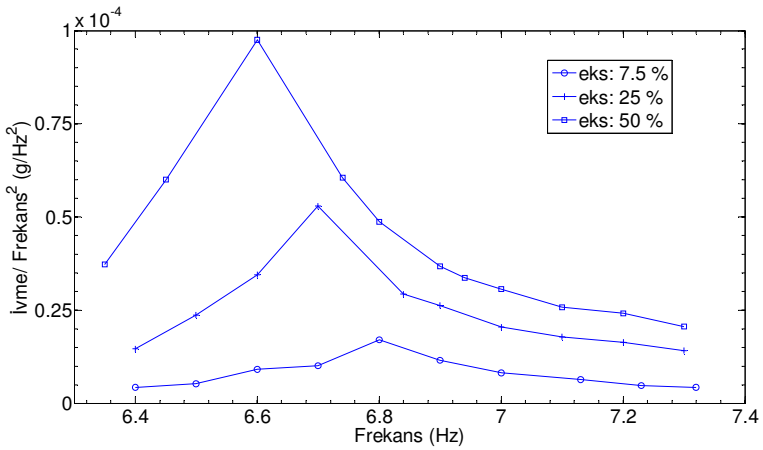
ξ modal sönümleme oranıdır.



Şekil 14 1.mod için frekans davranış fonksiyonu



Şekil 15 2.mod için frekans davranış fonksiyonu



Şekil 16 3.mod için frekans davranış fonksiyonu

Tablo 4 - Tablo 6 zorlanmış titreşim deneyleri sırasında ilk üç modal frekansın ve sönümlenme değerinin değişimini göstermektedir. Zorlanmış titreşim deneyleri modal sönümlenme oranlarının artan kuvvete bağlı olarak değişimini incelemek için yapılmıştır. Aşağıdaki tablolardan görüldüğü gibi modal sönümlenme oranları artan kuvvetle beraber artmaktadır ve bu artış lineer bir eğilim sergilemektedir.

Tablo 4 Zorlanmış titreşim deneylerinde birinci modal değerlerin değişimi

Üst Kat İvme (‰g)	Frekans (Hz)	Sönümlenme (%)
1.2	4.65	1.1
3.0	4.60	1.3
4.5	4.53	1.8
6.5	4.49	2.3

Tablo 5 Zorlanmış titreşim deneylerinde ikinci modal değerlerin değişimi

Üst Kat İvme (‰g)	Frekans (Hz)	Sönümlenme (%)
2.0	4.88	1.1
4.3	4.81	2.3

Tablo 6 Zorlanmış titreşim deneylerinde üçüncü modal değerlerin değişimi

Üst Kat İvme (‰g)	Frekans (Hz)	Sönümlenme (%)
0.8	6.80	1.1
2.4	6.70	1.3
4.3	6.60	1.6

SONUÇ

Depreme karşı güçlendirilen bir binanın dinamik özelliklerini belirlemek için ortamsal ve zorlanmış titreşim deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ortamsal titreşim deneyleriyle binanın doğal frekansları, ve mod şekilleri belirlenmiştir. Modal sönüm oranlarının uygulanan kuvvete bağlı olarak değişimini belirlemek için sallama aygıtı kullanılarak zorlanmış titreşim deneyler yapılmıştır. Bu aygıt farklı dışmerkezlikte ve frekansta dönebilen kütlelerden oluşmaktadır. Bu iki parametreye bağlı olarak yapıya uygulanan kuvvet değiştirilebilir. Depreme karşı güçlendirme çalışmaları, binanın taşıyıcı sistemine perde duvalar eklenmesi ve mevcut kolonların mantolanması olarak gerçekleştirilmiştir. Depreme karşı güçlendirmelerin yapılabilmesi için öncelikle taşıyıcı olmayan tuğla duvarlar yıkılmıştır. Aşağıda bu deneyler sonucunda elde edilen çıkarımlar özetlenmiştir.

- Bölme duvarların yıkılması sürecinde kaydedilen ortamsal titreşimlerin analizi sonucunda, binanın dinamik rijitliği ile ilişkili olan modal frekans değerlerinin % 10 azaldığı görülmüştür. Binanın birinci eğilme modu frekansı 2,98 Hz'den 2,64 Hz'e inmiştir. Bu değişim yapıların modellenmesinde genellikle göz önüne alınmayan taşıyıcı olmayan duvarların binanın doğal frekansına etkisini göstermektedir.
- Bina üzerinde güçlendirme yapılmadan önce ve yapıldıktan sonra kaydedilen ortamsal titreşimlerin analizi sonucunda ise modal frekans değerlerinin güçlendirme sonrasında % 100 arttığı görülmüştür. Binanın birinci eğilme modu frekansı 2,64 Hz'den 5,18 Hz'e çıkmıştır. Bina üzerinde yapılan güçlendirme çalışmaları göz önüne alındığında bu artış beklenilen yöndedir.
- Zorlanmış titreşim testlerinden modal sönüm oranlarının uygulanan kuvvete bağlı olarak arttığı görülmüştür ve bu artışın lineer olduğu görülmüştür.

Teşekkür

Bu çalışma Boğaziçi Üniversitesi BAP 5343 no'lu projenin desteğiyle gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

Beck JL ve Jennings PC (1980) "Structural Identification Using Linear Models and Earthquake Records" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* 8(2): 145-160

Brinker R, Zhang L ve Andersen P (2001) "Modal Identification of Output-Only System Using Frequency Domain Decomposition" *Smart Materials and Structures,* 10(3): 441-455

Chopra A.K. (2001) Dynamics of Structure Prentice Hall, New Jersey

Doebling SW, Farrar CR, Prime MB ve Shevitz DW (1996) Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review Los Alamos National Laboratory Report, LA-13070-MS

Ghanem R ve Shinozuka M (1995) "Structural System Identification: Theory and Experimental Verification" *Journal of Engineering Mechanics ASCE,* 121(2): 255-273

Kohler MD, Davis PM ve Safak E (2005) "Earthquake and Ambient Vibration Monitoring of the Steel-Frame UCLA Factor Building" *Earthquake Spectra,* 21(3): 715-736

Lus H, Betti R ve Longman RW (1999) "Identification of Linear Structural Systems Using Earthquake Induced Vibration Data" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* , 28, 1449-1467

Otte D, Ponseele PVD ve Leuridan J (1990) Operational Shapes Estimation as a Function of Dynamic Loads Proceedings of 8th International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics, Orlando, FL, 413–421

Safak E (1989) "Adaptive Modeling, Identification and Control of Dynamic Structural Systems: Theory and Applications" *Journal of Engineering Mechanics ASCE,* 115(11): 2386-2426

Safak E (1991) "Identification of Linear Structures Using Discrete-Time Filters" *Journal of Structural Engineering ASCE,* 17(10): 3064-3085

Soyoz S ve Feng MQ (2009) "Long-term Monitoring and Identification of Bridge Structural Parameters" *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 24(2): 82-92

Soyoz S, Feng MQ ve Shinozuka M (2010) "Structural Reliability Estimation with Vibration-based Identified Parameters" *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 136 (1): 100-106

Yu E, Taciroglu E ve Wallace JW (2007) "Parameter identification of framed structures using an improved finite element model updating method" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36: 619-660

TEK SERBESTLİK DERECELİ YAPILARIN OLASILIĞA DAYALI DEPREM TEPKİ ANALİZİ

PROBABILISTIC EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF SINGLE DEGREE OF FREEDOM STRUCTURES

Gülçin TEKİN[1] ve Gülüm BİRGÖREN TANIRCAN[2]

ÖZET

Yapıların sismik güvenliğinin belirlenmesi için yapının kapasitesi ile maruz kalınan kuvvetli yer hareketi talebinin karşılaştırılması yapılırken; en büyük davranış değerinin tahmin edilmesi başlıca hedeftir. Ancak, talebin yalnızca tek bir en büyük davranış değeri ile tanımlanması yeterli değildir. Özellikle, toplam hasar düşünüldüğünde, yapının performansı, yer hareketi süresince gerçekleşen diğer davranış değerleri (2., 3. ve sonraki en büyük değerler) ile de ilişkilidir.

Bu çalışmada, farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin, %5 sönüm oranı için (bu oran birçok bina türü yapılar için karakteristik değer olarak kabul edilmiştir) yerel en büyük davranış büyüklüklerinin teorik dağılım fonksiyonlarının belirlenmesinde, sıralı istatistiksel değerlere bağlı, olasılık teorisinden yararlanılmıştır. Bu belirleme sürecinde, PEER/NGA veritabanından 317 çift kuvvetli yer hareketi ivme kaydı kullanılmıştır. En düşük frekans içeriği 0.2 Hz olan bu kayıtların, moment büyüklük değerleri 4.5 ile 8 arasında değişmektedir. İlk olarak, farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin, yerdeğiştirme – zaman ilişkileri elde edilmiş, bütün uç noktaların mutlak değerleri (mutlak maksimum değerleri) her yer hareketi için belirlenmiştir. İkinci olarak, her salınım periyodundaki en büyük davranış değerlerinin olasılık yoğunluk fonksiyonlarının oluşturulması için, kayıtların her iki yatay birleşeninden normalize edilmiş 50 uç davranış değeri belirlenmiştir. Ayrıca bu çalışmada, literaturde bugüne kadar rastgele sayı fonksiyonlarının ya da sistemlerin farklı metodlar kullanılarak oluşturulmuş yer hareketleri etkisindeki davranışlarının olasılığa dayalı analizleri üzerine yapılmış çalışmalardan çıkan sonuçlar ile bu çalışmadan çıkan sonuçların uyumu araştırılmıştır. Çalışmanın sonunda, doğal titreşim periyodu 0.1 sn ile 5.0 sn arasında değişen tek serbestlik dereceli sistemlerin yerdeğiştirme davranış değerlerinin olasılığa dayalı analizlerinde kullanılması için, bu değerlerin dağılımını tanımlayan parametreler sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Olasılığa dayalı deprem tepki analizi, PEER/NGA veritabanı, Sıralı istatiksel değerler, Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

ABSTRACT

For evaluation of seismic safety of structures, estimation of peak response values has an important role, since the main principle is comparing the capacity of the structure and the demand from exposed strong ground motion. However, the demand shall not be characterized with only the highest peak of the response. Especially, considering overall damage, performance of the structure is related with the amplitude of remaining peaks in the whole duration of the ground motion.

In this study, a probabilistic theory, based on order statistics, has been utilized to determine theoretical distribution functions for amplitudes of the local maximum values in the response of different SDOF systems, having five per cent damping ratio, assumed as a characteristic value for a wide range of structures. In this determination procedure, a set of 317 pairs of horizontal earthquake acceleration records from PEER/NGA database has been used, of which the Mw vary between 4.5 and 8 with lowest usable frequency of 0.2 Hz. At first, the amplitudes of all

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, gulcin.tekin@boun.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr., Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul, birgore@boun.edu.tr

the absolute peaks were calculated from the displacement response time histories of different SDOF systems for each ground motion. Secondly, the highest 50 of normalized peaks were chosen from both horizontal components of the records in order to analyze Probability Density Function (PDF) of the peaks at different oscillator periods. Also alignment of the results of the previous studies on the issue of probabilistic analysis of random functions or of the response of structures under the earthquake excitations which were created by using different methods with the results of this study was investigated. At the end of this study, key parameters, which define the distribution of the peaks for each oscillator period, have been presented for use in the probabilistic estimations of displacement response values of SDOF systems, having a natural period of vibration vary between 0.1 sec and 5 sec.
Keywords: Probabilistic Earthquake Response Analysis, PEER/NGA Database, Order Statistics, Single Degree of Freedom Systems

GİRİŞ

Yapı tasarımında çoğu zaman tasarıma esas olan, yapının yer hareketi etkisi altında gösterdiği davranışın en büyük değeridir. Ancak, yapıların sismik güvenliğinin belirlenmesinde, talebin yalnızca en büyük davranış değeri ile tanımlanması ve söz konusu yer hareketi etkisi altında oluşacak diğer davranış değerlerinin (2., 3., n. en büyük) zamana bağlı değişiminin gözardı edilmesi yeterli olmayacaktır. Özellikle toplam hasar düşünüldüğünde, yapının performansı yer hareketi süresince gerçekleşen diğer davranış değerleri ile de yakından ilişkilidir.

Bu çalışmada temel amaç, çok sayıda kuvvetli yer hareketi verileri kullanılarak, farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin (TSDS), yer değiştirme davranış değerlerinin olasılık teorisi ile analizini yapmak ve bu yer değiştirme davranış değerlerinin dağılımlarını tanımlayan parametreler sunmaktır. Sunulacak bu parametreler ile, çok geniş periyot aralığı için, TSDS'in en büyük yer değiştirme davranış değerlerinin hesaplanabilmesinin (yer değiştirme spektrumunun elde edilmesi) yanısıra, etkili deprem süresinin doğal titreşim periyodu ile olan ilişkisi tanımlanabilecek, yer hareketi süresince gerçekleşen diğer yer değiştirme davranış değerleri belirlenebilecek, herhangi bir davranış değerinin aşılma(ma) olasılıkları hesaplanabilecek ve yer değiştirme davranış değerlerinin büyüklükleri ve sayıları ile yapısal sistemin fiziksel özellikleri (sistemin doğal titreşim periyodu ve sönüm oranı) arasındaki ilişki belirlenebilecektir.

Bu çalışma kapsamında yapılan bütün analizler; olasılıksal tepki spektrumu konusunda literatürde yer alan araştırmaların aksine gerçek ve çok sayıda deprem kayıtları kullanılarak tamamlanmıştır. Literatür analizi yapılırken; kuvvetli yer hareketi süresi ve olasılığa dayalı deprem tepki analizi konularında yapılmış olan çalışmalar incelenmiştir ve bu çalışmalardan bazıları kısaca şu şekilde özetlenmiştir.

Rastgele üretilmiş fonksiyonların istatiksel özellikleri konusunda yapılan ilk çalışma Rice (1944, 1945) dir. Bu çalışmada; rastgele üretilmiş fonksiyonlar, bunların sıfır noktaları ve maksimumları olasılık dağılım teorisi ile tanımlanmıştır. Cartwright ve Longuet-Higgings (1956) çalışmaları ise, Rice (1944, 1945) çalışmasının genişletilmiş versiyonudur. Bu çalışmada ise rastgele üretilmiş fonksiyonların maksimum değerlerinin dağılımları için olasılık yoğunluk fonksiyonu elde edilmiştir. Yukarıda söz edilen çalışmaların sonuçlarının uygulandığı ve geliştirildiği diğer çalışmalar ise şu şekildedir.

Udwadia ve Trifunac (1974), osilatör davranışının maksiumum değerinin istatistiğini kullanarak, davranış spektrumu hesabı yaptılar. Amini ve Trifunac (1981, 1985) tarafından yapılan çalışmada uç değerlerin birbirinden bağımsız ve davranış – zaman ilişkisinin durağan (stationary) olduğu kabulü ile, yapıların yer hareketi etkisinde gösterdikleri davranışın uç değerlerinin dağılımları bulunmuştur.

Gupta ve Trifunac (1988), rastgele üretilmiş davranış fonksiyonlarının bütün yerel en büyük değerlerinin teorik dağılım fonksiyonlarını, sıra istatistiğine bağlı olarak sunmuşlardır. Bu çalışmada da, Amini ve Trifunac (1981, 1985) çalışmasında olduğu gibi davranış - zaman ilişkisinin durağan olduğu kabulü ve davranışın uç değerlerinin birbirinden bağımsız olduğu kabulü yapılmıştır. Ancak, Amini ve Trifunac (1981, 1985) çalışmasındaki sonuçlar özellikle yüksek dereceli uç değerler için tutarlı görülmemiştir.

Basu vd. (1996), rastgele davranış sürecindeki yüksek dereceli uç değerlerin dağılımını belirlemek için, benzetilmiş (simulated) ortak yoğunluk fonksiyonu önermişlerdir. Bu çalışmanın sonuçlarını sentetik olarak üretilmiş davranış süreçlerinden elde edilen sıra istatistikleriyle ve Markov teorisi sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Bu çalışmada, yukarıdaki çalışmalardan farklı olarak uç değerlerin birbiriyle ilişkili olduğu kabul edilmiştir.

Gupta ve Trifunac (1998) tarafından yapılan çalışmada ise; Amini ve Trifunac (1981), Gupta ve Trifunac (1988) ve, Basu vd. (1996) tarafından farklı dereceli uç değerlerin büyüklüklerini belirlemek üzere yapılmış çalışmaların sonuçları karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma için simulasyon deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde, durağan (stationary) zaman serileri, dar bantlı, geniş bantlı ve bant sınırlı olmak üzere 3 farklı süreci temsil eden güç spektrumu yoğunluk fonksiyonu (PSDF) için simule edilmiştir.

Şafak (1998) yaptığı çalışmada yeni bir davranış spektrumu '3D Response Spectra (Üç Boyutlu Davranış Spektrumu) ' tanımlamıştır. Bu yeni davranış spektrumu, bugüne kadar bilinen spektrum kavramından farklı olarak, yer hareketi süresi hakkında fikir vermektedir. Yapılan bu çalışmada yer hareketi süresi, TSDS'in yer değiştirme davranışlarındaki uç değerlerin dağılımlarından yararlanılarak bulunmuştur.

Yukarıda kısaca söz edilen çalışmaların yapılış amacı bizim amaçladığımız çalışmaya benzerlik göstermektedir. Ancak, bu çalışmalarda genellikle (Şafak, 1998 hariç) teorik yöntemler izlenmiş olup gerçek ve çok miktardaki yer hareketi kayıtlarıyla sonuçların doğruluğu ispat edilmemiştir. Kullanılan yer hareketi kayıtları, farklı simulasyon yöntemleriyle elde edilmiş yapay kayıtlar olup, kayıtların sayısının, bu çalışmada kullanılan kayıt sayısı ile karşılaştırıldığında oldukça az olduğu gözlenmiştir. Dolayısı ile bu çalışma teorik olarak elde edilen uyumların geçerliliğinin tespit edilmesi, ya da yeni uyum fonksiyonlarının önerilmesi açısından önem taşımaktadır.

DEPREM KAYDI VE SİSTEM ÖZELLİKLERİ

Bu çalışmada, doğal titreşim periyotları 0.1s ile 5s arasında değişen 50 farklı TSDS'in, % 5 sabit sönüm oranı için, yerel en büyük yer değiştirme davranış değerlerinin teorik dağılım fonksiyonları, sıralı istatiksel değerlere bağlı olasılık teorisi kullanılarak belirlenmiştir.

Bu belirlenme sürecinde, Next Generation Attenuation (NGA) ve Pacific Earthquake Enginnering Research Center (PEER) veritabanından alınmış, büyüklüğü 4.5 ile 8 arasında değişen, kullanılabilir en düşük frekans içeriği 0.2 Hz olan, 317 çift kuvvetli yer hareketi ivme kaydı kullanılmıştır. Veri seti oluşturulurken, deprem kayıtları arasında; deprem büyüklükleri, deprem odağının kayıt yerinden olan uzaklığı, fay mekanizması, deprem dalgalarının yayıldığı yerel zemin cinsi ve koşulları vb. gibi özelliklere göre herhangi bir sınıflandırma yapılmamıştır.

YÖNTEM

Sıra İstatistiği Yaklaşımı ve Olasılık Dağılım Fonksiyonu

Bu çalışmadaki hedef, çok sayıda kuvvetli yer hareketi ivme kaydı kullanılarak, çok geniş periyot aralığı için TSDS'in yer değiştirme davranış değerlerinin dağılımlarını belirlemek, bu dağılımları tanımlayan parametreler sunmak ve literatürde bu konuda yapılmış çalışmalardan elde edilen sonuçların, bu çalışmadan çıkacak sonuçlarla uyumunu araştırmaktır. Bu amaç doğrultusunda izlenecek adımlar ve kullanılacak yöntemler şu şekilde belirtilebilir.

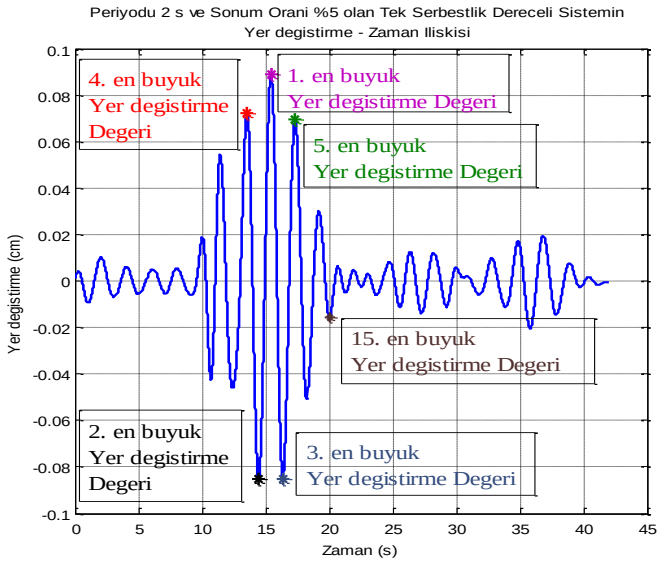
İlk olarak, sönüm oranı % 5 olmak kaydı ile, doğal titreşim periyotları 0.1s ile 5s arasında değişen 50 ayrı TSDS, çok sayıda ve farklı özelliklerdeki yer hareketi etkisi altında gösterecekleri davranış değerleri belirlenmiştir. Sistemlerin zamana bağlı olarak değişen farklı yer ivmeleri altında oluşacak yer değiştirme davranış değerleri, sabit bir sönüm oranı için, zamana bağlı olarak bulunmuş ve bu analizler Matlab yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Sayısal çözümleme yöntemi olarak Piecewise Linear Exact Method (Aydınoğlu, 2003) kullanılmıştır.

İkinci aşamada, her bir sistem için farklı yer hareketleri etkisi altında elde edilmiş yer değiştirme davranış değerlerine sıra istatistiği yaklaşımı uygulanmıştır. Bu yaklaşım ilk olarak

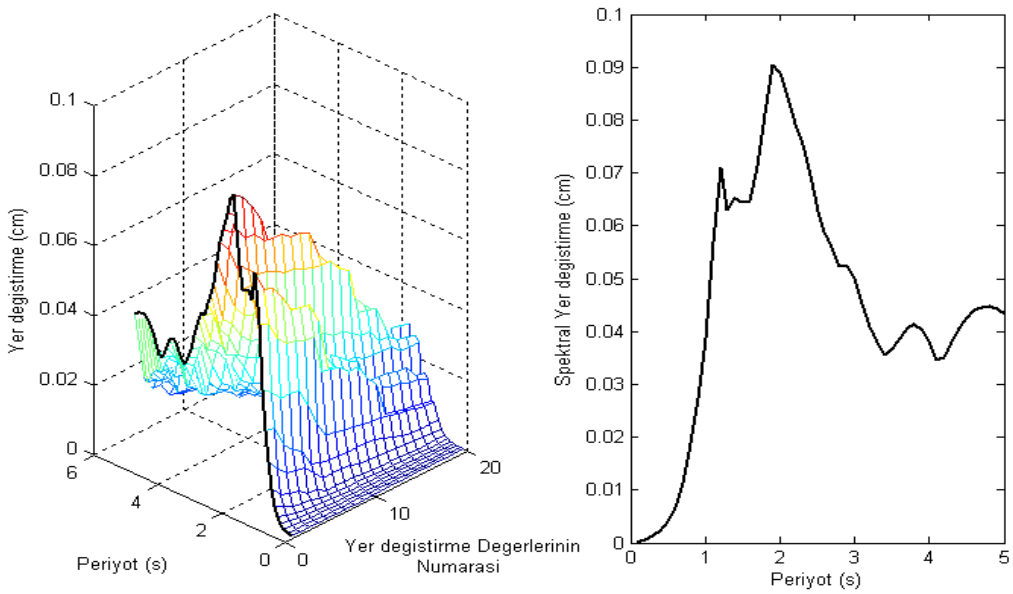
Gupta ve Trifunac (1988) tarafından rastgele üretilmiş davranış fonksiyonlarının bütün yerel en büyük değerlerinin teorik dağılım fonksiyonlarının belirlenmesi için kullanılmıştır. Bu çalışmaya ek olarak, Basu vd. (1996), ve Gupta ve Trifunac (1998) yaptıkları çalışmalarda rastgele üretilmiş davranış fonksiyonlarının farklı dereceli davranış değerlerinin teorik olasılık dağılım fonksiyonlarını sıra istatistiğine bağlı olarak sunmuşlardır. Bu çalışmaların sonuçları göstermiştir ki, sıra istatistiği yaklaşımına bağlı olarak elde edilen formülasyonlar, bu yaklaşım kullanılmadan elde edilen formülasyonların sonuçları ile karşılaştırıldığında çok daha iyi sonuçlar vermiştir (Gupta, 1988; Basu, 1996; Gupta, 1998).

Sıra istatistiği yaklaşımı, davranış değerleri büyüklüklerinin azalacak şekilde sıralandırılmasına dayanır. Bu nedenle, her sistemin yer değiştirme - zaman ilişkileri elde edildikten sonra, bütün uç noktaların (davranışın maksimum değerlerinin) mutlak değerleri, sıra istatistiği yaklaşımının gerektirdiği şekilde; büyüklükle azalacak şekilde sıralanmıştır. Şekil 1' de, sönüm oranı % 5, periyodu 2s olan TSDS'in, 2001 Anza depremi sırasında Seven Oaks Dam Downstream Surf. istasyonunda kaydedilmiş yer hareketinin oluşturduğu yer değiştirme davranış değerleri zamana bağlı olarak gösterilmiştir ve sıra istatistiği yaklaşımı yukarıda açıklandığı şekilde yer değiştirme davranış - zaman değişimine uygulanmıştır.

Sıra istatistiği yaklaşımı uygulanarak derecelendirilmiş (sıralandırılmış) bu davranış değerleri, Şafak (1998) tarafından yapılmış çalışmada yer alan 3 Boyutlu Davranış (Tepki) Spektrum (3D Response Spectra) kavramı kullanılarak sunulmuştur. 3 Boyutlu Tepki Spektrumu, günümüzde depreme dayanıklı yapı tasarımında çoğunlukla kullanılmakta olan Standart Tepki Spektrumu (Response Spectrum) kavramına yeni anlam kazandırmıştır. 3 Boyutlu Davranış spektrumu, Standart Tepki spektrumundan farklı olarak, TSDS'in, belirli bir yer hareketi etkisinde yapacakları davranış değerlerinden en büyük davranış değerini göstermesinin yanısıra, diğer davranış değerlerinin de büyüklüklerini gösterir. Böylece, günümüzde kullanılan tepki spektrumundan farklı olarak; yapısal hasarın belirlenmesinde çok önemli bir parametre olan, etkili deprem süresi hakkında da bilgi verir. Periyotları farklı ($0.1s \leq T \leq 5s$ arasında 0.1s'lik artırımlarla) çok sayıda TSDS'in, % 5 sönüm oranı için, Şekil 1' deki yer hareketi altında elde edilen yer değiştirme spektrumu (tepki spektrumu) ve 3 boyutlu yer değiştirme spektrumu (3 boyutlu tepki spektrumu) gösterilmiştir. Şekil 2' de görüldüğü üzere, tepki spektrumu; belirli bir yer hareketi etkisinde, farklı salınım periyotlarında ki TSDS'in, sabit bir sönüm oranı için yapacakları en büyük davranış değerini gösterirken, 3 boyutlu tepki spektrumu; herhangi bir yer hareketi etkisinde, sabit bir sönüm oranı için, periyotları farklı TSDS'in yapacakları davranış değerlerinden en büyüğünün yanısıra 2., 3., n. en büyük davranış değerlerini de gösterir.



Şekil 1. Sönüm oranı % 5, periyodu 2s olan sistemin kuvvetli yer hareketi altında yer değiştirme değerlerinin zamana bağlı değişimi üzerinde sıra istatistiği yaklaşımının uygulanması



Şekil 2. Farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin, % 5 sönüm oranı için, 2001 Anza depremi etkisi altında; 3 Boyutlu Yer değiştirme Spektrumu (3D Response Spectrum) ve Standart Yer değiştirme Spektrumu (Response Spectrum)

Açıkça görülmektedir ki, 3 boyutlu tepki spektrumunda en büyük davranış değerine (1. davranış değeri, maksimum büyüklükteki davranış değeri) karşılık gelen eğri standart tepki sepktrumudur ve koyu çizgi ile gösterilmiştir. 3 boyutlu davranış spektrumu, etkili deprem sürelerinin sistem periyoduyla olan değişimin, davranış değerlerinin büyüklük ve sayıları ile sistemin karakteristik özellikleri (sönüm oranı, doğal titreşim periyodu) arasındaki ilişkinin belirlenmesine yardımcı olmanın yanısıra, 1., 2., 3., ..., n. en büyük davranış değerlerinin alması muhtemel olan büyüklük değerlerini de göstermesi açısından önem taşımaktadır.

3 boyutlu tepki spektrumlarının, bütün deprem kayıtlarının her iki yatay bileşeninin (DB; Doğu-Batı ve KG; Kuzey-Güney) etkisi altında ayrı ayrı oluşturulmasının ardından, her sistem için; toplamda 100 adet (50DB+50KG bileşeninden) yer değiştirme davranış değeri elde edilmiştir. Elde edilen bu 100 yer değiştirme değerlerinin büyüklükleri, yeniden sıra istatistiği yaklaşımının öngördüğü biçimde büyükten küçüğe sıralanmış ve bu işlem sonrasında da, her TSDS. için, belirli yer hareketi etkisinde, söz konusu yer hareketinin her iki bileşeninden gelen en büyük 50 yer değiştirme değeri elde edilmiştir.

Periyodu farklı birçok TSDS için elde edilmiş bu en büyük 50 yer değiştirme davranış değeri, o sistem için 1. en büyük yer değiştirme değeri (maksimum yer değiştirme davranış değeri) ile normalize edilmiştir. Bu işlemin amacı; deprem büyüklüğü, deprem odağının kayıt yerinden olan uzaklığı, fay mekanizması, deprem dalgalarının yayıldığı yerel zemin cinsi ve koşulları vb. gibi çeşitli faktörlerin yer hareketine ait parametrelerin değerlerindeki ve dolayısı ile sistemlerin yer hareketi atında gösterecekleri davranış değerlerindeki değişime olan etkisini ortadan kaldırmaktır. Hesaplanan bu 50 en büyük yer değiştirme davranışının normalize edilmiş değerlerinin ortalaması alınmıştır. Böylece, her salınım periyodu için, yer haraketinden bağımsız ve daha genelleştirilmiş yer değiştirme davranış değerleri elde edilmiştir. Sonrasında, her sistem için ayrı ayrı normalize edilmiş ve ortalaması alınmış 50 yer değiştirme değeri, teorik dağılım fonksiyonlarının belirlenebilmesi için olasılığa dayalı analizler ile test edilmiştir.

İlk olarak, her sistem için, bu davranış değerlerinin histogramı oluşturulmuştur. Bu belirlenme sürecinde, 4 farklı olasılık dağılımı; Gaussian (Normal), Rayleigh, Exponential ve Weibull dağılımları kullanılmıştır. Ardından, her sistemin maksimum yer değiştirme davranış değerlerinin dağılımını en iyi tanımlayan olasılık yoğunluk fonksiyonun belirlenmesi için, bu 4 farklı olasılık dağılımı arasında karşılaştırma yapılmıştır. Test edilen 4 farklı dağılımın parametreleri belirlenirken, en çok kullanılan istatistiksel yöntemlerden biri olan, en büyük olabilirlik kestrimi yöntemi (Maximum Likelihood Estimation Method) kullanılmıştır. Her dağılım için ilgili parametrelerin hesaplanmasının ardından; hangi dağılımın, sistemlerin yer değiştirme

davranış değerlerinin olasılık yoğunluk fonksiyonunu en iyi şekilde tanımlayacağını belirlemek için uyuşum testi (Goodness of Fit test) yapılmıştır.

$$X_0^{\,2} = \sum_{i=1}^{k} \left(\frac{O_i - E_i^{\,2}}{E_i} \right) \tag{1}$$

Yukarıda formülasyonu verilen Chi-square uyuşum testi ile bütün sistemlerin yer değiştirme davranış değerlerine en uygun olan olasılık yoğunluk fonksiyonu belirlenmiştir. Ancak, bu raporda yalnızca 0.5s periyoda sahip tek serbestlik dereceli sistemin yer değiştirme değerlerinin test sonuçları gösterilmiştir. Tablo 1' de açıkça görülmektedir ki; Chi-square istatistiksel test sonucu Rayleigh dağılımı için, en küçük değere sahiptir. Bu sonuç, gözlenen (Oi) ve beklenen (Ei) sıklıklar arasındaki sapmanın, X_0^2, diğer dağılımlar ile karşılaştırıldığında; Rayleigh dağılımı için daha az olduğunu ispatlamıştır.

Her sistem için ayrı ayrı oluşturulan histogram resimleri incelendiğinde ve uyuşum testi (Goodness of Fit test) sonuçları, X_0^2, değerlendirildiğinde görülmüştür ki; farklı periyotlardaki TSDS'in, farklı özellikteki depremlerin (yer hareketlerinin) etkisi altında gösterdikleri yer değiştirme davranış değerlerinin olasılık yoğunluk fonskiyonu Rayleigh dağılımını takip etmektedir. Rayleigh dağılımı şu fonksiyon ile tanımlanır.

$$f(x) = \frac{x}{\sigma^{\,2}} \exp\left(\frac{-x^{\,2}}{2\sigma^{\,2}} \right); \quad x \in 0;\infty \tag{2}$$

Bu formülasyonda ki σ ise Rayleigh dağılımının parametresidir.

Bu çalışma kapsamında yapılan analizlerden elde edilen sonuçlara göre, farklı tek serbestlik dereceli yapıların, çok sayıda kuvvetli yer hareketi etkisi altında yapacakları yer değiştirme değerlerinin olasılık yoğunluk fonksiyonu; Rayleigh dağılımı ile temsil edilir. Bu sonuç doğrultusunda, çalışmada analiz edilen bütün TSDS'in, yer değiştirme davranış değerlerinin dağılımını tanımlayan parametreler (Rayleigh parametreleri) Tablo 2' de sunulmuştur. Elde edilen bu sonucun, literatürde bu konuda farklı kabüller yapılarak ve farklı metodlar kullanılarak yapılan diğer çalışmalardan elde edilen sonuçlar ile uyumlu olduğu tespit edilmiştir.

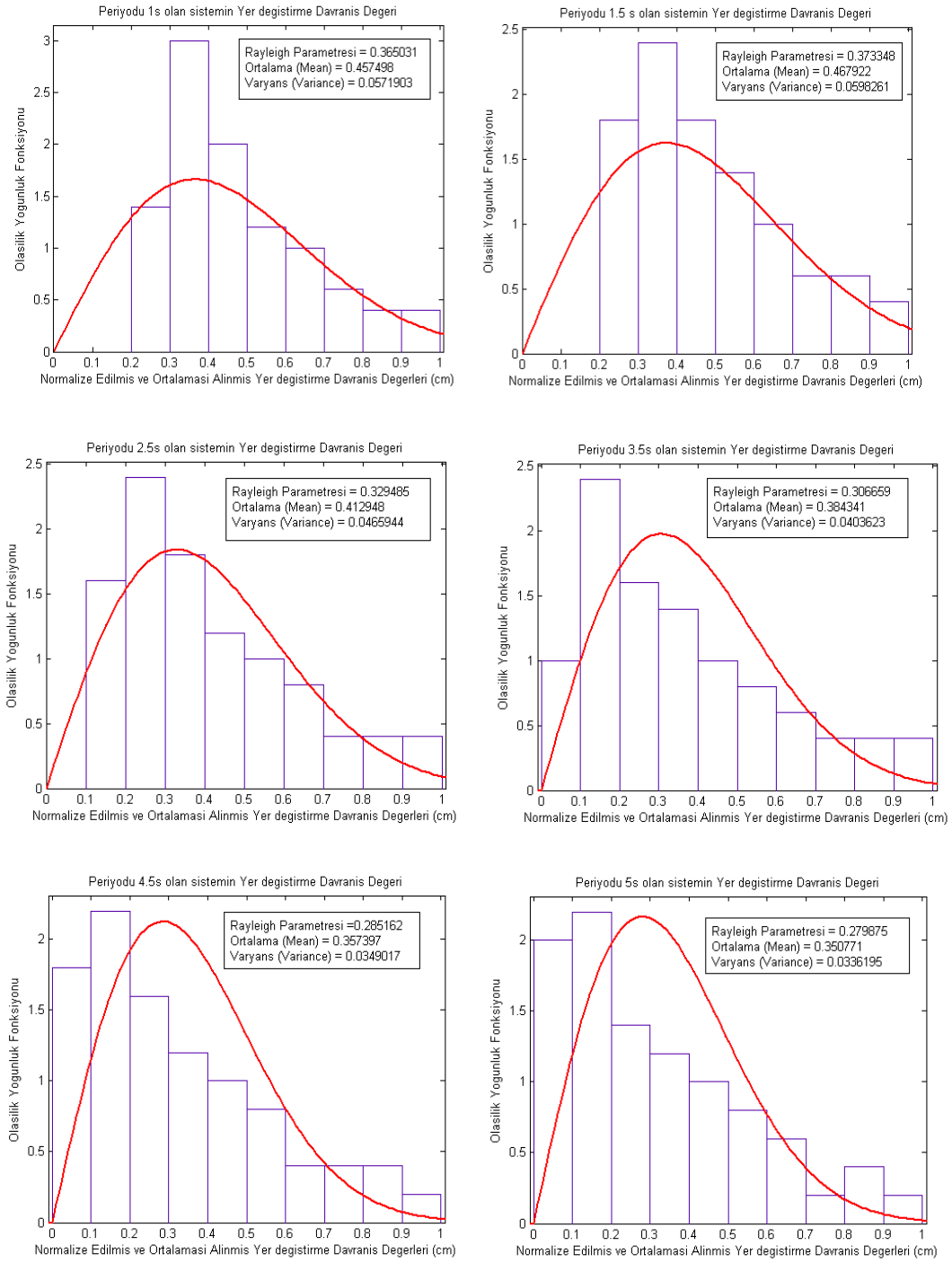
Bu parametrelere ek olarak, Şekil 3' de periyodu 1s, 1.5s, 2.5s, 3.5s, 4.5s, ve 5s olan 6 farklı sistem için oluşturulmuş sonuç figürleri yer almaktadır. Bu figürlerde yatay eksen; bu sistemlerin çok sayıdaki deprem etkisi altında gösterdikleri yer değitirme davranış değerlerinden, en büyük 50 tanesinin normalize edilmiş ve ortalaması alınmış değerlerini gösterirken, düşey eksen ise bu davranış değerlerinin dağılımını gösteren fonksiyonun değerlerini vermektedir.

Tablo 1. Periyodu 0.5 s olan sistemin normalize edilmiş ve ortalaması alınmış yer değiştirme değerlerinin dağılımını bulmak için yapılmış Chi-Square uygunluk testi sonuçları

Sınıf Aralıkları	Gözlenen Frekanslar, (Oi)	Beklenen Frekanslar, (Ei)	Chi-Square Test Sonucu	
0.2	0	6.95	6.95	Normal Dağılım
0.2<x<=0.28	16	5.86	17.56	
0.28<x<=0.36	11	7.73	1.38	
0.36<x<=0.44	7	8.50	0.27	
0.44<x<=0.52	5	7.80	1.00	
0.52<x<=0.6	4	5.97	0.65	
0.6<x<=0.68	2	3.81	0.86	
0.68<x<=0.76	2	2.02	0.00	
0.76<x<=0.84	1	0.90	0.01	
0.84<x<=0.92	1	0.33	1.35	
0.92<x<=1	1	0.10	7.88	
Toplam	50	49.97	37.91	
Sınıf Aralıkları	Gözlenen Frekanslar, (Oi)	Beklenen Frekanslar, (Ei)	Chi-Square Test Sonucu	Rayleigh Dağılım
0.2	0	9.25	9.25	
0.2<x<=0.28	16	7.26	10.51	
0.28<x<=0.36	11	7.71	1.40	
0.36<x<=0.44	7	7.19	0.01	
0.44<x<=0.52	5	6.03	0.18	
0.52<x<=0.6	4	4.61	0.08	
0.6<x<=0.68	2	3.23	0.47	
0.68<x<=0.76	2	2.09	0.00	
0.76<x<=0.84	1	1.25	0.05	
0.84<x<=0.92	1	0.70	0.13	
0.92<x<=1	1	0.36	1.14	
Toplam	50	49.70	23.22	
Sınıf Aralıkları	Gözlenen Frekanslar, (Oi)	Beklenen Frekanslar, (Ei)	Chi-Square Test Sonucu	Exponential Dağılım
0.2	0	19.60	19.60	
0.2<x<=0.28	16	5.49	20.15	
0.28<x<=0.36	11	4.50	9.41	
0.36<x<=0.44	7	3.68	2.98	
0.44<x<=0.52	5	3.02	1.30	
0.52<x<=0.6	4	2.47	0.94	
0.6<x<=0.68	2	2.03	0.00	
0.68<x<=0.76	2	1.66	0.07	
0.76<x<=0.84	1	1.36	0.10	
0.84<x<=0.92	1	1.12	0.01	
0.92<x<=1	1	0.92	0.01	
Toplam	50	45.84	54.56	
Sınıf Aralıkları	Gözlenen Frekanslar, (Oi)	Beklenen Frekanslar, (Ei)	Chi-Square Test Sonucu	Weibull Dağılım
0.2	0	6.93	6.93	
0.2<x<=0.28	16	6.93	11.86	
0.28<x<=0.36	11	8.15	0.99	
0.36<x<=0.44	7	8.12	0.15	
0.44<x<=0.52	5	7.01	0.58	
0.52<x<=0.6	4	5.31	0.32	
0.6<x<=0.68	2	3.55	0.67	
0.68<x<=0.76	2	2.09	0.00	
0.76<x<=0.84	1	1.09	0.01	
0.84<x<=0.92	1	0.51	0.48	
0.92<x<=1	1	0.21	3.06	
Toplam	50	49.89	25.07	

Tablo 2. Farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin, çok sayıdaki yer hareketi altında yapacakları en büyük 50 yer değiştirme değerinin dağılımını tanımlayan Rayleigh parametreleri

Yapı Periyodu (s)	Rayleigh Parametresi	Ortalama (Mean)	Varyans (Variance)
0.1	0.309811	0.38829	0.0411961
0.2	0.310082	0.38863	0.0412682
0.3	0.310619	0.389304	0.0414115
0.4	0.311535	0.390452	0.041656
0.5	0.312727	0.391945	0.0419753
0.6	0.314298	0.393914	0.0423981
0.7	0.320729	0.401975	0.0441511
0.8	0.327006	0.409841	0.0458959
0.9	0.347457	0.435473	0.0518163
1	0.365031	0.457498	0.0571903
1.1	0.371144	0.46516	0.0591218
1.2	0.370542	0.464406	0.0589303
1.3	0.370201	0.463978	0.0588217
1.4	0.373587	0.468222	0.0599028
1.5	0.373348	0.467922	0.0598261
1.6	0.365057	0.457531	0.0571985
1.7	0.356595	0.446926	0.0545776
1.8	0.352473	0.441759	0.0533231
1.9	0.34639	0.434135	0.0514984
2	0.341033	0.427421	0.0499179
2.1	0.34024	0.426427	0.0496859
2.2	0.338313	0.424013	0.0491249
2.3	0.33419	0.418845	0.0479348
2.4	0.332178	0.416324	0.0473594
2.5	0.329485	0.412948	0.0465944
2.6	0.325796	0.408324	0.0455569
2.7	0.322428	0.404104	0.04462
2.8	0.32108	0.402414	0.0442475
2.9	0.319832	0.40085	0.0439043
3	0.318351	0.398994	0.0434987
3.1	0.317008	0.39731	0.0431323
3.2	0.315483	0.395399	0.0427184
3.3	0.312732	0.391952	0.0419767
3.4	0.309117	0.387421	0.0410118
3.5	0.306659	0.384341	0.0403623
3.6	0.303794	0.380749	0.0396115
3.7	0.300933	0.377164	0.038869
3.8	0.2982	0.373738	0.0381661
3.9	0.296297	0.371353	0.0376806
4	0.294197	0.368721	0.0371483
4.1	0.292077	0.366064	0.0366149
4.2	0.289831	0.363249	0.0360539
4.3	0.288019	0.360978	0.0356045
4.4	0.28653	0.359112	0.0352373
4.5	0.285162	0.357397	0.0349017
4.6	0.283739	0.355614	0.0345541
4.7	0.282482	0.354039	0.0342488
4.8	0.28172	0.353084	0.0340642
4.9	0.280975	0.35215	0.0338843
5	0.279875	0.350771	0.0336195



Şekil 3. % 5 Sönüm oranı için, periyotları farklı 6 ayrı tek serbestlik dereceli sistemin, farklı depremler etkisi altında yaptıkları yer değiştirme davranış değerlerinin dağılımları

SONUÇ

Tablo 2' te sunulan parametreler kullanılarak, farklı salınım periyoduna sahip TSDS'in, % 5 sönüm oranı için, çok sayıda kuvvetli yer hareketi etkisindeki yer değiştirme değerlerinin dağılımları (olasılık yoğunluk fonksiyonları) hesaplanabilir.

Bu parametrenin elde edilmesi, yapıların sismik tasarımında büyük katkılar sağlayacaktır. Çünkü, tasarımcı sunulan bu parametrelerin ışığında şu bilgilere kolayca ulaşabilecektir.

i. Herhangi bir davranış değerinin kaç kere aşıldığı hesaplanabilecektir.
ii. Yapısal hasarın belirlenmesinde çok önemli bir parametre olan, etkili deprem süresi hesaplanabilecektir (Şafak, 1998) ve bu sürenin sistemin periyodu ile olan değişimi belirlenebilecektir.
iii. Deprem etkisi altında oluşan yer değiştirme davranış değerlerinin sayıları, ve büyüklükleri ile söz konusu yapı sisteminin karakteristik özellikleri (sönüm oranı, sistemin doğal titreşim periyodu) arasındaki ilişki belirlenebilecektir.
iv. Herhangi bir yer değiştirme davranış değerinin aşılma ve aşılmama olasılıkları istenilen doğal titreşim periyodu için belirlenebilecektir.
v. Çok farklı özellikteki TSDS'in, yer hareketi altında gösterecekleri yer değiştirme değerlerinin büyüklükleri belirlenebilecektir (Örneğin, maksimum yer değiştirme değeri belirlenerek standard tepki spektrumu oluşturulabilecektir).

Yukarıda söz edilen bilgilerin, günümüzde depreme dayanıklı yapı tasarımında çoğunlukla kullanılan standard tepki spektrumundan elde edilmesi mümkün değildir ve bu sonuçların yapı tasarımında, çok büyük katkılar sağlıyacağı açıktır. Ayrıca, bu çalışma kapsamında yapılan analizlerde; literatürde bu konuda yapılmış diğer çalışmalardan farklı olarak, dünyanın her yerinden elde edilmiş, çok sayıda ve gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Dolayısı ile bu çalışma, literatürde teorik ya da sentetik kayıtlar kullanılarak yapılan araştırmalardan elde edilen teorilerin doğruluğunun ispatı açısından büyük önem taşımaktadır. Bu çalışmada sunulan parametrenin, deprem kaydının özellikleriyle (depremin büyüklüğü ve deprem merkezinin kayıt yerinden uzaklığı) ve sistemin frekans değişimiyle ilişkilendirilmesi halinde, depreme dayanıklı yapı tasarımında, standart tepki spektrumu yerine kolaylıkla kullanılabileceği söylenebilir.

Teşekkür

Çalışmanın gerçekleştirilebilmesindeki katkılarından dolayı Prof.Erdal Şafak'a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Amini A and Trifunac MD (1981) "Distribution of Peaks in Linear Earthquake Response", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 107(EM1): 207-227

Amini A and Trifunac MD (1985) "Statistical Extension of Response Spectrum Superposition", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 4(2):54-63

Aydinoglu MN and Fahjan YM (2003) "A Unified Formulation of the Piecewise Exact Method for Inelastic Seismic Demand Analysis Including the P-delta Effect", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, 871-890

Basu B, Gupta VK and Kundu D (1996) "Ordered Peak Statistics through Digital Simulation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1061-1073

Basu B and Gupta VK (1996) "Expected Seismic Damage during Narrow-Band Structural Responses", Earthquake Engineering and Structural Engineering, 13(2): 119-123

Cartwright DE and Longuet-Higgins MS (1956) "The Statistical Distribution of the Maxima of a Random Function", Proceedings of the Royal Society of London Mathematical and Physical Sciences, 237(1209): 212-232

Clough RW and Penzien J (1993) Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Company, New York

Decanini LD, Liberatore L and Mollaioli F (2003), "Characterization of Displacement Demand for Elastic and Inelastic SDOF Systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 455-471

Gupta ID and Trifunac MD (1988), "Order Statistics of Peaks in Earthquake Response", Journal of Engineering Mechanics, 114(10):1605-1627

Gupta ID and Trifunac MD (1998), "A Note on the Statistics of Ordered Peaks in Stationary Stochastic Processes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17, 317-328

Gupta VK (1995), "Probabilistic Response Analysis of MDOF Structures", Indian Institute of Technology Kanpur

Morikawa H and Zerva A (2004), "An Approximate Representation for Statistics of Maximum Responses of One Degree-of-Freedom System", Proceedings of the JSCE Annual Meeting, Science Links, 59, 1

Rice SO (1944), "Mathematical Analysis of Random Noise", Bell System Technical Journal, 282-332

Rice SO (1945), "Mathematical Analysis of Random Noise", Bell System Technical Journal, 46-156

Safak E (1988), "Analytical Approach to Calculation of Response Spectra from Seismological Models of Ground Motion", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, 121-134

Safak E (1998), "3D Response Spectra: A Method to Include Duration in Response Spectra", Proceeding of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Paris-France, 1-9

Udwadia FE and Trifunac MD (1974), "Characterization of Response Spectra Through the Statistics of Oscillator Response", Bull. Seismological Society of America, 64, 205-219

HASAR TESPİTİ VE GÜVENİRLİK TAHMİNİ İÇİN DEPREM DAVRANIŞ KAYITLARININ KULLANILMASI

Damage Detection and Structural Reliability Estimation based on Seismic Response Measurement

Serdar SOYÖZ[1], Maria Q. FENG[2] ve Masanobu SHINOZUKA[2]

ÖZET

Bu çalışma titreşime bağlı sistem tanılama sonuçlarının yapı güvenirliği tahminindeki önemini açıklamaktadır. Üç ayrı sarsma tablası üzerine kurulan - üç açıklılı - büyük ölçekli bir köprü modeline artan deprem yükleri altında kademeli olarak hasar verilmiştir. Köprü modeli üzerine yerleştirilmiş ivme ölçerlerden alınan kayıtlardan rijitlik ve kritik sönüm değerleri gibi yapı parametreleri elde edilmiştir. Bu değerlerin yapı güvenirliği hesaplarındaki önemini göstermek için bir metodoloji geliştirilmiştir. Bu metodolojide öncelikle Monte Carlo simülasyonuyla bir grup yapı parametresi elde edilmiştir. Daha sonra bu parametreler kullanılarak lineer olmayan analiz yapılmış ve köprünün belirli bölgelerindeki hasar seviyesi bulunmuştur. Bu hasar seviyesine karşılık gelen yeni yapı parametreleri belirlenmiştir. Yapının güvenirlik tespiti iki ayrı grup için belirlenmiştir. İlk grup lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen yapı parametreleridir ki bu grup güncellenmeyen grup olarak adlandırılmıştır. İkinci grup ise lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen parametrelerinin titreşime bağlı sistem tanılama sonuçları kullanılarak değiştirilmesiyle elde edilmiştir. Bunun için Bayes kuralları kullanılmıştır ve bu grup güncellenen grup olarak adlandırılmıştır. Bu çalışma dahilinde güncellenen grup kullanılarak tahmin edilen yapı güvenirliğinin güncellenmeyen grup kullanılarak tahmin edilen yapı güvenirliğinden daha düşük olduğu gösterilmiştir.
Anahtar Kelimeler: Sarsma tablası deneyi, titreşime-bağlı sistem tanılama, yapı güvenilirliği

ABSTRACT

This paper presents a structural reliability estimation method incorporating vibration-based structural parameter identification. A large scale shaking table test of a three-bent concrete bridge model was performed. This approach was developed to reveal the importance of structural parameter identification in the reliability estimation. Along this line, a set of bridge models with varying structural parameters were first generated based on the Monte Carlo simulation. Then, each of them was analyzed using nonlinear time history analyses to obtain damage levels at the specific locations. Lastly, reliability estimation was performed for two sets of structural parameters. The first set was obtained as discussed above by nonlinear time history analysis with the Monte Carlo simulated parameters which is called non-updated structural parameters. The second one was obtained by updating the first set in Bayesian sense based on the vibration-based identification results which is called updated structural parameters. In the scope of this paper, it was shown that residual reliability of the system estimated using the updated structural parameters is lower than the one estimated using the non-updated structural parameters.
Keywords: Shaking table test, vibration-based system identification, structural reliability

[1] Y.Doç.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, serdar.soyoz@boun.edu.tr
[2] Prof. Dr., University of California, Irvine

GİRİŞ

Yapı güvenirliği tahmini, yapı sağlığı izlemesinin son ve başlıca amaçlarından birisi olmasına rağmen bu alanda oldukça az çalışma yapılmıştır (Doebling vd., 1996). Bu doğrultuda yapılan yapılan çalışmalar şöyle özetlenebilir: Betonarme kolonlar için hasar indeksi ve bunun gerçek yapıların hasar görebilirliğine bağlantısı Park vd. (1985) tarafından kullanılmıştır. Yapıda ölçülen titreşime bağlı olarak yapı modelinin ve yapıdaki belirsizliklerin Bayes kuralları çerçevesinde nasıl güncellenebileceği Beck ve Katafygiotis (1998) tarafından geliştirilmiştir. Park-Ang hasar indeksi ve Bayes güncelleme metodları kullanılarak 1994 Northridge depremi sırasında gözlenilen hasar bilgileri kırılganlık analizleri yapılmıştır (Singhal ve Kiremidjian 1998). 1994 Northridge ve 1995 Kobe deprem kayıtları kullanılarak ve lineer olmayan analizlerle emprik kırılganlık eğrileri elde edilmiştir (Shinozuka vd., 2000a) ve lineer olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleriyle elde edilen kırılganlık eğrileri karşılaştırılmıştır (Shinozuka vd., 2000b). Ayrıca kırılganlık eğrileri emprik, deneysel ve simülasyon yöntemleriyle elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve düzeltilmiştir (Shinozuka vd., 2003).

Deprem sonrası yapının güvenirliğini tespit etmek için farklı deprem kayıtları altında deterministik bir yapı modeli kullanılabilir. Dolayısıyla yapının davranışındaki değişiklik farklı deprem kayıtları kullanılmasından kaynaklanmaktadır. Bu çalışmada ise bir deprem sonrasındaki yapı güvenirliğini tespit etmek için aşağıdaki adımlar izlenmiştir. Monte Carlo simülasyonuyla yapı parametreleri için gruplar üretilmiştir ve bir yer sarsıntısı seviyesi için sadece bir tane deprem kaydı kullanılmıştır. Yapının davranışındaki değişiklik ise farklı yapı özellikleri kullanılmasından kaynaklanmaktadır. Bu gruptaki yapı parametlereleri kullanılarak oluşturulan modellerin plastik mafsallarında oluşan süneklik değerleri lineer olmayan analizlerle belirlenmiştir. Titreşime bağlı sistem tanılama metodlarıyla bulunan rijitlik değerleri kullanılarak bu değerler güncellenmiştir. Sonuç olarak Monte Carlo simülasyonlarıyla elde edilen grubun lineer olmayan analizi sonucunda ve bu değerlerin Bayes kurallarıyla güncellenmesi sonucunda olmak üzere iki farklı grup süneklik değer dağılımı bulunmuştur. Yapının bu hasar seviyesindeki güvenirliği bulunan süneklik dağılımının belirlenilen bir limitin ne kadar üzerinde kaldığı ile ilgilidir. Yapı güvenirliği güncellenmiş ve güncellenmemiş dağılımlar kullanılarak belirlenmiştir.

YAPI ÖZELLİKLERİNİN TİTREŞİME BAĞLI BELİRLENMESİ

Bu bölümde genişletilmiş Kalman filtreleme metodu kullanılarak yapı özelliklerinin nasıl bulunabileceği gösterilmiştir (Soyoz ve Feng 2008). Bu metod yapının ölçülen sismik davranışını kullanarak rijitlik ve sönümlenme değerlerini bulmak için uygulanmıştır. Yapının ölçülen sismik davranışıyla bu metodla bulunan rijitlik ve sönümlenme değerleri kullanılarak üretilen davranışın bir birine yakın olduğu dolayısıyla önerilen tekniğin doğruluğu gösterilmiştir.

Hasar Tespit Yöntemi

Genişletilmiş Kalman filtreleme metodu ile ilgili detaylı bilgi Grewal ve Andrews (2001)'da bulunabilir. Bu metodun hasar tespiti için nasıl kullanılabileceği aşağıda belirtilmiştir.
Çok serbestlik dereceli bir sistemin haraket denklemi yazılabilir:

$$M\ddot{u}(t)+C(t)\dot{u}(t)+K(t)u(t)=-MI\ddot{u}_g \tag{1}$$

Bu denklemde M kütle matrisi, C(t) zamanla değişen sönümleme matrisi, K(t) zamanla değişen rijitlik matrisi, I etki vektörü ve $\ddot{u}_g$ yer ivmesidir. $\ddot{u}+\ddot{u}_g$ ve $\ddot{u}_g$ ölçülmektedir, M yapının projelerinden elde edilir, C(t) M ve K(t) matrislerinin lineer birleşimidir. Önerilen metodla K(t) matrisi bulunabilir ki bu matris doğrudan hasar indeksi olarak kullanılabilir.
Genişletilmiş durum vektörü şu şekilde tanımlanmaktadır:

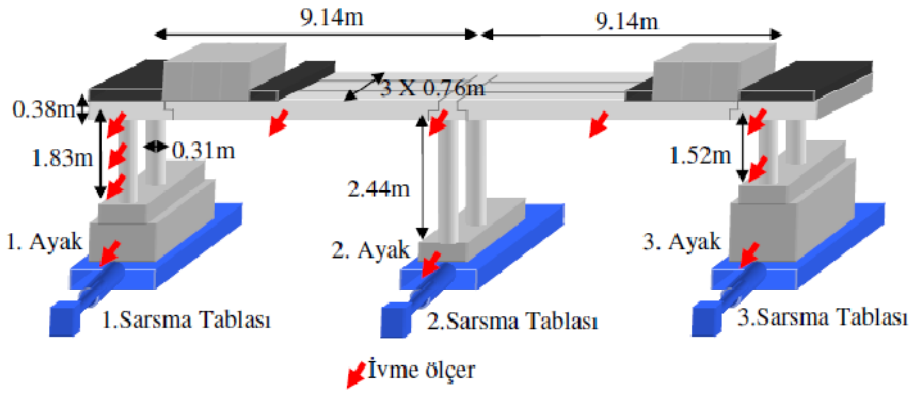
$$x(t)=\left[u(t),\dot{u}(t),\Psi(t)\right]^T \tag{2}$$

Bu denklemde $\Psi(t)$ genişletilmiş durumdur. Bu çalışmada genişletilmiş durumlar kolonların alt ve üst plastik mafsal bölümlerindeki rijitlik değerleridir.

Genişletilmiş durum vektörü tüm zaman adımlarında elde edilmektedir. Denklem 2'de gösterildiği gibi durum vektörü sadece deplasman ve hız bilgilerini değil aynı zamanda rijitlik bilgilerini de kapsar. Dolayısıyla rijitlik değerleri her zaman adımında belirlenmiş olur.

Köprü Modeli ve Test Yöntemi

Sarsma tablası deneyleri Univerity of Nevada Reno'da NEES projeleri kapsamında yapılmıştır. Şekil 1 3-ayaklı köprü modelini köstermektedir. Her ayak iki kolondan oluşmaktadır. Tüm kolonlar aynı kesite sahiptir ancak ayaklar farklı yükseklikte olduğundan dolayı köprünün kısa yönünde farklı rijitlik değerleri vardır. Sarsma tablalarına kısa yönde deprem kayıtları verilmiştir. Köprünün titreşimini ölçmek için11 adet FBA-11 (Kinemetrics) tip ivmeölçer kullanılmıştır.



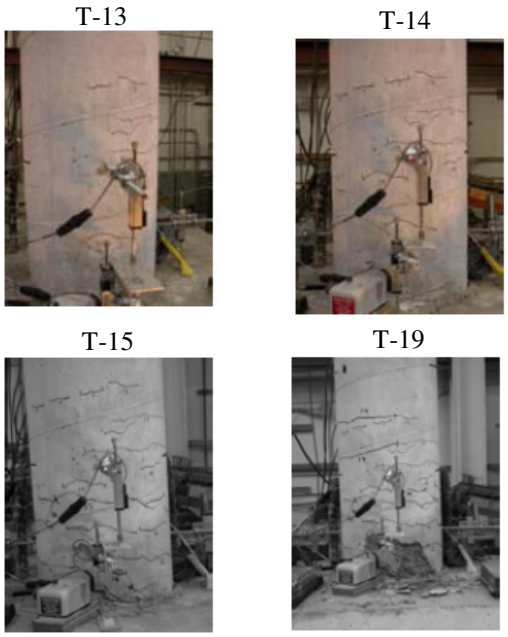
Şekil 1 Köprü modeli ve ivmeölçer noktaları

Tablo 1 güçlü yer hareketlerinin seviyelerini ve gözlenen hasar durumlarını özetlemektedir. WN olarak adlandırılan düşük seviyeli hareketlerin kullanılmasının sebebi gerçek bir köprüde deprem sonrasında trafik yükleri altında oluşan etkiyi yaratmaktır. 3 farklı sarsma tablası aynı deprem kaydıyla hareket ettirilmiştir.

Tablo 1 Test yöntemi

Test	Yer Hareketi	PGA(g)	Hasar Tanımı
WN-1	Beyaz Gürültü	0.07	
T-13	Düşük Seviyeli Deprem	0.17	1. Ayak donatı akma
T-14	Orta Seviyeli Deprem	0.32	3. Ayak donatı akma
WN-2	Beyaz Gürültü	0.07	
T-15	Yüksek Seviyeli Deprem	0.63	2. Ayak donatı akma
WN-3	Beyaz Gürültü	0.07	
T-19	Ciddi Seviyeli Deprem	1.70	3. Ayak donatı bükülme
WN-4	Beyaz Gürültü	0.07	

Deney sırasında her deprem hareketinden sonra oluşan hasarlar işaretlenmiş ve fotoğrafları çekilmiştir. Bazı hasar durumları Şekil 2 ve Şekil 3'te gösterilmiştir. Ayakların kısa yönde rijitliklerinin farklı olmasından dolayı köprünün bir bütün olarak burulma hareketi yapma eğilimi doğmaktadır. Dolayısıyla 1. ve 3. ayaklarda 2. ayağa göre daha fazla hasar gözlenmesi doğaldır.



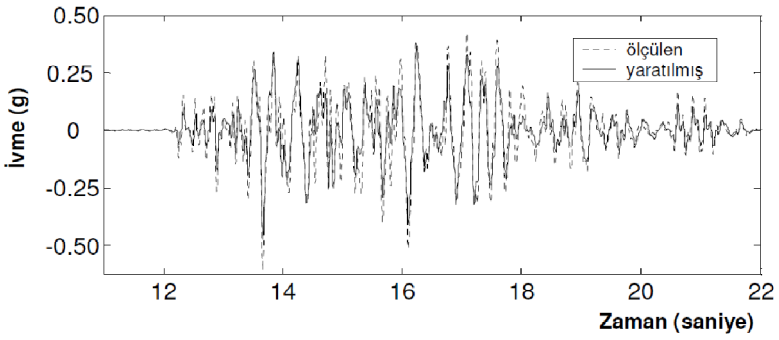
Şekil 2 1.Ayakta gözlenilen hasar durumu



Şekil 3 T-19 sonrası 3. ayağın alt ve üst bölümlerinde gözlenilen hasar durumu

Hasar bölgelerindeki rijitlik değerleri her zaman aralığı içerisinde lineer kabul edilmiştir ancak rijitlik değeri her zaman diliminde güncellenmiştir. Dolayısıyla rijitlikteki lineer olmayan davranış göz önüne alınmıştır. Her zaman diliminde bulunan bu rijitlik değerleri anlık rijitlik değerleri olarak adlandırılmıştır.

Şekil 4 T13 sırasında döşemede ölçülen ivme değerinin GKF metoduyla elde edilen ivme değeriyle karşılaştırmasını göstermektedir. Şekilde görüldüğü gibi bu iki ivme kaydı birbirine oldukça yakındır ki bu da önerilen metodla bulunan rijitlik değerlerinin doğruluğunu göstermektedir.

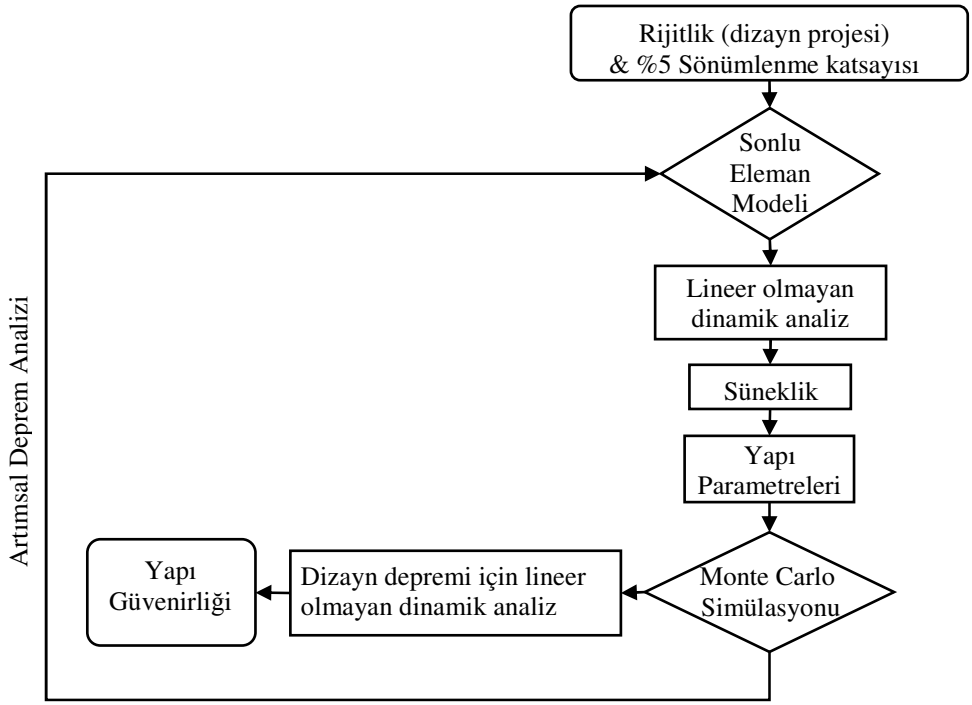


Şekil 4 Ölçülen ve yaratılan ivme değerlerinin karşılaştırılması

YAPI GÜVENİRLİĞİ TAHMİNİ

Güncellenmemiş Parametrelerle Yapı Güvenirliği Tahmini

Şekil 5 güncellenmemiş parametrelerle yapı güvenirliği tahmininin nasıl yapıldığını gösteren bir şemadır.



Şekil 5 Güncellenmemiş parametrelerle yapı güvenirliği tahmini

Öncelikle dizayn projesi baz alınarak köprünün rijitlik değerleri belirlenmiştir. Birinci ve ikinci modal sönümlenme değerleri %5 olarak kabul edilmiş ve buna karşılık gelen Raleigh sönümlenme katsayıları bulunmuştur.

Monte Carlo simülasyonuyla 3 ayağın alt ve üst bölümleri olmak üzere 6 rijitlik değeri ve 2 Raleigh sönümlenme katsayısı bulunmuştur. Bu değerler normal dağılım göz önüne alınarak elde edilmiştir. Dağılımların varyasyon katsayısı 0.1 dir.

T13 altında lineer olmayan analiz yapılmıştır. Plastik mafsal bölgeleri Wen tipi bağlantılar kullanılarak modellenmiştir. Moment-eğrilik ilişkisi kesit özellikleri kullanılarak elde edilmiştir (Johnson vd 2006). Bu analizler sonucunda 3 ayağın alt ve üst bölgeleri olmak üzere 6 tane süneklik değeri elde edilmiştir. Plastik mafsal bölgelerindeki rijitlik değeri süneklikle ters orantılıdır. Dolayısıyla elde edilen süneklik değerlerine bağlı olarak ortalama rijitlik değeri ve modal sönümlenme oranları hesaplanabilir (Kowalsky vd., 1994).

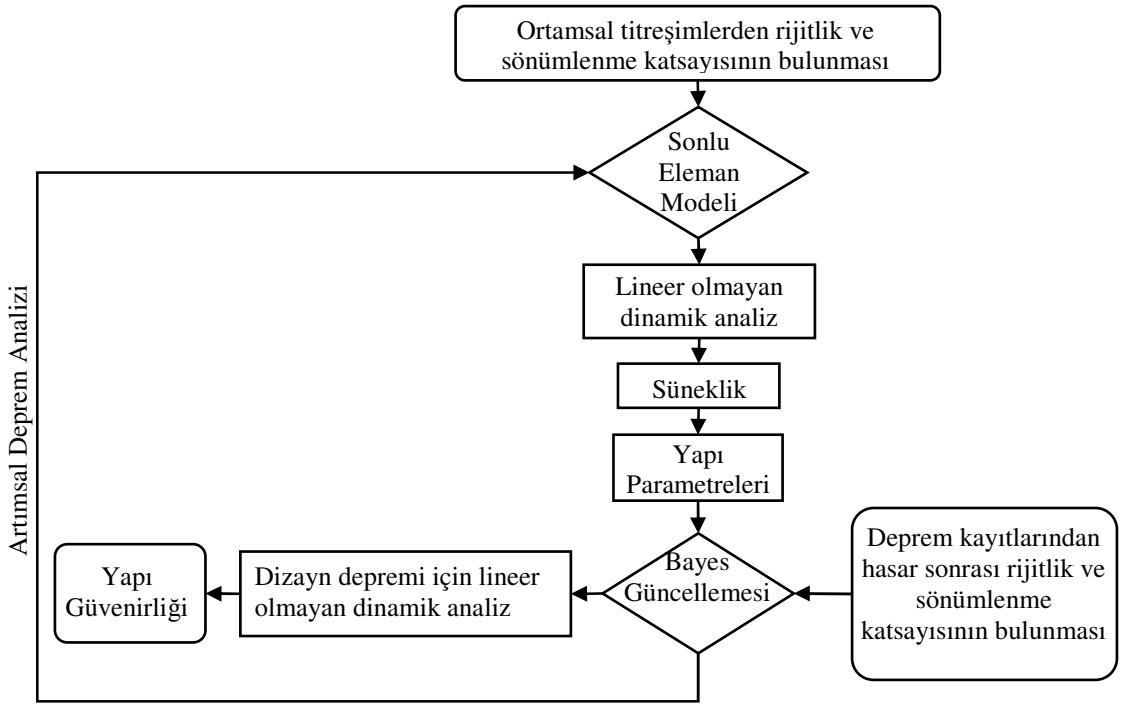
Ortalama rijitlik ve modal sönümlenme oranları kullanılarak Monte Carlo simülasyonu tekrarlanmış ve bir sonraki test olan T14 altında lineer olmayan analiz yapılmıştır. Bu prosedür sonraki testler olan T15 ve T19 için de tekrarlanmıştır. Her hasar seviyesinde ayrıca dizayn depremi altında da lineer olmayan analiz yapılmış ve süneklik değerleri bulunmuştur. Dizayn depremi olarak T19 seçilmiştir çünkü bu deprem sırasında köprü ciddi derecede hasar görmüştür.

Bulunan bu süneklik değerleri yapı güvenirliğinin tespiti için kullanılmıştır.

Güncellenmiş Parametrelerle Yapı Güvenirliği Tahmini

Şekil 6 güncellenmiş parametrelerle yapı güvenirliği tahmininin nasıl yapıldığını gösteren bir şemadır. Bu durumda süneklik değerleri bir önceki bölümde anlatıldığı gibi bulunur ancak dağılımlar titreşime bağlı bulunan rijitlik değerleri kullanılarak Bayes tekniğiyle güncellenir. Bir

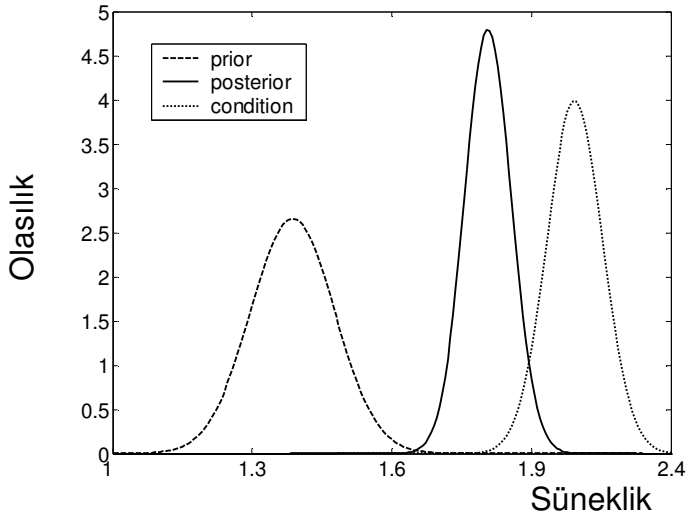
sonraki lineer olmayan analizde kullanılacak rijitlik ve sönümlenme katsayıları bu güncellenmiş dağılımdan elde edilir. Yapı güvenirliği de bir önceki bölümde bahsedildiği gibi ve güncellenmiş dağılım kullanılarak elde edilir.



Şekil 6 Güncellenmiş parametrelerle yapı güvenirliği tahmini

LİNEER OLMAYAN DİNAMİK ANALİZ

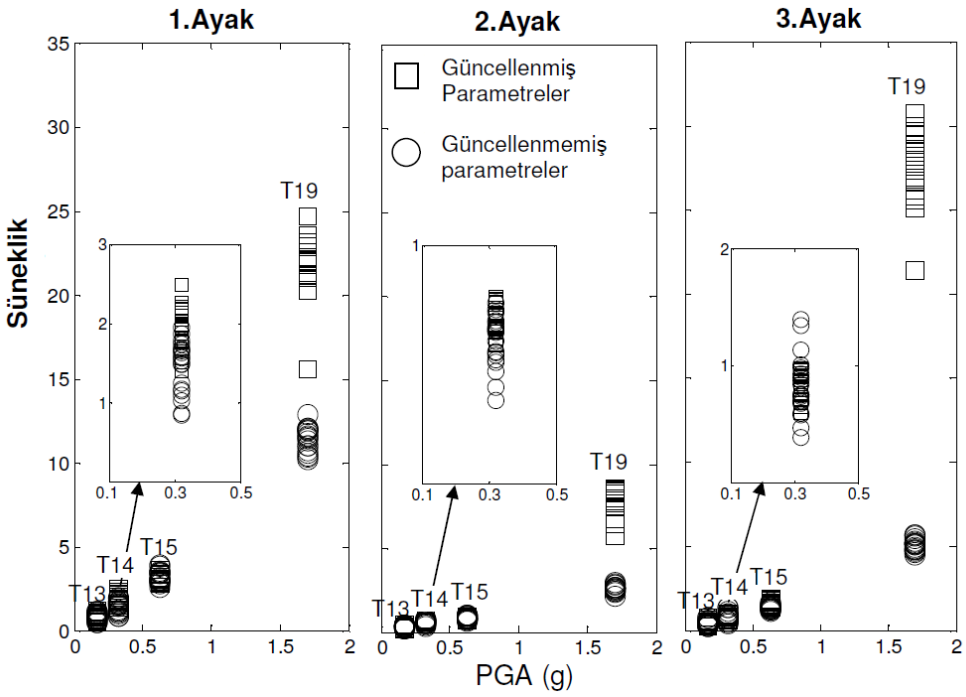
Şekil 7 T 14 sırasında 1.ayağın alt bölgesinde elde edilen *önceki* dağılımın *referans* dağılımına göre daha düşük olduğunu göstermektedir. *Önceki* dağılım Monte Carlo simülasyonuyla elde edilen dağılımın lineer olmayan analiziyle elde edilen süneklik değerini göstermektedir. *Referans* dağılım ise süneklik değerlerinin titreşime bağlı tanımlanmasından elde edilmiştir. *Önceki* dağılım *referans* dağılımına bağlı olarak Bayes yöntemiyle güncellenmiş ve *sonraki* dağılım elde edilmiştir.



Şekil 7 Bayes yöntemi

Güncellenmiş ve Güncellenmemiş Parametreler Kullanılarak Hasar Tespiti

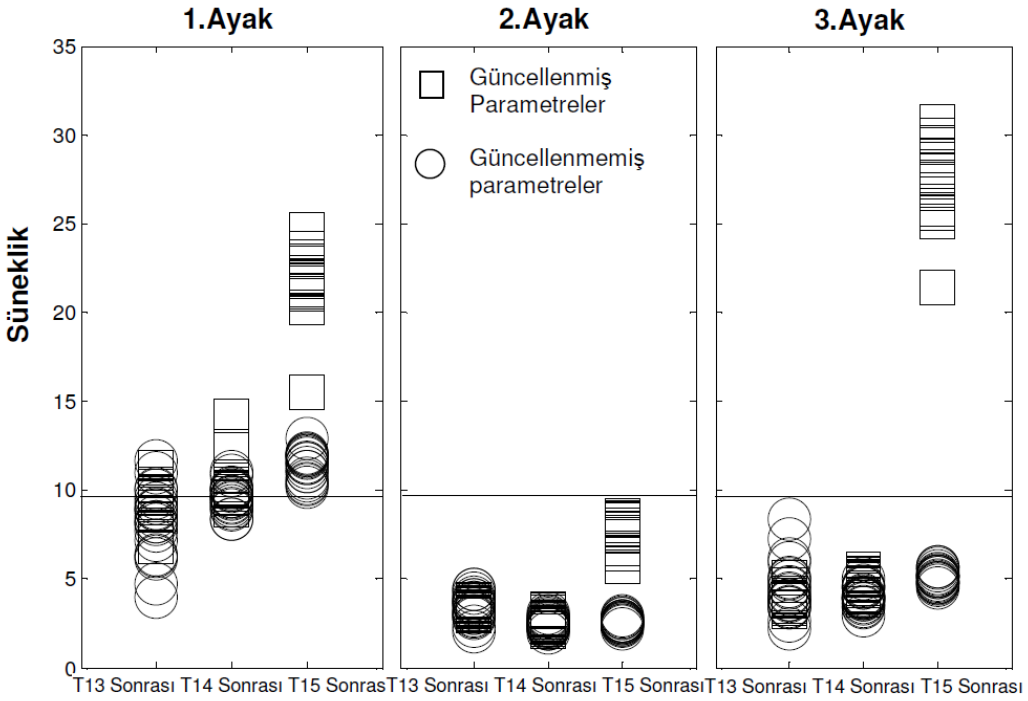
Bu bölümde güncellenmiş ve güncellenmemiş parametreler kullanılmasının lineer olmayan analizlerde elde edilen sonuşlara etkisi incelenmiştir. Şekil 8 güncellenmiş ve güncellenmemiş parametreler (*önceki* ve *sonraki* dağılımlar) kullanılmasının süneklik değerlerine etkisini göstermektedir. Güncellenmiş parametreler kullanıldığı durumda süneklik değerleri daha büyüktür. Bu aslında yapının güncellenmemiş parametler kullanıldığında bulunandan daha fazla hasar gördüğünü göstermektedir. Şekil 8 aynı zamanda T 19 sırasında 3.ayağın 1.ayaktan daha fazla hasar gördüğünü göstermektedir ki bu deney sırasında gözlenilen durumdur. Öte yandan güncellenmemiş parametreler kullanıldığında 1.ayağın 3.ayaktan daha fazla hasar gördüğü görülmektedir. Bu titreşime bağlı rijitlik tanılamanın daha doğru süneklik değeri elde etmenin ötesinde hasar modlarının da daha doğru belirlendiğini göstermektedir.



Şekil 8 Hasar gösregesi olarak süneklik değerleri

YAPI GÜVENİRLİĞİ TAHMİNİ

Şekil 9 dizayn depremi altında güncellenmiş ve güncellenmemiş parametreler kullanılarak elde edilen süneklik dağılımını göstermektedir. Dizayn depremi T19 olarak seçilmiştir ki bu deprem köprünün ciddi derecede hasar görmesine sebep olmuştur. Süneklik değeri 9.42'nin üzerinde olan süneklik değerleri için köprünün hasarlı olduğuna karar verilmiştir. Elde edilen süneklik değerlerine normal dağılım eğrileri bindirilmiştir ve yapı güvenirliği 1-P_f olarak bulunmuştur. Tablo 2 bu çalışma kapsamında güncellenmiş parametreler kullanılırsa yapı güvenirliğinin daha az olduğunu göstermektedir. Dolayısıyla güncellenmemiş parametreler kullanıldığında yapı güvenirliği olduğundan daha yüksek bulunacaktır.



Şekil 9 Yapı güvenirlik tahmini

Tablo2 Yapı güvenirlik değerleri

	T13 sonrası	T14 sonrası	T15 sonrası
Güncellenmiş	%53	%23	%0
Güncellenmemiş	%75	%44	%3

SONUÇ

Bu çalışma titreşime bağlı olarak bulunan rijitlik değerlerinin yapı güvenirlik tahmininde nasıl kullanılabileceğini göstermektedir. Önerilen metodu doğrulamak için üç ayrı sarsma tablası üzerinde bulunan gerçeğe yakın boyutlardaki köprü modeli test edilmiştir. Modele artan şiddetteki depremler altında hasar verilmiştir. Geliştirilmiş Kalman filtreleme metodu kullanılarak köprünün rijitlik ve sönümlenme değerleri bulunmuştur. Yapı güvenirliği bulunan bu parametrelere bağlı olarak tahmin edilmiştir. Bu çalışma kapsamında güncellenmiş yapı parametreleri kullanılarak bulunan yapı güvenirliğinin güncellenmemiş parametreler kulllanılarak bulunandan daha düşük olduğu bulunmuştur. T13'den sonra titreşime bağlı olarak rijitliğin düşük seviyede azaldığı görülmüştür ki bu seviyedeki bir azalmanın görsel yollarla belirlenmesi zordur. T14'den sonra oluşan hasar görsel yollarla belirlenebilir ancak seviyesini tespit etmek olanaksızdır. Lineer olmayan analizler sonucunda elde edilen değerin de titreşime bağlı bulunan rijitlik değerlerinden farklı olduğu güzlenmiştir. Bu sonuçlar açık bir şekilde titreşime bağlı sistem tanımının hem hasar tespiti hem de güvenirlik tahmini için önemini göstermektedir.

Teşekkür

Bu çalışma 59A0311 nolu Caltrans projesi altında ve NEES fasiliteleri kullanılarak gerçekleştirilmişir.

KAYNAKLAR

Banerjee S ve Shinozuka M (2008) "Integration of Empirical, Analytical and Experimental Seismic Damage Data in the Quantification of Bridge Seismic Damage States" *Proceedings of Concrete Bridge Conference HPC - Safe, Affordable, and Efficient*, May 4-7, St. Louis, Missouri.

Beck JL ve Katafygiotis LS (1998) "Updating Models and Their Uncertainties" *Journal of Engineering Mechanics,* 124(4): 455-467

Doebling SW, Farrar CR, Prime MB ve Shevitz DW (1996) Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review Los Alamos National Laboratory Report, LA-13070-MS

Grewal MS ve Andrews AP (2001) Kalman Filtering Theory and Practice Using Matlab. Wiley, New York.

Johnson NS, Saiidi M ve Sanders DH (2006) Large-Scale Experimental and Analytical Seismic Studies of a Two-Span Reinforced Concrete Bridge System Report No. CCEER-06-02, Center for Earthquake Engineering Research, University of Nevada, Reno, NV

Kowalsky MJ, Priestley MJN ve McRae GA (1994) Displacement-based Design. A Methodology for Seismic Design applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures Report SSRP 94/16, University of California, San Diego

Park YJ, Ang AHS ve Wen YK (1985) "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings" *Journal of Structural Engineering ASCE,* 111(4): 740-757

Shinozuka M, Feng MQ, Lee J ve Naganuma T (2000a) "Statistical Analysis of Fragility Curves" *Journal of Engineering Mechanics ASCE,* 126(12): 1224-1231

Shinozuka M, Feng MQ, Kim HK ve Kim SH (2000b) "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development" *Journal of Engineering Mechanics ASCE,* 16(12): 1287-1295

Shinozuka M, Feng MQ, Kim H, Uzawa T ve Ueda T (2003) Statistical Analysis of Fragility Curves Technical Report MCEER-03-002, Multidisciplinay Center for Earthquake Engineering Research, The State University of New York at Buffalo

Singhal A ve Kiremidjian AS (1998) "Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames" *Journal of Structural Engineering ASCE,* 124(8): 922-929

Soyoz S ve Feng MQ (2008) "Seismic Damage Detection Based on Structural Stiffness and Experimental Verification", *Structural Control and Health Monitoring,* 15(7): 958-973

BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL ELASTİK VE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

Yasin ARSLAN1, Kadir GÜLER2 ve M. Gökhan GÜLER3

ÖZET

Son yüzyılda ülkemizde çok şiddetli depremler meydana gelmiş, binalar farklı seviyelerde hasarlar oluşmuş ve önemli can kayıplarına neden olmuştur. Bu durum, mevcut binaların değerlendirilmesi ve gerekli olanlarının güçlendirilmesi, yapıların depreme dayanıklı tasarımını ve inşa edilmesini gündeme getirmiştir. Mevcut binaların deprem performansını belirlemeye yönelik çalışmalar 'Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007'de (DBYBHY 2007) doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan yöntemler olarak verilmiştir. Bu çalışmada 8 katlı betonarme bir hastane binasının DBYBHY 2007'de verilen yöntemler kullanılarak taşıyıcı sistemi için performans seviyesi belirlenmiştir. Önce binanın betonarme çerçeve taşıyıcı sistemi DBYBHY 2007'de verilen kuvvete dayalı tasarım ilkelerine göre boyutlandırılmıştır. Binanın 3 boyutlu modeli SAP2000 yazılımı ile analiz edilmiştir. Yapının taşıyıcı sisteminin performans seviyeleri, yönetmelikte tanımlanan doğrusal elastik yöntem (eşdeğer deprem yükü yöntemi), doğrusal elastik olmayan yöntemlerden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Her üç yöntemle elde edilen sonuçlar tablo ve grafikler üzerinde verilmiş ve sonuçlar tartışılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Performans, Betonarme bina, deprem, doğrusal olmayan analiz

ABSTRACT

In the last century several major earthquakes have been occurred in Turkey and numerous buildings suffered different level of damages and lots of people lost their lives. That fact is brought into question the performance assessment of existing buildings, earthquake resistant design and construction of buildings according to the current design codes. Turkish Earthquake Resistant Design Code 2007 (TERDC 2007) presents a new chapter on seismic performance of existing buildings by using linear elastic and non-linear analysis methods. In the present paper the seismic performance of a hospital building having 8 stories is studied by using the methods given in TERDC 2007. The reinforced concrete frame structural system of the building is designed according to the strength method given in TERDC 2007. The 3D structural system modelling of the building is analyzed by using the SAP2000 (2007) software. The performance analysis of the structural system of the building is carried out by using the linear elastic, the nonlinear static (conventional pushover) analysis and the non-linear time history analysis methods. The results obtained by using the three analysis methods are presented in tables and graphs and discussed comparatively.
Keywords: Performance reinforced concrete building, earthquake, non-linear analysis.

GİRİŞ

Performansa dayalı tasarım, deprem mühendisliğinde yeni sayılabilecek bir yaklaşım olup, mevcut binaların güçlendirilmesi ve yeni binaların tasarımında gerçekçi çözümler sunmaktadır. Ülkemizde

[1] İnş. Y. Müh., Yapı Teknik Proje, İstanbul, yasinarslan@hotmail.com
[2] Prof. Dr., İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul, kguler@itu.edu.tr
[3] İnş. Y. Müh, Doktora Öğrencisi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, gulermeh@itu.edu.tr

mevcut binalarda yapılan incelemeler, güvenlik seviyelerinin genellikle çok düşük olduğunu göstermektedir. Ayrıca, mevcut binaların taşıyıcı sistemlerinde planda ve düşeyde birçok düzensizlik bulunması, standarda uygun olmayan malzeme kullanımı ve kötü işçilik gibi pek çok zayıflıklar gözlenmektedir. Yapıların yeterli mühendislik hizmeti alarak inşa edilmemiş olması, can ve mal kaybını önlenmesi için mevcut binaların güçlendirilmesi gerektiğine işaret etmektedir. Deprem mühendisliğinde gelişmelere bağlı olarak yeni yaklaşımlar ve tasarım yöntemleri DBYBHY 1998' de verilmiştir. DBYBHY 1998' de planda ve düşeyde düzensizliklerin tanımı, yeni analiz yöntemleri, kapasite tasarımı, göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması ve sünek davranışı sağlamak için betonarme tasarım kuralları gibi taşıyıcı sistem elemanlarının enerji sönümleme kapasitesini artırmaya yönelik, kısa kolon oluşumu, zayıf kat düzenliği, yumuşak kat düzensizliği gibi, yapıların gevrek türden göçmesini önleyici tedbirler getirilmiştir. DBYBHY 2007'de, mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesine ilişkin doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin sunulduğu yeni bir bölüm ilave edilmiştir. Yakın zamanda performansa dayalı tasarım uygulamaları ile ilgili yeni bir bölüm eklenmesi beklenmektedir.

Bu çalışmada yönetmelik koşullarına göre boyutlandırılmış sekiz katlı betonarme çerçeve taşıyıcı sissteme sahip bir hastane binasının, DBYBHY 2007'de verilen doğrusal elastik yöntem (eşdeğer deprem yükü yöntemi), doğrusal elastik olmayan yöntemlerden artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılarak performans seviyeleri belirlenmiştir. Her üç yöntemle de elde edilen sonuçlar tablo ve şekillerde verilmiş ve sonuçlar karşılaştırılarak tartışılmıştır.

DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİK 2007

Yapıların deprem performansı değerlendirmesi için DBYBHY 2007'de yeni bir bölüm eklendiği ve doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri olmak üzere iki yöntem verildiği yukarıda belirtilmişti. Doğrusal elastik yöntemde bina önem katsayısı ve yapı davranış katsayısı sırasıyla, I=1.0 ve R=1.0 olarak alınır. Doğrusal elastik yöntem olan eşdeğer deprem yükü yöntemi burulma düzensizliğinin önemli olmadığı, yapı yüksekliğinin 25m'den az ve kat adedinin 8'den az olduğu yapılara uygulanabilirken, mod süperpozisyonu yönteminde ise, diğer modların etkisi de statik hesaba katılarak çözüm yapılmaktadır. DBYBHY 2007'de 3 adet doğrusal olmayan yöntem verilmiştir. Bunlar artımsal eşdeğer deprem yükü (itme analizi) yöntemi, zaman tanım alanında hesap yöntemi ve artımsal mod birleştirme yöntemidir. Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde doğrusal yöntemde verilen sınır değerlere ek olarak, ilk modun kütle katılım oranının %70'den büyük olması öngörülmüştür. Doğrusal elastik olmayan yöntemlerde sünek taşıyıcı sistem elemanları için plastik deformasyon talebinin elde edilmesi önemlidir. Çözüm genellikle davranış için plastik mafsal hipotezinden yararlanılarak idealleştirme yapılmaktadır. Yapı elemanları için kuvvete bağlı şekildeğiştirme davranışı, moment-dönme (ya da moment-eğrilik) formunda plastik mafsal tanımı olarak atanır. Plastik şekildeğiştirmelerin, eleman yüksekliğinin yarısı olarak kabul edilen plastik mafsal boyunca düzgün dağıldığı kabul edilir. Tepe yerdeğiştirmesi istemi tahmin edildikten sonra, arttırılan yanal yüklere göre itme analizi gerçekleştirilir. Elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi değişimi (itme eğrisi, kapasite eğrisi) koordinat dönüşümü yapılarak koordinatları modal ivme- modal yerdeğiştirme olan modal kapasite diyagramı elde edilerek, her bir deprem yönü için tepe yerdeğiştirmesi istemi hesaplanabilir. Yapı elemanlarının performans seviyeleri DBYBHY 2007'de çeşitli hasar sınırları için tanımlanan kesit birim şekildeğiştirme sınır değerleri ile karşılaştırılarak belirlenir. Hasar sınırları FEMA 356 ve ATC 40'ta da tanımlanana benzer şekilde minimum hasar sınırı (MH), güvenlik sınırı (GV) ve göçme sınırı (GÇ)'dır. Kolon ve kiriş gibi elemanların hasar oranlarına bağlı olarak, binaların deprem performans düzeyine karar verilir.

TAŞIYICI SİSTEM ÇÖZÜMLEMESİ YAPILAN HASTANE BİNASI

Bina deprem performansının belirlenmesi amacıyla, kullanım amacı hastane olan ve taşıyıcı sistemi her iki yönde simetrik çerçeve sistemlerden oluşan 8 katlı betonarme bir bina boyutlandırılmıştır. Binanın planda boyutları *x* ve *y* doğrultusunda 24.0m ve 13.5m olup, toplam alanı 324m² dir. Taşıyıcı sistem kalıp planı ve üç boyutlu (3D) modeli Şekil 1'de verilmiştir. Kat yükseklikleri 3.0m, döşeme kalınlığı 15cm, kirişler boyutları ise 30cm/70cm'dir. Kolon boyutları ve boyuna donatıları Tablo 3.2'de, kiriş boyuna donatıları ise Tablo 3.2'de verilmiştir. Beton ve donatı için malzeme sınıfı sırasıyla, C30 (f_{ck}=30MPa) ve S420 (f_{yk}=420 MPa) olarak öngörülmüş, elastisite modülleri ise E_c=32GPa, E_s=200GPa'dır. Binanın taşıyıcı sistemi düşey yükler ve yatay yükler altında DBYBHY 2007'de verilen kurallara uygun olarak boyutlandırılmıştır. Buna göre, etkin yer ivmesi katsayısı A_0=0.4 (1.derece deprem bölgesi), bina önem katsayısı I=1.5 (hastane binası), zemin karakteristik periyotları T_A=0.15s ve T_B=0.40s (zemin sınıfı Z2 kabul edilmiştir), hareketli yük katılım katsayısı n=0.3 ve yapı davranış katsayısı, süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem için, R=8 olarak alınmış, yatay yük hesabı eşdeğer deprem yükü yöntemine göre gerçekleştirilmiştir. Çözümlemelerde kolonların temellere ankastre mesnetlendiği varsayılmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımında TS 500-2000'de (Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları) verilen koşullara uyulmuştur. Kolonlardaki donatı oranı minimum değerin üzerinde olmak üzere 0.0101 ile 0.0235 arasında değişmektedir.

Tablo 1. Kolonların Boyut ve Boyuna Donatıları

Kolonlar	Kat	Boyut (cm/cm)	Donatı
S1 - S5- S16 - S20	1	30 / 80	28 Φ16
S1 - S5- S16 - S21	2,3,4,5,6,7,8	30 / 80	16Φ16
S6- S10-S7- S9	1,2,3,4	50 / 50	24Φ16
S11 - S15-S12 - S14	5,6,7,8	50 / 50	16Φ16
S8 - S13	1	90 / 40	24Φ16
S2 - S4S-17 - S19	2,3,4,5,6,7,8	90 / 40	18Φ16

Gerçekte 8 katlı betonarme bir binanın çerçeve sistem yanında perdelerin de bulunmasıyla perde-çerçeve sistem olarak boyutlandırılması beklenir. Burada çerçeve sistem boyutları ve donatıları uygun olarak seçilmesiyle taşıyıcı sistem çerçevelerden oluşacak şekilde boyutlandırılmıştır.

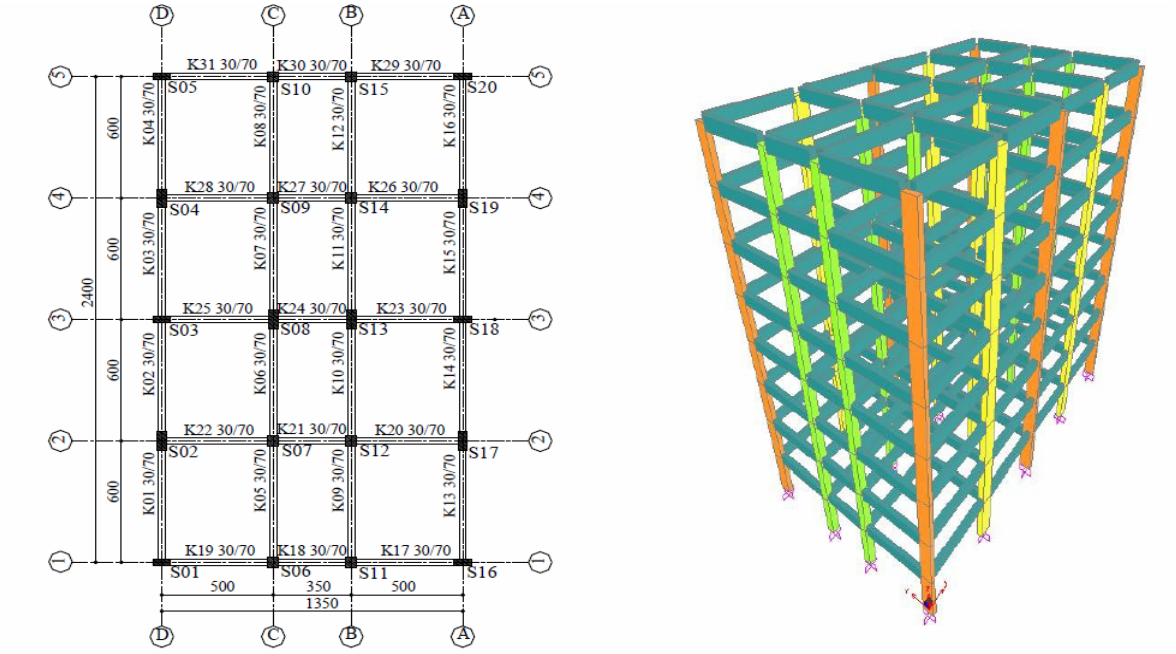
Tablo 2. 3-3 Ekseni Çerçevesinde Kiriş Boyuna Donatıları

Kiriş	Kat	Alt		Üst	
		Sol	Sağ	Sol	Sağ
K25, K23	1,2,3	4Φ16 + 3Φ20	4Φ16 + 4Φ14	4Φ22 + 2Φ18	2Φ20 + 2Φ18
	4	4Φ16 + 2Φ20	4Φ16 + 3Φ14	4Φ20 + 2Φ18	1Φ20 + 2Φ18
	5	4Φ16 + 1Φ20	4Φ16 + 3Φ14	4Φ20 + 2Φ18	1Φ20 + 2Φ18
	6	4Φ16	4Φ16 + 3Φ14	3Φ20 + 2Φ18	2Φ18
	7	4Φ16	4Φ16 + 3Φ14	2Φ20 + 2Φ18	2Φ18
	8	3Φ16	3Φ16 + 3Φ14	1Φ20 + 2Φ18	2Φ18
K24	1,2,3	4Φ16 + 4Φ14	4Φ16 + 4Φ14	2Φ20 + 4Φ18	2Φ20 + 4Φ18
	4,5	4Φ16 + 3Φ14	4Φ16 + 3Φ14	1Φ20 + 4Φ18	1Φ20 + 4Φ18
	6,7	4Φ16 + 3Φ14	4Φ16 + 3Φ14	4Φ18	4Φ18
	8	3Φ16 + 3Φ14	3Φ16 + 3Φ14	4Φ18	4Φ18

Tablo 3. İlk 8 Mod İçin Serbest Titreşim Periyotları ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Etkin Kütle Oranları		Mod	Periyot	Etkin Kütle Oranları	
	(s)	X Doğrultusu	Y Doğrultusu		(s)	X Doğrultusu	Y Doğrultusu
1	0.877	0.815	0.000	5	0.284	0.916	0.923
2	0.873	0.815	0.818	6	0.250	0.916	0.923
3	0.764	0.815	0.818	7	0.164	0.916	0.959
4	0.285	0.815	0.923	8	0.162	0.954	0.959

İlk 8 modun serbest titreşim periyotları ve kütle katılım oranları Tablo 3'te verilmiştir. Birinci ve ikinci mod x ve y doğrultusunda üçüncü mod ise burulma modu olarak ortaya çıkmıştır. İlk iki periyodun birbirine çok yakın olması, yanal rijitliğin iki doğrultuda birbirine çok yakın olduğunu göstermektedir.



Şekil 1. (a) Kalıp Planı (b) Hastane Binası Üç Boyutlu (3D) Taşıyıcı Sistem Modeli

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİNİN DEPREM PERFORMANSI

Sayısal çözüm için ele alınan hastane binasının performans düzeyi DBYBHY 2007'de verilen yöntemlere göre belirlenmiştir. Buna göre binanın kullanım amacının hastane olması dolayısı ile, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde (tasarım depremi) Hemen Kullanım (HK), 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde (şiddetli, maksimum deprem) Can Güvenliği (CG) performans hedefinin sağlanması öngörülmüştür. Minimum, güvenlik ve göçme hasar sınırları FEMA 273, 356 ve 440 belgelerinde verilene benzer şekilde DBYBHY 2007'de tanımlanmıştır. Hasar bölgeleri yönetmelikte hasar sınırlarına bağlı olarak minimum, belirgin ve göçme hasar sınırları olarak tanımlanmıştır. Binanın hemen kullanım seviyesini sağlaması için, incelenen doğrultuda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçebilir ve diğer yapı elemanları minimum hasar sınırları içinde kalmalıdır. Kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bazılarının ileri hasar bölgesinde bulunması, can güvenliği performans seviyesi olarak değerlendirilir. Kolonlarda hasar oranları, hasarlı kolonların aldığı kesme kuvvetinin, toplam kesme kuvvetine oranı olarak belirlenir. Eğer göçme bölgesinde bulunan elemanlar varsa, binanın göçme bölgesinde olduğu kabul edilir.

Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

Bu yöntemde betonarme sünek elemanların hasar sınırları etki/kapasite oranına ($r = M_E/M_K$) bağlı olarak belirlenir. Burada M_E deprem yüklerinden oluşan moment, M_K ise mevcut malzeme dayanımlarına göree hesaplanan moment kapasitesidir. Hasar bölgeleri her bir eleman için bulunan r oranının, her bir hasar sınırı için yönetmelikte belirtilen r_{limit} değerleri ile karşılaştırılması ile bulunur. Hasar oranı üst limitlerine kirişlerde $(\rho-\rho') / \rho_b$ ve $V_e / (b_w\ d\ f_{ctm})$, kolonlarda ise $N_K/(A_c\ f_{cm})$ ve $V_e/(b_w\ d\ f_{ctm})$ koşulları altında bakılmaktadır. Burada ρ ve ρ' çekme ve basınç donatısı oranlarını, ρ_b dengeli donatı oranını, V_e kirişlerde pekleşmeli uç momentlerinden ve düşey yüklerden oluşan kiriş kesme kuvvetini, b_w ve d kiriş gövde genişliği ve faydalı yüksekliğini, f_{ctm} mevcut çekme dayanımını, N_K kolon mevcut malzeme dayanımları ile hesaplanan moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvveti, A_c kolon brüt kesit alanını, f_{cm} beton basınç dayanımını göstermektedir. Kirişlerde çekme donatısı ve kesme kuvvetinin azalmasına bağlı olarak bu oran artar. Taşıyıcı sistemin 3D modelinin kullanılmasıyla yapılan analizlerde SAP2000 yazılımı kullanılmış, sayısal değerler programdan alınarak hesaplara devam edilmiştir. Sistem simetrik olduğundan, ek dış merkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma katsayısı η_{bi} =1.0 olmakta ve yöntem için öngörülen η_{bi} <1.4 koşulunu sağlamaktadır. Kat adedi 8 olan sınır değerini aşmamakta, bina toplam yüksekliği de 24.0m olup, 25.0m sınır değeri aşılmamaktadır. Analiz sonuçlarına göre belirgin hasar bölgesinde kolon bulunmamaktadır. Tasarım depreminde kirişlerin %10 dan fazlası belirgin hasar bölgesine geçtiğinden, Hemen Kullanım performans düzeyini sağlanmamaktadır. Şiddetli depremde ileri hasar bölgesine geçen eleman sayısı %30 değerinden az olduğundan, Can Güvenliği performans düzeyi sağlanmaktadır (Tablo 4).

Tablo 4. Elastik Yöntem Kullanılarak Hesaplanan Kiriş Hasar Oranları

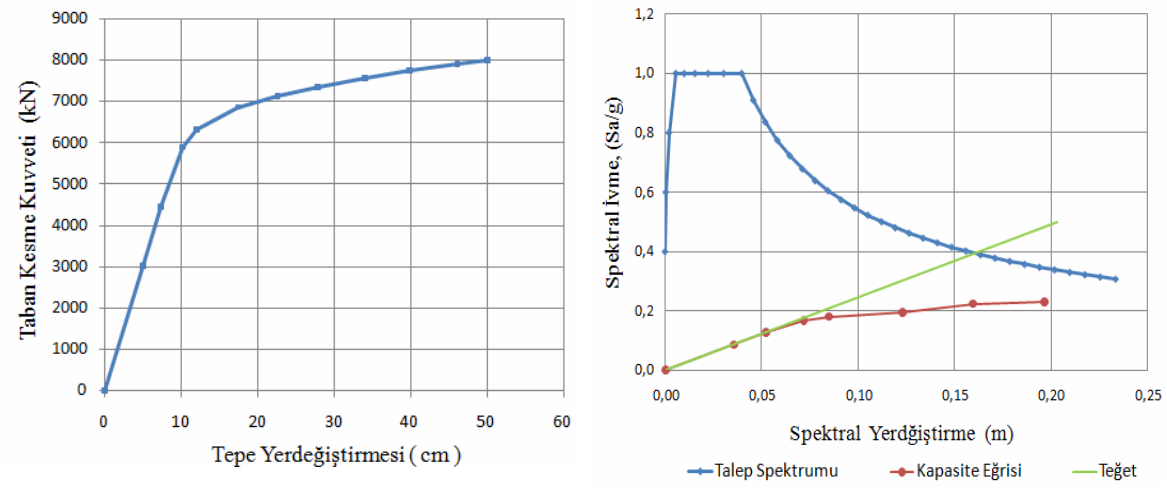
X Doğrultusu						
	Tasarım Depremi			Şiddetli Deprem		
Kat	Kirişler %			Kirişler %		
	MHB	BHB	İHB	MHB	BHB	İHB
1.Kat	0	100	0	0	100	0
2.Kat	0	100	0	0	75	25
3.Kat	0	100	0	0	75	25
4.Kat	0	100	0	0	100	0
5.Kat	25	75	0	0	100	0
6.Kat	50	50	0	0	100	0
7.Kat	100	0	0	25	75	0
8.Kat	100	0	0	100	0	0

Y Doğrultusu						
	Tasarım Depremi			Şiddetli Deprem		
Kat	Kirişler %			Kirişler %		
	MHB	BHB	İHB	MHB	BHB	İHB
1.Kat	0	100	0	0	83	17
2.Kat	0	100	0	0	83	17
3.Kat	0	100	0	0	83	17
4.Kat	0	100	0	0	100	0
5.Kat	17	83	0	0	100	0
6.Kat	67	33	0	0	100	0
7.Kat	100	0	0	67	33	0
8.Kat	100	0	0	100	0	0

Bina Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleriyle Belirlenmesi
Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

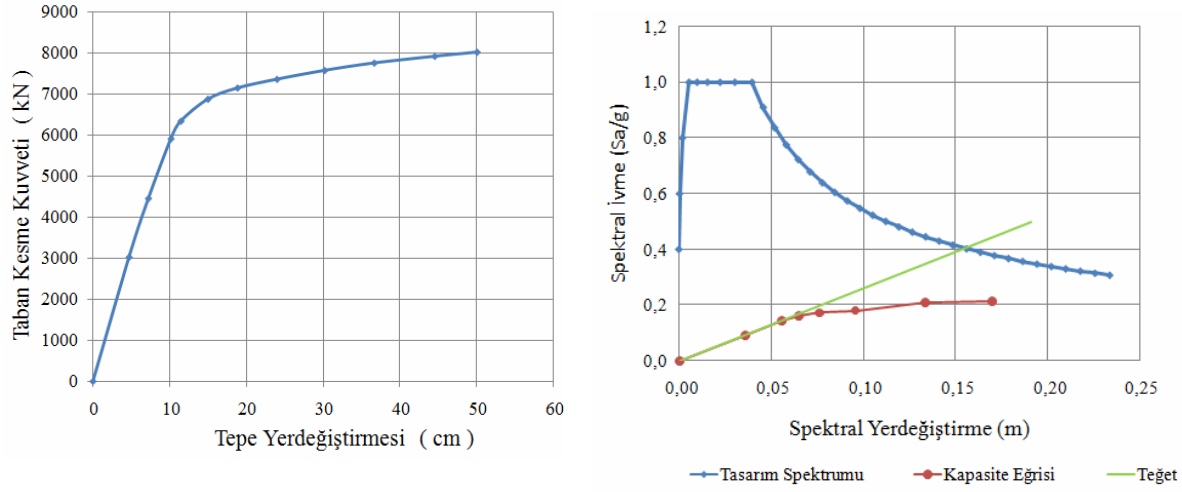
Bu yöntemde bina burulma düzensizliği, kat adedi ve yapı yüksekliği ile ilgili koşulları sağlamasının yanı sıra, kütle katılım oranının %70 den büyük olması gerekmektedir. Kütle katılım oranı X ve Y doğrultusu için sırasıyla 0.815 ve 0.818 olarak (Tablo 3) hesaplanmış olup, öngörülen orandan büyüktür. İtme analizinde bina davranışında ilk modun katkısının etkili olması gerektiğinden bu oran önemlidir. Bu koşullar sağlanmadığında, DBYBHY 2007'de tanımlanan artımsal mod birleştirme yöntemi (Aydınoğlu 2003, Priesly ve diğerleri 2007, Celep 2008) ya da zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin uygulanması gerekir. İtme analizine başlamadan önce, taşıyıcı sistemin düşey yükler altında çözümü yapılır. Yapılan çözümden elde edilen sonuçlar, başlangıç koşulu olarak alınmakta ve sistem eşdeğer deprem yükleri altında daha fazla yük taşıyamayacak kadar itilmektedir. Elemanların plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesinde, DBYBHY 2007'de verilen malzeme modelleri gözönüne alınmış ve XTRACT (2001) yazılımından yararlanılmıştır. Oluşması muhtemel plastik mafsal bölgesinin karakteristikleri, kesit özelliklerine bağlıdır. Plastik mafsal uzunluğu DBYBHY 2007'de

tanımlandığı üzere kesit yüksekliğinin yarısı olarak alınmıştır. İtme analizinde tasarım depremi ve şiddetli deprem göz önüne alınarak elde edilen performans noktasına kadar devam edilir. Binanın hedef tepe yerdeğiştirmeleri, tasarım depremi altında X ve Y doğrultuları için 231mm ve 220mm, şiddetli deprem altında ise 339mm ve 330mm olarak hesaplanmıştır.



(a) (b)

Şekil 2. (a) Statik İtme (Kapasite) Eğrisi ve (b) Talep ve Kapasite Spektrumu (*x* doğrultusunda)



(a) (b)

Şekil 3. (a) Statik İtme (Kapasite) Eğrisi ve (b) Talep ve Kapasite Spektrumu (*y* doğrultusunda)



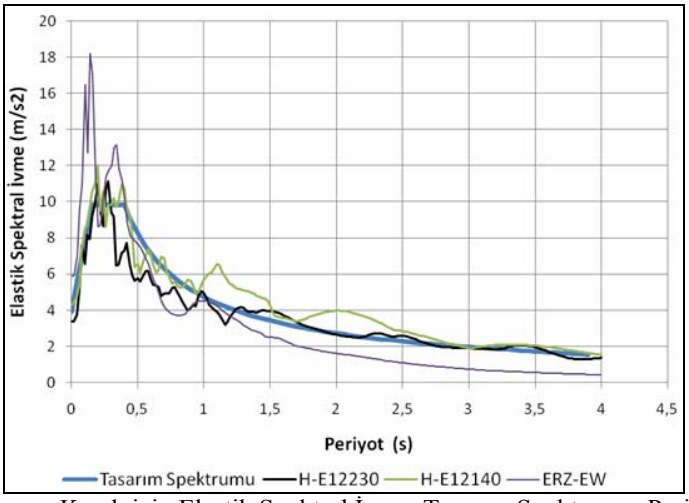
Şekil 4. Statik İtme Analizi Sonucu A-A Eksenindeki Çerçevede Performans Noktasında Oluşan Plastik Mafsal Durumu

(a) Tasarım Depremi (b) Şiddetli Deprem

Statik itme eğrisi (taban kesme kuvveti - tepe yerdeğiştirmesi), modal kapasite eğrisi, kapasite spektrumu, yerdeğiştirme istemi ve performans noktaları Şekil 2 ve Şekil 3'de verilmiştir. A ekseni çerçevesinde tasarım depremi ve şiddetli deprem etkisinde performans noktasında oluşan plastik mafsal oluşumu Şekil 4'de verilmiştir. Bütün yapı elemanlarının plastik bölgelerinde oluşan birim şekildeğiştirmeleri hesaplanarak, binanın performans seviyesi belirlenmiştir. Buna göre, tasarım depreminde kirişlerin %10'dan fazlası belirgin hasar bölgesine geçtiğinden, Hemen Kullanım performans düzeyi sağlanmamaktadır. Şiddetli depremde ileri hasar bölgesine geçen eleman olmadığından, Can Güvenliği performans düzeyi sağlanmaktadır.

Bina Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi

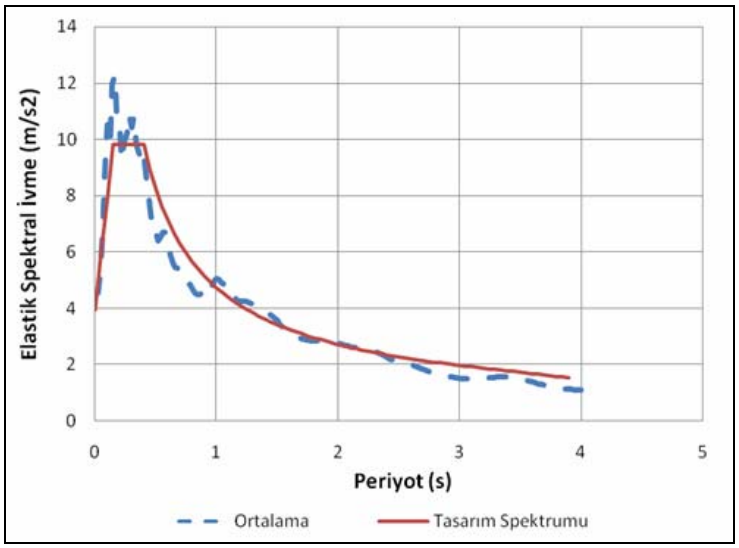
Statik itme analizinde tanımlanan plastik mafsal özellikleri kullanılarak, binanın deprem performansı doğrusal olmayan zaman tanım alanında hesap ile elde edilmiştir. Bu amaçla Tablo 5'te verilen 3 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Zaman tanım alanında analizde başlangıç koşulları, düşey yüklemeler altında yapılan çözüm sonuçları olmaktadır. Deprem kaydı, bina taşıyıcı sistemine uygulanmış, her adımda plastik mafsal oluşması beklenen kesitler kontrol edilmiştir. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında çözüm sonunda, beton ve donatının elastik ve plastik şekildeğiştirmeleri elde edilerek, DBYBHY 2007'de farklı hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirmelerle karşılaştırılarak, eleman hasar bölgeleri ve daha sonra bina performans seviyesi belirlenmiştir. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında çözümde kullanılan 3 adet deprem kaydının karakteristikleri Tablo 5'de verilmiştir. Gözönüne alınan deprem kayıtlarının tasarım spektrumu ile uyuşumlu olması için kullanılan ölçek katsayısı ilk iki deprem için 3, üçüncü deprem kaydı için ise 1.2 olarak belirlenmiştir. Spektral ivme periyot geçmişine dönüştürülmüş deprem kayıtları ve elastik tasarım ivme spektrumu Şekil 5'teki gibi elde edilmiştir.



Şekil 5. 3 Deprem Kaydı için Elastik Spektral İvme, Tasarım Spektrumu–Periyot Değişimi

Tablo 5. Zaman Tanım Alanında Hesapta Kullanılan Deprem

Deprem	Tarih	İstasyon	Kayıt	Kayıt Süresi (s)	Ölçek
Imperial Valley	15.10.1979	931 El Centro Array #12	H-E12230	39.00	3
Imperial Valley	15.10.1979	932 El Centro Array #12	H-E12140	39.00	3
Erzincan-EW	13.03.1992	Erzincan Meteoroloji İst.	ERZ-EW	20.94	1.2

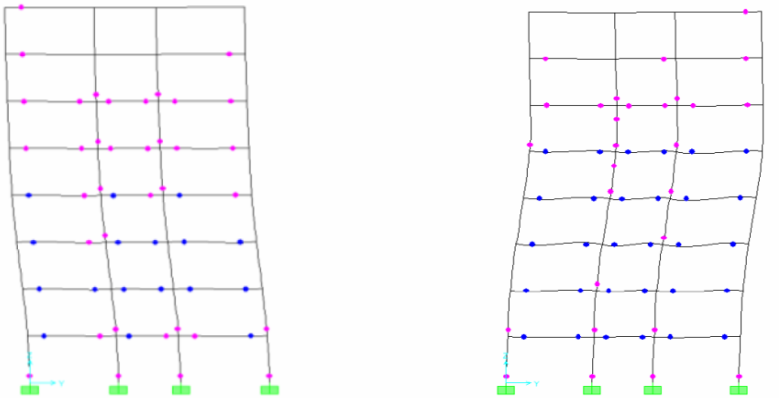


Şekil 6. Ortalama Elastik Spektral İvme ve Tasarım Spektrumu–Periyot Değişimi

Tablo 6. Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi Kullanılarak Hesaplanan Kiriş Hasar Oranları

X Doğrultusu						
Kat	Tasarım Depremi			Şiddetli Deprem		
	Kirişler %			Kirişler %		
	MHB	BHB	İHB	MHB	BHB	İHB
1.Kat	0	100	0	0	100	0
2.Kat	0	100	0	0	6	94
3.Kat	0	100	0	0	0	100
4.Kat	0	100	0	0	50	50
5.Kat	25	75	0	0	100	0
6.Kat	100	0	0	0	100	0
7.Kat	100	0	0	38	63	0
8.Kat	50	0	0	88	0	0

Y Doğrultusu						
Kat	Tasarım Depremi			Şiddetli Deprem		
	Kirişler %			Kirişler %		
	MHB	BHB	İHB	MHB	BHB	İHB
1.Kat	0	100	0	0	87	13
2.Kat	0	100	0	0	0	100
3.Kat	0	100	0	0	0	100
4.Kat	0	100	0	0	87	13
5.Kat	100	0	0	0	100	0
6.Kat	100	0	0	13	87	0
7.Kat	100	0	0	100	0	0
8.Kat	53	0	0	53	0	0



Şekil 7. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Sonucu 2-2 Ekseni Çerçevesinde Oluşan Plastik Mafsallar

(a) Tasarım Depremi (H-E12140) ve (b) Şiddetli Deprem (H-E12140)

Deprem kayıtları DBYBHY 2007'de tanımlanan koşulları sağlamakta, deprem kayıtlarının ortalamasının elastik tasarım spektrumunun %90'ından daha küçük olmadığı Şekil 6'dan görülmektedir. Kirişler için hasar oranları tasarım depremi ve şiddetli deprem için Tablo 6'da gösterilmiştir. Şiddetli depremde ise H-E12230 ve H-E12141 deprem kayıtları kullanılarak yapılan

hesapta, ileri hasar bölgesine geçen eleman sayısı %30 düzeyini aşmadığından (Tablo 6), Can Güvenliği performans düzeyi sağlanmaktadır. ERZ-EW deprem kaydı kullanılarak yapılan hesapta ise, bazı katlarda ileri hasar bölgesine geçen eleman sayısı %30 değerinden fazla olduğundan (Tablo 6), Can Güvenliği performans düzeyinin sağlanmadığı görülmüştür. Plastik mafsal oluşumu 2 ekseni çerçevesi için tasarım depremi ve şiddetli deprem etkisinde Şekil 7'de verilmiştir. Her üç deprem kaydının sonuçlarına göre tasarım depreminde kirişlerin %10 dan fazlası belirgin hasar bölgesine geçtiği için, bina taşıyıcı sistemi Hemen Kullanım (HK) performans düzeyini sağlamamaktadır.

SONUÇLAR

Bu çalışmada 8 katlı düzenli betonarme çerçevelere sahip bir hastane binanın deprem performansı incelenmiştir. Bina taşıyıcı sistemi binanın birinci derece deprem bölgesinde bulunması durumu için süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistem olarak DBYBHY 2007 ve TS 500-2000'de verilen tasarım kuralları doğrultusunda boyutlandırılmıştır. Dolayısıyla, bina taşıyıcı sistemi DBYBHY 2007'de verilen bütün tasarım koşullarını sağlamaktadır. Bina taşıyıcı sisteminin deprem performansının incelenmesi, DBYBHY 2007'de verilen üç yöntemle yapılmıştır. Bu yöntemler; eşdeğer deprem yükü yöntemi (doğrusal elastik yöntem), artımsal eşdeğer deprem yükü ve zaman tanım alanında hesap yöntemidir (doğrusal elastik olmayan yöntem). Sayısal sonuçlar burada özet olarak verilmiş olup, ayrıntılı sonuçlara (Arslan, 2009)'dan erişilebilir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi verilebilir:

a) Sayısal çözümler için DBYBHY 2007'de tasarım kurallarına göre hastane binası olarak boyutlandırılan bina, tasarım depremi etkisinde kendisinden beklenilen hemen kullanım (HK) performans seviyesini sağlamamıştır. Performans değerlendirmesinde kullanılan farklı yöntemlerden binanın deprem performans seviyesinin can güvenliği (CG) performans düzeyinde olduğu Tablo 7'den de görülmektedir.

Tablo 7. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleriyle performans belirlenmesi

Analiz Yöntemi	Performans Seviyesi	
	Tasarım Depremi	Şiddetli Deprem
Doğrusal Elastik Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	Can Güvenliği (CG)	Can Güvenliği (CG)
Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi (İtme Analizi)	Can Güvenliği (CG)	Can Güvenliği (CG)
Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Analiz	Can Güvenliği (CG)	Göçmenin Önlenmesi (GÖ)

b) Şiddetli deprem için elde edilen sonuçlara göre doğrusal elastik yöntem ve doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer yükü yönteminin can güvenliği performans düzeyini sağladığı, ancak doğrusal olmayan zaman tanım alanında hesap yönteminde can güvenliği (CG) performans düzeyinin sağlanmadığı, göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyinde olduğu belirlenmiştir. Bunun başlıca nedenleri konusunda, doğrusal elastik yöntem ve doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde sadece birinci modun dikkate alınarak çözüm yapılması, zaman tanım alanında hesap yönteminde ise deprem etksinin bütün modları harekete geçirmesi ve onların katkısının hesaba katılması olduğu, ayrıca uygulanan deprem kayıtlarının sonuçlara önemli etkisinin bulunduğu da söylenebilir.
c) Boyutlandırma aşamasında yapıda güçlü kolon tahkikleri yapılmıştır. Performans analizi sonuçlarından, kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlandığı, plastik mafsal oluşumunun önce kirişlerde daha sonra kolonlarda meydana geldiği görülmüştür.
d) Kirişler için DBYBHY 2007'de tanımlanan hasar sınırlamaların çok sınırlayıcı olduğu ve performans seviyesini belirlediği sonucuna varılmıştır. Performans seviyesinin ortaya çıkmasında genellikle kirişler etkin rol oynamış, kolonlar için verilen sınırlamalar ise kabul

edilebilir görünmektedir. DBYBHY 2007'de kirişler için verilen sınırlamaların yeniden gözden geçirilmesi gerektiği düşünülmektedir.

e) Sayısal sonuçlar, doğrusal elastik yöntemin doğrusal elastik olmayan yöntemlerden daha güvenli olduğunu göstermektedir. Tasarım mühendisleri doğrusal elastik yöntemleri kolaylıkla uygulayabilir. Doğrusal elastik olmayan yöntemler özel yazılım kullanımını gerektirmekte ve mühendisin doğrusal elastik olmayan hesapla ilgili yeterli teorik alt yapıya sahip olmasını gerektirmektedir.

KAYNAKLAR

Arslan Y (2009) Çok katlı betonarme bir binanın deprem performansının doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak belirlenmesi ve karşılaştırılması, Y. Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Aydınoğlu MN (2003) An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation, *Bulletin of Earthquake Engineering* 1(1), 3-36.

ATC-40 (1996) Applied Technology Council (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume1-2, Seismic Safety Commission.

Celep Z 2008. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.

DBYYHY (1998) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,. Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.

DBYYHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik,. Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.

FEMA273, (1997) NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA356, (1997) Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA440, (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington.

Priesly MNJ, Calvi GM and Kowalsky MJ (2007) Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.

SAP2000 (2007) Integrated Software For Structural Analysis & Design, V:11.0.6, Computers & Structures, Inc., California-USA.

TS500, (2000) Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

XTRACT, (2001) Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

ÇEVREL VE ZORLAMA KUVVET TİTREŞİMLERİ ALTINDA 17 AĞUSTOS 1999 KOCAELİ DEPREMİNDE HASAR ALMIŞ BİNALARIN YAPI TANI ÇALIŞMALARI

STRUCTURAL IDENTIFICATION OF THE APARTMENT BUILDINGS DAMAGED DURING THE 17 AUGUST 1999 KOCAELİ EARTHQUAKE FOR AMBIENT AND FORCED VIBRATIONS

Kemal Beyen[1], Mustafa Kutanis[2], İ. Engin Bal[3]

ÖZET

Düşük gürültü seviyeli sensörlerde gözlenen gelişmeler ve yeni kablosuz veri toplama protokolları hasar gözlem uygulamalarını kolaylaştırmıştır. Benzer bir ölçüm sistemi Kocaeli ve Adapazarı şehirlerinde17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde farklı seviyelerde hasar görmüş 5 ile 7 kat döşemeleri arası değişen betonarme çerçeveli binalara uygulanmıştır. Yapı tanı çalışmalarıyla elde edilecek mevcud durumunu yansıtan gerçek yapısal dinamik özellikler bir yapının sonlu eleman modelinin tutarlılığının test edilmesinde, kalibrasyon çalışmalarında ve numerik modelin değişik zaman adımlarında göstereceği davranış ve oluşturacağı mekanizma hikayesindeki tutarlılığın yüksek olmasının yanı sıra numerik çözümde istenen stabilite ve yakınsaklığın gerçekleşmesi için gereken güncelleme için kullanılmaktadır. Bu karekteristik parametreler test edilen yapının sonlu eleman modelinin deneysel sonuçları doğru üretmesini ve gözlenen hasarlarla tutarlı olmasına imkan verir. Dinamik sarsma unitesinin frekans band genişliği sınırları içinde üretilebilen zorlama kuvvet serisi ve çevrel titreşim ölçümleri altında, yapısal tepkiler (katlararası ötelenme, döşeme ivmeleri) kaydedilerek ve Gözlemci/Kalman Süzme Tanımlama – Eigen Gerçekleşme Algoritmaları (OKID-ERA) kullanılarak modal özellikler tahmin edilmiştir. Bu amaçla OKID-ERA metodu MatLab'in sunduğu makro kodlama yapısı içinde yazılmış ve analizlerde kullanılmıştır.

Yapısal elemanlarda oluşan hasarlar yapının sönüm ve rijitlik düzeninde kalıcı değişimlere neden olurlar. Yapının doğal frekanslarını, mod şekillerini ve modal sönüm özelliklerini etkileyen rijitlik, kütle ve sönüm gibi yapısal parametreler yapısal hasarların varlığının ve yerinin tahmin edilmesinde etkendirler. Bu makale özetlenen geçmiş çalışmaların değerlendirmesinden sonra, yapı tanı çalışmaları yürütülen hasarlı binaların sonuçlarını ve uygulanan yük şartları için global yapısal tepkileri sunmaktadır. Mevcud yapısal hasar şartlarında zayıf ve güçlü kuvvetlerin sonuçları mukayese edilerek önemli modal parametrelerdeki değişimlerde ayrıca irdelenmiştir.

Anahtar kelimeler : çevrel titreşim, güçlü kuvvet altında titreşim, modal analiz, yapı tanımlama, OKID-ERA.

ABSTRACT

Rapid advances in low noise level sensors as well as new wireless data acquisition protocols have made damage monitoring feasible. Such a monitoring system was implemented on four reinforced concrete buildings, with 5 to 7 stories, in Kocaeli and Adapazarı provinces, which received different level of damages during the 17 August 1999 Kocaeli earthquake. The most realistic structural dynamic characteristics under present conditions inferred from the identification studies can be used for validation. Calibrating analytical model at different stages for the test building may reproduce experimental results accurately and consistent with observed building damage. Under a series of force vibration tests with available varying

[1] Doç. Dr. Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, kbeyen@kocaeli.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr. Mustafa Kutanis, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, kutanis@sakarya.edu
[3] Dr. İhsan Engin Bal, Eucenter, Pavia, İtalya, ihsanenginbal@gmail.com

amplitudes and frequencies of the shaker excitation structural responses were monitored and modal characteristics were obtained using the Observer/Kalman Filter Identification (OKID) technique with Eigen system Realization Algorithm (ERA). The OKID-ERA method was adopted and coded within macro facilities of MatLab. [4]

Damages in the structural members result in permanent changes in the distribution of the structural stiffness and damping. Characteristic properties like stiffness, mass, and damping affecting the natural frequencies, mode shapes, and modal damping values are capable of assisting in both detecting and locating structural damage. This paper presents the results inferred from the identification studies for one of the buildings in the test program for the given weak and strong motion loading. The results obtained for weak and strong motion loading were also compared to point out indicative changes in case of existing structural damages.

Key words : ambient vibration, force vibration, modal analysis, structural identification, OKID-ERA

GİRİŞ

Mühendislik yapıları deprem gibi bir yer hareketine maruz kaldığında etkiyen kuvvetin zaman içindeki değişimi, etkime süresi, yapı içinde yayılımı ve bu süreç içinde oluşan karakteristik yapısal tepkiler yapısal davranışı şekillendirir. Yapıların, küçük sismik titreşimlerde ancak hız veya ivme ölçer cihazlardan oluşan bir şebeke ile kaydedilip, işlendikten sonra büyütülmüş davranışı izleme şansımız vardır. Kuvvetli yer hareketlerinin yapı ömrü içinde birkaç kere gerçekleşme sayısı azdır. Depreme maruz kalındığı anda da yapının uygun sensör ve kayıt şebekesiyle teçhiz edilmiş çalışır durumda olması gerekmektedir. Pahalı bir izleme şekli olmakla beraber bazı özel mühendislik yapılarında, yapı deprem güvenliği hedefli yapı sağlığı izleme sistemleri kurulmuş ve işlemektedir [2]. Yapılar nadir oluşan deprem kuvvetlerinin dışında, her daim var olan çevrel titreşimlerin etkisi altındadır.

Çevrel titreşimler, atmosfer hareketleri (iklimler, rüzgar, ısı), malzeme değişimleri (ısısal genleşme ve büzülme), taşıyıcı elemanların davranışı (yüklenme ve boşalma durumları), trafik, endüstriyel gürültü, insan hareketleri, yer altı tektonik çökmeler, yer altı akarsu veya su seviyesi oynamaları, volkanik aktiviteler gibi etkenlerle oluşurlar. Yapılar bu çevrel titreşimleri yapısal özellikleriyle ilişkili olarak az veya çok (10-12 – 10-18 m.) hissederler ve çok düşük mertebelerde (elastik davranış içinde ortaya çıkan bu düşük enerjili kuvvetler ile ataletleri oranında) tepki üretirler. Çevrel titreşim ölçümleri inşaat mühendisliği uygulamaları içinde yapısal karekteristik parametreleri (modal periyodlar, modal deformasyon, sönüm ve faz (tepki gecikmeleri) özelliklerinin frekans geçmişi içinde değişimlerini) tanımlama çalışmalarında önemli verilerdir [1, 2]. Çevrel titreşim ölçümleri mobil hız veya ivme ölçer cihazların önemli yapısal noktalara konumlandırılarak yapısal titreşimlerin belirli periyodlarla tekrarlı kaydedilmeleri ile gerçekleşir. Alınan yapısal titreşimlerin işlenmesi ve analiz safhalarında verinin gürültü seviyesi ve izlenen noktaların genel yapısal davranışı temsil edebilme güvenilirliği yapı titreşim ölçümlerinin tutarlılığını gösterecektir [3].

YAPISAL DAVRANIŞ

Yönetmelikler temel yaklaşım olarak esnek (fleksibilitesi yüksek) yapıları hedefler. Esnek yapı nitelemesi, nereden bakıldığına bağlı olarak farklı yorum ve tanımlara açıktır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007 (DBYYHY-07) lineer davranan, yatay kat ötelenmelerine doğrusal olmayan hasarı sınırlamak için bazı kriterlerle müsaade edilen, rijid diyafram döşeme ızgara kiriş sistemine sahip, burulması sınırlanmış, ikinci mertebe davranışlara müsaade edilmeyen, eğilme hasarı öncelikli, kesme güç yitimine karşı mukavemeti yüksek tutulmuş, kayma çerçeve eğilme moment çalışan her iki yönde sürekli çerçeve hiperstatik bir yapı olarak tasarlanmasını önerir.

YAPISAL MODELLEME

20. yüzyılın son çeyreği hem yazılım hem de bilgi-işlem alanında hesaplama teknolojilerinin atılım yaptığı bir dönem olmuştur. İnşaat mühendisliği analiz yazılımlarıda bu gelişmeleri bünyesine uyarlamış ve sonlu eleman metodunun çözüm algoritmalarıyla geniş uygulama imkanları doğmuştur. Yönetmeliklerde bu yönde hesap yöntemlerini önermişlerdir. Yeni veya mevcut mühendislik yapılarının nümerik modellerinin oluşturulması, benzer hassaslıkları taşımakla beraber, yeni tasarlanacak bir yapı modeli statik ve dinamik parametrelerinin öngörülen tasarım değerleriyle oluşturulabilir, buna mukabil, mevcut bir yapının nümerik modelinin davranış açısından aslı ile özdeş hale getirilmesi yapısal ölçümlerin ve sonuçlarının nümerik modeller ile sınanarak tam yapısal benzeşimin sağlanması ile mümkündür.

Yeni tasarlanacak bir yapı modelinde yönetmeliğin istediği analizin yanı sıra, günümüzün hesaplama teknolojileri yardımıyla, değişik statik ve dinamik yük şartları altında farklı davranış simülasyonlarını üretmek mümkündür. Bu simülasyonlarda yapısal zayıflık veya yeterliliği gözleme ve güç yitimine girmiş zayıf elemanları nümerik model üzerinde güçlendirerek yönetmeliğin istediği güvenlik sınırlarına yapı performansını yükselterek, son iyileştirilmiş durumu, imalat için değerlendirme imkanı doğmuştur. Tasarımın yanı sıra, yapı dinamik titreşim ölçümleri, deprem gibi kuvvetler karşısında yapı deprem güvenliği izleme ağlarına altlık oluşturabilmektedir. Benzer güvenlik ağları mevcut yapılar içinde mümkündür ve benzer bir yol izlenmekle beraber, mevcut durumun modelde tam yaşatılması ilave yapısal ölçümleri bu safhada kaçınılmaz kılmaktadır. Yapısal ölçümler ise yapı dinamiği ve yapısal davranış bilgilerinin tanımlanmasında önemlidir. Sistem tanımlama teknikleri kullanılarak nümerik model düzeltmeleri (kalibrasyonları) ile sonuç alınabilmektedir. Kaydedilmiş yapı tepki sinyallerini işlemekle kazanılan yapısal bilgiler, yeni bir yapı için tasarımı yönlendirebileceği gibi, mevcud bir yapı için güçlendirilmiş yapının testlerini sanal laboratuar ortamında dinamik yükler altında tekrar üretmekle gelecekte ihtimal dinamik yük şartlarında gelişecek tepkilerin kestirilmesine imkan verecektir.

SERBEST VE ZORLAMA KUVVETLER ALTINDA YAPI TANIMI İÇİN CİHAZLANDIRMA

Yapısal ivme ölçer sensörlerin yerleştirilmesi çalışılan yapının yapısal davranışının iyi bilinmesiyle mümkündür. Bu amaç doğrultusunda yapının nümerik modelinin kurularak yapılacak modal analiz sonuçlarının değerlendirilmesi, örneğin modal deformasyonlar doğru ölçme noktalarının bulunmasında ilk başvurulan yöntemdir. Buna mukabil, lineer bir sistem için modal parametrelerin, girdi sinyalinin frekans ve genliğine bağlı olmaması gerçeği akılda tutularak, statik olarak kararlı hal içinde bulunan hasarlı bir yapının lineer yaklaşım içinde klasik modal deformasyonlarının getireceği tartışılınabilir mod şekilleri için rijid diyafram plak kabülü içinde kalınırak her serbestlik derecesinin izlenebilmesi için her katın cihaz ile izlenmesi, cihaz sayısının imkanları içinde gerçekleşecektir. Dahası, karekteristik yüksek frekans tepkilerin toplam davranışa verdiği katkılar bilinmesine rağmen, örneğin deprem üretecinin limitleri içinde yüksek frekans tepkileri üretecek harmonik zorlama kuvvetlerin üretilememesi bir eksiklik olacaktır. Yüksek frekanslarda, yakın modlar arasında gözlenen girişimler ise doğru dinamik parametre değerlerini elde etmekte problemdir. Altı çizilen problemleri minimize edecek cihaz serimini etkileyen diğer bir unsur ise hasarlı yapısal davranışın kararlı şartlar altında lineerlikten sapmasına sebep olacak girdi kuvvet bilgisi eksikliğidir. Eldeki izleme cihaz imkanı kullanılarak ve titreşim üreteç limitleri içinde üretilebilecek zorlama kuvvet çerçevesinde, yapısal gözlem noktaları seçilmiş ve izlenmiştir.

YAPI TANI TEKNİĞİ

Yapı tanı tekniği temelde deprem yükleri altında veya çevrel titreşim şartlarında kaydedilen yapı girdi, (y), ve çıktı, (x), veri setlerinden yapının dinamik karekteristikleri olan hakim frekansını ve modal frekanslarını, modal sönüm özellikleri, ve mod şekillerinin hesaplanmasını içerir.

Yapı üzerindeki yapısal davranışa açıklık getirecek herhangi bir noktanın kaydı, y(t) ile serbest yer hareketinin kaydı, x(t), arasındaki ilişkiyi tek giriş ve tek çıkış (yapısal tepki), (TGTÇ) sistem olarak tek serbestlik dereceli sistem (TSDS) gibi kabul edersek, bu TSDS'in girdi çıktı ilişkisini zaman tanım alanında

$$y(t) + a_1.y(t-1) + a_2.y(t-2) + ... + a_m.y(t-m) = b_0 + b_1.x(t-1) + b_2.x(t-2) + ... + b_n.x(t-n) \qquad (1)$$

denklemiyle tarifleyerek sayısallaştırılmış süzgeç (filitre) ilişkisi olarak ifade edilebilir. $\boldsymbol{a_i}$ ve $\boldsymbol{b_i}$ katsayıları filitre parametreleridir. Denklem 1 ile tariflenen süzgeç tepkisinde yer alan $\boldsymbol{a_i}$ ve $\boldsymbol{b_i}$ katsayıları lineer (doğrusal) işleyen bir süzgeç için sabittir. Doğrusal olmayan (nonlinear) bir süzgeç için katsayılar zaman içinde değişen değerler alır. $\boldsymbol{a_i}$ katsayıları yapının sönüm oranları ve doğal frekans muhteviyatı ile ilintilidir. Bunun yanı sıra, $\boldsymbol{b_i}$ katsayıları modal (kütle) katılım oranları ile ilintilidir. Denklem 1'deki bütün parametreleri ve verileri bir matris formatında oluşturarak;

$$\theta = \left[a_1, a_2, ..., a_m, b_1, b_2, ... b_n\right]^T \qquad (2a)$$

$$\phi = \left[-y(t-1), -y(t-2), ..., -y(t-m), x(t), x(t-1), x(t-2), ..., x(t-n)\right]^T \qquad (2b)$$

$$\theta = \left[\sum_{t=1}^{N} \phi(t)\phi^T(t)\right]^{-1} \left\{\sum_{t=1}^{N} \phi(t)y(t)\right\} \qquad (3)$$

Bir denge denklemi seti kurabiliriz. $\boldsymbol{a_i}$ ve $\boldsymbol{b_i}$ katsayılarını tutan θ parametre vektörü çözülürse, modal sönüm oranları, ξ_j ve doğal frekans f_j değerleri aşağıdaki gibi ifade edilebilir;

$$\varepsilon_j = \frac{\ln(1/r_j)}{\left[\varphi_j^2 + \ln^2\left(1/r_j\right)\right]^{1/2}} \qquad f_j = \frac{\ln\left(1/r_j\right)}{2.\pi.\Delta t.\varepsilon_j}; \qquad (4)$$

Denklem 4'de φ_j *j*'ninci kompleks pole'ün argümanı ve r_j *j*'ninci kompleks pole'ün modülüdür. Δt ise kayıtda örnekleme zaman aralığıdır. Yapı tepkisi zaman hikayesinin z-dönüşümlerinden elde edilen deklemin

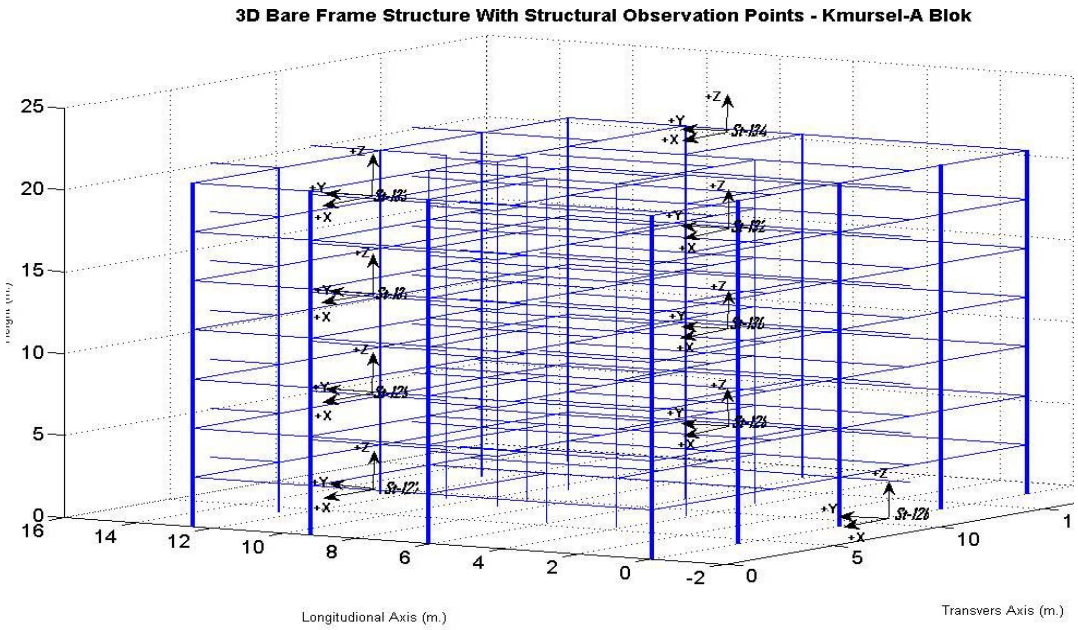
$$z^m + a_1 z^{m-1} + a_2 z^{m-2} + ... + a_{m-1} z + a_m = 0 \qquad (5)$$

kökleri kompleks pole çiftlerini oluşturmaktadır. Pozitif sönüme sahip stabil sistemlerde, poller kompleks eşlenik çiftlerdir. Her bir eşlenik kompleks çift bir frekans ve ilgili sönüm oranını verecektir ve *m* adet kök ise *m/2* adet doğal yapısal frekans ve *m/2* adet sönüm oranını verecektir.

Yukarıda verilen yapı davranışı ve girdi-çıktı ilişkileri doğrusal çalışan (lineer) TSDS, (TGTÇ sistemler) içindir. Burada tariflenen bağıntıları eş senkronizasyon içinde çok serbestlik dereceli sistemlere (ÇSDS) yani çok girişli çok çıkışlı (çok noktadan izlenen yapısal tepkili), (ÇGÇÇ) yapısal sistemlere uyarlamak mümkündür. ÇGÇÇ sistemler özelliği gereği, üç eksen (bileşen) deprem veya zayıf girdi benzeri çevrel titreşimi yapıya etkitmeyi ve tüm bileşenleriyle yapısal tepkileri yapısal modeller içinde kullanma imkânı vermektedir. Lineer yapısal davranışı aşan yapılar içinde aynı yaklaşımı kullanmak mümkündür. O vakit, nonlineer davranan yapıyı temsil eden aday parametrik yapısal modelin (filitrenin) zamanla değişen parametrik değerleri adaptif metodlar ile tahmin edilmeye çalışılır. Adaptif metod uygulamaları, tekrarlı kullanılan yürüyen pencereleme teknikleriyle parçalanmış verilerin kullanılarak elde edilen transfer fonksiyonlar yardımıyla veya durum-uzay (State-space) ortamında ifade edilen ÇGÇÇ doğrusal

olmayan bir yapının girdi-çıktı veri setlerini Kalman süzgeçleriyle modelleme imkanlarını kapsar [1].

Zaman-tanım alanında tipik bir yapı tanı çalışmasında şu adımlar izlenir; *(1)* Uygun bir aday matematik model yapı seçilir. *(2)* Seçilen aday model yapı için uyan en büyük model mertebesi hesaplanır. *(3)* Aday modelin mertebesi adedine uygun katsayılarının ağırlıklı değerleri yapı girdi ve çıktı kayıtlarından hesaplanır. *(4)* Aday yapı modeli bulunan parametreleriyle tutarlılığı sınanarak en iyi temsil kabiliyeti olan kesin yapısal model elde edilir. *(5)* Farklı girdi ve çıktı kayıt çiftleriyle doğrusal yapısal davranış test edilir, tutarlılık kalıcıysa elde edilen transfer fonksiyonları fiziki yapıyı tam temsil ettiği kanaati yüksek güvenilirlikte elde edilmiş olur. Eğer tutarsızlık var ise 2. adımdan mertebe değiştirilerek sonraki adımlar tekrarlanır veya 1. adımdan matematik model yapı değiştirilerek sonraki adımlar tekrar edilir. Verilen adımları takip eden programlar MatLab makro yazılım ortamında oluşturulmuş ve 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde orta derecede hasar almış Karamürsel girişi Halıdere mevkiinde tespit edilen altı katlı bir betonarme çerçeve yapı için çevrel titreşim ve harmonik zorlama kuvvetler altında elde edilen verilere uygulanmıştır.



Şekil 1 Karamürsel A blok sonlu eleman modeli, gözlem noktaları, cihaz adı ve konumları.



Şekil 2 Çevrel titreşim ölçümlerinin ve dinamik zorlama testlerinin yapıldığı Karamürsel girişi Halıdere mevkinde bulunan bloklar, solda. Bir gözlem noktasında üç bileşen ivme ölçer, enerji besleme ünitesi, RF-modem modülü ve GPS-anten'den oluşan düzenek, sağda.

ÇALIŞILAN YAPI VE YAPI CİHAZLANDIRMA

Tubitak destekli yürütülen 108M303 numaralı "Performansa Dayalı Tasarım Ve Değerlendirme Yöntemlerinin Deprem Sonrası Türkiye' de Gözlenen Yapı Performansları ile Karşılaştırılarak Geliştirilmesi" başlıklı proje çalışması içinde çalışılmaya aday binalardan serbest ve zorlama titreşim uygulanmış bir bina burada tartışılmak üzere ele alınmış ve yapının üç boyutlu sonlu eleman modeli, gözlem noktaları, yerleştirilen cihazların serimi, numaraları yönlendirilmeleri Şekil 1'de gösterilmiştir. Şekil 2 solda görülen bloklardan önde bulunan A blokda ölçümler için sağda, tipik bir izleme-kaydetme şebekesi için gereken ivme ölçer, enerji besleme ünitesi, RF-modem modülü ve GPS-anten'den oluşan düzenek yapı üzerinde, nümerik sonlu eleman model analiz sonuçlarına göre yapısal karekteristiği en iyi yansıtacak mod şeklini veren yapısal noktalara kurulmuştur. Şekil 3 solda, çatı plağı kütle merkezinden geçen kirişe tespit edilmiş sarsma jenaratörü bağlantılarını, sağda ise yapay deprem üreteci Kinemetrics'in üretimi olan 103 seri numaralı titreşim jeneratörü görünüyor. Bu cihaz sayesinde birbirine göre ters dönen iki sepete konulan Tablo 1'deki L (Large) ve S (Small) etiketli kurşun ağırlıkların adedine bağlı olarak tam dolu durumunda 2.5 Hz.'den boş durumunda 9.7 Hz.'e kadar harmonik (Sinus) titreşimleri üretebilmektedir. Çatı seviyesinden uygulanan bu sarsma işlemi bir frekans kontrol ünitesi yardımıyla frekans içeriği kontrollu değişen sinüs salınımlarına maruz bırakılmış ve yapının uygulanan zorlama kuvvetlere iştirak etmesiyle oluşan yapıya özgün davranışlar yapısal noktalarda kurulmuş ivme ölçer istasyonlar tarafından kuvvetin etkin olduğu süre (3–5 dak.) boyunca kaydedilmek süretiyle yapı tepki verileri oluşturulmuştur. Serbest titreşim ölçümleri ise, anlık değişimlerin ve etkilerinin izlenebilmesi için 300 sn. süren kayıt uzunluğu ile 5 set olarak tekrarlanmıştır. Saha çalışmalarının tamamında örnekleme frekansı 200 Hz. alınmıştır.

Tablo 1. Yapay Deprem Üreteci Yük – Frekans Çizelgesi

Yapay Deprem Üreteci Kinemetrics Seri No: 103'e ait Sepet Yükü Frekans Çizelgesi					
	0	S1	S2	S3	S4
0	9.7Hz	7.2Hz	6.0Hz	5.2Hz	4.7Hz
L1	5.0Hz	4.6Hz	4.2Hz	3.9Hz	3.7Hz
L2	3.8Hz	3.6Hz	3.4Hz	3.3Hz	3.1Hz
L3	3.2Hz	3.1Hz	3.0Hz	2.8Hz	2.8Hz
L4	2.8Hz	2.7Hz	2.6Hz	2.6Hz	2.5Hz

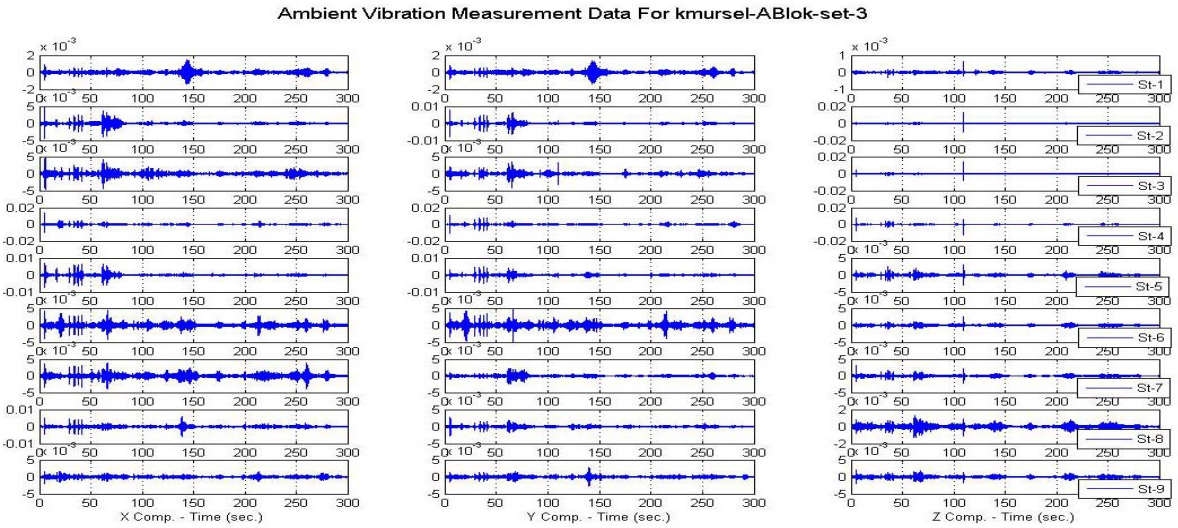


Şekil 3 Yapay deprem üretecinin çalışılan bina çatı döşemesinde kütle merkezinden geçen uygun yapı elemanına montajının alttan görüntüsü solda, üstden çalışırkenki görüntüsü, sağda.

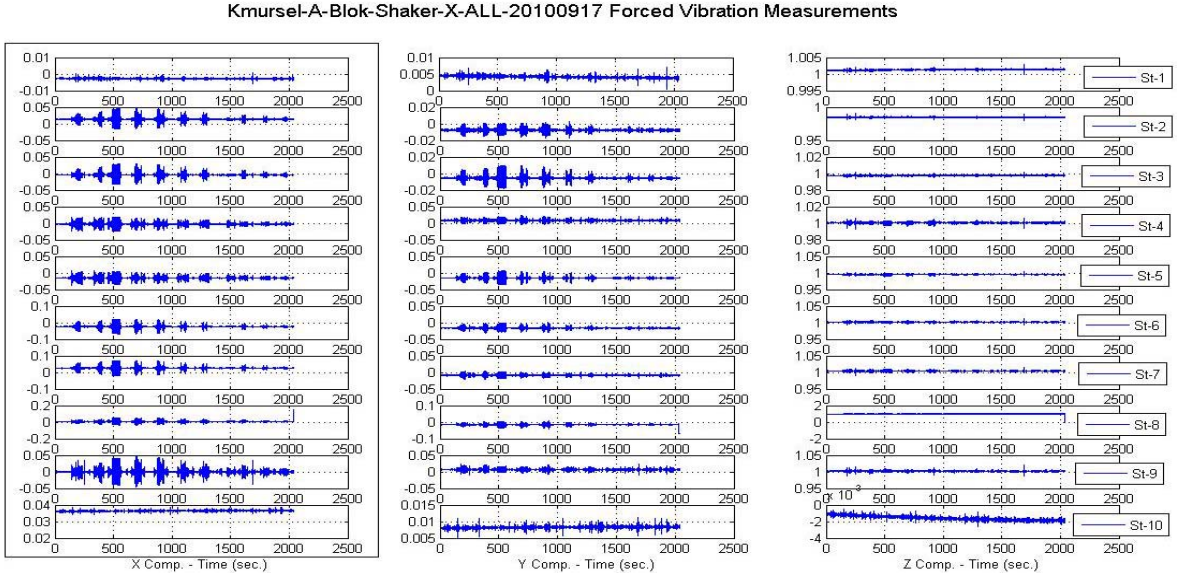
SERBEST VE ZORLAMA KUVVETLER ALTINDA ÖLÇÜMLER

Yapılar serbest titreşim şartlarında Şekil 4'de 300 saniyelik zaman penceresinde çizdirilen örnekte olduğu gibi elastik bir davranış içinde titreşim sergilerler. Eğer yapısal elemanlardan hasarlı olan

var ise, statik olarak ulaştıkları kararlı durum şartlarında, değişen eleman rijitliklerinin son durumuna (dolayısiyle global rijitlik matrisinin son durumuna) bağlı olarak değişmiş (büyümüş) periyodlar altında titreşirler. Serbest titreşim şartlarının ötesinde zorlama bir dinamik kuvvet etkisi ise statik olarak kararlı durumdaki hasarlı binadan elastik ötesi hareket isteminde bulunacaktır. Hasarlı yapı nümerik kalibrasyonu için hasarlı yapı karekteristik dinamik özellikleri hakkında önemli bilgiler bu safhada elde edilebilir. Örneğin numerik bir modelin hasar görebilirlik analizleri sonunda gözlenen hasar rölevesindeki dağılıma ulaşılması elastik ve elastik ötesi model tutarlılığının yüksek olduğunu gösterecektir. Oluşan hasar sonrası kararlı durumun tutarlılığını (dolayısiyle kullanılan plastik mafsalların güvenilirliğini) test etmek için aşamalı olarak yapıya uygulanan dinamik zorlama kuvvetler altında kaydedilmiş tepki geçmişinin nümerik model tarafındanda üretilebilme gücünün sınanması bu testlerin yapılma sebeplerinden bir diğeridir.



Şekil 4 Çevrel titreşimler yapı üstünde konuşlandırıldığı istasyonlarda üç bileşenli ivme ölçerler (X, Y, Z bileşenler) ile kaydedildi.



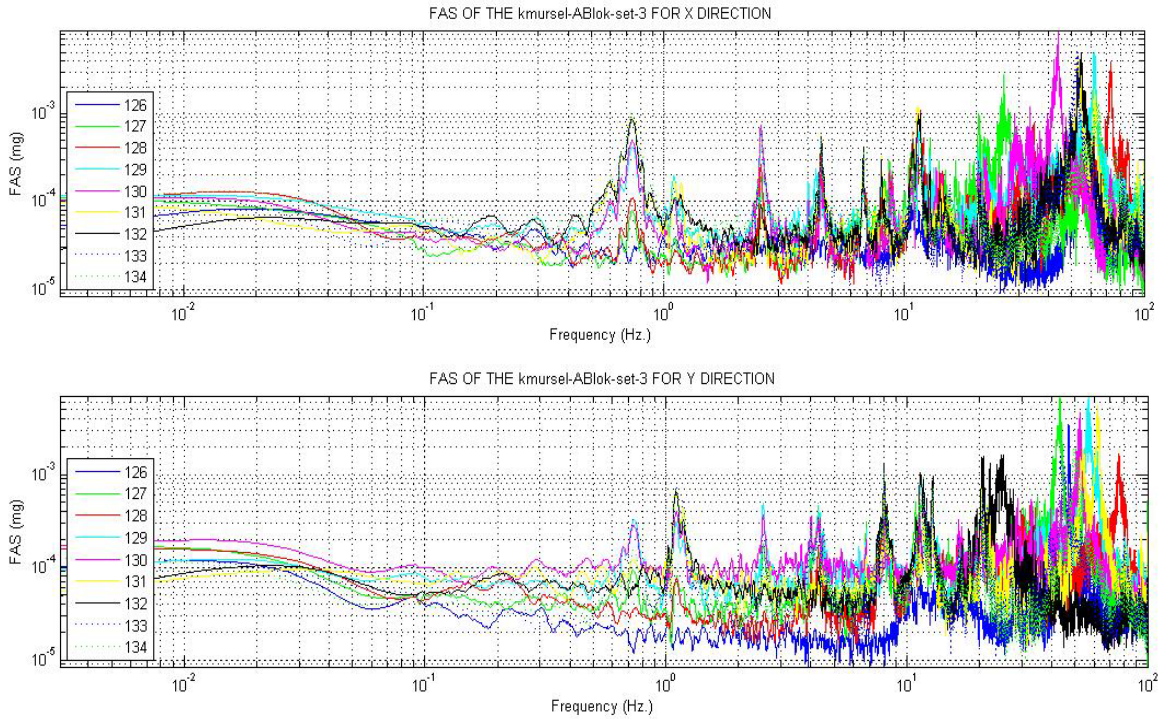
Şekil 5 Yapay deprem etkisinde yapı üstünde konuşlandırılan 10 gözlem istasyonunda x yönü değişik yüklemeleri için kaydedilmiş toplam 35 dakikalık üç bileşen ivme kayıtları.

17 Eylül 2010 tarihli testde, yapıya x yönünde etkittirilen değişik genlik ve frekans muhteviyatına sahip yapay deprem tekrarlarının toplamını oluşturan 35 dakikalık tepki–zaman hikayesi kaydedildiği ham haliyle örnek olarak Şekil 5'de çizdirilmiştir. X yönünde güçlü, diğer bileşenlerde göreceli olarak daha zayıf tepki hikayelerinin 10 yapısal izleme istasyonunda

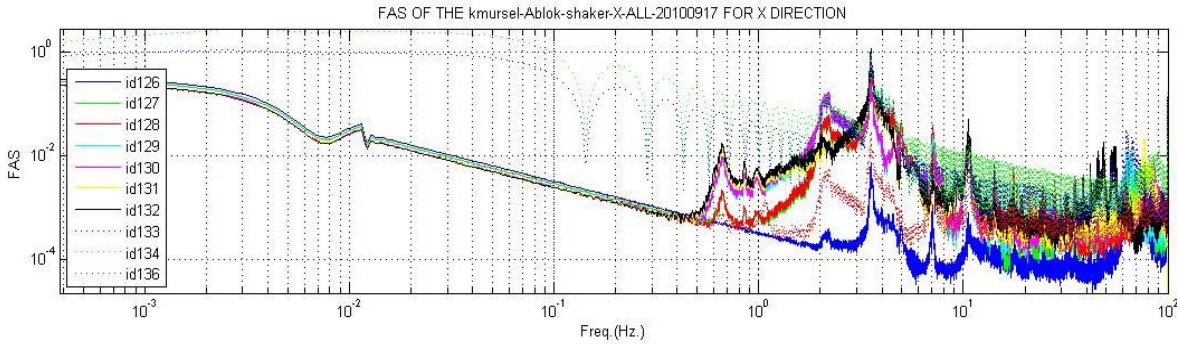
izlenmesi, yapının önemli mertebede hasarlı olduğunu göstermekle beraber, burulma ve y yönü rezonans frekanslarıyla rastlaşması çok muhtemeldir. Dolayısıyla, toplamda, tek yön yüklemenin tek serbestliği tetiklemesinin yanı sıra ortogonal eksen serbestliklerininde yükden etkilendiğini kayıdlarda görmemiz hasarlı yapının davranış karekteristiği olarak algılanmış ve referans olarak kullanılmıştır.

YAPI TANI ANALİZLERİ

Zaman tanım alanındaki kayıtların frekans içeriğinin anlaşılabilmesi için Şekil 6a'da iki yatay bileşenin çevrel titreşim verileri Fourier dönüşümüne tabi tutulmuş ve elde edilen genlik spektrumları çizilmiştir. Şekil 6b'de ise x yönünde uygulanan değişik genlik ve frekans muhteviyatına sahip yapay depremler toplamının Fourier genlik spektrumu çizilmiştir.



Şekil 6a Çevrel titreşim ölçümlerinden elde edilen istasyon kayıtlarının Fourier dönüşümlerinin x (üst) ve y (alt) yönleri için genlik-frekans içeriği.

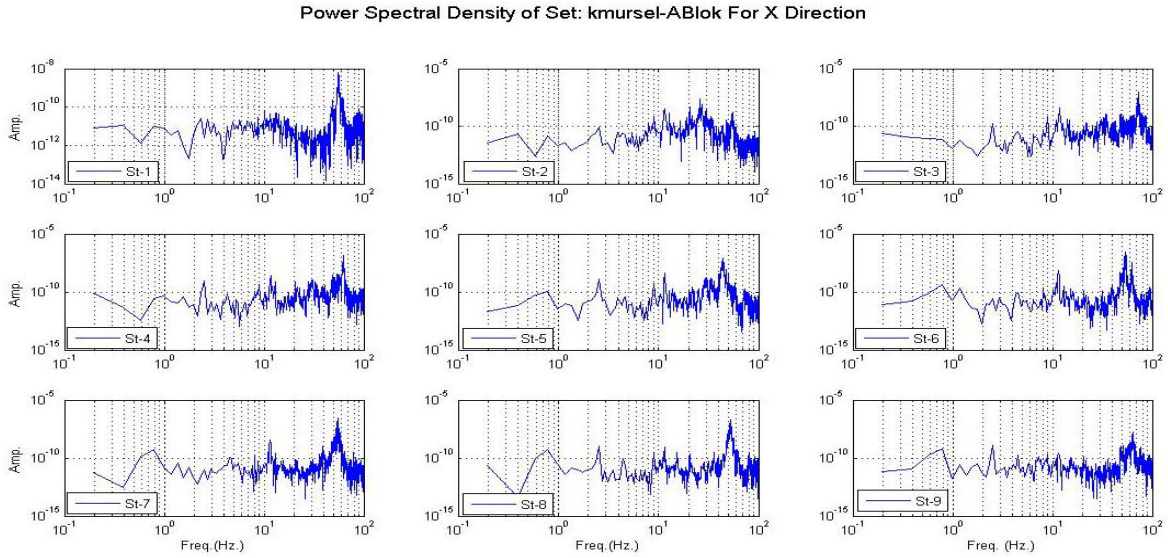


Şekil 6b Karamürsel A blok, 17 Eylül 2010 tarihinde x yönünde yapılan değişik genlik ve frekans muhteviyatına sahip yapay depremler toplamının Fourier amplitude spektrumu.

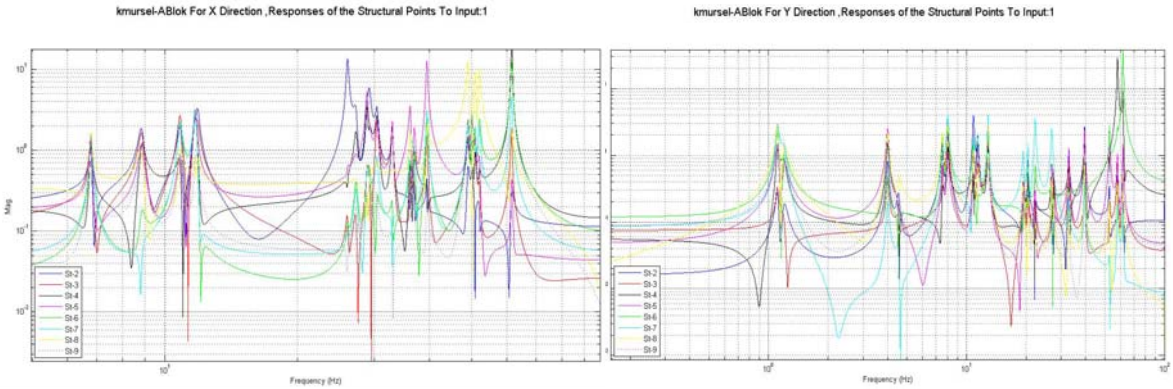
Şekil 6'da verilen serbest ve zorlama titreşim Fourier genlik spektrumları mukayeseli incelendiğinde, çevrel titreşimin x yönü için 0.7 tepe frekanslı 0.5-0.9 geniş band aralığında hakim tepeciği 0.9, 1.1, 2.5, 4.2, 7.8, 8, 9, 12 Hertz ves. gibi tepe frekansları takip etmekte olup, ufak genlik farklılıkları dışında benzer modal frekanslar y yönünde de görülmektedir. X yönü zorlama titreşim Fourier genlik spektrumları 0.65, 0.85, 1, 2.2, 3.5, 5, 7, 10, 13 Hertz ves. gibi yapıyı

titreştirebilen hakim modlara sahip girdi zorlayıcı kuvvetlerin tepecikleri görülmekte olup yapının her iki yük şartlarında benzer frekanslarda tepkiler üretmesine rağmen tepe genlikleri arasındaki göreceli oranın serbest ve zorlama yük şartlarında farklılık göstermesi dikkat çekici olup, kuvvetli yükleme şartlarının serbest şartlara göre zorlayıcı yapısının temel etken olduğu kanaati hakimdir. Çevrel titreşimlerde x ve y yönü frekanslarının benzerliği yapının planda kareye yakın olması ve hasarlı son durum itibariyle yakın benzer yanal rijidliklere sahip olmasıyla açıklanabilmektedir.

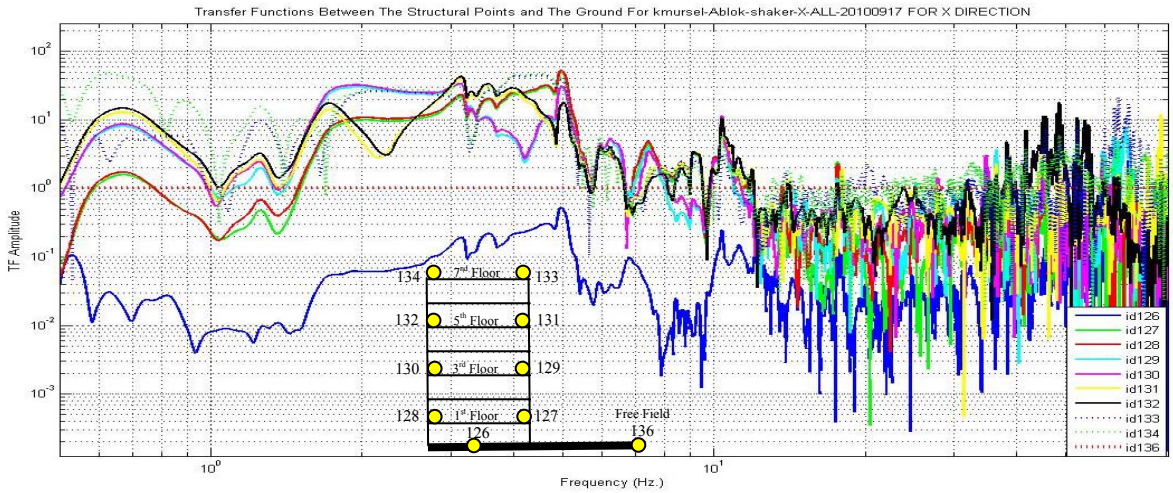
Güç spektrumu ise aynı bilginin frekans tanım alanındaki görüntüsü olup hakim dalga formlarının yani yüksek enerji yüklü bileşenlerini belirginleştirmekte olup Fourier dönüşümüyle gözlenen kompleks, girişimli, geniş band yapılarını veya seçilemeyen frekans girişimlerini netleştirmemizde bize yardımcı olacak önemli detaylar vermektedir. Bu ayırıcı özelliğine karşın Fourier dönüşümündeki faz bilgileri eksiktir. Şekil 7'de x yönü serbest titreşim kayıtlarının güç yoğunluk spektrumları çizilmiştir. X yönü güç spektrum tepeciklerine bakıldığı zaman yapısal gözlem noktaları düşük frekans bölgesinde farklı tepe genlikleri vermelerine rağmen benzer modal frekansları (0.4, 0.7, 1.2, 2.5, 4, 7, 8, 11Hz gibi) hakim tepecikleri göstermektedir. Rastlantısal dalga yayılımının her cihazda belirli bir benzerlik gösterdiğini fakat bazı istasyonlarda farklı modları hakim yaptığını görebiliyoruz.



Şekil 7 Yapısal izleme noktalarının x yönü serbest titreşimlerinin güç yoğunluk spektrumları.



Şekil 8a Çevrel titreşim şartlarında açık alan girdi kuvvetlere karşı yapısal noktaların tepkileri x yönü için solda ve y yönü için sağda.



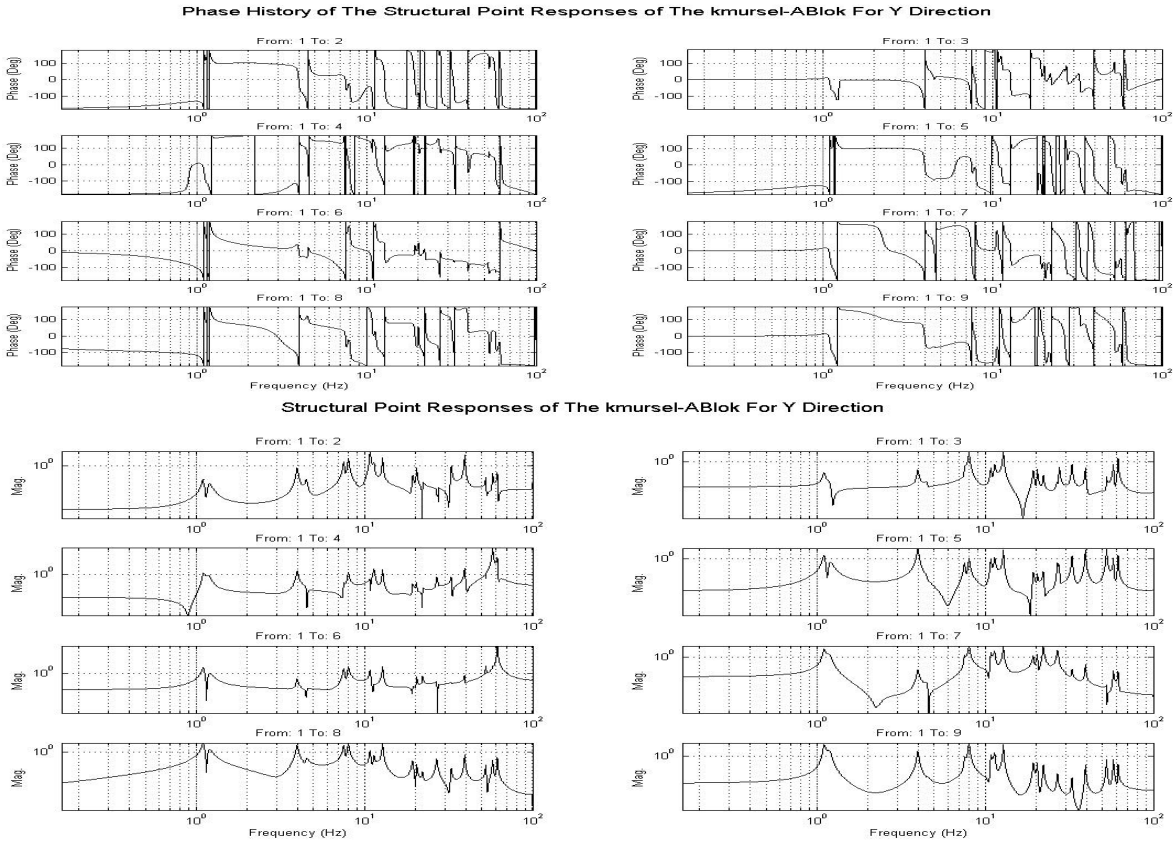
Şekil 8b X yönü toplam zorlama harmonik kuvvet şartlarında yapı-zemin transfer fonksiyonu. Cihaz konum bilgisi grafik içinde görülmektedir.

Yapısal gözlem noktalarıyla yer arasında hesaplanan göreceli transfer fonksiyonlar ise Şekil 8a'da çevrel titreşim ölçümleri için sırasıyla x ve y yönünde, x yönü zorlama kuvvet şartları için Şekil 8b'de verilmiştir. Çevrel titreşimlerde x yönü için 6.5, 8.5, 11, 12 Hz gibi frekanslarda 10 katına kadar büyütmeler ilgili tepe frekanslarında gözlenirken, y yönünde 1.2, 4, 8, 11, 13 Hz gibi farklı tepe frekanslarında büyütmeler görülmüştür. Şekil 8b'de x yönü için değişik genlik ve hakim frekans yapılarına sahip harmonik yükleme kuvvetler toplamı göz önüne alınarak serbest yüzey (id136) kaydı ile yapısal gözlem noktaları arasında hesaplanan transfer fonksiyonları incelendiğinde, 0.6-0.7 Hz band aralığında yapı zemin etkileşiminin izlerini veren deamplifikasyon izlenmektedir. Buna mukabil üst yapıda, örneğin 1. kat istasyonları beraber zemine göre 2 misli, 3. kat istasyonları 5 misli, 5. kat istasyonları 15 misli büyütmelerle senkronize davranarak tam yanal ötelenme mod şekline doğru giderken çatı döşemesi olan 7. kat istasyonlarından id133 0.4 Hz'de 5 misli, diğeri id134 0.6 Hz'de 50 misli büyütmelerle farklı davranmışlardır. Buna mukabil 1.5 Hz'de bütün istasyonlar aynı tepe frekansını verirken 1. katda deamplifikasyona karşılık diğer kat istasyonları 2-10 misline kadar zemine göre büyütmelerin gözlendiği modal deformasyonlar oluşmuştur.

Zorlama kuvvet altında uyarılan yapısal tepkilerin görüldüğü frekansların bir kısmı serbest titreşim altında gözlenen modal frekansların civarında tekrar ettiği gözlenmiştir. Bu modal tepki diyebileceğimiz küçük frekans bölgesi davranışlarının ötesinde, yüksek frekans bölgesinde gözlenen birçok tepki tepecikleri, hasarlı elemanların birleşim noktalarının (yığılı hasar) veya hasarlı eleman bünyesinin (yayılı hasar) etkilediği lokal hasar davranışlarıdır. Küçülen kayma rijidliği ve eğilme rijidlik değerlerinin neden olduğu esnek yapı davranışı global modların hakim olduğu küçük frekans bölgesinde tepe frekans değerlerinin zorlama kuvvetler altında frekans ekseninde yer değiştirmesine neden olmuştur. Yüksek frekans bölgesinde hasarlı eleman davranışının tipik sonucu olan enerji yutan mekanizma yani sönüm daha etkinleşmekte ve yapı tepki fonksiyonlarında sert tepeciklerin yumuşadığı kaybolduğu ve tepe-tepe girişimlerinin oluştuğu Şekil 8b'de zorlama kuvvet için verilen yapısal noktaların tepkileri ile zemin girdisi arasında çizilen transfer fonksiyonlarında seçilebilmektedir.

Yapı dinamik davranışının tanımında klasik spektral (nonparametrik) tekniklerin yanı sıra modal davranış tutarlılığının sağlaması için yapısal modelleri temsil edecek önerilen aday nümerik modellerden, örneğin otomatik regrasyonlu geri besleme model (Auoto Regresive eXtra input (ARX), 4 aşamalı adaptif değişken model (4 stage Instrumental Variable method(IV4)), durum-uzay modeller (STATE_SPACE) ve hata ayıklama algoritmalarının (Prediction Error Method (PEM)) katkısıyla belirlenen optimizasyonlar çerçevesinde en uygun olanı seçilip, eldeki spektral analiz bilgileride dikkate alınırak en uygun model ve parametreleri yapı dinamik özelliğini tanımlamakta kullanılabilmektedir. Bu çalışmada, kullanılan veriler spektral metodun aksine zaman tanım alanındadır. Zemin ve yapı kayıtları girdi-çıktı çifti olarak kurgulanmış ve yapı davranışını

temsil etmesi için önerilen modellere sayısız (100x100x100) alternatif değişimin içinden optimizasyon yaparak bir tanesi önerilmiştir. Çevrel ve mikrotremor kayıtları genelde veri işleme uygulamalarında gürültü analizleri olarak değerlendirilirler, bu çerçevede, kullanılan bir yöntemin gürültü seviyesi değerlendirmesinin doğrulatması yapılmaya çalışılmış, içinde bulunabilecek yapısal bilginin ayıklanması için Gözlemci/Kalman Filitre Tanı Tekniği Eigen Sistem gerçekleştirme algoritmaları (Observer/Kalman filter Identification and Eigen System Realization Algorithm (OKID/ERA)) ile Tek Giriş Tek Çıkış (TGTÇ (SISO)) ve Çok Giriş Çok Çıkış (ÇGÇÇ (MIMO)) nümerik sistem modelleri çalışılmıştır. Klasik veri analiz tekniklerinin aksine, OKID'in



Şekil 9 X yönü çevrel titreşim ölçüm verilerinin frekansa göre davranış fazındaki değişimleri üstte, hakim modal tepecikler ve modal frekanslar altda.

gözlem verisinden doğrudan elde ettiği parametrelerin asimtotik olarak stabil olmasının getirdiği kazanç ile veride olabilecek gürültü kirliliği veya tahmin hatası gibi işlem kirlilikleri minimize edilerek aşılmıştır. Kullanılan algoritmalar ile ilgili detaylı bilgi Juang (Juang, 1985 ve 1994) ve Beyen (Beyen, 2008) de bulunabilir.

TGTÇ (SISO) şartları için döşemelerin rijid diyafram çalıştığı ayrıklaştırılmış kat kütlelerinin kendi seviyesinde eşdeğer yanal kat rijitliğini temsil eden hayali bir düşey rijit çubuk üstünde yığılı olduğu basitleştirmesiyle rijitlik matrisinde diagonal eksen üzerindeki kat serbestliklerinin bir yatay yönde serbest oldukları kabülüne denk düşen ve katlar arası etkileşimin olmadığı öngörüsünü işleten bir yapı davranışının transfer fonksiyonudur. Buna mukabil, katlar arası etkileşiminde göz önüne alınacağı ama yine yığılı kütle davranışını anlamamıza yarayacak ÇGÇÇ (MIMO) şartları için rijitlik matrisinde diagonal eksen ve diagonal eksenin alt ve üst bölgesindeki rijitlik terimlerininde katkı verdiği (elemanlarda hiperstatik çalışmanın sunduğu dengelenmiş – kararlı hale gelmiş) bir yapı davranışının transfer fonksiyonu verilerden tahmin edilmektedir. Şekil 9'da kısaca anlatılan parametrik modal analizin Matlab ortamında yapılan yazılımlar ile yürütülen analiz sonuçları x yönü çevrel titreşim ölçümü için yapısal gözlem noktalarının frekansa göre davranış

fazındaki değişimleri ve faz değişimine denk düşen frekanslardaki hakim modal genlikleri gösteren kat (istasyon) transfer fonksiyonları çizdirilmiştir.

Bulunan yapısal model ile şekillenen transfer fonksiyonlardan elde edilen değerler kullanılarak hesaplanan yapı parametrelerinden olan hakim modal frekanslar ve bu modlara tekabül eden yapı sönüm katsayıları Tablo 2'de görüldüğü gibi x yönü için verilmiştir.

Tablo 2. Karamürsel A Blok Parametrik Modal Analiz Sonuçları

Karamürsel A Blok Modal Analiz (x Yönü)	
Hakim Frekanslar (Hz.)	**Modal Sönüm Oranları (%)**
0,73	1,78
2,55	0,56
4,53	0,77
6,79	0,43
8,05	0,71
8,85	1,26
11,45	0,97
11,70	0,65
26,05	0,23
42,61	0,59
43,18	0,54
43,75	0,44
43,78	0,37
44,03	0,72
44,07	0,41
62,39	0,24

SONUÇLAR

Yapı dinamik davranışının tanımında klasik spektral (nonparametrik) tekniklerin yanısıra parametrik modeller önerilmiş ve içlerinden en tutarlı olan seçilerek parametrik analizlerde kullanılmış, Tablo 2'de verilen sonuçları klasik sonuçlar ile çapraz sınanmıştır. Kullanılan veriler spektral metodun aksine zaman tanım alanındadır ve zemin yapı kayıtları girdi-çıktı ilişkisi içinde analiz edilmiştir. Çevrel titreşim verilerinin spektral analizde verdiği örneğin x yönü için 0.7 tepe frekanslı 0.5-0.9 geniş band aralığında hakim tepeciği 0.9, 1.1, 2.5, 4.2, 7.8, 8, 9, 12 Hertz ves. gibi tepe frekansları takip ederken aynı yönde zorlama kuvvet altında 0.65, 0.85, 1, 2.2, 3.5, 5, 7, 10, 13 Hertzlerde gözlenmektedir. Yapının her iki yük şartlarında tam tepe frekanslarında tepkiler üretmemesi fakat benzer yakın frekanslarda tepkiler üretmesi, tepe genlikleri arasındaki göreceli oranın serbest ve zorlama yük şartlarında farklılıklar oluşturması, zorlama kuvvetler altında ihtiyaç duyulan tam çerçeve çalışma şartlarının bazı hasarlı elemanlardan dolayı toplam davranışta katkılarının düşmesi dikkat çekici olup, kuvvetli yükleme şartlarının serbest şartlara göre zorlayıcı yapısının temel etken olduğu kanaati hakimdir. Çevrel titreşimlerde x ve y yönü frekanslarının benzerliği yapının planda kareye yakın olması ve hasarlı son durum itibariyle yakın benzer yanal rijidliklere sahip olmasıyla rijidlik merkeziyle kütle merkezinin simetri eksenlerinin kesişim noktasına kaymasıyla açıklanabilmektedir.

Zorlama kuvvetler altında, lokal hasar davranışları, küçülen kayma rijidliği ve eğilme rijidlik değerlerinin neden olduğu esnek yapı davranışı içinde açığa çıkmıştır. Global modların hakim olduğu küçük frekans bölgesinde tepe frekans değerlerinin zorlama kuvvetler altında frekans ekseninde yer değiştirmelere neden olduğu görülmüştür. Yüksek frekans bölgesinde hasarlı elemanların enerji yutan özelliği sönüm yüzdesini yükseltmiş ve sonuç olarak transfer fonksiyonlarında sert tepeciklerin yumuşadığı kaybolduğu ve tepe-tepe girişimlerinin oluştuğu anlaşılmıştır.

Teşekkür

Bu makalede bazı sonuçları verilen proje çalışması 108M303 koduyla TÜBİTAK tarafından desteklenmiştir. Katkılarından dolayı yazarlar teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

[1] Liu, S. C. and Yao, J. T. P., (1978), 'Structural Identification Concept', ASCE Journal of The Structural Division, V. 104, No. ST12, 1845-1858.

[2] Kemal Beyen, 'Structural identification for post-earthquake safety analysis of the Fatih mosque after the 17 August 1999 Kocaeli earthquake', Engineering Structures (2007), doi:10.1016.

[2] Kemal Beyen and M. Erdik, 'Two Dimensional Nonlinear Site Response Analysis of Adapazari Plain and Predictions Inferered From Aftershocks of The Kocaeli Earthquake, 17 August 1999', Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24 (2004) 261–279, 2004.

[3] Erdal Şafak et. al., 'Recorded Main Shock and Aftershock Motions', EERI Spectra Special Issue on Turkish Earthquake, 2000

[4] Lus, H., De Angelis M, Betti, R., and Longman, R.W., "Obtaining Physical Parameters of Mechanical Systems from Identified State Space Models. Part I: Theoretical Discussions", ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129 (5), pp. 477-488, 2003

[5] Inman, D. J. and Minas, C., (1986), 'Matching analytical models with experimental modal data in mechanical systems', Control and Dynamics Systems, V. 37, 327-363.

[6] Law, S. and Li, X., (1993), 'Structural damage detection based on higher order analysis', Procedings of Asia Pacific Vibration Conference, Japan, 640/3.

[7] Lim, T. W., (1990), 'Submatrix approach to stiffness matrix correction using modal test data', AIAA Journal, V. 28, No.6, 1123-1130.

[8] Choudhury, R. and He, J., (1993), 'Expansion of measured frf data for model updating', Procedings of Asia Pacific Vibration Conference, Japan, 677-682.

[9] Mathworks, Signal Processing Toolbox for Matlab, Ver. 6.5 Release 13, The MathWorks Inc., Natick, MA, 2002.

[10] J. K. Hammond, 1998, 'Introduction to Signal Processing, Fundamentals of Signal Processing', Modal Analysis and Testing, edited by Julio M., Silva and Nuno M. M. Maia, Nato Science Series, Series E-Vol. 363

[11] H. Imai, C-B. Yun, O. Maruyama and M. Shinozuka, 'Fundamentals of System Identification in Structural Dynamics', Technical Report NCEER-89-0008, January 26, 1989.

[12] Jullus S. Bendat, 1990, 'Nonlinear System Analysis and Identification From Random Data', Wiley-Interscience.

[13] Juang, J.-N., Applied System Identification, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1994.

[14] Juang, J.-N., Pappa, R. S., 'An Eigensystem Realization Algorithm For Modal Parameter Identification And Model Reduction', Journal of Guidance, Control, & Dynamics, Vol. 8, No.5, 1985, pp. 620-627.

[15] Phan, M.Q., Observer/Kalman Filter Identification (OKID): Step-by-Step Guide and References, A Matlab-based system identification software package, Department of Mechanical and Aerospace Engineering, Princeton University, 1997.

DEPREMDE KAZIK ZEMİN YAPI ETKİLEŞİMİ

PILE-SOIL-STRUCTURE INTERACTION DURING EARTHQUAKES

Mehmet M. BERİLGEN[1]

ÖZET

Sismik tasarım pratiğinde çoğunlukla kazıklardan gelen sismik etki ihmal edilmekte veya basitleştirilerek alınmakta, zemin-kazık-yapı etkileşimi ihmal edilmektedir. Bu yaklaşımda yapının temele ankastre varsayımı ile genellikle deprem yöntemeliklerinde önerildiği şekilde bir spektral analiz yapılmaktadır. Tasarımın esnek kazıklı temel varsayımı ile yapılması yani zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınması durumunda peryot ötelemesi ve sönüm artışı olacağı düşünülür. Bunun sonucunda yapı kuvvetlerinin daha küçük bulunacağı düşünülerek anakastre temelli yapısal analizlerin güvenli tarafda olduğu kabul edilir. Oysa yakın geçmişte meydana gelen depremlerde tespit edilen kazık hasarlarına bakıldığında deprem bölgelerinde yapılacak kazıklı yapı tasarımlarının, zemin-kazık ve yapı etkileşimi göz önüne alınarak gerçekleştirilmesi gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Son on beş yıldır meydana gelen depremlerde oluşan kazık hasarları ve yapılan model deneyler ile bunların üzerinde gerçekleştirilen geri analizler depremde kazık ve kazıklı yapıların davranışı ile kazık-zemin-yapı etkileşimi mekanizması hakkında önemli bilgilerin elde edilmesini sağlamıştır. Bu bildiride deprem etkisindeki zemin-kazık-yapı etkileşimi mekanizması açıklanarak kazıkların tasarımı için literatürde yer alan sayısal analiz yöntemleri ile tasarımda dinamik zemin-kazık-yapı etkileşiminin önemi ve bunda zeminin rolünü göstermek amaçlanmıştır.
Anahtar Kelimeler: Kazık, Derin temeller, Zemin-yapı etkileşimi; Dinamik kazık-yapı etkilişimi

ABSTRACT

In practice, the seismic effect of piles are either ignored or simplified, where the soil-pile-structure interaction is omitted. In this approach the structure is assumed to be fixed to the foundation and a spectral analysis is performed in accordance with earthquake regulations. Implicitly the error in design is assumed to be on the safe side considering the period shift and increased damping of flexible piled foundations which actually leads to smaller structural loads when compared to fixed structures. Observed damages in earthquakes of last fifteen years have shown the importance of analyses taking into account the soil-pile and structure interaction for pile foundations designed in earthquake-prone areas. Pile damages in earthquakes, model testing and back-analysis of piles damaged in seismic activity have led to increased understanding and appreciation of the mechanism for pile-soil-structure interaction. In this paper, the mechanism of seismic soil-pile-structure interaction is explained and numerical analyses suggested in the literature for seismic pile design are shown. Furthermore, the importance of soil-pile-structure interaction and the significance of soils are emphasized.
Keywords: Pile, deep foundation, soil structure interaction, dynamic soil- structure interaction, ….

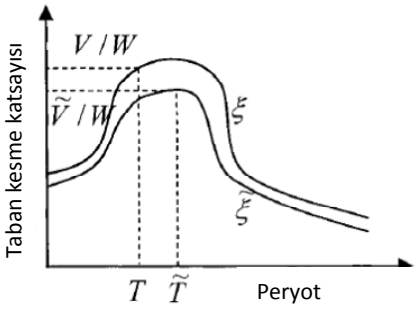
GİRİŞ

Kazık temeller çoğunlukla köprüler, çok katlı binalar, ve deniz yapıları gibi yapılarda kullanılan ve derin temeller olarak sınıflandıran grubun içinde yer alan bir temel biçimidir. Kazıklar, çakma veya foraj ile günümüzde genellikle çelik veya betonarme olarak inşa edilen uzun ve narin elemanlar olup düşey yapı yüklerini derinlerdeki yüksek taşıma gücüne sahip zemin veya kaya tabakalarına

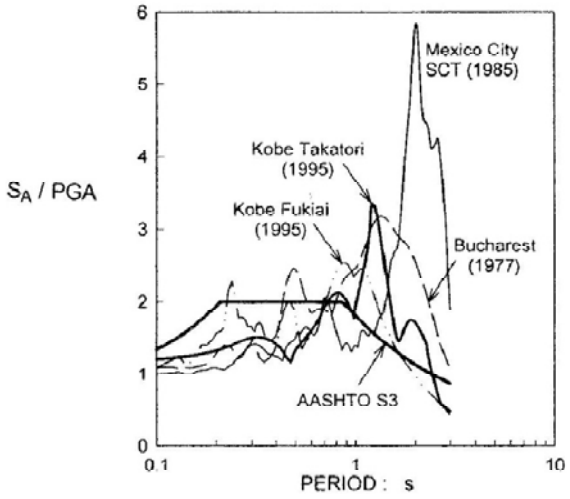
[1] Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, berilgen@yildiz.edu.tr

aktarmak için kullanılmaları yanında deprem, dalga, rüzgar, darbe, patlama ve makine yükleri gibi yanal yüklere karşı da kullanılan derin temellerdir. Bu sebeple deprem tehlikesi altındaki yumuşak çökellerin yer aldığı bölgelerde kazıklı temel sistemi ile desteklenmiş yapıların inşa edilmesi daha fazla tercih edilmektedir. Yer hareketlerini büyütebilen, uzun peryotlu yumuşak zemin tabakaları yüksek yapılarda rezonans oluşması olasılığını artırmaktadır. Gevşek ve yumuşak zeminlerde sıvılaşma ve yumuşama potansiyeli de bu temellere talebi artıran diğer faktörlerdir.

Sismik tasarım pratiğinde çoğunlukla kazıklardan gelen sismik etki ihmal edilmekte veya basitleştirilerek alınmakta, zemin-kazık-yapı etkileşimi ihmal edilmektedir. Bu yaklaşımda yapının temele ankastre varsayımı ile genellikle deprem yöntemeliklerinde önerildiği şekilde bir spektral analiz yapılmaktadır. Bu durum genellikle esnek kazıklı temellerin peryot ötelemesi yapacağı ve sönüm artıracağı, bunun sonucunda yapıya etkiyen kuvvetlerin temele ankastre yapı durumuna göre daha küçük olacağı düşünülerek konservatif bir tasarım yapıldığı kabul edilir. Bu durum Şekil 1'de açıkca görülmektedir (Fenves ve Serino, 1992). Ancak bazı depremlerde, örneğin Mexico City depremi, pik spektral ivme yönetmeliklerde tanımlanan bölgenin dışına düşebilir (Şekil 2). Böylesi bir durumda yönetmeliklerin önerdiği spektral analiz yaklaşımı ile inşa edilmiş yapıların hasar görmesi kaçınılmazdır. Yakın geçmişte meydana gelen depremlerde tespit edilen kazık hasarları da göz önüne alındığında deprem bölgelerinde yapılacak kazıklı yapıların tasarımlarının zemin-kazık ve yapı etkileşimi göz önüne alınarak yapılacak analizler ile gerçekleştirilmesi gerekliliği ortaya çıkmaktadır (Tokimatsu vd. 1996, Tokimatsu ve Asaka 1998, Finn 2005, Battacharia 2008).



W=Yapı ağırlığı
V= ZYE olmadan taban kesme kuvveti
T= ZYE olmadan doğal peryot
ξ= ZYE olmadan sönüm
$\tilde{V}$= ZYE ile taban kesme kuvveti
$\tilde{T}$= ZYE ile doğal peryot
$\tilde{\xi}$ = ZYE ile sönüm
(ZYE=Zemin-Yapı Etkileşimi)



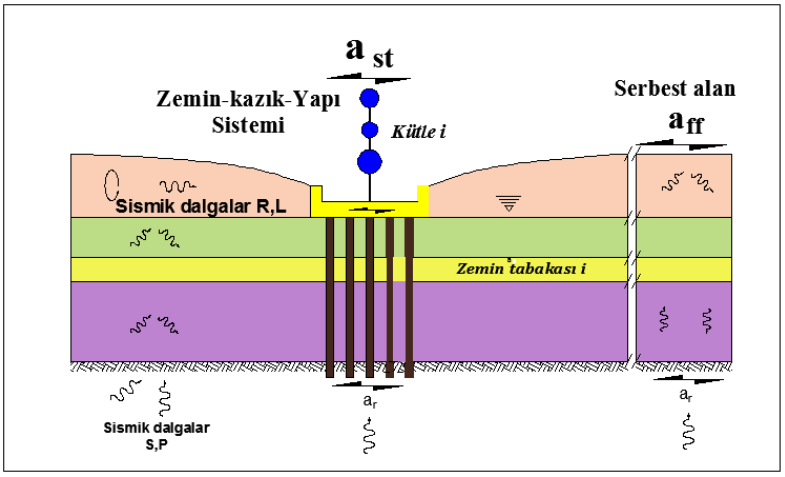
Şekil 1. Taban kesme katsayısı üzerinde zemin-kazık-yapı etkileşimi etkisi (Fenves ve Serino, 1992)
Şekil 2. Yönetmelikte önerilen sismik tasarım spektrumunun şiddetli depremlerinki ile karşılaştırılması (Gazetas & Mylonakis, 1998)

Son on beş yıldır meydana gelen depremlerde oluşan kazık hasarları ve yapılan model deneyler ile bunların üzerinde gerçekleştirilen geri analizler ve sayısal analizler için geliştirilen yeni yaklaşımlar, depremde kazık ve kazıklı yapıların davranışı ile kazık-zemin-yapı etkileşimi mekanizması hakkında önemli bilgilerin elde edilmesini sağlamıştır. Bu bildiride deprem etkisindeki zemin-kazık-yapı etkileşiminin önemi ve çalışma mekanizması açıklanarak kazıkların tasarımı için literatürde yer alan sayısal analiz yöntemleri hakkında bilgiler verilmesi ve dinamik zemin-kazık-yapı etkileşiminde zeminin rolünün gösterilmesi amaçlanmıştır

KAZIKLI YAPILARIN SİSMİK TEPKİSİ

Şekil 3'de depremde kazıklı bir yapının maruz kaldığı etkiler gösterilmiştir. Burada kazıklar üzerinde zemine gömülü radye bir temele oturan bir yapı yığılı kütleli (lumped mass) konsol olarak modellenmiş olup yapı yükleri yan duvarlar ve tabandan zemine iletilmektedir.

Bu kompozit sistemin sismik tepkisini anlamak için, ilk olarak zemin tabakalarının yapısız alandaki durumu incelendiğinde kaya üzerindeki zemin tabakalarının farklı türde dalgaların etkisinde olduğunu görürüz. Bu dalgalar düşey doğrultuda ilerleyen basınç (P) ve kayma dalgaları (S) ile yüzeydeki tabakalarda ortaya çıkan Rayleigh (R)ve Lowe (L) dalgalarıdır. Yerel zemin koşulları (zemin tabakalarının geometrisi ve rijitlik karakteristikleri) ve kayadan gelen dalganın kompozisyonu, genliği, frekans içeriği deprem dalgalarının zemin tabakalarında yayılmasını etkiler ve değişime uğratır. Zemin tabakaları arayüzeylerinde ve zemin yüzeyinde yansıyan ve kırılan dalgalar, dalga alanını değiştirir. Zemin yüzeyinde rezonansın ortaya çıkmasını da sağlayabilecek bu değişim yapısız alan hareketi (free field motion) olarak adlandırılır. Bu hareket yapılarımızın etkileneceği mikro-sismik çevreyi oluşturur. Bu çevreyi serbest alan ivme tarihçesi veya tasarım tepki spektrumları cinsinden tanımlarken ilk adım sismik tepki analizleridir.



Şekil 3. Depremde zemin-kazık-yapı etkileşimi

Zemin tabakaları üzerinde bir yapının ve içinde kazıkların olması durumu göz önüne alındığında sismik etkiler ile şekil değiştiren zemin, öncelikle kazıkları ve gömülü temeli, sonra yapıyı taşımaktadır. Sismik harekete maruz kalan temel ve yapıda iki önemli durum ortaya çıkar. Birinci durum, depremde çevrimsel zemin yer değiştirmeleri ile zorlanan kazıkların eğilme rijitlikleriyle direnmeleri sonucunda gelen sismik dalgaların, kazıklarda gerilme artışı (eğilme momenti ve eğilme oluşması ile) ve yapısız alanın hareketinden farklı tireşimler oluşturmasıdır. Sonrasında kazık-temelin hareketi üst yapıda titreşimlerin oluşmasına yol açararak üst yapı kütlelerinin atalet kuvvetleri üretmesine ve bunun sonucunda kazıklara aktarılan dinamik kuvvetler ile momentler oluşmasına yol açar. Böylece temel ve üstündeki yapıda yer değiştirmeler ve ivmeler oluşurken, kazıklar farklı dinamik hareketler, dönmeler ve eğilmelere maruz kalır. Bu iki durum

çok kısa bir geçiş süresi ile aynı anda meydana gelir. Ancak bunları yukarıda belirtildiği gibi iki farklı durum için ayrı ayrı ele almak kavramsal ve hesaplama açısından uygun bir yaklaşım olmaktadır. Bu iki durum "*kinematik"* ve "*atalet etkileşimi"* olarak adlandırılmaktadır. Depremde zemin-kazık-yapı etkileşimi, kinematik ve atalet tepkileri ayrı olarak göz önüne alınarak hesaplandıktan sonra süperpoze edilmesi ile incelenebilir. Bu yaklaşımın ayrıntıları aşağıda açıklanacaktır.

(a) *Kinematik Kazık Tepki Analizi*- üst yapının atalet kuvvetlerinin olmadığı kazıklı temelin deprem etkisindeki tepkisini bulmak için yapılır. Bu analiz sonucunda etkin temel hareketi olarak adlandırılan kazıkların üstündeki radyenin titreşim hareketi yani üst yapının maruz kaldığı hareket ile her kazığın üst yapı atalet kuvvetlerinin etkisi olmadığı kesit tesirleri bileşenleri belirlenir.

(b) *Yapı-Zemin Atalet Etkileşimi Analizi*-üst yapının dinamik tepkisini ve bu tepkiden kazıklarda ve zeminde meydana gelen etkilerini elde etmek için yapılır.

Yukarıda açıklanan zemin-kazık yapı etkileşimi analizinin üç aşaması tasarımlarda göz önünde bulundurulmalıdır. Bu analiz adımlarını ayrı ayrı yapmak yerine tümleşik (complete) olarak da yapmak mümkündür. Doğrudan (direct) veya tek adım olarak da adlandırılan bu yaklaşıma pratikte pek sık rastlanmasa da önemli projelerde ve araştırmalarda tercih edilmektedir. Ancak kazık gruplarında kazık zemin etkileşimi yanında kazık-zemin-kazık etkileşiminin mevcudiyeti, zeminin doğrusal olmayan davranışı gibi faktörler göz önünde bulundurulduğunda bir kazık-zemin-yapı sistemini modelleyebilmek için halihazırda çok az bilgisayar yazılımı mevcuttur. Diğer yandan yukarıda belirtilen adımlarla zemin-kazık-yapı etkileşiminin ayrı ayrı modellenmesi geometride yapılan idealleştirmeler dolayısı ile kolay, basit ve hızlı olup mühendislik pratiğinde çok fazla kullanıldığı için sınanmışlık avantajına sahiptir. Her iki temel yaklaşım için geliştirilen analiz yöntemleri aşağıda açıklanmıştır.

ZEMİN-KAZIK-YAPI ETKİLEŞİMİ ANALİZLERİ

Şekil 4a'da gösterildiği gibi bir kazıklı sistemin sismik tepki analizini yapabilmek için yukarıda belirtilen kinematik ve atalet etkileşimleri ayrı ayrı göz önüne alınarak analizler gerçekleştirilir. Bu analizlerden elde edilen sonuçlar süperpozisyon teoremi gereğince birleştirilebilir. Ancak bu birleştirme işlemi lineer malzeme davranışı için geçerlidir (Whitman, 1973). Bu teorem ile Şekil 4a'daki sistemin taban kayası ivmesi a_r etkisi altındaki davranışı bir denklem takımı ya da kinematik ve atalet etkileşimlerinden oluşan iki denklem takımı ile ifade edilebilir (Aydınoğlu, 1993). Kinematik ve atalet etkileşimleri sırasıyla Şekil 4b ve 4c'de gösterilmiştir. Her iki aşamanın analizi titizlikle yapılırsa süperpozisyon teoremi doğrusal malzeme davranışına sahip zemin, kazık ve yapı için tam olarak geçerlidir. Bu yaklaşım orta derecede doğrusal olmayan sistemlere de uygulanabilir. Çünkü yapıdan aktarılan yanal yükleme etkisiyle meydana gelen kazık deformasyonları derinlikle hızla azalır. Bu deformasyonlar aktif kazık uzunluğu ℓ_a altında pratik olarak sıfırlanır. Bu nedenle zeminde atalet etkileşiminden oluşan kayma şekil değiştirmeleri yüzeye yakın derinliklerde büyük değerlere ulaşabilir. Bu durumun aksine kayma dalgaları etkisiyle oluşan yer değiştirmeler, bükülmeler ve kayma şekil değiştirmelerinin göreli olarak sadece derin seviyelerde önemli olması muhtemeldir. Böylece zemin şekil değiştirmeleri yüzeye yakın seviyelerde atalet etkileri tarafından kontrol edilirken daha derinlerde kinematik etkiler tarafından kontrol edilir. Bu nedenle zeminde doğrusal olmayan malzeme davranışı beklense bile süperpozisyon teoremi elverişli sonuçlar verir. Tokimatsu vd. (2005) kuru ve su altındaki kum tabakalarında yer alan kazıklar için gerçekleştirdikleri çok büyük sarsma tablası deneylerinden elde ettikleri bulgular ışığında kinematik ve atalet etkileşimlerini süperpoze ederken yapının ve temel zemininin doğal peryotları belirlenerek aşağıdaki yaklaşımın izlenmesini önermişlerdir. Buna göre kazıkların yer aldığı zeminin doğal peryotu T_g ve yapının doğal peryotu T_b ise:

(a) $T_b > T_g$ olması – Kinematik kuvvetler atalet kuvvetleriyle faz dışı olma eğilimlerindedir ve pik kazık gerilmeleri her iki etkileşimin pik değerlerinin olmadığı bir noktada oluşacaktır. Bu durumda maksimum moment M_{max}:

$$M_{max} = \sqrt{M_K^2 + M_I^2}$$

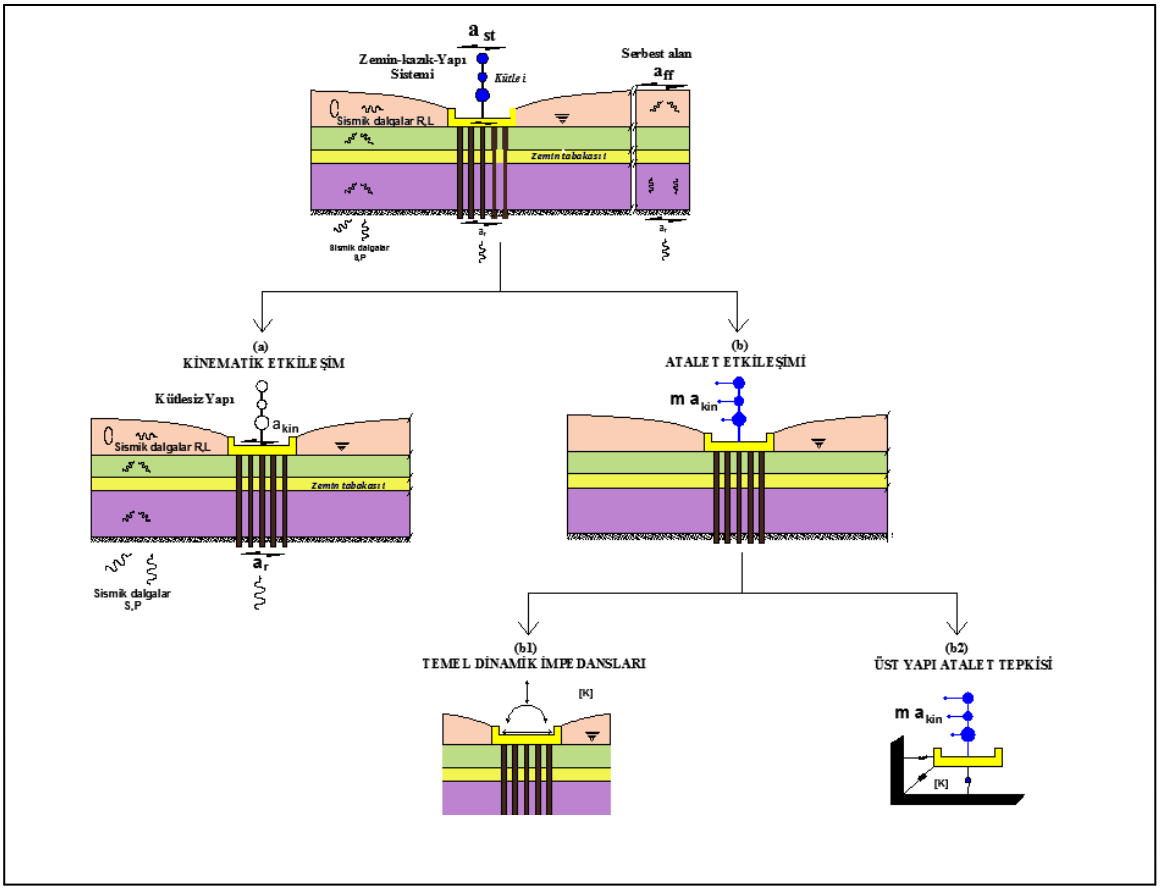
eşitliğinden hesaplanabilir. Burada M_K ve M_I kinematik ve atalet etkileşimlerinden bulunan momentleri göstermektedir.

(b) $T_b < T_g$ olması – Kinematik ve atalet kuvvetleri faz içinde kalmaktadır ve pik kazık gerilmeleri her iki etki maksimum olduğunda ortaya çıkar. Bu durumda maksimum kazık momenti her iki etkileşimden bulunan değerlerin toplamıdır.

Hesapların uyumu için Şekil 4c'de gösterilen atalet tepkisinin analizi ayrıca birbirinden bağımsız iki analiz adımına ayrılır. Bu adımlar:

(1) Kazık veya grup kazık başlığında sallanma (R_x ve R_y), çalkalanma (R_{ry} ve R_{rx}) ve sallanıp-çalkalanma ($R_{x,ry}$ ve $R_{y,rx}$) ile birleştirilen dinamik impedansların ("yaylar" ve "sönümleyiciler") hesabı

(2) Adım (4b)'deki kinematik kazık başlığı hareketine maruz, (4c2) adımındaki yaylar ve sönümleyiciler ile mesnetlenmiş üst yapının dinamik tepki analizi.



Şekil 4. Zemin-kazık-yapı etkileşiminde kinematik ve atalet etkileşimlerinin ayrışımı

Yukarıda belirtilen analiz adımlarının her biri için geliştirilmiş çeşitli alternatif çözümler literatürde yer almaktadır. Bu çalışmalarda kullanılan analiz yöntemleri, sonlu elemanlar, sınır elemanlar, analitik, yarı analitik ve basitleştirilmiş yöntemler olarak gruplandırılabilir.

ZEMİN-KAZIK-YAPI ETKİLEŞİMİ ANALİZLERİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER

Sonlu Elemanlar Yöntemi

Zemin yapı etkileşimi problemleri için en elverişli yöntemlerin başında sonlu elemanlar yöntemi gelmektedir. Zemin yapı etkileşimi analizler için kullanılan sonlu farklar ve karakteristik yöntemler de bu gruba sokulabilir. Diferansiyel denklemlerin sayısal analizleri için geliştirilen sonlu elemanlar yöntemi (SEY) yaklaşık bir yöntem olmakla beraber doğrusal olmayan malzeme davranışı, karmaşık sınır ve yükleme koşulları, model içindeki süreksizlikler gibi bir çok karmaşık durumu birarada göz önünde bulundurulabildiğinden kapalı çözümlere göre daha gerçekci sonuçlar vermektedir. Bu imkanlarından dolayı SEY karmaşık geometriye sahip kazık-zemin-yapı etkileşimi problemlerinde sıkça kullanılmaktadır. SEY ile zemin tabakaları, kazıklar, kazık başlığı veya radye ile üst yapı tümleşik bir modelde ele alınabilir. Bu şekilde kurulan bir modelde kinematik ve atalet etkileşiminin ayrı ayrı hesaplanabilmesi yanında bir adımda (doğrudan) tümleşik olarak doğrusal olmayan zemin davraşını da gözeterek analiz etmek mümkündür

SEY'de yarı sonsuz zemin tabakalarının sınırlandırılması zorunluluğu ile "box" etkisi ortaya çıkmakta sistemin enerjisi hapsolunmakta ve dinamik karakteristikler değişime uğramaktadır Bu problemden kaçınmak için model sınırları dışındaki bölgenin dalga taşıma enerjisinin yayılımını hesaba katan dalga sönümleyiciler yerleştirilir. Bu işlem üç şekilde yapılabilir:

(1) *Viskoz sınırlar kullanılması:* Lysmer, vd. (1981) tarafından yüzeysel temellerin analizinde ilk olarak kullanılan bu sınırlar gelen dalgaları emerek yansımasını engeller. Bunların kazıklar için ilk uygulaması Kuhlemeyer (1979) tarafından yapılmıştır.

(2) *Sınırlardaki düğüm noktalarının birbiri ile uyumlu (=consistent) düzenlenmesi:* Waas ve Kausel (1975) tarafından yüzeyde ve gömülü radyelerin analizlerinde ilk olarak kullanılmış olup sistemin fiziksel davranışını modellemede doğru sonuçlar verdiği ve eleman sayısında dikkate değer azalma sağlamadığı bilinmektedir. Blaney vd.(1979) bu tip sınır koşulu uygulama tekniğini başlığından veya taban kayasından etkiyen kararlı titreşim yükleri altında bir kazığın dinamik analizine uygulamıştır.

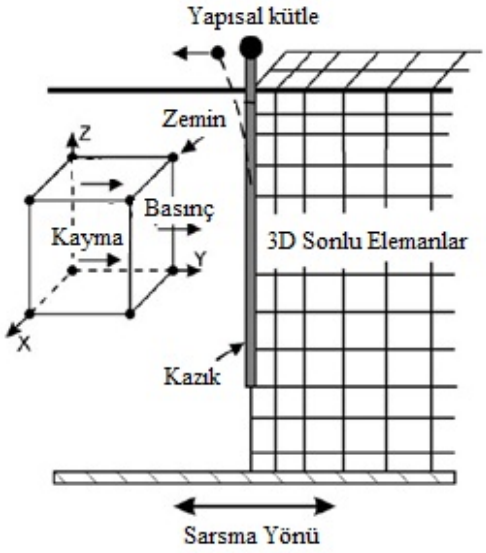
(3) *Yarı sonsuz elemanlar kullanılması*: dalga taşıma enerjisinin yayılımını hesaba katmak için uygun bir yöntemdir. Bu yöntemde yarı sonsuz zeminin davranışı bir sonlu eleman kullanarak modellenir (Cheng,1996). Chu (2006) tarafından gerçekleştirilen üç boyutlu SE analizlerde sonsuz eleman yaklaşımı ile viskoz sınır kullanılması karşılaştırıldığında her iki yöntemin birbirine çok yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Cai vd. (2000), tarafından geliştirilen SEY kodu ile ayrık analizler yapılmıştır. Maheshwari vd. (2004) de benzer şekilde zaman tanım alanında elasto-plastik zemin davranışını göz önüne alarak üç boyutlu SEY ile zemin-kazık-yapı etkileşimi için bir yazılım geliştirirerek kinematik ve atalet etkileşimini ayrık yöntemle incelemişlerdir. Bu yöntemle yapılan analiz sonuçlarına göre atalet etkileşiminin etkisi, genel olarak, kazık başlığı tepkisini artırmakta ancak yapının tepkisini büyük oranda azaltmaktadır. Deprem yükleri altında zeminin doğrusal olmayan davranışının orta ve düşük frekanslarda kazık başlığı ve yapının tepkilerini artırdığını, yüksek frekanslarda ise ihmal edilebilecek düzeylere indirgemekte olduğunu belirleyerek, grup etkisinin doğrusal olmayan zemin davranışı etkilerini azalttığını göstermişlerdir.

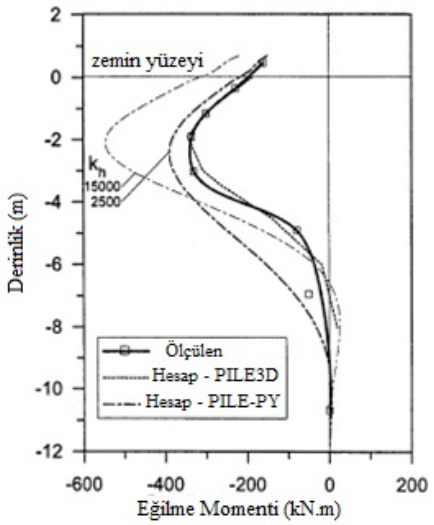
Wu ve Finn (1997) tarafından geliştirilen sözde üç boyutlu bir SEY kodu olan PILE3D yazılımı ile sadece yatay dalgaların etkisi altında kazık ve kazık gruplarının doğrusal olmayan zemin tabakaları içindeki davranışı analiz edilebilmektedir. Bu yazılımda kazık elemanlar bir boyutlu çubuk elemanlar olarak modellenebilmekte ve zemin tabakalarının sıvılaşması durumu için de bir malzeme modeli bulunmaktadır (Şekil 5). Finn (1999) tarafından PILE3D ile bir kazık için yapılan analizin sonuçlarının ölçümler ile karşılaştırılması ile doğrusal olmayan zemin davranışını

göz önüne alınarak yapılan üç boyutlu SEY analizin, p-y yöntemine göre daha gerçekci sonuçlar verdiğini gösterilmiştir (Şekil 6).

Sonlu elemanlar yönteminin depremde zemin-kazık-yapı etkileşimi problemleri için elverişli olduğu bilinmekle birlikte problemin üç boyutlu modellenme gerekliliği bir takım güçlükleri beraberinde getirmektedir. Bu güçlükler, silindirik kazıkların katı elemanlar ile modellenmesinde eleman kalitesinin ayarlanması, eleman sayısının çok fazla olması ile hesaplama zamanı ve bilgisayar donanımının kapasitesini aşması olarak sıralanabilir. Bu güçlükleri aşmak için son yıllarda zemine gömülü kazık (donatı) elemanlar geliştirilmiştir. Bu elemanlar ile eleman sayısını azaltarak zaman ve bellek ekonomisi sağlamak yanında kazıkların kesit tesirlerini de belirlemek mümkün olmaktadır (Finn, 2005).



Şekil 5. Wu ve Finn (1997) tarafından geliştirlen sözde üç boyutlu zemin-kazık-yapı etkileşimi analizi için örnek SE model



Şekil 6. Bir kazık için deneysel ölçümlerin üç boyutlu SE analizi ve p-y analizi ile karşılaştırılması (Finn, 1999)

Sınır Elemanlar Yöntemi

Bu sınıfta, sistemin ara yüzleri ve sadece sınırlarını göz önüne alarak zemin bölgesinde dalga denklemlerinin kapalı çözümünü kullanan yarı analitik yöntemler yer alır. Esas çözümler veya

Green fonksiyonları olarak da adlandırılan bu kapalı çözümler dalga enerjisinin sonsuza radyasyonunu SEY'deki gibi ek sınır koşulları kullanmadan tam olarak türetebilme yeteneğine sahiptir. Başka bir deyişle kazık tabanı dairesel bir disk olarak göz önüne alınırken kazık-zemin ara yüzeyi çok sayıda silindirik elemana ayrılır.

Sınır eleman denklemleri kinematik ve atalet (statik ve dinamik) yükleri altındaki tek kazık ve grup kazıklar için Poulos (1968,1971), Butterfield ve Banerjee (1971), Kausel ve Peek (1982), Kaynia (1982), Kaynia (1982), Sen vd. (1985), Ahmad ve Mamoon (1991), Elahi vd. (2010) tarafından geliştirilmiştir. Farklı doğrultularda gelen dalgaların düzenlenmesi için çok uygun olmakla birlikte bu sınıftaki yöntemler zemin ve/veya zemin-kazık arayüzeyindeki doğrusal olmayan davranışı göz önüne alamaz.

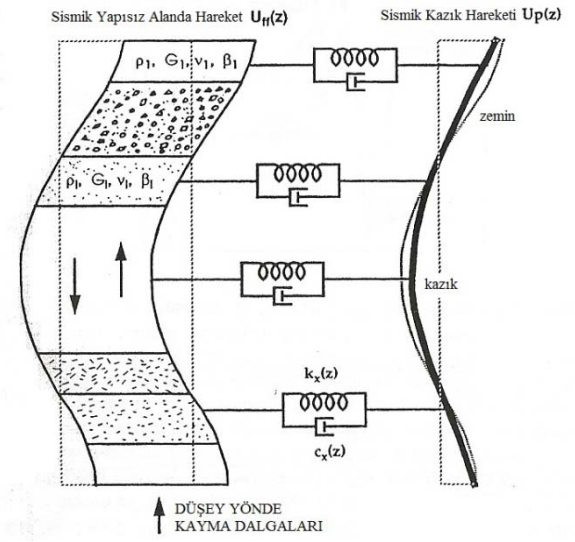
Elastik Zemine Oturan Kiriş Yaklaşımını Esas Alan Yöntemler (Winkler Modeller)

Kazığın bir kiriş veya kolon gibi bir boyutlu elemanlarla uzunluğu boyunca birbirinden bağımsız yatay ve düşey elastik yaylarla temsil edilen zemine (Winkler zemini) yaslandığı kabul edilen bu yaklaşım kazık başlığındaki yatay yer değiştirmeleri ve kazıkların oturmasını tahmin etmek için elli yıldan fazla bir süreden beri kullanılmaktadır (Matlock ve Reese, 1960) . Halen statik yükler için bir çok tasarımda bu yaklaşım kullanılmaktadır. Elastik zemine oturan kiriş yöntemi dinamik etkiler altındaki kazıkların analizi için bir takım iyileştirmeler gözönüne alınarak uygulanmıştır, Penzien (1970). Bu iyileştirmeler sayesinde zemin kazık-etkileşimi için basit yaylar yerine yükleme frekansına bağlı rijitlik (k) ve sönüm (c) bileşenleri olan sürekli yaylar kullanılması yoluna gidilmiştir. k=k(w) ve c=c(w) tahmini için çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Örneğin Novak vd., (1978) yaklaşımı ile yatay ve düşey titreşimlere maruz zeminle çevrili birim kalınlıktaki rijit silindirik bir çubuğun "ince tabaka" elastodinamik çözümü elde edilebilir.

Elastik zemine oturan kiriş yaklaşımında zemin-kazık etkileşimin doğrusal olmayan davranışını göz önüne alabilmek için kazığı sonlu elemanlar veya sonlu farklar ile elemanlara ayırarak kazık yer değiştirmelerini hesaplamada elastik yaylar yerine doğrusal olmayan yayların kullanılması yoluna gidilmiştir. Doğrusal olmayan yayların yük-yer değiştirme ilişkisini tanımlayarak analizlerde göz önüne almak için değişik yaklaşımlar geliştirilse de Matlock (1970) ve Reese vd.(1974)'in amprik statik yaklaşımı pratikte en çok tercih edilen olmuştur. Bu araştırmacılar, yaptıkları arazi deneyleri ile derinlik ve zemin cinsine bağlı olarak yanal kazık yer değiştirmesine karşı gelen ve birim kazık uzunluğu için yanal zemin tepkilerini veren p-y (yanal yük ve yer değiştirme) ilişkisi ile düşey yer değiştirmeye karşı gelen ve birim kazık uzunluğu için düşey zemin tepkilerini veren t-z (düşey yük ve yer değiştirme) ilişkisinin göz önüne alındığı bir yaklaşım ile kazığın yatay ve düşey yük altındaki doğrusal olmayan davranışını modellemenin mümkün olduğunu göstermişlerdir. Genel olarak bu yöntem, p-y yöntemi olarak adlandırılmakta olup pratikte çoğunlukla API (Amerikan Petrol Enstitüsü) açık deniz platformları için yavaş çevrimsel yükelme deneylerinden düzenlenmiş p-y eğrileri kullanılmaktadır (API, 1993). Statik ve deniz dalgaları gibi yavaş yükler altında bile bu eğrilerin güvenilirliği göreli olarak düşük (Gazioglu ve O'Neill, 1984; Murchison ve O'Neill, 1984) ve sismik yükleme altındaki performansının zayıf olduğu yapılan çeşitli araştırmalarla gösterilmiştir (Finn, 2005). Bunu aşmak için bir çok araştırmacı tarafından sarsma tablası ve dinamik yüklemeli sentrifüj kullanarak model deneyleri yapılmıştır (Wilson,1998; Meymand, 1998;. Romo vd., 1999, Rovithis vd., 2009). Bu araştırmacıların gerçekleştiridiği deneysel çalışmalar sonucunda p-y eğrilerinin zemin dinamik davranışına göre düzenlenmesi (şekil değiştirme artışına bağlı rijitlik kaybı - pekleşme, boşluk suyu basıncı artışları, zemin-kazık arasında ayrılma-kayma oluşması ve yayılma sönümü) gerekmektedir. Allotey ve El Naggar (2008) tarafından bu durumların göz önüne alınabildiği "genelleştirilmiş" bir dinamik elastik zemine oturan kiriş yaklaşımı geliştirilmiştir.

Dinamik elastik zemine oturan kiriş modelleri ile kazıkların sadece atalet etkileşimini değil aynı zamanda kinematik etkileşimini de analiz etmek mümkündür. Bu yaklaşımda göz önüne alınan model Şekil 7'de gösterilmiştir. Bu model ile zeminin sismik tepkisinin yapısız (uzak) alan ve yakın alan olarak alındığı bütünleşik olmayan (uncoupled) ve kazık zemin etkileşiminde

dinamik zemin tepkisini birlikte ele alan bütünleşik analizler yapılabilir. Ayrık modellerde genellikle bir boyutlu sismik tepki analizi yapıldıktan sonra belirlenen maksimum zemin yer değiştirmeleri kazık-zemin etkileşimi analizinde kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda kazık-zemin etkileşimi için çoğunlukla statik analiz yapılmaktadır. (Karkee, vd. 1998 , Aydınoğlu vd., 1998).



Şekil 7. Dinamik elastik zemine oturan kiriş modeli

Kazık gruplarında kazıkların biribirini etkilemeleri başka bir deyişle kazık-zemin-kazık etkileşiminin analizlerde göz önüne alınması gerekir. Poulos (1971), bir kazıkta komşu kazıktan gelen etkileri göz önüne almak için kazık etkileşim çarpanı kavramını geliştirmiştir. Yanal yüklü kazıklarda grup etkisi üzerinde deneysel çalışmalara dayanan çok sayıda çalışma mevcut olup bu çalışmalar grup faktörünün kazığın gruptaki konumuna göre değiştiğini saha ve zemin koşullarına (zemininin türü, tabakalaşması vb) bağlı olduğunu ortaya koymuştur. Kazık-zemin-kazık etkileşiminin dinamik analizi üzerine ilk çalışmayı Wolf ve Von Arx (1978) gerçekleştirmiştir. Kaynia, (1982) ile Makris ve Gazetas (1992) yaptıkları araştırmalar ile grup etkisinin başlıktan yüklenmiş kazıklar için özel önemi olduğunu göstermiştir

ZEMİN-KAZIK-YAPI ETKİLEŞİMİNDE ZEMİNİN ROLÜ

Deprem yükleri altındaki kazıklı yapıların davranışında zemininin rolü büyüktür. Yukarıda açıklandığı gibi depremler sırasında zeminin kazıklı yapı davranışı üzerinde etkileri olduğu açıktır (Şekil 2) ve bu etkilerin yeterince göz önüne alınmadığı tasarımların hazin bir son yaşadığı büyük depremler sonrası yapılan saha incelemeleri ile saptanmıştır. Bu gözlemlere göre deprem etkisi ile kazıkların hasar görmesi sonucu üst yapıda hasar ortaya çıkabildiği gibi tersi durum da mümkündür. Şekil 8'de görüldüğü gibi 1964 yılında meydana gelen Niiagata Depremi'nde Showa Köprüsü'nde meydana gelen hasar buna bir örnek olarak gösterilebilir (Finn, 2002). Kazıkların hasar görmediği fakat üst yapının ağır hasara uğradığı durumlarla da karşılaşılmış olup Şekil 9 ve 10 buna iyi birer örnek teşkil eder (Finn, 1999). Şekil 9'da çok büyük yer değiştirmelerin meydana gelmesine rağmen kazıkların ve üst yapının hasar almadığı durum gösterilmiştir.



Şekil 8. 1964 Niiagata Depremi'nde Showa köprüsü (Finn ve Fujita, 2002)



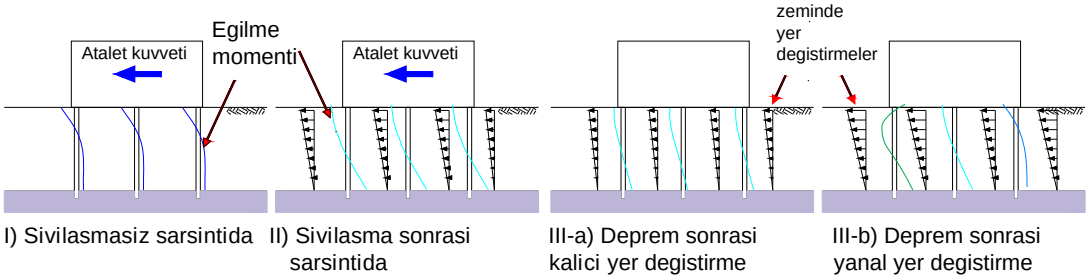
Şekil 9. 1983 Nihon-Kai-Chubu Depremi,'nde kazıklarının hasar görmediği bir köprü (Finn,1999)



Şekil 10. 1995 Kobe Depremi'nde 1m'den fazla yer değiştiren bir kazık (Finn, 1999)

Şekil 11'de şematik olarak gösterildiği gibi depremlerden sonra yapılan saha tespitleri ve bunlar üzerinde gerçekleştirilen analizler sonucunda üst yapıdan gelen atalet etkileri kadar zemin hareketlerinden kaynaklanan kinematik etkilerin de kazıklı temellerin hasarında önemli katkısı olduğu belirlenmiştir. Göreli rijit ve/veya sıvılaşmayan zeminde üst yapının atalet kuvvetleri baskın olurken (I), göreli yumuşak ve/veya sıvılaşabilen zeminler ile yanal akmanın meydana geldiği zeminlerde kinematik kuvvetler önemli rol oynar (II ve III). Bu durum, her iki etkinin (kinematik ve atalet etkilşimi) kazıklı temellerin tasarımında göz önünde bulundurulması gerektiğini göstermektedir. Bu etkiler, bir çok araştırmacı tarafından sentrifüjlü sarsıcılar veya büyük sarsma

tablasında gerçekleştirilen model deneyler ve yapılan sayısal analizlerle incelenmiştir (Boulanger vd., 1999, Dobry, vd. 2003,Tokimatsu vd., 2005).



Şekil 11. Deprem etksindeki kazıklar

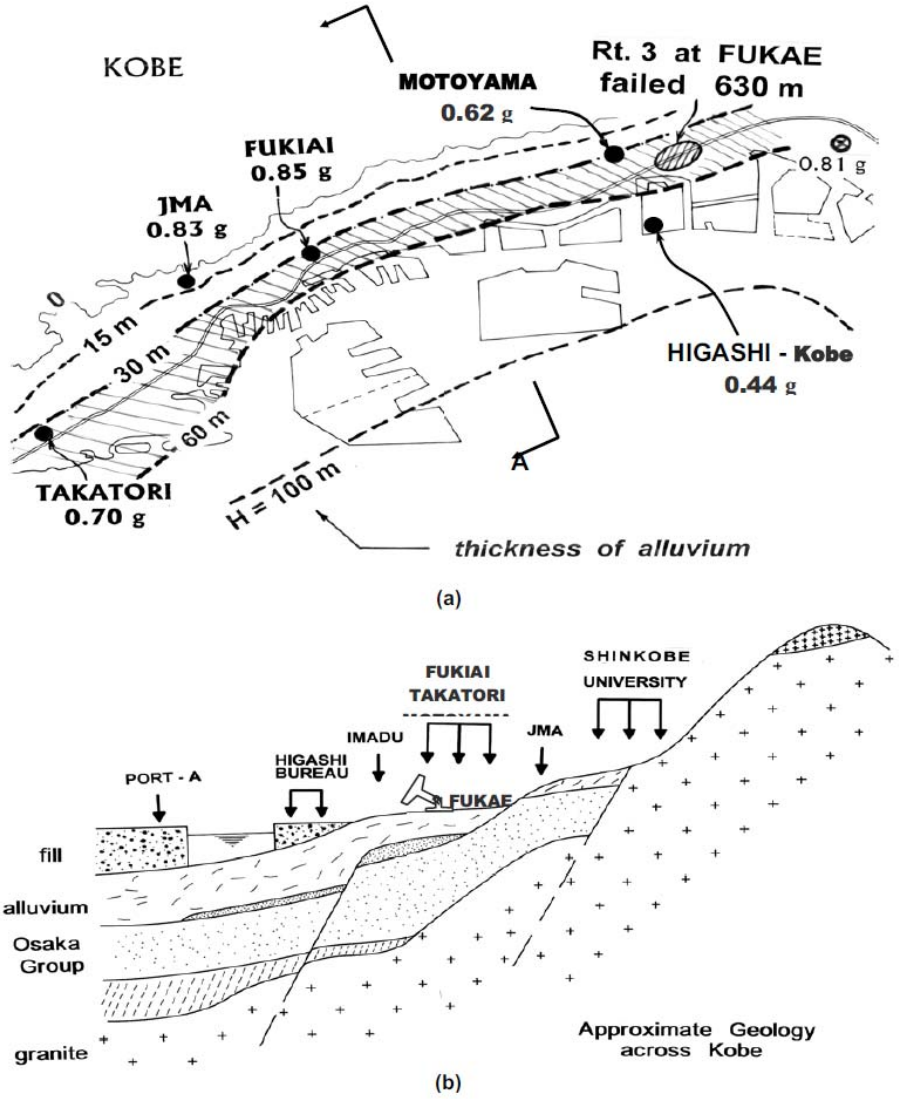
Yukarıda verilen fotoğraflar ve yapılan açıklamalar, depremde kazıklı yapıların davranışında zeminin önemli bir rol oynadığını göstermektedir. Depremde kazık-zemin-yapı etkileşiminde zeminin etkisi (rolü) şu şekilde sıralanabilir

1) Zeminin birinci rolü: yerel zemin davranışı ve etkileri

Yerel zemin koşullarının ana kayadan gelen deprem dalgalarını yukarı iletirken etkisini büyütme veya küçültmeye uğratabilmesi durumu yanında, zemin malzemesi daneli ve poroz olması dolayısı ile düşük gerilme seviyelerinde bile karmaşık malzeme bünye davranışı gösterebilmektedir. Deprem dalgaları etksinde boşluklarındaki suyun drene olamaması nedeniyle sıvılaşma veya muakvemet kaybına yol açması zemin tabakalarında aşırı şekil değiştirmelere yol açarak yapıların hasar görmesine ve yıkılmasına sebep olabilir. Bu durumun ortaya çıkmasında jeolojik yapı ve topoğrafya da önemli rol oynar. Buna örnek olarak Şekil 13'de görüldüğü gibi Kobe şehrinden bir jeolojik kesit verilebilir (Gazetas vd., 2006). 1995'te meydana gelen Kobe Depremi'nde bu bölgeden geçen Hanshin Otoyolu üzerindeki 630 m uzunluğundaki Fukae Köprüsü yıkılmıştır (Şekil 12). Şekil 13'de görüldüğü gibi bölgede 6 istasyon yer almakta olup bunlardan alınan ivme kayıtlarının tepki spektrumları Şekil 14'de verilmiştir. Bu tepki spektrumlarının şiddet ve frekans içeriği bakımından farklılıklar gösterdiği, yerel zemin koşullarınının bunda etkin rolü olduğu söylenebilir. Buna ilave olarak Kobe'de ölçülen yüzey hareketleri, atımsal fay hareketi (forward rupture directivity), iki boyutlu havza etkileri ve zemin sıvılaşmasından da etkilenmiştir. Bu etkilerden dolayı 1995 Kobe Depremi'nde zeminden kaynaklanan önemli hasarlar meydana gelmiştir (Tokimatsu vd., 1996, Gazetas vd., 2006).



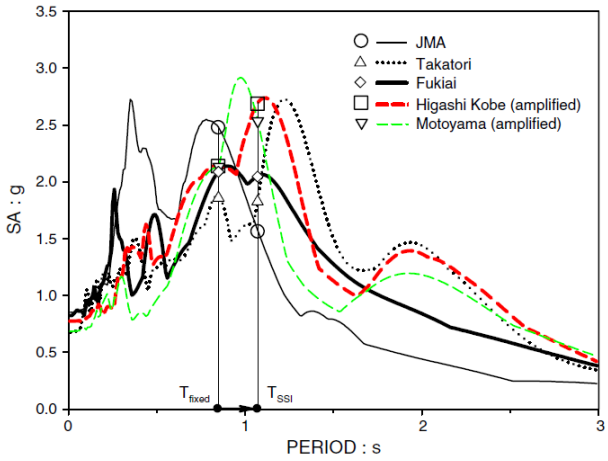
Şekil 12. Kobe'de1995 Depremi'nde Hanshin Otoyolu Fukae Köprüsü (Gazetas, 2006)



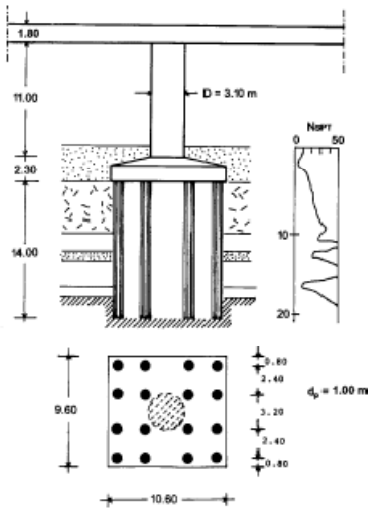
Şekil 13. Kobe'de1995 depreminde ivme kayıtları yerleşimi ve jeolojik kesiti (Gazetas vd., 2006)

2) Zeminin ikinci rolü: Zemin-yapı etkileşimi

Deprem yükleri altında meydana gelen hasarlarda zeminle yapı arasındaki karşılıklı etkileşim de önemli rol oynayabilir. Genel olarak tasarımlarda yapının rijit temele oturduğu varsıyımı ile analizler gerçekleştirilir. Bu şekilde yapılan analizlerin zemin yapı etkileşimi göz önüne alınarak yapılan analizlere göre daha güvenli tarafda kalınacağına dair bir anlayış üst yapı tasarımcıları arasında yaygındır. Bu anlayışın her durumda geçerli olmadığı nedenleri ile birlikte yukarıda açıklanmıştır. Kazıklı temellere oturtulan bir yapının deprem yükleri altında performansa dayalı tasarımınında rijit temele oturan yapı yaklaşımı yerine zemin yapı ortak davranışının yukarıda açıklandığı şekilde atalet ve kinematik etkileşimleri göz önüne alınarak yapılan analizler ile incelenmesi gereklidir. Buna önemli bir örnek olarak Şekil 12'de fotoğrafı görülen Fukae Köprüsü verilebilir. 1995 Kobe depreminde fotoğrafda görüldüğü gibi yıkılan Fukae Köprüsü'nün davranışını belirlemek için bir çok araştırma yapılmıştır. Bu araştırmalardan Mylonakis ve Gazetas, (1998), Gazetas vd., (2006) tarafından gerçekleştirilenler, köprünün depremde yıkılmasında zemin yapı etkileşiminin etkin rol oynadığını göstermektedir. Fukae Köprüsü Şekil 15'de kesiti gösterildiği gibi 3.1 m çapıda ve 12 m yüksekliğinde dairesel ayaklara sahip betonarme bir yapı olarak, mantar kesitli ve 2.4 m aralıklı 17 adet kazığa sahip bir temel üzerinde inşa edilmiştir. Bu kazıkların 16 adeti şekilde görüldüğü gibi gruplandırılmıştır. Köprü Şekil 12'den görüldüğü gibi alüvyonal tabakalar üzerinde inşa edilmiştir.

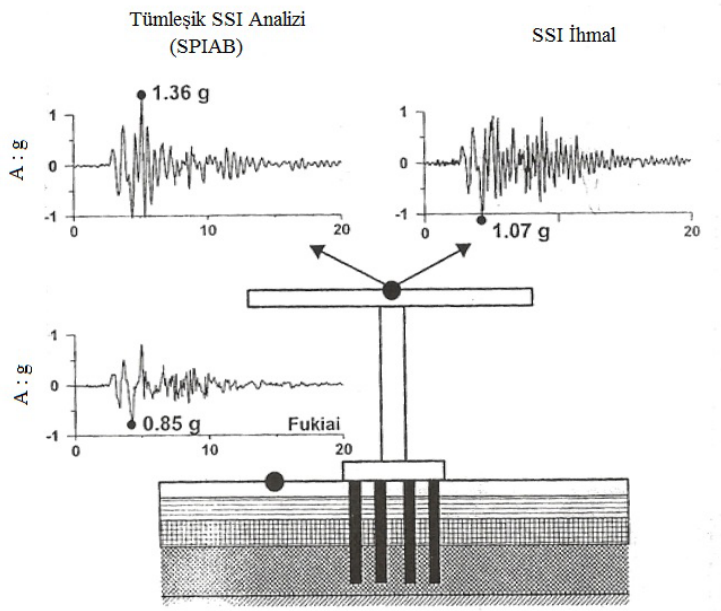


Şekil 14.Kobe Depremi'nde alınan ivme kayıtlarının tepki spektrumları (Gazetas vd., 2006)



Şekil 15. Fukae Köprüsü ve temel zemini en kesiti, kazık planı (Gazetas ve Mylonakis, 1998)

Fukae Köprüsü'nün ankastre mesnetlendiği durumda doğal peryodu araştırmacılar tarafından 0.55-0.75) olarak bulunmuştur, (Seibe vd., 1995; Park, 1996; Kawashima ve Unjoh, 1996, Michaelides ve Gazetas, 1998, Anastasopulos, 1999). Dinamik zemin-kazık-yapı etkileşimi göz önüne alındığında, Michaelides ve Gazetas, (1998), Anastasopulos, (1999) köprünün doğal peryodunun 0.93 olduğunu belirlemişlerdir. Zemin-yapı etkileşimi analizleri ile bulunan bu sonuç, ankastre temelli durumla bulunan peryodun ortalama değeri 0.65 alınarak karşılaştırılırsa, köprünün efektif peryodunun %28 arttığı görülmektedir. Şekil 14'de yapının temel ankastre yerleştirildiği ve zemin-kazık-yapı etkileşimin göz önüne alındığı durumlardaki doğal peryotların bölgede kaydedilen ivmelerin tepki spektrumları ile karşılaştırılması verilmiştir. Bu şekilden zemin yapı etkileşimi göz önüne alındığında köprünün depremde daha fazla kuvvetlere maruz kalacağı gözlenmektedir. Yukarıda adı geçen araştırmacıların analizleri ile köprünün süneklik oranı kapasitesinin 1.6-3.6 arasında olduğu, depremde yapının süneklik talebinin ise, köprü döşemesi ile, 4.3 olduğu belirlenmiştir. Bu durum köprünün yapısal hasarının nedenini açıklamakla birlikte, yapının gerçek davranışının zemin yapı etkileşimi gözönüne alındığı takdirde belirlenebileceğini göstermektedir (Gazetas, vd.,2006). Deprem yükleri altında kazıklı yapıların analizinde zemin yapı etkileşiminin önemini göstermede diğer bir kanıt olarak Fukae Köprüsü'nün zemin yapı etkileşimi göz önüne alındığı ve alınmadığı sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırması verilebilir (Şekil 15).



Şekil 15. Zemin yapı etkileşiminin Fukae Köprüsü üzerindeki etkisi (Gazetas ve Mylonakis,1998)

SONUÇ

Bu çalışmada deprem yükleri altında kazık-yapı etkileşiminin mekanızması açıklanarak analizlerde kullanılacak yöntemler hakkında bilgiler verilmiş, zemin yapı etkileşiminin önemi vurgulanmış ve bunda zeminin rolü örneklerle gösterilmiştir. Yukarıda verilen bilgiler ışığında kazıklı yapılar üzerinde inşa edilecek yapıların tasarımında, yapının ankastre mesnetli olarak analiz edilmesi yaklaşımının beklendiğinin aksine her durumda güvenli tarafda kalmadığı, bu nedenle kazıklı temellere oturan yapıların doğrusal olmayan zemin-kazık-yapı etkileşimi analizleri ile tasarımlarının yapılması gerekliliği ortaya çıkmaktadır. Tüm sistemin bir arada doğrusal olmayan malzeme davranışları gözetilerek analiz edilmesi mümkün görünse de analiz süresi ve bilgisayar donanımının kapasitesinden gelen güçlükler yanında ayrı çözümlerin sınanmışlığı, sistemin bileşenlerinin farklı uzmanlık alanlarındaki bilgi ve deneyimle çözülmesi ihtiyacı ile güvenlik seviyesindeki artış, ayrık analizleri daha cazip ve daha yaygın kullanılır kılmıştır. Zemin-kazık-yapı etkileşimi analizlerinde yapı ve temel sisteminin ayrık olarak modellenmesi durumunda, kazıklara gelen etkiler kinematik ve atalet etkileşimleri analizleri sonuçlarının yukarıda belirtilen koşullara göre süperpoze edilmesi ile belirlenmelidir.

KAYNAKLAR

Allotey N ve El Naggar MH (2008) "Generalized dynamic Winkler model nonlinear soil-structure interaction analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, 45: 560-573.

API (1993) Recommended Practice For Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platform, American Petroleum Institute.

Aydinoglu MN (1993) "Consistent formulation of direct and substructure methods in nonlinear soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engr.*, 12: 403-410.

Aydinoğlu N, Berilgen M, Özaydin K, Özden L (2000) "Depremde Dinamik Kazık-Zemin Etkileşimi", *Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 8. Ulusal Kongresi*, İTÜ 26-27 Ekim, İstanbul.

Anastasopoulos, I. (1999), Analysis of the failure of two bridges in the 1995 Kobe earthquake, and the role of soil, Diploma Thesis, National Technical University, Athens, Greece.

Blaney GW, Kausel E, ve Roesset JM (1976) "Dynamic stiffness of piles", *Proc.2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechnaics*, ASCE, Vol. 2., 1001-1012.

Boulanger RW, Curras JC, Kuter BL, Wilson DW, Abghari A (1999) "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses", *J. of Geotech Geoenviron Eng ASCE,* 125(9):750–9.

Butterfield, R., Banerjee, P.K. (1971), "The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups", *Geotechnique*, 21:43-60.

Cai, YX, Gould PL, and Desai, CS (2000) "Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile-structure systems and application", *Eng. Struct.,* 22(2): 191–199.

Cheng YM (1996) "The use of infinite element", Technical note, *Computers and Geotechnics*, 18(1): 65-70.

Chu D (2006) Three Diminesional Nonlinear Dynamic Analysis of Soil-Pile-Structure Interaction, Ph.D. Thesis, Henry Even Sever Graduate School of Wasinghton University.

Dobry R, Abdoun T, O'Rourke TD, Goh SH. (2003) "Single piles in lateral spreads: Field bending moment evaluation". *J Geotech Geoenviron Eng ASCE*;129(10):879–89.

Elahi, H., Moradi, M., Poulos, H.G., Ghalandarzadeh, A. (2010) "Pseudostatic approach for seismic analysis of pile group", *Computers and Geotechnics*, 37:25-39.

Fenves G ve Serino G (1992) Evaluation of Soil-Structure Interaction in Buildings During Earthquakes, Data Utilization Rpt. CSMIP/92-01, Rpt. To Offc. Of strong Motion Studies, Div. of Mines and Geology, California Dept. of Conservation.

Finn, W.D. Liam, Thavaraj, T., Wilson, D.W., Boulanger, R.W. and Kutter, B. (1999) Seismic analysis of piles and pile groups in liquefiable sand. *In Proceedings, 7th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VI*, Graz, pp. 287–292, Austria, September.

Finn W.D.L., Fujita N. (2002), "Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22:731-742.

Finn W.D.L. (2005) "A study of piles during earthquakes: issues of design and analysis", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3:141–234.

Gazetas G, and Mylonakis, G (1998) "Seismic soil-structure interaction:new evidence and emerging issue" *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*I, P. Dakoulas, M. K. Yegian, and R. D. Holtz, II, eds., ASCE, Reston, Va., 1119–1174.

Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Mylonakis, G., Syngros, C. (2006) "The Collapse of the Hanshin Expressway (Fukae) Bridge, Kobe 1995: Soil-Foundation-Structure Interaction, Reconstruction, Seismic Isolation" *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik* 2:93-120.

Gazioglu, S.M. and O'Neill, M.W. (1984) An evaluation of p–y relationships in cohesive soils. In: J.R. Meyer (ed.), *Proceedings of the ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE National Convention, San Francisco, California.

Karkee, M.B., Sugimura, Y., Fujiwara K. (1998) "Design of Piles Considering the Deformation Response Under the Action of Earthquake Shaking", *Proc. UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, Menlo Park, California, September 22-23, pp. 3.1-3.13.

Kausel, E., Peek, R., (1982), Boundary Integral Method for Stratified Soils, Research Report R82-50, MIT, Cambridge, MA.

Kawashima K. & Unjoh S. (1196) "Impact of Hanshin/Awaji earthquake on seismic design and seismic strengthening of Highway bridges". *The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Committee of Earthquake Engineering*, JSCE, pp. 135-163.

Kaynia, A.M., Kausel, E. (1982), "Dynamic Behavior of Pile Groups", Proc. 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Texas Uni., 509-532.

Kausel E ve Gunter W (1974) "Nonlinear and Coupled Seismic Effects Report No. 4", MIT Research Report R74-11 1974-01, (485 K33 1974).

Kuhlemeyer RL (1979) Static and dynamic laterally loaded floating piles", *Jour. Geotech. Engr. Proc.. ASCE*, 105(GT2):63-91.

Lysmer J, Tabatabaie M, Tajirian F, Vahdani S, ve Ostadan F (1981) SASSI, a System for analysis of Soil-Structure Interaction", UCB/GT/81-02, University of California, Berkeley.

Maheshwaria BK, Trumana, KZ Naggarb MH El, Gould, PL (2004) "Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil–pile-structure interaction" , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24: 343–356.

Makris, N., Gazetas, G., (1992), "Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction. Part II: Lateral and Seismic Response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21: 145-162.

Matlock, H., Reese, L.C. (1960), "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles", *Jour. Soil Mech. And Found. Div. ASCE*, 86:63-91.

Matlock, H. (1970) "Correlations of design of laterally loaded piles in soft clay", *Proceedings of The Offshore Technology Conference*, vol. 1(1204) Houston, TX, 577–94.

Meymand PJ (1998) Shaking table scale model test of nonlinear soil–pile–super-structure interaction in soft clay, Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley.

Michaelides, O. and Gazetas G. (1998), Non-linear analysis of piles, Research Report of Soil Mechanics Laboratory, National Technical University of Athens, 1998.

Murchison, J.M. and O'Neill, M.W. (1984) An evaluation of p–y relationships in cohesionless soils, In J.M. Meyer (ed.), *Proceedings of the ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations*, pp. 174–191, ASCE National Convention, San Francisco, California.

Novak M, Nogami T, ve Aboul-Ella F (1978) "Dynamic soil reactions for plane strain case", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 104: 953–959.

Park, R. (1996) "An Analysis of the failure of the 630 m elevated expressway in Great Hanshin Earthquake". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering.

Poulos, HG (1968) "Analysis of the settlments of pile groups", Geıtechnique, 18(4):449-471.

Poulos, HG (1971) "Behaviour of laterally loaded piles: I-single piles and II- pile groups", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Divsion*, ASCE, 97(SM5): 711–731, 733–751.

Reese LC, Cox WR, Koop FD (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand", Proceedings Of The Sixth Offshore Technology Conference, paper 2080, Houston, TX, 473–83.

Romo MP ve Ovando-Shelley E (1999) "P–Y Curves for piles under seismic lateral loads", *Geotechnical and Geological Engineering,* 16: 251–272.

Rovithis E,· Kirtas E, Pitilakis, K (2009) "Experimental p-y loops for estimating seismic soil-pile interaction", Bull Earthquake Eng, 7:719–736

Seible, F., Priestley, M.J.N. and MacRae, G. (1995) "The Kobe earthquake of January 17, 1995; initial impressions from a quick reconnaissance" Structural Systems Research Report- 95/03, University of California, San Diego.

Tokimatsu K, Suzuki H ve Sato M (2005) "Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25: 753–762.

Tokimatsu K ve Asaka Y (1998) "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hygoken-Nambu earthquake", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, special issue (Sep), 163-177.

Tokimatsu K Mizuno H ve Kakurai M (1996) "Building damage associated with geotechnical problems", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, special issue (Jan), 219-234.

Whitman RV (1972) "Analysis of Soil-Structure Interaction:State-of-the-Art Review", *Experimantal and Structural Dynamics, Inst. Of Sound and Vibration*, Southampton.

Wilson, DW (1998) Soil-pile superstructure interaction in liquefying sand and soft clay, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Wolf JP ve Von Arx GA, (1978) "Impedance function of a group of vertical piles", *Proc. Specialty Conf. On Earthq. Engr and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena, Calif., vol. 2, 1978, 1024-1041.

Wu G, ve Finn WDL (1997) "Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain", *Canadian Geotechnical Journal*, 34: 44–52.

TÜRKİYE DEPREM YÖNETMELİĞİNE ELEŞTİREL BAKIŞ

CRITIQUES OF TURKISH SEISMIC CODE

Gökhan TUNÇ[1], Ali Ruzi ÖZUYGUR[2], Macit YURTSEVER[3]

ÖZET

Bu bildiride 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmeliğin ağırlıklı olarak 2. ve 3. Bölümlerinde yer alan genel kuralları incelenmektedir.Yürürlüğe girdiği tarihten beri edinilen tecrübeler ışığında, uygulamada zaman zaman sıkıntılara yol açan Yönetmelik maddeleri Amerika Birleşik Devletleri'nde kullanılan ACI 318-08 ve IBC 2009'daki kurallarla mukayese edilmiştir. Bu mukayese neticesinde Türkiye'deki Deprem Yönetmeliğinin eksik ve yetersiz kalan bölümlerine ait detaylı bir çalışma hazırlanmıştır.Bu çalışmada özellikle (a) malzeme özellikleri, (b) taşıyıcı eleman boyutlarıyla ilgili hususlar, (c) süneklik düzeyleri ve Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları, (d) göreli kat ötelemelerine ait sınır değerler, (e) zemin sınıfları ve elastik tasarım ivme spektrumuna ait parametreler, (f) ülkemizde uygulanması yasaklanan düzensizlikler ve bahsi geçen Amerikan şartnamelerinde aynı konuya olan bakış açısı üzerinde durulmuştur.
Anahtar Kelimeler: Deprem Yönetmeliği, Malzemeler, Analiz Yöntemleri, Boyutlar.

ABSTRACT

In this article, the general requirementsoutlined in Chapters 2 and 3 ofthe Turkish Seismic Code, the Specification for Buildings to be built in Seismic Zones (2007), are discussed. Some of the general requirements in the Turkish code that are ambiguous to design and field engineers are compared to those in the American Building Codes of ACI 318-08 and IBC 2009. Based on this comparison, a detailed study focusing on the discrepancies between the Turkish and the American building codesis presented. Furthermore, in order to elaborate the comparison, the following topics arealso examined: (a) allowable material properties, (b) issues regarding structural element sizes, (c) ductility conditions and Response Modification Factors, (d) limit states of relative interstory displacements, (e) soil classification and elastic design response spectra.In addition to the aforementioned topics, the building irregularities that are not permitted in designing a building according to the Turkish Seismic Codeare evaluated along with their proposed solutions.
Keywords: Seismic Code, Materials, Analysis Methods, Dimensions.

GİRİŞ - TARİHÇE

Türkiye Cumhuriyeti'nin henüz bir asrı bulmayan kısa tarihi incelendiğinde, neredeyse yaşanılan büyük ve yıkıcı depremlerin sayısı kadar Deprem Yönetmeliği ile karşılaşıldığı görülür. İlki yaklaşık 33,000 insanımızın ölümüyle sonuçlanan 29 Aralık 1939 Erzincan Depremi'nin ertesinde hazırlanmış olup, düzenlenmiş kurallar genel olarak İtalya kaynaklıdır. Özellikle can ve mal kaybına yol açan her büyük depremin ardından neredeyse zaruri hale gelen düzenlemeler zaman içerisinde 8 adet deprem yönetmeliğimizin olmasını sağlamıştır (Alyamaç ve Erdoğan, 2005).Buna

[1]Dr.İnş.Y.Müh. YöneticiOrtak, Yapı Proje Uygulama, Ankara, gtunc@ypu.com.tr
[2]Dr.İnş.Y.Müh. Yönetici Ortak, Yapı Proje Uygulama, İstanbul, aruzi@ypu.com.tr
[3]İnş.Y.Müh. Yönetici Mühendis, Yapı Proje Uygulama, İstanbul, myurtsever@ypu.com.tr

bağlı olarak Deprem Bölgeleri Haritaları da mühendislik sismolojisindeki gelişmeler, tektonik / sismoteknik bulguların ve deprem kayıtlarının artması gibi nedenlerle 1947, 1963, 1972 ve 1996 yıllarında değişim geçirmiştir (Pampal ve Özmen, 2007).

Güncel tarihli deprem yönetmeliklerimizde daha ağırlıklı olarak Amerikan deprem yönetmeliklerindeki gelişmelerin adaptasyonu söz konusu olup, bu adaptasyonun ana nedeni olarak önceki yıllara ait deprem bölgesi incelemelerine dair raporlarda sunulan işçilik ve malzeme kalitesindeki yetersizlik değerlendirilebilir.Bu yüzden, ülkemiz inşaat şartlarındaki bu eksikliği gidermek ve proje ile uygulamaya dair güvensizliği ortadan kaldırmak için, gelişmiş ülkelerin deprem yönetmeliklerindeki uygulanabilir pek çok husus katı çizgilerle 'uygulanamaz' şeklinde yönetmeliklerimizde yer almıştır. Ancak 'güven ortamı yaratmak' adı altında yapılan bu tür kabullerin, mühendisliğin temel ilkesi olan ekonomik ve güvenli tasarım anlayışına zaman zaman ters düştüğü söylenebilir. Özellikle dayanağı açıklanmayan katı kurallar mimarların ve/veya mal sahibinin ısrarcılığı ile birleşince, iş içinden çıkılmaz hale gelmekte ve mühendisi bazı durumlarda Yönetmelikteki kuralları kısmen ihlal etmeye ya da bir 'ara yol' icat etmeye yönlendirebilmektedir.

Takip eden bölümlerde Deprem Yönetmeliğimizin zaman zaman uygulamalarda sıkıntıya yol açan kuralları / özellikleri üzerinde durulacak, genel olarak esas aldığı Amerikan şartnameleri ile ilgili noktalarda karşılaştırmalar yapılarak alternatif çözüm önerileri sunulacaktır.

TEORİK VE PRATİK UYGULAMADAKİ ZORLUKLAR

Yorumlama

İlk bakışta son deprem yönetmeliğimizin aslında çoğunlukla UBC 1994ve ACI 318-08 ile uyumlu olduğu söylenebilir. Ancak yayınlanmış tüm deprem yönetmeliklerimizde inşaat mühendisleri olarak eksikliğini hissettiğimiz ilk husus; tanımlanan kuralları yeterince anlaşılır kılacak açıklamaların olmayışıdır.Son yönetmelikteki Bölüm 7'ye eklenen 'Bilgilendirme Notları', ülkemizde nispeten yeni sayılabilecek 'performansa dayalı tasarım' ve benzeri diğer konularda verdiği bilgiler açısından, bu hususta önemli ve sevindirici bir gelişme olarak değerlendirilebilir. Bu yüzden deprem gibi sonuçlarının telafisi zor bir afet şekline karşılık alınacak önlemleri tanımlayan bir şartnamenin kullanıcılar için daha anlaşılır olmasıbeklenir.

Basit bir örnek vermek gerekirse, Bölüm '2.5.1. Taşıyıcı Sistemlerin SüneklikDüzeylerine İlişkin Genel Koşullar'konu başlığı altında;'perde içeren kirişsiz döşemeli' betonarme sistemlerin hangi süneklik düzeyinde kabul edilmesi gerektiğine dair net ve doğrudan bir açıklama yoktur. Kullanıcı Yönetmeliğin *2.5.1.6*, *2.5.3* (tamamı) ve *2.5.4.1*numaralı maddelerini bir arada değerlendirerek, kirişsiz döşemeli sistemlerin genel olarak süneklik düzeyi normal yapı sınıfına girdiğini ve bunlarda 2.5.3'te verildiği üzere belirli şartları sağlamak kaydıyla süneklik düzeyi yüksek ve normal perdeler kullanabileceğini çözmek durumundadır.

Başka bir örnek olarak;Yönetmeliğin 'Tablo 2.5 – Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (*R*)' başlıklı çizelgesinde,yerinde dökme betonarme binalarda kullanılacak Davranış Katsayısına ait bilgiler verilmektedir.Örneğin,sadece kolonlardan meydana gelecek kirişsiz döşeme sistemi için hangi Davranış Katsayısı kullanılmalıdır? Buna dair net bir sınıflandırma da yoktur. Yine kullanıcı *2.5.1.4* ve *2.5.1.6* numaralı maddelerden bu yapı türünün süneklik düzeyi normal sistemlere girdiğini, bunun da belirli koşullar altında ve sadece 3. ve 4. Derece Deprem Bölgelerinde yapılabileceğini çıkarmalıdır.

Ancak bu konu başlığına en çok yakışacak örnek herhalde Yönetmeliğin *3.1.4* numaralı maddesidir:

> *"Beton dayanımının C50'den daha yüksek olduğu betonarme binalar ile taşıyıcı sistem elemanlarında donatı olarak çelik profillerin kullanıldığı binalar bu bölümün kapsamı dışındadır."*

O halde yukarıdaki açıklamaya göre bu konu başlığı hangi bölümün kapsamı içerisinde değerlendirilmelidir? Kullanılacak betonla ilgili olarak TS 500'de ve/veya 2007 Deprem Yönetmeliği'nde bir üst sınır yer almamaktadır – C50'den yüksek dayanımlı beton kullanılabilecek

midir (tatminkâr kalitede üretilebilir olması şartıyla)? Ya da donatı yerine çelik profillerin kullanıldığı kompozit yapılar hangi yönetmeliğimize göre tasarlanacaktır ve hangi kurallara göre kontrol edilecektir? Bu kuralların eksikliği bu tür yapıların ülkemizde yapılamayacağı anlamına mı gelmelidir? Yönetmeliğin ilgili bölümünde daha fazla açıklama yoktur. Oysa Depreme Dayanıklı Çelik Yapıların Tasarımını esas alan Bölüm 4'ün *4.2.2.2* numaralı maddesinde:

> *"...Bu standartlarda ve Yönetmeliğin bu bölümünde yer almayan hususlar için, uluslararası düzeyde kabul görmüş standart ve yönetmeliklerden yararlanılabilir."*

denilerek kolaylık sağlanmaktadır. Örnek olarak verilen bu iki madde, Yönetmeliği birbiriyle hiç iletişim kurmamış, tamamen kopuk grupların hazırladığını düşündürmektedir.

Yukarıdaki örnekler Amerikan şartnamelerinde nispeten yanıtı daha kolay bulunan örnekler olup ilerleyen konu başlıklarında açıklanacaktır. Burada vurgulanmak istenen husus, 2007 Deprem Yönetmeliği'nin anlatımının bazı bölümlerde çok net olmadığı, ayrıntılı izahata ihtiyaç duyulan yerler bulunduğudur. Böyle hallerde mühendis daha tecrübeli bir meslektaşına, hatta bir akademik personele danışma zorunluluğu hissedebilmektedir. Ancak güvenilir bir akademik personele danışma imkânı bulunmayan (örneğin taşra illerinde), ya da danışma imkânını 'kendine göre sebepleri' olduğundan gerekli görmeyen meslektaşlarımız uygulama aşamasında sıkıntılı anlar yaşayabilmektedir. En iyi ihtimalle, muğlak konu hakkında Yönetmelik'teki en yakın maddeleri değerlendirerek "olsa olsa budur" tahminiyle 'kendi bildiğini okumak' durumunda kalabilmektedir.

Buna karşılık, örneğin genel olarak betonarme yapılarıntasarım ve imalat kurallarını içeren ACI 318-08'de her konu başlığı altında, ilk bakışta anlaşılmayabilecek nitelikleri göz önünde tutularakilgili maddenin yanında bir '*Commentary* / Yorumlama' bölümü yer almaktadır (Bkz. Şekil 1).Böylelikle hem ilgili kural hakkında detaylı bilgi verilmekte, hem de kuralın şartnameye nereden alındığına dair anlaşılır bir dayanak sunulmaktadır. ACI 318-08 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı için kullanılacak analiz yöntemleri ve sismik tasarım kriterlerine ilişkin olarak ASCE 7-05'e atıfta bulunmaktadır. Adı geçen bu şartnamede de yine *Commentary* bölümü mevcut olup, sadece ACI 318-08'den farklı olarak dokümanın en sonundaki 'Ekler' kısmında yer almaktadır.

10.10.6.3 — The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.	**R10.10.6.3 —** The effective length factor for a compression member considering braced behavior ranges from 0.5 and 1.0. While lower values can be justified, it is recommended that a k value of 1.0 be used. If lower values are used, the calculation of k should be based on analysis of the frame using E_c and I values given in 10.10.4. The Jackson and Moreland Alignment Charts (Fig. R10.10.1.1) can be used to estimate lower values of k.[10.4,10.30]

Şekil 1. ACI 318-08 Chapter21'den alıntı

Sonuç olarak; benzer bir düzenlemenin Deprem Yönetmeliğimize de uygulanabileceği ve bu açıklama metinlerinin teşkilinin çok da zor olmayacağı söylenebilir.

Malzemeler

Geçmiş yıllarda şantiyelerdeki bazı kişisel tecrübelerimiz ve yıkıcı depremlerde her zaman açığa çıkan üzücü gerçekler dikkate alındığında, TS 500 ve dolaylı olarak da 2007 Deprem Yönetmeliği'nin malzeme ve özellikle de beton konusundaki muhafazakâr tutumunu aslında anlayışla karşılamak gerekir. Yine de, iyileşen teknolojik imkânlarla birlikte yapı malzemelerinin kalitesinde kayda değer bir düzelme olduğu da inkâr edilemez.

Beton

Kişisel tecrübelerimiz, inşaat sırasında mukavemet deneyi için alınmış beton numunelerinin projede öngörülen karakteristik mukavemet değerlerini çoğunlukla sağladığını, bazı hallerde daha bile fazla çıktığını göstermiştir. Durum, 1999 yılında yaşanan Gölcük ve Düzce depremlerinden az-çok ders alındığını göstermektedir. Buna rağmen, elinde kusursuza yakın kalitede malzeme temin

edebilecek imkânı olan yükleniciler (ve dolaylı olarak yapının kendisi) bir anlamda cezalandırılmaktadır.

ACI 318-08'de beton dayanımı bir malzeme katsayısının doğrudan kullanımıyla indirgenmemektedir. Tam tersine, beton üreticisinden projede tanımlanmış olan malzeme dayanımını (ortalama olarak) tedarik etmesi şart koşulmaktadır (Bkz. Şekil 2).Üretilen betonun kabul edilebilirliği de, belirli bir standart sapma değeri hesaplanabilecek verilerin mevcut olup olmadığına bağlı olarak Chapter 5.3.2'de tanımlanmış sınırlar dâhilinde değişmektedir.

5.1.1 — Concrete shall be proportioned to provide an average compressive strength, f'_{cr}, as prescribed in 5.3.2 and shall satisfy the durability criteria of Chapter 4. Concrete shall be produced to minimize the frequency of strength tests below f'_c, as prescribed in 5.6.3.3. For concrete designed and constructed in accordance with the Code, f'_c shall not be less than 2500 psi.

R5.1.1 — The basic premises governing the designation and evaluation of concrete strength are presented. It is emphasized that the average compressive strength of concrete produced should always exceed the specified value of f'_c used in the structural design calculations. This is based on probabilistic concepts, and is intended to ensure that adequate concrete strength will be developed in the structure. The durability requirements prescribed in Chapter 4 are to be satisfied in addition to attaining the average concrete strength in accordance with 5.3.2.

Şekil 2. ACI 318-08 Chapter 5'ten alıntı

Sayısal analizde ise, göz önüne alınan taşıyıcı elemanın nominal taşıma gücü değerleri, elemanda oluşan iç kuvvetin çekme, basınç, kesme veya eğilme olduğuna bağlı olarak değerleri 0.65 ve 0.9 arasında değişen bir 'dayanım indirgeme katsayısıyla' (Ø – *phi*)azaltılmaktadır (Bkz. Şekil 3). Hesaplama açısından bu biraz daha teferruatlı görünmekle birlikte, genel anlamda malzemeyi daha az cezalandırmaktadır.IBC 2009'da ise betonarme taşıyıcı elemanların tasarımında genel olarak ACI 318-08'e atıfta bulunmaktadır; referans için IBC 2009 Chapter 19'a bakılabilir.

8.1 — Design methods

8.1.1 — In design of structural concrete, members shall be proportioned for adequate strength in accordance with provisions of this Code, using load factors and strength reduction factors ϕ specified in Chapter 9.

R8.1 — Design methods

R8.1.1 — The strength design method requires service loads or related internal moments and forces to be increased by specified load factors (required strength) and computed nominal strengths to be reduced by specified strength reduction factors ϕ (design strength).

Şekil 3. ACI 318-08 Chapter 8'den alıntı

8.6 — Lightweight concrete

8.6.1 — To account for the use of lightweight concrete, unless specifically noted otherwise, a modification factor λ appears as a multiplier of $\sqrt{f'_c}$ in all applicable equations and sections of this Code, where λ = **0.85** for sand-lightweight concrete and 0.75 for all-lightweight concrete. Linear interpolation between 0.75

R8.6 — Lightweight concrete

R8.6.1 — Factor λ reflects the lower tensile strength of lightweight concrete, which can reduce shear strength, friction properties, splitting resistance, bond between concrete and reinforcement, and increase development length, compared with normalweight concrete of the same compressive strength.

Şekil 4. ACI 318-08 Chapter 8'den alıntı

Yapısal beton konusunda kayda değer başka bir husus ise, deprem riski yüksek bir bölgede olsun veya olmasın, ACI 318-08'de yatay ve/veya düşey taşıyıcı elemanlarda *hafif agregalı betonun*kullanımına izin verilmiş olduğudur (Bkz. Şekil 4). Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımına esas kuralların tariflendiğiChapter 21'de, süneklik düzeyi normal, karma ya da yüksek sistemlerde kullanılacak malzemeler arasında hafif agregalı betonun da hangi koşullar dâhilinde kullanılabileceğine ilişkin ayrıntılar verilmektedir. Hâlbuki TS 500 ya da 2007 Deprem Yönetmeliği'nin hiçbir yerinde hafif agregalı betona dair herhangi bir atıf yoktur. Ülkemizde bu malzemeyi yeterli kalitede üretecek tesislerimiz bulunmasına, Türkiye Hazır Beton Birliği'nin konuya ılımlı yaklaşmasına ve hiç değilse döşemelerde kullanarak yapı ağırlığını bir nebze azaltma imkânı olmasına rağmen, yapı tasarımı şartnamelerimiz henüz bu malzemeyi ihmal eder görünmektedir.

Donatı / Betonarme çeliği

Deprem Yönetmeliği'nde betonarme yapılarda kullanılacak donatı çeliklerinin sınırları Bölüm 3.2.5'te kesin bir şekilde tayin edilmiştir. Verilen koşullar esas itibariyle Amerikan ve diğer yurtdışı şartnamelerle uyum içerisindedir. Ancak donatı çeliklerine yönelik şartların TS 500 ve TS 708'de farklı olması ve bu şartnamelerde deprem etkisindeki yapılar için Deprem Yönetmeliği'ne başvurulması yönünde bir atıfta bulunulmaması bazen sorun çıkarmaktadır. Piyasada TS 708'e uygun olup da Deprem Yönetmeliği'ne uygun olmayan donatıların varlığı rapor edilmiştir (Özkul, 2003).

Bilindiği üzere Deprem Yönetmeliği,*3.2.5.4*'te belirtilen elemanlar haricinde S420'den daha yüksek dayanımlı donatı çeliğinin kullanımını yasaklamıştır. Genel olarak yapı malzemesinde sünek bir davranış elde etmeye yönelik bu yaklaşımın, özellikle yüksek (çok katlı) yapılarda amacına uygun sonuçlar vermediği haller de bulunmaktadır.Yapı yüksekliği arttıkça kaçınılmaz olarak büyüyen deprem kuvvetleri nedeniyle taşıyıcı elemanlar daha fazla donatı gerektirmekte, mimari şartların da zorlamasıyla belli bir noktadan sonra büyütme imkânı bulunmayan elemanlarda bu donatıların fazlalığı taşıyıcı sistemin sünekliğini tehlikeye sokmaktadır.

Türkiye piyasasında, 2007 Deprem Yönetmeliğinin *3.2.5.3* numaralı maddesinde tanımlanmış süneklikve diğer karakteristik özellikleri sağlayan S420'den daha yüksek dayanımlı donatılar üretilebilmektedir. Üreticiler bu donatı türünü genellikle yurtdışına ihraç ettiklerini, ancak bunların yurtiçinde (muhtemelen yönetmeliklerimizdeki sınırlamalar yüzünden) sınırlı uygulama imkânı bulduğunu belirtmişlerdir.

ACI 318-08'de betonarme yapılarda kullanılacak malzemeler tariflenirken*Seismic Design Category A, B* ve *C* için (bizde yaklaşık olarak 3. ve 4. Derece Deprem Bölgesine tekabül ettiği söylenebilir) herhangi bir sınırlama getirilmemiştir (Bkz. Şekil 5).Buna bağlı olarakAmerika'da performansı deneylerle kanıtlanmış malzemeler, sayısal hesaplarla da proje için yeterli oldukları kanıtlandığı sürece (ve belki de özel izinlerle) yapılarda rahatlıkla kullanılabilmektedir. Örneğin,Manhattan'da betonarme bina olarak inşa edilen 262 m yüksekliğindekiTrump World Tower'ın inşaatında kullanılan malzemeler arasında 12.000 psi (yaklaşık 85 MPa) dayanımlı beton ve 80.000 psi (yaklaşık 550 MPa) dayanımlı 63 mm çapında donatılar da bulunmaktadır (Rahimianand Keller, 2004). Türkiye'de yapılacak bir projede kullanılmak üzere bu malzemeler ithal edilerek getirilse bile, ülkemiz belediyelerindeki bürokratik prosedürler aşamasında bunların kullanımına izin verileceğini yine de kimse garanti edemeyecektir.

TABLE R21.1.1 — SECTIONS OF CHAPTER 21 TO BE SATISFIED IN TYPICAL APPLICATIONS*

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	Seismic Design Category			
	A (None)	B (21.1.1.4)	C (21.1.1.5)	D, E, F (21.1.1.6)
Analysis and design requirements		21.1.2	21.1.2	21.1.2, 21.1.3
Materials		None	None	21.1.4 - 21.1.7

Şekil 5. ACI 318-08 Chapter21'den alıntı

Sonuç olarak; ülkemiz inşaat malzemesi üretiminde TS 500'de tanımlanmış malzeme emniyet katsayılarının tasvir ettiği kadar geri değildir. Hele ki sektörde belli bir itibara sahip inşaat kuruluşları, şartnamelerin tariflediği kalitedeki yapı malzemelerini artık çok rahatlıkla tedarik edebilecek durumdadır.Proje aşamasında yetersiz donatılandırılmış detaylar ya da kötü işçilik gibi tamamen ayrı sebepleri malzemeye yıkmak, tabiri caizse 'acısını malzemeden çıkarmak' anlamsızdır; kaldı ki verilen sebepler kaliteli malzemeyi bile haliyle işe yaramaz duruma getirmektedir.

ACI 318-08'de tanımlanan *Phi* katsayıları birebir kullanılmasa dahi, beton ve donatı çeliği için halihazırda tanımlanmış malzeme emniyet katsayılarının daha makul değerlere çekilmesi ve yüksek dayanımlı donatı çeliklerinin şartnamece sünek malzeme kapsamına alınması uygun olacaktır.

Boyutlar

Genel olarak proje müelliflerine ve/veya yüklenicilere yol gösterici olması niyetiyle, taşıyıcı sistem elemanları için verilen minimum ebatlar (ve minimum donatılar) uygulamada nadir de olsapolemiklere yol açabilmektedir.

Kolonlar – Kirişler
Süneklik düzeyi yüksek kolonların sağlaması gereken minimum ebatlar 2007 Deprem Yönetmeliği Bölüm 3.3.1'de tariflenmiştir. Bilindiği üzere süneklik düzeyi normal kolonlar için de aynı bölümdeki kurallar geçerlidir. Gerçekte ise sırf enkesit ölçülerinin bir taşıyıcı elemanın sünekliği üzerinde ne kadar belirleyici olduğu tartışmalı bir konudur.

Çalışmalar, kolona birleşecek kirişlerin minimum genişliği ve bunların donatı yerleşimleri göz önüne alındığında kolonların en az 30x30 cm, köşe kolonların ise en az 35x35 cm yapılmasının daha uygun olacağını göstermiştir (Güler ve Altan, 2003). Tüm bunlar bir yana, Yönetmeliğin *3.3.1.2*numaralı maddesi Bölüm 3.3.5, Bölüm 3.3.6 ve Bölüm 3.5 ile birlikte değerlendirildiğinde,süneklik düzeyi yüksek kolonlar içinbir de minimum ölçü kriterine gerek olmadığı açıkça görülmektedir. Zaten yeterince tecrübe sahibi hiçbir inşaat mühendisi günümüzde hesaplarına 25x30 cm ebatlarında kolonla başlamamaktadır.

ACI 318-08'de kolonların sağlaması gereken minimum koşulların arasında geometrik ölçülere yer verilmemiştir. Hatta bu minimum ölçü tarifinin hangi nedenlere dayanarak yönetmelikten çıkarıldığına ilişkin açıklama bile mevcuttur (Bkz. Şekil 6). Yönetmelik kuralları, daha çok kolon iç kuvvetlerinin aşmaması gereken değerler ve kolon donatılarının sağlaması gereken koşullar üzerinde yoğunlaşmıştır; yani her biri hesaplanarak tespit edilen koşulların teyit edilmesine yöneliktir. Diğer bir deyişle, bu kurallar 'bu işin ehli olmayan' kimselerin mühendisliğe soyunmasına fırsat vermeyecek niteliktedir.

10.8 — Design dimensions for compression members

10.8.1 — Isolated compression member with multiple spirals

Outer limits of the effective cross section of a compression member with two or more interlocking spirals shall be taken at a distance outside the extreme limits of the spirals equal to the minimum concrete cover required by 7.7.

R10.8 — Design dimensions for compression members

With the 1971 Code, minimum sizes for compression members were eliminated to allow wider utilization of reinforced concrete compression members in smaller size and lightly loaded structures, such as low-rise residential and light office buildings. When small sections are used, there is a greater need for careful workmanship and shrinkage stresses have increased significance.

Şekil 6. ACI 318-08 Chapter 10'dan alıntı

Deprem Yönetmeliğimizde kirişlerle ilgili verilen enkesit koşulları ACI 318-08 Chapter 21'de *21.5.1.1~ 21.5.1.4* numaralı maddelerde verilenlerle aynıdır. Burada not edilmesi gereken tek husus, kiriş açıklığının kiriş derinliğine oranı konusunda iki yönetmeliğin farklı yaklaşımlar benimsemiş olduğudur. Deprem Yönetmeliğimiz, açıklığı ile derinliği arasındaki oranın 4'ten büyük olduğu kirişlerde *3.4.2.5* numaralı maddede verildiği üzere gövde donatısı konulmasını şart koşarken, ACI 318-08 bu sınırı alelade kirişleri 'derin/yüksek' kirişlerden ayırt etmek ve bunlara ilişkin diğer özel koşulları tariflemek için kullanmaktadır; referans için Chapter11.7'ye başvurulabilir.

Yönetmelikte kolon ve/veya kiriş kesitine konması gereken minimum donatıların da 'adet ve çap olarak' kurala bağlanması ise durumu sadece daha da kötüleştirmektedir.Örneğin, bir ya da iki katlı konut inşaatları yapan ve statik analize 'ihtiyaç duymayan' insanlarımız, verilen bu minimum donatıları kullandıkları sürece Depreme Dayanıklı Yapı yapabilecekleri cesaretine kapılmaktadır.Çünkü 2007 Deprem Yönetmeliği *3.3.2.1*'de verilen donatı adetlerinin sadece*3.3.1.1*'de tanımlanmış kolon ebatları için geçerli olduğu belirtilmemiştir; her iki maddedeki ifade de inşaat mühendisliğini bilmeyen kimselerce suistimal edilebilecek yapıdadır. İnsan hayatıyla oynamanın insanlığa sığmayacak bir anlayış olduğunu, binlerce insanımızın ölümüyle sonuçlanan yıkıcı depremlerden sonra vurgulamanın hiç kimseye bir faydası yoktur. Bu konuda tek

yapılması gereken, her zaman dile getirildiği gibi, inşaat işinin inşaat mühendislerine bırakılmasını sağlamaktır.

Perdeler – Perde Bağ Kirişleri

Deprem Yönetmeliğimizin *3.6.1.1* numaralı maddesindeki tanıma göre "*perdeler, planda uzun kenarının* ('uzunluğunun' mu demek istenmiştir?) *kalınlığına* (ya da 'kısa kenarına'?) *oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır*." Bu maddedeki 7 oranı zaten başlı başına bir tartışma konusu olarak Yönetmelik tarihinde kendine yer etmiştir. Yönetmeliğimizin 1975 basımında bu oranın 5 olduğu, 1997 basımında 7 olarak değiştirildiği bilinmektedir. Değişikliğin ardındaki neden olarak, 5 oranı kullanılarak 'perde' sıfatıyla boyutlandırılan düşey taşıyıcı elemanların,daha küçük bir Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısının yol açtığı büyük deprem kuvvetlerini tasarım açısından karşılamakta yetersiz kalması gösterilmiştir (Gülkan ve Utkutuğ, 2003). Ancak aynı kaynakta, perde ebatlarındaki bu oranın da tek başına yeterli olmadığı, nihayetinde zeminden yükselen bir konsol kiriş yaklaşımıyla tasarlanan perdelerin toplam yüksekliğinin de burada belirleyici olması gerektiği konusunda görüş bildirilmiştir.

Öte yandan ebatlar arasındaki bu 7 oranının, tam tersine biraz büyük olduğunu desteklemek amacıyla şöyle bir örnek de vermek mümkündür. Tüm düşey taşıyıcı elemanları, uzun kenarının kısa kenarına oranı 7'ye çok yakın olan 'kolonlardan' müteşekkil, süneklik düzeyi yüksek bir çerçeveli sistem düşünülsün: bu sistemin Davranış Katsayısı R = 8'dir. Hâlbuki bu elemanlar yüksek rijitlikleri dolayısıyla kendi üzerine bir 'perdeninki' kadar büyük deprem kuvveti çekecektir. Bir düşey taşıyıcı elemanı 'perde' olarak adlandırabilecek oran örneğin 6.5 olsaydı, aynı sistemin Davranış Katsayısı R = 6 olacaktı. Görüldüğü üzere, ebatlar arasındaki bu küçük fark yapının taban kesme kuvvetinde %25 oranında bir değişikliğe sebep olmaktadır; yani örnek olarak verilen bu sisteme belki de olması gerekenden daha küçük bir deprem kuvveti uygulanıyor olabilir! Elbette bu da mühendislerimizin vicdanını rahat bırakmayacak bir ayrıntıdır.

ACI 318-08'de 'perde' olarak adlandırılacak bir düşey taşıyıcı elemanın sağlaması gereken ölçüler ve diğer geometrik koşullar arasında sadece, Deprem Yönetmeliğimize de yansımış olan perde kalınlığıyla ilgili koşullar yer almaktadır. Ancak uzun kenarının kısa kenarına oranının kaç olması gerektiğine ilişkin herhangi bir yol gösterici bilgi yoktur. Bununla birlikte, bazı kriterler sağlandığı sürece, perde yüksekliğiyle kalınlığını ihtiva eden ampirik bir formül kullanıma sunulmuştur (Bkz. Şekil 7). Buradaki formülde görülen parantez içindeki ifade, perdenin zayıf doğrultudakiburkulması dikkate alınarak oluşturulmuş bir dayanım indirgeme terimi olarak da yorumlanabilir. Bu terimdeki k, basınca çalışan elemanlar için etkili uzunluk faktörü, l_c basınca çalışan elemanın merkezden merkeze ölçülen uzunluğu (yani perdenin 'yüksekliği'), h ise perde kalınlığıdır. Formülden anlaşılacağı üzere, l_c / h oranı arttıkça (perde kesiti narinleştikçe) dayanım azalmaktadır. Ancak burada bile perde enkesitinin plandaki ölçüleri için herhangi bir sınırlama verilmemektedir.

14.5 — Empirical design method

14.5.1 — Walls of solid rectangular cross section shall be permitted to be designed by the empirical provisions of 14.5 if the resultant of all factored loads is located within the middle third of the overall thickness of the wall and all limits of 14.2, 14.3, and 14.5 are satisfied.

14.5.2 — Design axial strength ϕP_n of a wall satisfying limitations of 14.5.1 shall be computed by Eq. (14-1) unless designed in accordance with 14.4.

$$\phi P_n = 0.55\phi f'_c A_g\left[1-\left(\frac{k\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (14\text{-}1)$$

R14.5 — Empirical design method

The empirical design method applies only to solid rectangular cross sections. All other shapes should be designed according to 14.4.

Eccentric loads and lateral forces are used to determine the total eccentricity of the factored axial force P_u. When the resultant load for all applicable load combinations falls within the middle third of the wall thickness (eccentricity not greater than $h/6$) at all sections along the length of the undeformed wall, the empirical design method may be used. The design is then carried out considering P_u as the concentric load. The factored axial force P_u should be less than or equal to the design axial strength ϕP_n computed by

Şekil 7. ACI 318-08 Chapter 14'ten alıntı

Bir perdenin uzun kenarı ile kısa kenarı arasında sağlanması istenen bir orana ilişkin olarak, IBC 2009 ya da ASCE 7-05'te de herhangi bir bilgiye rastlanmamaktadır. Ancak Eurocode 2'de benzer

bir orana yer verildiği bilinmektedir (Bkz. Şekil 8). Buradaki *5.4.7.1* numaralı maddeden anlaşılan, bir perdenin uzun kenarının kısa kenarından en az 4 kat büyük olması gerektiğidir.

5.4.7 Reinforced concrete walls

5.4.7.1 ***General***

(1) This clause deals with reinforced concrete walls of which the length measured horizontally is at least equal to four times the thickness, and in which the reinforcement is taken into account in the strength analysis. The amount and proper detailing of reinforcement may be derived from a strut and tie model (see **2.5.3.6**). For walls subjected predominantly to out-of-plane bending the rules for slabs apply (see **5.4.3**).

Şekil 8. Eurocode 2 (1992) Chapter 5'ten alıntı

Deprem Yönetmeliğimizle ACI 318-08'in perde bağ kirişlerine ilişkin kurallarını karşılaştırmak da faydalı olacaktır. ACI 318-08'de bağ kirişlerinin kesme kuvveti kapasitesi *21.9.7.4 (a)* maddesinde verilen formülle hesaplanmaktadır (Bkz. Şekil 9). Bu formüldeki eşitsizliğin sol tarafındaki terim, 2007 Deprem Yönetmeliği'nde *(3.20)* numaralı denklemle aşina olduğumuz donatı hesabına yöneliktir. Ancak konulan donatı miktarı ne olursa olsun, ACI 318-08 bağ kirişin kesme kuvveti kapasitesinin $10\sqrt{f_c'}A_{cw}$ 'den daha büyük alınmamasını şart koşmaktadır. Yani donatı hesabıyla bulunan V_n kirişe etkiyen kesme kuvvetini karşılıyor olsa bile, kirişin kesme kuvveti kapasitesi $10\sqrt{f_c'}A_{cw}$ değerinden daha büyük kabul edilmemekte, gerekiyorsa bağ kirişi ebatlarının arttırılması istenmektedir. Oysa Yönetmeliğimizdeki *(3.20)* denklemiyle hesaplanan donatı miktarı bağ kirişine etkiyen kesme kuvvetini hemen hemen her durumda karşılar gibi görünmektedir.

(a) V_n shall be determined by

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \le 10\sqrt{f_c'}\,A_{cw} \qquad (21\text{-}9)$$

Şekil 9. ACI 318-08 Chapter 21'den alıntı

Sonuç olarak; taşıyıcı elemanların hem ebat, hem donatı açısından sağlaması gereken yeterince şartname koşulu mevcutken, bunların yanında bir de minimum ölçüler ve konulacak donatı miktarı (4Ø16 gibi) vermek gereksizdir.

Analiz Yöntemleri

Daha önce de bahsi geçtiği üzere, ACI 318-08 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı için kullanılacak analiz yöntemleri ve sismik tasarım kriterlerine ilişkin olarak ASCE 7-05'e atıfta bulunmaktadır. Dolayısıyla bu bölümde incelenecek hususlarla ilgili olarak 2007 Deprem Yönetmeliği ile ASCE 7-05 arasında karşılaştırma yapılacaktır.

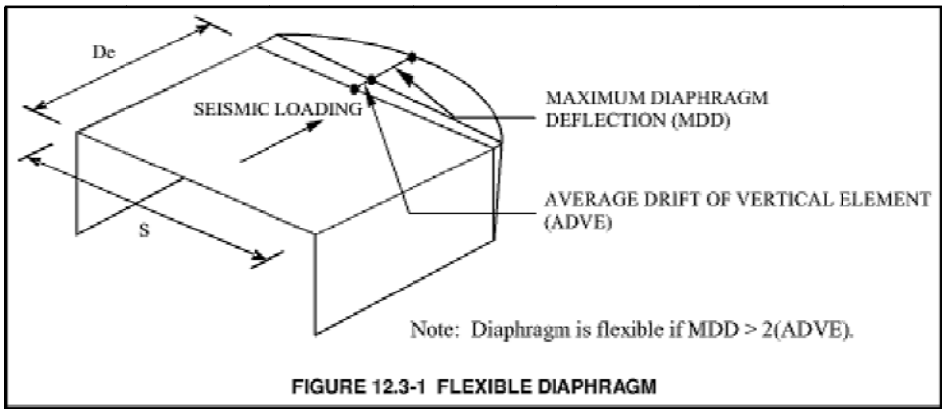


FIGURE 12.3-1 FLEXIBLE DIAPHRAGM

Şekil 10. ASCE 7-05 Chapter 12'den alıntı

Diyafram Kabulleri

Deprem Yönetmeliğimizin *2.2.1.2* ve *2.3.2.2* numaralı maddelerinde döşeme sistemlerinin, deprem kuvvetlerini düşey taşıyıcı elemanlara güvenle aktardıklarının hesapla doğrulanması istenmektedir. Ancak bu doğrulama hesabının ne şekilde yapılacağına dair ayrıntılı bilgi yoktur. Keza Yönetmelikteki Şekil 2.1'de kendi düzlemleri içinde rijit diyafram olarak çalışan döşemeler için burulma düzensizliği katsayısının nasıl hesaplanacağı tarif edilmektedir. Ne var ki döşemelerin hangi şartlar altında rijit diyafram olarak çalışacağı kabulüne dair bir bilgi de yoktur.

Buna karşılık ASCE 7-05 Chapter 12.3.1'de döşemelerin ne zaman rijit, ne zaman esnek kabul edileceğine dair açıklamalar mevcuttur (Bkz. Şekil 10).

Taşıyıcı Sistem Düzenlemesi / Düzensiz Binalar

Deprem Yönetmeliğimizin belirli koşullarını sağlamayan taşıyıcı sistem elemanlarının değiştirilmesine yönelik taleplerimiz karşısında, mimarlarımızın çoğu zaman (belki de haklı olarak) tepkisi şu olmaktadır: "…yurtdışında, üstelik de deprem riski bulunan Amerika'da bu tür yapıları aşağı yukarı benzer kalitedeki malzemelerle yapabildiklerini görüyoruz; neden biz de yapamıyoruz?" '*Bu tür yapılar*'dan kasıt, kolonlarının ve/veya perdelerinin bir alt kata inerken yerinin biraz değiştirildiği ya da tamamen iptal edildiği (bazı durumlarda kirişler üzerine oturtulduğu) taşıyıcı sistemi düzensiz yapılardır. Yönetmeliğimizin bu hususlara,geçmiş dönemlerde yanlış ve/veya eksik detaylandırılarak inşa edilen ve depremde büyük hasar gören veya yıkılan yapılara dayanarak izin vermediği aşikârdır.

TABLE 12.3-1 HORIZONTAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

	Irregularity Type and Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
4.	**Out-of-Plane Offsets Irregularity** is defined to exist where there are discontinuities in a lateral force-resistance path, such as out-of-plane offsets of the vertical elements.	12.3.3.4 12.3.3.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.2.2	D, E, and F B, C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

TABLE 12.3-2 VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

	Irregularity Type and Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
4.	**In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity** is defined to exist where an in-plane offset of the lateral force-resisting elements is greater than the length of those elements or there exists a reduction in stiffness of the resisting element in the story below.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F

Şekil 11. ASCE 7-05 Table12.3-1 ve Table 12.3-2'den alıntı

ASCE 7-05'te de düzensizlik konusu yatayda ve düşeyde olmak üzere iki başlık altında incelenmektedir. Yine de içeriği açısından Yönetmeliğimizden çok daha teferruatlıdır; referans için Table12.3-1 ve Table 12.3-2'ye bakılabilir. Düşeydeki düzensizlikler arasında elbette taşıyıcı sistem elemanlarının süreksizliği de bulunmaktadır, ancak deprem riski yüksek bölgelerde bile atıfta bulunan bölümlerdeki şartları sağladığı sürece uygulanmasına izin verilmektedir (Bkz. Şekil 11). İlgili bölümler incelendiğinde, bunların düzensizliğe sahip yapıya ait analiz modelinde dikkat edilmesi gereken hususları ve Yönetmeliğimizdeki *2.3.2.4 (b)* maddesine benzer biçimde, analiz sonrasında elde edilen iç kuvvetleri arttırmaya (bizden farklı olarak %25 oranında) yönelik kuralları içerdiği görülmektedir.

Ayrıca bu tür düzensiz yapılar dikkate alınarak, ASCE 7-05'te bir *SystemOverstrengthFactor* – Ω_o (Bkz. Şekil 13) ve *RedundancyFactor* – ρ (Bkz. Şekil 12) tanımlanmıştır. Bu iki terim, bir deprem sırasında hasar görerek taşıma gücünü ve rijitliğini yitiren bir elemanın tüm sistemde göçmeye sebep olmaması, sistemin geri kalanının bu kaybı telafi edecek şekilde tasarlanması anlayışının bir sonucudur. Bu konuda daha ayrıntılı bilgi için Chapter 12.3.4 ve Chapter12.4'e başvurulabilir.

Neticede Deprem Yönetmeliğimizdeki ve ASCE 7-05'teki bu farklı yaklaşımlardan her ikisinin de bazı yönlerden diğerine göre üstün olarak değerlendirilebileceği hususlar olabilir. Dolayısıyla biz burada sadece ASCE 7-05'nin bu konuya olan bakış açısı hakkında bilgi vermekle yetineceğiz.

12.3.4.2 Redundancy Factor, ρ, for Seismic Design Categories D through F. For structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F, ρ shall equal 1.3 unless one of the following two conditions is met, whereby ρ is permitted to be taken as 1.0:

a. Each story resisting more than 35 percent of the base shear in the direction of interest shall comply with Table 12.3-3.

b. Structures that are regular in plan at all levels provided that the seismic force–resisting systems consist of at least two bays of seismic force–resisting perimeter framing on each side of the structure in each orthogonal direction at each story resisting more than 35 percent of the base shear. The number of bays for a shear wall shall be calculated as the length of shear wall divided by the story height or two times the length of shear wall divided by the story height for light-framed construction.

TABLE 12.3-3 REQUIREMENTS FOR EACH STORY RESISTING MORE THAN 35% OF THE BASE SHEAR

Lateral Force-Resisting Element	Requirement
Moment Frames	Loss of moment resistance at the beam-to-column connections at both ends of a single beam would not result in more than a 33% reduction in story strength, nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b).
Shear Walls or Wall Pier with a height-to-length ratio of greater than 1.0	Removal of a shear wall or wall pier with a height-to-length ratio greater than 1.0 within any story, or collector connections thereto, would not result in more than a 33% reduction in story strength, nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b).

Şekil 12. ASCE 7-05'te *RedundancyFactor* – ρ'nun tespitine yönelik olarak sağlanması istenen koşulların tariflendiğiChapter 12.3.4.2 ve Table12.3-3'ten alıntı

Yapıya Ait Hesap Parametreleri

Bildirinin 'Yorumlama' başlığı altında da belirtildiği gibi, 2007 Deprem Yönetmeliği'nin bilhassa Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ile ilgili bölümlerinde mühendis her aradığını kolaylıkla bulamamaktadır.Yönetmelikteki Tablo 2.5 ve Tablo 2.8 bir arada düşünülerek, ASCE 7.05 Table 12.2-1'de verilen Davranış Katsayıları(ki burada '*ResponseModificationFactor*' olarak geçmektedir) ile karşılaştırıldığında Yönetmeliğimiz yetersiz görünmektedir. Şekil 13'te örnek olarak sadece tablonun taşıyıcı duvarlardan müteşekkil sistemlere ait bölümünden alıntı yapılmıştır – ki tablonun aslında bu bölüm bile 15 maddedir. Bu tabloda yapı türlerine ait Davranış Katsayılarının yanında, bir önceki konu başlığında bahsi geçen *SystemOverstrengthFactor* ile *DeflectionAmplificationFactor* verilmekte, ayrıca ilgili yapı türünün deprem riski taşıyan her bölgede kaç ft (*feet*= 0.3048 metre) yüksekliğe kadar yapılabileceği belirtilmektedir. Şüphesiz ki Yönetmeliğimizdeki Tablo 2.5'ten daha kullanışlıdır.

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE–RESISTING SYSTEMS

Seismic Force–Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	System Overstrength Factor, $\Omega_0{}^g$	Deflection Amplification Factor, $C_d{}^b$	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D^d	E^d	F^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.6	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.1	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls	14.2 and 14.2.3.5	4	2½	4	NL	NL	40^k	40^k	40^k
6. Ordinary precast shear walls	14.2 and 14.2.3.3	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4 and 14.4.3	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100

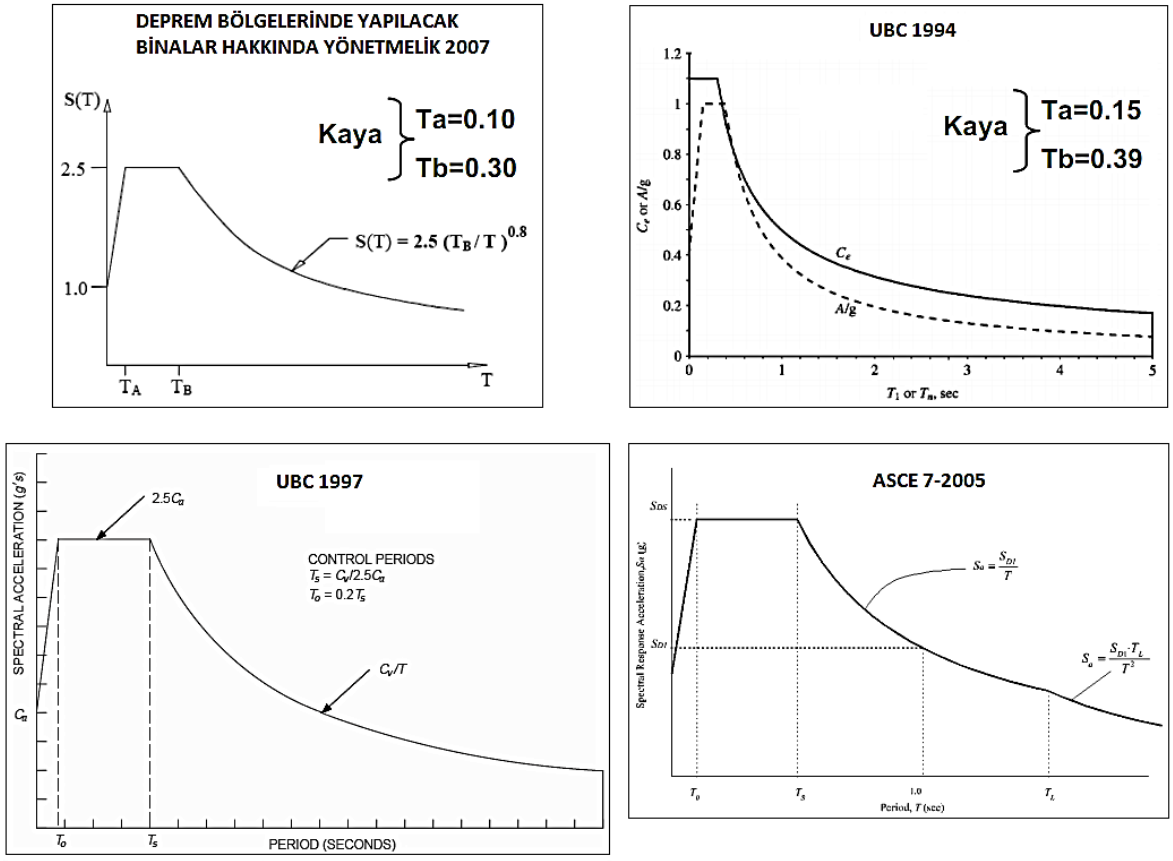
Şekil 13. ASCE 7-05 Table12.2-1'den alıntı

Zemin Sınıfları ve Diğer Sismik Parametreler

Deprem Yönetmeliğimizdeki Tablo 6.1 ve Tablo 6.2 yeterince teferruatlı ve anlaşılır olmakla birlikte, zemin sınıflarının 4 grupla sınırlandırılması sayısal analiz açısından cılız kalmaktadır. ASCE 7-05'te 6 adet zemin sınıfı tanımlanmış olup günümüzde bunların sayısını daha da arttırmaya yönelik çalışmalar yürütülmektedir. Zeminle ilgili olarak ne kadar fazla bilgi edinilirse, yapılacak statik hesapların da daha hassas, dolayısıyla daha gerçekçi olacağı inkâr edilemez bir gerçektir.

Bunun dışında bahis konusu edilmesi gereken diğer bir husus, deprem kuvvetinin tespitinde sıkça kullandığımız elastik tasarım ivme spektrumlarıdır. Güncel Yönetmeliğimizdeki spektrum grafiği daha çok UBC 1994/97'de verilmiş olanla uyumludur – kiUBC 1997'de bile 6 adet zemin sınıfı tanımlıdır. Günümüzde ASCE 7-05 ve IBC 2009'da verilen spektrum grafiği ise bazı yönleriyle farklıdır (Bkz. Şekil 14). Burada kısa ve uzun periyodlara sahip binaların deprem etkisi altında farklı davranışlar sergileyebileceği gerçeğinden hareketle, bunlara yönelik olarak deprem riski taşıyan bölgelere ait 0.2sn (*short*) ve 1.0 sn (*1 second*) aralıklarına ait ayrıntılı ivme haritaları

hazırlanmıştır; bu haritalar hakkında ASCE 7-05 Chapter 22'de veya IBC 2009 Chapter 16'da daha fazla bilgi edinilebilir. İvme haritaları ihtiva etmeyen UBC 1997'de aynı yaklaşım yapıların fay hattına olan uzaklığına ve fay hattının deprem enerjisi kapasitesine ilişkin katsayılarla kendini göstermektedir; ilginçtir ki bu parametreler Yönetmeliğimizde yer almamıştır.



Şekil 14. Bazı deprem yönetmeliklerinde yer alan elastik tasarım ivme spektrumlarının karşılaştırılması

Deprem Yönetmeliğimize dönecek olursak;*(2.1)* numaralı denklemde tanımlanan Spektral İvme Katsayısının, örneğin 1. Doğal Periyodu T_A ile T_B arasında olan Birinci Derece Deprem Bölgesindeki bir konut için alabileceği en büyük değer $S_{ae}(T) = 0.4\ x\ 1.0\ x\ 2.5 = 1.0$ 'dir. Hesaplanan bu değer görüldüğü üzere zemin cinsinden bağımsızdır. Üstelik deprem riski yüksek bir bölge için ortalama deprem ivmesi olarak $0.4g$ büyüklüğünde, nispeten iyimser sayılabilecek bir değer kullanılmaktadır. Aynı değer ASCE 7-05'te 0.2 sn'likperiyot (*ShortPeriod*) için deprem riski açısından biraz daha güvenli bir bölgeyi temsil etmektedir (Bkz. Şekil 15, S_S = $0.5g$). Chapter 22'deki deprem ivmesi haritalarından ülkemizdeki Kuzey Anadolu Fay Hattıyla benzerlik gösteren California San Andreas fay hattı incelendiğinde, zemin cinsine bağlı olarak S_S = $2.0g$ değerinde maksimum deprem ivmesine maruz kalabileceği kabul edilen bölgelerin de bulunduğu görülmektedir. Buna göre; aynı yapının tasarımında kullanılacak ivme spektrumunun alabileceği en büyük değerin de, Denklem (1)'den yararlanılarak $S_{DS} = \frac{2}{3}S_{MS} = \frac{2}{3}F_aS_S = 1.0667 \sim 1.3333$ arasında değiştiği bulunmaktadır. Yani bizdeki $S_{ae}(T)$'ye karşılık gelen değer burada daha büyük olduğu gibi, bu değerin tespitinde zeminin cinsi de dikkate alınmaktadır.

Deprem Yönetmeliğimizdeki kabullerin, karakter olarak biraz karışık olan dinamik hesapları basitleştirmek niyetiyle yapıldığı savunulabilir. Ancak savunulamayacak şey, 'onunla yaşamaya alışmamız' salık verilen bu afeti daha detaylı araştırmamız için teknik imkân ve verilerimiz mevcutken, bunların Yönetmeliğe yansıtılarak mühendislerimizin kullanımına sunulmamasıdır.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad S_{MS} = F_a S_S$$
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad S_{M1} = F_v S_1 \tag{1}$$

TABLE 11.4-1 SITE COEFFICIENT, F_a

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \le 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \ge 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

TABLE 11.4-2 SITE COEFFICIENT, F_v

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_1 \le 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \ge 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Şekil 15. ASCE 7-05'te elastik tasarım ivme spektrumuna ait asal değerlerin tespitine yönelik tablolar

Etkin Göreli Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

Bilindiği gibi, 2007 Deprem Yönetmeliği'nde göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması hususu Bölüm 2.10.1'e göre kontrol edilmekte ve burada verilen koşul çelik konstrüksiyondan yığma yapılara kadar her yapı türüne uygulanmaktadır. ASCE 7-05'te aynı koşul, taşıyıcı sistem türüne ve yapının kullanım amacına bağlı olarak değişiklik göstermektedir (Bkz. Şekil 16).

TABLE 12.12-1 ALLOWABLE STORY DRIFT, Δ_a[a,b]

Structure	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less with interior walls, partitions, ceilings and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{sx}$[c]	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures [d]	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Şekil16. ASCE 7-05 Table 12.12-1'den alıntı

Diğer Konular

Bildirinin kapsamı gereği, deprem kuvvetinin düşey bileşenin Yönetmeliğimizde dikkate alınmayıp, örneğin konsol döşemelerin alt yüzüne belirlenen bir miktarda konstrüktif donatı konulması suretiyle bu etkinin 'geçiştirilmesi'; buna karşılık ASCE 7-05'te deprem kuvvetinin düşey bileşenine yer verilmiş olması gibi hususlara değinilemeyecektir. Keza ASCE 7-05 ve IBC 2009'da verilmiş *Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin* Yönetmeliğimizdekinden farklı olduğu konusuna da burada yer verilemeyecektir.

Sonuç olarak; bu başlık altında dile getirilennüans farklılıkları depreme dayanıklı yapı tasarımında oldukça belirleyici olabilir. Muğlak nokta kalmaması açısından, Deprem Yönetmeliği koşullarının içeriğini zenginleştirecek, mühendislerin kendi yaptığı hesaptan şüphe duymamasını sağlayacak araştırmalara ağırlık verilmelidir.

SONUÇ

Yayınlandığı dönemde uygun ve yerinde bir güncelleme olarak değerlendirilen 1997 Deprem Yönetmeliğinin, iki yıl sonra yaşanan depremlerin ardından yine de noksan kaldığı yerler olduğu görülmüştür. Buna rağmen yenileme çalışmaları nispeten uzun sürmüş, üstelik sadece Depreme Dayanıklı Çelik Yapıların Tasarımı, Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi konularına ağırlık verilmiş, bu bölüm sonlarına Bilgilendirme Notları eklenmiştir. Hâlbuki Hesap Kuralları ve Betonarme Yapıların Tasarımı konularında çok az değişiklik yapılmıştır.

Bu bildiride ağırlıklı olarak 2007 Deprem Yönetmeliği Bölüm 2 ve Bölüm 3'te tanımlanmış ihtilaflı kurallardan bazıları üzerine dikkat çekilmiştir. Değişen teknolojik ve ekonomik şartlarla birlikte yapı yönetmeliklerinin de zaman içinde bu değişime ayak uydurması kaçınılmaz bir zorunluluk olarak ortaya çıkmaktadır. Uygulamada edinilen tecrübeler, iyi ya da

kötü olsun, ulusal yapı standartlarımız ve teknik şartnamelerimizin daha güncel, daha güvenilir ve daha anlaşılır olması niyetiyle her zaman için geri bilgi akışı sağlamaktadır. Buna bağlı olarak, Deprem Yönetmeliğimizin bir sonraki revizyonunda aşağıdaki hususların da değerlendirmeye alınması uygun olacaktır:

- Yönetmelik hükümlerini daha anlaşılır kılacak, polemik ya da tartışmaya mahal bırakmayacak nitelikte açıklama/yorumlama bölümleri ilave edilmelidir;
- Daha gerçekçi ve daha ekonomik yapı tasarımı için, Yönetmelikçe istenen şartları sağlayan daha kaliteli yapı malzemeleri kullanımının önü açılmalıdır;
- Taşıyıcı sistem elemanlarının minimum boyutları ve konması gereken minimum donatılara ilişkin koşullar gözden geçirilmeli, kafa karıştırıcı ve kötü amaçlı kullanıma yol açabilecek ifadeler elimine edilmelidir;
- Özellikle perdelerin 'tanımı', diğer bir deyişle mühendisin hangi taşıyıcı elemanı gerçekten 'perde' olarak değerlendirmesi gerektiği hususunda mevcut haliyle verilmiş koşullardan farklı olarak, bazıları akademik literatürümüze de geçmiş/kazandırılmış daha akılcı ve daha güncel kurallar benimsenmelidir;
- Rijit ve esnek diyafram tanımları, döşemelerin hangi şartlar altında rijit, hangi şartlar altında esnek olduğunun kabulüne ilişkin kriterlerle birlikte Deprem Yönetmeliğine girmelidir;
- Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayılarının tanımlandığı tablo daha çok yapı türü içerecek şekilde genişletilmelidir;
- Zemin Sınıflandırmalarımız ve Deprem Bölgesi Haritalarımız daha ayrıntılı ve daha gerçekçi hazırlanmalıdır;
- Elastik tasarım ivme spektrumuna ait parametreler, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve ilgili diğer parametreler, düşey deprem kuvveti bileşeninin etkisi de Yönetmelikte yapılabilecek düzenlemeler kapsamında değerlendirilmelidir.

Teşekkür

Bu projelerin tamamlanmasında özveri ile çalışıp desteklerini esirgemeyen ortaklar kurulu başkanı Sayın Mustafa Timurlenk ve Yapı Proje Uygulama çalışanlarına teşekkürlerimizi bir borç biliriz.

KAYNAKLAR

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Olan Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

ABYYHY (1975) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

TS 708 (2010) Çelik – Betonarme için – Donatı çeliği, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

IBC (2009) International Building Code, International Code Council,USA

ACI 318-08 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, USA

ASCE 7-05 (2005) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, SEI/ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, USA

UBC (1997) Uniform Building Code, International Code Council, USA

Eurocode 2 (1992): Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings, The European Committee for Standardizaton (CEN), UK

Pampal S, Özmen B (2007), "Türkiye Deprem Bölgeleri Haritalarının Gelişimi", *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim, 1-11

Rahimian A, Hiller K.A. (2004), "Rising High in Manhattan: Trump World Tower – TheTallestResidentialBuilding in the World", *CTBUH Review*, Fall:10-14

Alyamaç K.E, Erdoğan A.S. (2005), "Geçmişten Günümüze Afet Yönetmelikleri ve Uygulamada Karşılaşılan Tasarım Hataları", *Deprem Sempozyumu*, Kocaeli, Türkiye, 23-25 Mart, 707-715

Güler K, Altan M (2003), "Betonarme Yapılarda Perde ve Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinde Yaşanan Sorunlar Üzerine Bir İrdeleme", *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 26-30 Mayıs, 4-7

Gülkan P, Utkutuğ D (2003), "Okul Binalarının Deprem Güvenliği İçin Minimum Dizayn Kriterleri", *Türkiye Mühendislik Haberleri*, 425(3):13-22

Özkul H (2003), "Çelik Donatıların Deprem Yönetmeliği Açısından İncelenmesi", *Türkiye Mühendislik Haberleri*, 426(4):52-55

DEPREM YÖNETMELİĞİ TASARIM İVME SPEKTRUMU İLE UYUMLU İVME KAYDI SETLERİNİN ARMONİ ARAŞTIRMASI TEKNİĞİ İLE ELDE EDİLMESİ

Ali Haydar KAYHAN[1]

ÖZET

Bu çalışmada zaman tanım alanında analiz için kullanılabilecek gerçek ivme kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi amacıyla, sezgisel armoni araştırması optimizasyon tekniği kullanılmıştır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te farklı zemin sınıfları için tanımlanmış elastik tasarım ivme spektrumları ile uyumlu olacak şekilde ivme kaydı setleri oluşturulmuştur. İvme kaydı setlerinin oluşturulması için önce PEER kuvvetli yer hareketi veri tabanından deprem büyüklüğü, faya olan mesafe ve zemin sınıfı dikkate alınarak 352 ivme kaydı seçilmiştir. Daha sonra birinci derece deprem bölgelerinde tasarlanacak konutlar için kullanılan elastik tasarım ivme spektrumu ile uyumlu ivme kaydı setleri için seçim ve ölçeklendirme 352 ivme kaydı arasından yapılmıştır. İvme setlerindeki ivme kaydı sayısı 7 ve 10 olarak seçilmiştir. Elde edilen sonuçlar, hedef tasarım spektrumları ile uyumlu ivme kaydı setlerinin oluşturulmasında, armoni araştırması optimizasyon tekniğinin etkili bir yöntem olarak kullanılabileceğini göstermiştir.
Anahtar Kelimeler: İvme kaydı seçimi, ölçeklendirme, armoni araştırması

ABSTRACT

In this study, a solution algorithm based on harmony search algorithm is proposed in order to select and scale ground motion records for response history analysis. Ground motion record sets are obtained by selecting and time-domain scaling of real records considering the elastic design spectra defined in The Turkish Earthquake Code for different soil types. In order to obtain ground motion record sets, first, 352 ground motion records are selected from PEER Strong Ground Motion Database based on the magnitude, distance and site condition. Then, proposed algorithm is utilized considering pre-selected 352 records. The ground motion data sets are assumed to have 7 and 10 individual ground motions. Results indicate that, various ground motion record sets can be obtained compatible with design spectra by using harmony search algorithm.
Keywords: Ground motion selection, scaling, harmony search

GİRİŞ

Yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının belirlenmesi ya da tasarımı amacıyla, zaman tanım alanında analiz için kullanılacak ivme kayıtları, (1) tasarım spektrumları ile uyumlu olacak şekilde yapay olarak, (2) sismik kaynak ve dalga yayılımı özellikleri dikkate alınarak benzetim yolu ile ve (3) gerçek depremlerden elde edilmektedir (Abrahamson, 1993; Boore, 2003).

Yer sarsıntısının doğası ve genlik, süre, faz ve frekans içeriği gibi özellikleri hakkında daha sağlıklı bilgiler içermesi dolayısıyla gerçek deprem kayıtlarının kullanılması diğer seçeneklere göre daha büyük üstünlük sağlamaktadır (Bommer ve Acevedo, 2004; Fahjan, 2008). Gerçek ivme kayıtlarının yer aldığı sayısal veri tabanlarının kolay ulaşılabilir hale gelmesi de, gerçek ivme kayıtlarının daha fazla tercih edilmesine sebep olmaktadır.

[1] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, hkayhan@pau.edu.tr

Bilindiği gibi yapının analizi için kullanılacak deprem kaydı, analiz sonucunda elde edilecek yapısal tepkiyi ve dolayısıyla tasarım ya da değerlendirme sonucunu doğrudan etkilemektedir. Bu sebeple yapının bulunduğu bölgenin deprem tehlikesini temsil edecek şekilde ivme kayıtlarının seçilmesi önemlidir. Modern deprem yönetmeliklerinde, dikkate alınan belirli bir periyot aralığında bölgesel tasarım ivme spektrumları ile seçilen ivme kayıtlarının tepki spektrumları uyumlu olacak şekilde ivme kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi ile ilgili tanımlamalar yer almaktadır (Eurocode-8, 2003; DBYBHY, 2007).

İvme kayıtlarının ölçeklendirilmesi amacıyla kullanılan yöntemlerden birisi zaman tanım alanında ölçekleme yöntemidir. Bu yöntemde ivme kaydının genliği seçilecek ölçekleme katsayısı ile çarpılarak değiştirilmektedir. İvme kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi, tasarım ivme spektrumu ile seçilen ivme kayıtlarına ait tepki spektrumu arasındaki farkın en aza indirilmesi şeklinde optimizasyon problemi olarak tanımlanabilmektedir (Fahjan, 2008; Naeim vd., 2004; Iervolino vd., 2010).

Mühendislik optimizasyon problemlerinin çözümünde sezgisel optimizasyon tekniklerinin kullanılması son dönemde yaygınlık kazanmıştır. Bu tekniklerden birisi de armoni araştırması (harmony search) optimizasyon tekniğidir (Geem vd., 2001). Bu teknik, bir orkestradaki müzisyenlerin estetik açıdan iyi bir melodiyi, birbirleri ile uyumlu bir şekilde çalmaları ile elde edebileceği prensibine dayanmaktadır.

Bu çalışmada armoni araştırması optimizasyon tekniği kullanılarak Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY, 2007) zemin sınıflarına bağlı olarak tanımlanmış elastik tasarım spektrumları ile uyumlu ivme kaydı setleri elde edilmiştir. Bu amaçla birinci aşamada Pasifik Deprem Araştırmaları Merkezi (PEER, http://peer.berkeley.edu) ivme kaydı veri tabanından deprem büyüklüğü, faya olan mesafe ve zemin sınıfı dikkate alınarak 352 ivme kaydı seçilmiştir. İkinci aşamada, dikkate alınan her bir zemin sınıfı için 352 ivme kaydı içerisinden seçilip ölçeklendirilen 7 ve 10 ivme kaydından oluşan ivme kaydı setleri elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, armoni araştırması optimizasyon tekniği kullanılarak tasarım ivme spektrumları ile uyumlu olacak şekilde ivme kaydı setleri oluşturulabileceğini göstermiştir.

DEPREM YÖNETMELİĞİ TASARIM İVME SPEKTRUMLARI

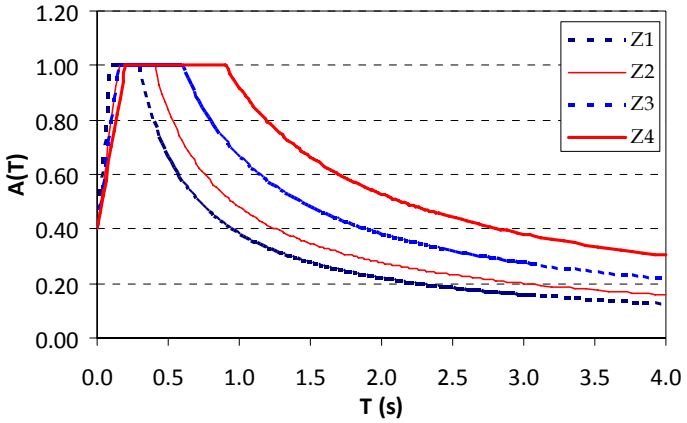
Deprem Yönetmeliği'ne göre bir deprem bölgesinde ve herhangi bir zemin üzerine yapılacak bir bina için dikkate alınacak tasarım depremi, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremdir. Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası'na (www.deprem.gov.tr) göre dört farklı deprem bölgesine ayrılan ülkemizde, birinci derece deprem bölgesinde etkin yer ivmesi katsayısı A_o=0.4 alınırken ikinci, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde sırası ile 0.3, 0.2 ve 0.1 değerleri kullanılmaktadır. Yerel zemin sınıflarına bağlı olarak tanımlanmış olan %5 sönüm oranına sahip spektrum katsayısı S(T)'nin, bölgenin depremselliğini ifade eden A_o ve bina kullanım amacına bağlı olarak 1.0 ile 1.5 arasında değişen bina önem katsayısı I ile çarpılması sonucunda, tasarım için kullanılan spektral ivme katsayısı A(T) elde edilmektedir. A(T)'nin değişimi, yerel zemin sınıflarına bağlı karakteristik periyotlar T_A ve T_B (Tablo 1) ile bina doğal titreşim periyodu T'ye bağlı olarak Denklem 1'de verilmiştir (DBYBHY, 2007).

$$A(T) = \begin{cases} (A_0 I)\left(1+1.5\dfrac{T}{T_A}\right) & 0 \le T \le T_B \\ (A_0 I)\ 2.5 & T_A \le T \le T_B \\ (A_0 I)2.5\left(\dfrac{T_B}{T}\right)^{0.8} & T \ge T_B \end{cases} \quad (1)$$

Şekil 1'de Deprem Yönetmeliği'ne göre, birinci derece deprem bölgesinde yer alan ve bina önem katsayısı I=1.0 olan bir konut için kullanılacak elastik spektral ivme katsayısı A(T)'nin, yerel zemin sınıflarına bağlı olarak değişimi verilmiştir.

Tablo 1. Zemin spektrum karakteristik periyotları T_A ve T_B (birim saniye)

Zemin Sınıfı	T_A	T_B
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90



Şekil 1. DBYBHY'te zemin sınıfları için tanımlanmış elastik spektral ivme (A_o=0.4 ve I=1)

İVME KAYITLARININ SEÇİMİ İÇİN TANIMLANAN KRİTERLER

Deprem Yönetmeliği Kriterleri

Deprem Yönetmeliği Madde 2.9'a göre "Bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik ya da doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için" daha önce kaydedilmiş deprem yer hareketleri kullanılabilmektedir. İvme kayıtları seçilirken yerel zemin koşullarının dikkate alınması ve seçilen ivme kayıtlarının aşağıda verilen koşulları sağlaması gerekmektedir:

1. Kullanılacak deprem kaydının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.
2. Analizler için, üç yer hareketi kullanılması durumunda analiz sonuçlarının maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise analiz sonuçlarının ortalaması esas alınacaktır.
3. Kullanılacak deprem kayıtlarının sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_og'den daha küçük olmayacaktır.
4. Kullanılacak deprem kayıtlarının %5 sönüm oranı için bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, binanın göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu T'ye göre 0.2T ile 2.0T aralığında, Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanmış olan elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmayacaktır.

Çalışmada Kullanılan İlave Kriterler

Deprem Yönetmeliği'nde gerçek ivme kayıtları ile ilgili olarak yukarıda maddeler halinde sıralanan kriterler dışında herhangi bir kriter yer almamaktadır. Veri tabanlarında yer alan kayıtların elde edildiği depremlerin büyüklüğü, fay tipi ve ivme kayıtlarının elde edildiği kayıt istasyonlarının yerel zemin özellikleri, deprem kaynağından uzaklıkları, kaydın spektral içeriği gibi özellikler büyük değişkenlik göstermektedir. Bu çalışmada depremin büyüklüğü, kayıt istasyonlarının faya olan mesafesi, kayıt istasyonlarının bulunduğu bölgenin yerel zemin koşulları ve ölçekleme için kullanılacak katsayı ile ilgili ilave kriterler de dikkate alınmıştır.

PEER kuvvetli yer hareketi veri tabanında bulunan kayıtlar içerisinden, aşağıdaki koşullar dikkate alınarak 352 ivme kaydı seçilmiştir:

İvme kayıtlarının kaydedildiği depremin büyüklüğü M>5.5 seçilmiştir. Depremlerin kaydedildiği istasyonların faya olan mesafesi 8-50km arasındadır. İvme kaydının maksimum yer ivmesi en az 0.10g alınmıştır. Depremin kaydedildiği istasyonların bulunduğu bölgenin yerel zemin sınıfı NEHRP'e (Ulusal Deprem Riskini Azaltma Programı) göre C ve D olarak (Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanmış Z3 ve Z4 sınıfı zeminlere karşılık gelmektedir) seçilmiştir. Veri tabanında A, B ve E sınıfı zeminlerdeki kayıtlar sayı olarak yetersiz olduğundan bu seçim kriteri kullanılmıştır.

İvme kaydı seti oluşturulurken aynı ivme kaydının set içerisinde birden fazla yer almasına izin verilmemiştir.

Deprem Yönetmeliği'nde, seçilen ve ölçeklendirilen ivme kayıtlarının spektral ivme değerlerinin ortalaması ile ilgili olarak bir alt sınır tanımlanmış ancak bir üst sınır tanımlanmamıştır. Spektrumlar arasındaki uyumun artması amacıyla, hedef spektrum ile elde edilen ortalama spektrum arasındaki oranın 0.90-1.10 arasında olması sağlanmıştır.

Ölçeklendirme katsayısı 0.50-2.00 arasında seçilmiştir.

PROBLEM FORMÜLASYONU

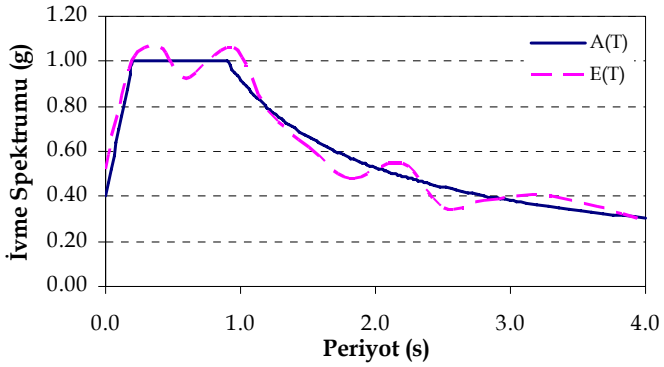
İvme kaydı seçimi ve ölçeklendirilmesi problemi, Denklem 2 ile verilen amaç fonksiyonunun minimize edilmesi şeklinde bir optimizasyon problemi olarak ifade edilmiştir.

$$F(\mathbf{x}) = f_1(\mathbf{x}) + g_1(\mathbf{x}) + g_2(\mathbf{x}) + g_3(\mathbf{x}) \tag{2}$$

Denklem 2'de **x**, ivme kayıtlarının numarasının ve bu kayıtlara uygulanacak ölçeklendirme katsayılarının saklandığı vektördür ve boyutu set içindeki ivme kaydı sayısına bağlıdır. Örneğin 7 ivme kaydına sahip ivme seti için **x** vektörü 14 karar değişkeninden (7 ivme kaydı ve 7 ölçeklendirme katsayısı) oluşmaktadır. $f_1(\mathbf{x})$, hedef spektrum $A(T)$ ile ivme kaydı setine ait ortalama spektrum $E(T)$ arasındaki farkların karelerinin toplamını ifade etmektedir. Denklem 2'de yer alan $g_1(\mathbf{x})$, $g_2(\mathbf{x})$ ve $g_3(\mathbf{x})$ değerleri ise çalışmada dikkate alınan kriterlerin optimizasyon sürecinde ele alınabilmesi için kullanılan penaltı fonksiyonlarıdır.

$f_1(\mathbf{x})$, bina periyodu T'ye bağlı olarak periyodun 0.2T ile 2.0T aralığında, ayrık veriler için geçerli olmak üzere E(T) ile A(T) arasındaki hataların en küçüklemesi olarak tanımlanmıştır (Denklem 3). ΔT=0.02s alınmış ve aralıklar arasında $E(T)$'nin doğrusal değiştiği kabul edilmiştir. Denklem 3'te m, ΔT'ye bağlı olarak belirlenmiş adım sayısıdır. Şekil 2'de $f_1(\mathbf{x})$ ile ifade edilen problemin grafiksel gösterimi verilmiştir.

$$f_1(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^{m} \left(E(T_i) - A(T_i) \right)^2 , \; i = 1, 2, 3, ..., m \tag{3}$$



Şekil 2. Hedef spektrum ve ortalama spektrum arasında kalan alanın grafiksel ifadesi

İvme spektrumlarının ortalaması olan *E(T),* Denklem 4 ile hesaplanmaktadır. Denklem 4'te $SA_i(T)$, her bir ivme kaydı için hesaplanmış %5 sönümlü ivme spektrumunu ifade etmektedir ve SeismoSignal programı kullanılarak elde edilmiştir (www.seismosoft.com). k_i her bir ivme kaydı için kullanılan ölçekleme katsayısını, n ise ivme seti içerisindeki kayıt sayısını ifade etmektedir.

$$E(T) = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_i SA_i(T)}{n} \qquad 0.00s \le T \le 3.00s \tag{4}$$

Sezgisel algoritmalarda, kısıtların optimizasyon problemlerinde dikkate alınması için genellikle çözülen probleme bağlı olarak değişkenlik gösteren penaltı fonksiyonu yaklaşımı kullanılmaktadır (Coello, 2002).

T=0 için $E(T)$'nin $A(T)$'den büyük olması, Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen bir kriterdir. Bu kriterin dikkate alınabilmesi için Denklem 5 ile verilen penaltı fonksiyonu kullanılmıştır.

$$g_1(\mathbf{x}) = \begin{cases} 0, & E(0) \ge A(0) \text{ ise} \\ 1, & E(0) < A(0) \text{ ise} \end{cases} \tag{5}$$

Bina periyodu T için 0.2T-2.0T aralığında $E(T)/A(T)$ oranının en az 0.90 olması Deprem Yönetmeliği'nde yer alan bir diğer kriterdir. Bu kritere ilave olarak bu çalışmada $E(T)/A(T)$ oranının en fazla 1.10 olması hedeflenmiştir. Bu kriterlerin dikkate alınabilmesi için Denklem 6 ile verilen penaltı fonksiyonu kullanılmıştır. Dikkate alınan periyot aralığında $E(T)/A(T)$ ifadesinin maksimum değeri 1.10 değerini geçerse ya da minimum değeri 0.90 değerinin altına düşerse, bu sınırlardan ne kadar uzaklaşıldığına bağlı olarak penaltı değeri kullanılmaktadır.

$$g_2(\mathbf{x}) = \begin{cases} \text{maks}(E(T)/A(T)) - 1.10, & \text{maks}(E(T)/A(T)) > 1.10 \text{ ise} \\ 0.90 - \text{min}(E(T)/A(T)), & \text{min}(E(T)/A(T)) < 0.90 \text{ ise} \\ 0\,, & \text{diğer durumlarda} \end{cases} \tag{6}$$

Herhangi bir ivme kaydı seti içerisinde aynı ivme kaydının sadece bir kez yer alması istenmektedir. Bu kriter de Denklem 7'de tanımlanmış penaltı değeri ile dikkate alınmıştır.

$$g_3(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1, & \text{Set içerisinde aynı ivme kaydı birden fazla seçilmiş ise} \\ 0, & \text{Set içerinde birden fazla seçilmiş ivme kaydı yok ise} \end{cases} \tag{7}$$

ARMONİ ARAŞTIRMASI OPTİMİZASYON TEKNİĞİ

Armoni araştırması optimizasyon tekniği, bir orkestradaki müzisyenlerin, çaldıkları notalar ile armonik açıdan en iyi melodiyi elde etmeye çalışmaları prensibine dayanmaktadır [16]. İvme kaydı seçimi probleminin armoni araştırması tekniği ile çözümü beş adımda yapılmaktadır:

Adım 1: Problemin kurulması ve çözüm parametrelerinin ilk değerlerinin ayarlanması

Bu adımda optimizasyon problemi Denklem 2 ile verilen $F(\mathbf{x})$ fonksiyonunun minimize edilmesi olarak tanımlanmaktadır:

$$\text{minimum } F(\mathbf{x}) \qquad x_i \in \left[x_{i,\min} \ldots x_{i,\text{mak}} \right] \quad i = 1,2,3,\ldots,N$$

$\mathbf{x} = [x_1, x_2, \ldots, x_N]^{\mathrm{T}}$ vektörü, x_i karar değişkenleri setini, N toplam karar değişkeni sayısını, T transpoze operatörünü, $x_{i,\min}$ ve $x_{i,\text{mak}}$ ise karar değişkenlerinin alt ve üst sınırlarını göstermektedir. Armoni araştırması tekniğinde çözüm sürecini kontrol eden parametreler: armoni belleği kapasitesi (HMS), armoni belleğini dikkate alma oranı (HMCR), ton ayarlama oranı (PAR) ve maksimum iterasyon sayısı bu adımda tanımlanmaktadır.

Adım 2: Armoni belleğinin oluşturulması

Bu adımda, karar değişkenlerinin değerleri tanımlanan çözüm uzayı içerisinden rastgele olarak seçilmektedir. Karar değişkenlerinin aldıkları değerler ve bu değerlere karşılık gelen amaç fonksiyonu değerleri (Denklem 2) ile armoni belleği (**HM**) doldurulmaktadır (Denklem 8).

$$\mathbf{HM}=\left[\begin{array}{ccccc|c} x_1^1 & x_2^1 & \cdots & x_{N-1}^1 & x_N^1 & F(\mathbf{x}^1) \\ x_1^2 & x_2^2 & \cdots & x_{N-1}^2 & x_N^2 & F(\mathbf{x}^2) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_1^{HMS-1} & x_2^{HMS-1} & \cdots & x_{N-1}^{HMS-1} & x_N^{HMS-1} & F(\mathbf{x}^{HMS-1}) \\ x_1^{HMS} & x_2^{HMS} & \cdots & x_{N-1}^{HMS} & x_N^{HMS} & F(\mathbf{x}^{HMS}) \end{array}\right] \tag{8}$$

HM matrisinin satır sayısı armoni belleği kapasitesi (HMS) ile belirlenmektedir. **HM** matrisinin son sütunu amaç fonksiyonu değerlerinin, diğer sütunlar ise karar değişkenlerinin saklanması için kullanılmaktadır.

Adım 3: Yeni armoni oluşturulması

Bu adımda, yeni armoni sıra vektörü $\mathbf{x}'=[x_1',x_2',x_3',...,x_N']$, üç kurala bağlı olarak üretilmektedir: (1) armoni belleğinin kullanılması, (2) rastgele seçim ve (3) ton ayarlama.

Yeni armoni sıra vektörünün üretilmesi için armoni belleğinin kullanılması durumunda, yeni armoni sıra vektörüne ait ilk karar değişkeni, **HM** içerisindeki sıra vektörlerine (ivme kaydı setlerine) ait karar değişkenleri arasından rastgele seçilmektedir ($x_1' \in [x_1^1 ... x_1^{HMS}]$). Eğer rastgele seçim kullanılırsa, ilk karar değişkeni daha önceden tanımlanmış çözüm uzayı içerisinden rastgele seçilmektedir ($x_1' \in [x_{1,\min} ... x_{1,\mathrm{mak}}]$). Yeni armoni sıra vektörünün diğer değişkenleri de bu şekilde seçilmektedir. Değişkenlerin **HM** içerisinden seçilip seçilmeyeceği, değeri 0 ile 1 arasında değişen HMCR olasılığına göre belirlenmektedir. HMCR, bir karar değişkeninin **HM** içerisinden seçilme olasılığını gösterirken, (1-HMCR) ise karar değişkeninin çözüm uzayı içerisinden seçilme olasılığını ifade etmektedir (Denklem 9).

$$x_i' = \begin{cases} x_i' \in [x_i^1 ... x_i^{HMS}] & \text{HMCR olasılığı ile} \\ x_i' \in [x_{i,\min} ... x_{i,\mathrm{mak}}] & \text{(1-HMCR) olasılığı ile} \end{cases} \qquad i=1,2,3,...,N \tag{9}$$

HM içerisinden seçilen her bir karar değişkeni için ton ayarlama işlemine gerek olup olmadığı, PAR değişkenin 0 ile 1 arasında değişen değeriyle kontrol edilir (Denklem 10). Denklem 10'da bw ton ayarlama işlemi için seçilen bant genişliğini, Rand(0,1) ise 0 ile 1 arasında değişen üniform rastgele sayıyı ifade etmektedir.

$$x_i' = \begin{cases} x_i' \mp Rand(0,1) \times bw & \text{PAR olasılığı ile} \\ x_i' & \text{(1-PAR) olasılığı ile} \end{cases} \tag{10}$$

HMCR ve PAR parametreleri algoritmanın sırasıyla global ve lokal optimum çözümleri elde etmesinde belirleyici olmaktadır. HMCR ve PAR parametreleri için sırasıyla 0.70-0.95 ve 0.20-0.50 arasındaki değerlerin ve armoni belleği kapasitesi HMS için 10-50 arasındaki değerlerin seçilmesi önerilmektedir (Lee vd., 2005).

Adım 4: Armoni belleğinin güncellenmesi

Bu adımda, üçüncü adımda oluşturulan yeni armoni sıra vektörü $\mathbf{x}'=[x_1',x_2',x_3',...,x_N']$ ile armoni belleğindeki en kötü armoni sıra vektörü (minimizasyon problemi için en büyük amaç fonksiyonu değerine sahip sıra vektörü) amaç fonksiyonlarının değerleri bakımından karşılaştırılmaktadır. Eğer yeni armoni sıra vektörü için hesaplanan amaç fonksiyonu değeri, en kötü sıra vektörü için hesaplanan amaç fonksiyonu değerinden daha küçük ise, en kötü sıra vektörü bellekten çıkarılmakta ve yeni armoni sıra vektörü onun yerine atanmaktadır.

Adım 5: Durma koşulunun kontrolü

Bu adımda iterasyonların durma koşulu kontrol edilmekte ve koşul sağlanıncaya kadar, Adım 3 ve Adım 4 ile tanımlanan işlemler tekrar edilmektedir.

Armoni araştırması optimizasyon tekniğinin 2., 3. ve 4. adımına ilişkin örnek hesap Tablo 2'de verilmiştir. Örnek için birinci adımda HMS=4, HMCR=0.80, PAR=0.40 ve bw=0.10 olarak tanımlanmış, ivme kaydı setindeki ivme sayısı 5 alınmıştır. İvme kaydı seti 200 ivme kaydı arasından seçim yapılarak oluşturulmakta ve ölçekleme katsayısı 0.50-2.00 arasında alınmaktadır. Tablo 2'de görüldüğü gibi, Adım 2'de, başlangıç tanımları dikkate alınarak armoni belleği **HM** ivme kaydı numaraları ve ölçekleme katsayıları ile doldurulmuştur. Her bir sıra vektörü için hesaplanan amaç fonksiyonu değeri de son sütunda görülmektedir. 3. adımda, başlangıç armoni belleğini iterasyonlar boyunca geliştirmek üzere yeni armoni vektörü oluşturulmaktadır. İlk olarak tüm karar değişkenleri için Rand1 satırında görüldüğü gibi 0 ile 1 arasında rastgele sayılar üretilmektedir. Herhangi bir karar değişkeni için Rand1 satırındaki değerler başlangıçta tanımlanan HMCR (0.80) değerinden küçük ise karar değişkeninin değeri Adım 2'de verilen **HM** içerisinden rastgele seçilmekte, aksi takdirde amaç fonksiyonunun değeri başlangıçta belirlenen sınırlar içerisinde rastgele olarak belirlenmektedir. Adım 3'te X1 karar değişkenine ait Rand1 değeri 0.062 olduğu için Adım 2'de X1 karar değişkeni için verilen dört değer (142, 27, 52, 2) arasından rastgele seçim yapılmıştır. X2 karar değişkenine ait Rand1 değeri 0.947 olduğundan X2 değeri 1 ile 200 arasında rastgele belirlenmiştir. Bu şekilde X3, X4, X6, X8 ve X10 değerleri armoni belleğinden, diğer değişkenler ise rastgele olarak seçilmiştir. Armoni belleğinden seçilen değerler Rand1 satırında koyu olarak belirtilmiştir. Armoni belleğinden seçilen karar değişkenlerine ton ayarlama işlemi uygulanma olasılığı PAR değişkeni (0.40) ile belirlenmekte idi. Bu sebeple sadece armoni belleğinden seçilen karar değişkenleri için Rand2 satırında görülen rastgele sayılar üretilmiştir. Herhangi bir karar değişkeni için Rand2 satırında verilen değer PAR değerinden küçük ise ton ayarlama uygulanacak, aksi takdirde karar değişkeninin değeri değişmeyecektir. PAR satırında görüleceği gibi daha önce armoni belleğinden seçilen X3, X8 ve X10 karar değişkenleri için ton ayarlama işlemi uygulanmıştır. Ton ayarlama işleminin karar değişkenlerinin değerini artırması ya da azaltması olasılığı da Rand3 satırında görülen rastgele üretilmiş değerler ile kontrol edilmektedir. Eğer Rand3 değeri 0.50'den büyük ise karar değişkeninin değeri artmakta, aksi takdirde azalmaktadır. Sonuç olarak yeni sıra vektörü elde edilmektedir.

Tablo 2. Armoni araştırması tekniğinin 2., 3. ve 4. adımlarına ait örnek

Adım 2	Armoni belleği ivme kayıtlarının numarası ve ölçekleme katsayıları ile rastgele doldurulur.										
HM	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	Amaç
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Ölçek.1	Ölçek.2	Ölçek.3	Ölçek.4	Ölçek.5	Fonk.
Sıra.1	142	7	32	141	99	1.527	1.501	1.602	0.602	1.652	4.652
Sıra.2	27	129	59	63	145	0.854	0.768	1.619	1.251	1.407	4.134
Sıra.3	52	25	73	101	58	1.806	1.412	1.519	1.458	1.323	3.986
Sıra.4	2	144	147	120	112	1.678	0.844	1.804	0.644	1.825	5.242
Adım 3	Yeni armoni sıra vektörü HMCR ve PAR dikkate alınarak oluşturulur										
HM	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	Amaç
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Ölçek.1	Ölçek.2	Ölçek.3	Ölçek.4	Ölçek.5	Fonk.
Rand1	0.062	0.947	0.444	0.375	0.824	0.373	0.853	0.073	0.924	0.234	
HMCR	**27**	162	**147**	**63**	124	**1.527**	1.306	**1.804**	1.877	**1.323**	
Rand2	0.564		0.342	0.867		0.672		0.284		0.025	
PAR			**147**					**1.804**		**1.323**	
Rand3			0.332					0.532		0.926	
Yeni Sıra	27	162	140	63	124	1.527	1.306	1.890	1.877	1.323	4.755
Adım 4	Armoni belleği 3.adımda oluşturulan yeni vektör ile güncellenir										
HM	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	Amaç
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Ölçek.1	Ölçek.2	Ölçek.3	Ölçek.4	Ölçek.5	Fonk.
Sıra.1	142	7	32	141	99	1.527	1.501	1.602	0.602	1.652	4.652
Sıra.2	27	129	59	63	145	0.854	0.768	1.619	1.251	1.407	4.134
Sıra.3	52	25	73	101	58	1.806	1.412	1.519	1.458	1.323	3.986
Sıra.4	27	162	140	63	124	1.527	1.306	1.890	1.877	1.323	4.755

Adım 4'te 3.adımda oluşturulan yeni sıra vektörüne ait amaç fonksiyonu değeri, armoni belleğindeki en kötü amaç fonksiyonu değerine sahip 4.sıra vektörü ile karşılaştırılır. Yeni sıra

vektörünün amaç fonksiyonu daha düşük değere sahip olduğu için yeni sıra vektörü, 4.sıra vektörünün yerine armoni belleğine alınır. İterasyonlar boyunca Adım 3 ve Adım 4 tekrar edilerek armoni belleği geliştirilir. Durma kriteri gerçekleşerek iterasyonlar bittiğinde armoni belleğindeki en iyi sıra vektörü çözüm olarak elde edilir.

SAYISAL UYGULAMALAR

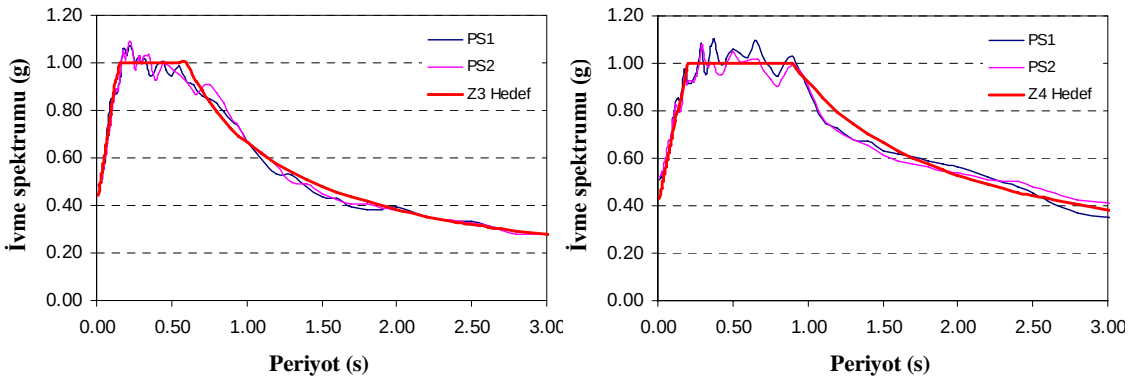
Armoni araştırması tekniğinin ivme kaydı seti oluşturulmasında kullanılmasına örnek olması amacıyla bazı ivme kaydı setleri elde edilmiştir. PEER ivme kaydı veri tabanından seçilen 352 ivme kaydının NEHRP'e göre 186'sı C sınıfı ve 166'sı D sınıfı zeminlerde kaydedilmiştir. C ve D sınıfı zeminler Deprem Yönetmeliği'nde verilen Z3 ve Z4 sınıfı zeminlere eşdeğerdir. Bu sebeple hedef spektrum olarak Deprem Yönetmeliği'nde Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için verilen tasarım spektrumları kullanılmıştır. Z3 sınıfı zeminler için sadece C sınıfı zeminlerde kaydedilen kayıtlar, Z4 sınıfı zeminler için sadece D sınıfı zeminlerde kaydedilen kayıtlar kullanılmıştır. İvme kaydı setlerindeki ivme kaydı sayısı 7 ve 10 olarak seçilmiştir. HMS, HMCR ve PAR parametreleri için iki farklı set kullanılmıştır. Tablo 3'te armoni araştırması tekniği parametrelerinin değerleri verilmiştir. Optimizasyon algoritması için durma koşulu olarak maksimum iterasyon sayısının 80,000 olması seçilmiştir. İvme kaydı setlerinin oluşturulması için Tablo 4'te verilen veriler kullanılmıştır. İvme kayıtları kullanılarak analiz edilecek binanın doğal titreşim periyodunun 1.00s ve kullanım amacının konut olduğu varsayılmıştır.

Tablo 3. Armoni araştırması parametre setleri

Parametre Seti	HMS	HMCR	PAR
PS1	30	0.90	0.30
PS2	40	0.80	0.45

7 İvme Kaydından Oluşan İvme Setleri

Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için iki farklı armoni araştırması parametre seti kullanılarak toplam dört ivme kaydı seti elde edilmiştir. İvme setleri çalışmada öngörülen bütün kriterler sağlanacak şekilde elde edilmiştir. Şekil 3'te Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için PS1 ve PS2 armoni parametre setleri kullanılarak elde edilen ivme setlerine ait ortalama spektrumlar ile hedef spektrumlar verilmiştir. Tablo 4'te ise ivme setlerinde yer alan ivme kayıtlarının numarası ve ivme kayıtları için kullanılan ölçekleme katsayıları verilmiştir. Seçilen ivme kayıtlarına ait numaralar, başlangıçta oluşturulan 352 ivme kaydı içerisindeki sırayı ifade etmektedir. İvme kayıtlarına ait bilgiler Ek'te sunulmuştur. Tablo 4'te görüldüğü gibi hedef spektrum aynı olsa dahi farklı ivme kaydı setleri oluşmaktadır. Bu durum aynı hedef spektrum ile uyumlu farklı ivme kaydı setlerinin elde edilmesi imkanı sağlamaktadır. Öte yandan bazı ivme kayıtlarının farklı ölçekleme katsayıları ile birden fazla ivme kaydı setine seçildiği de Tablo 4 incelendiğinde görülmektedir.



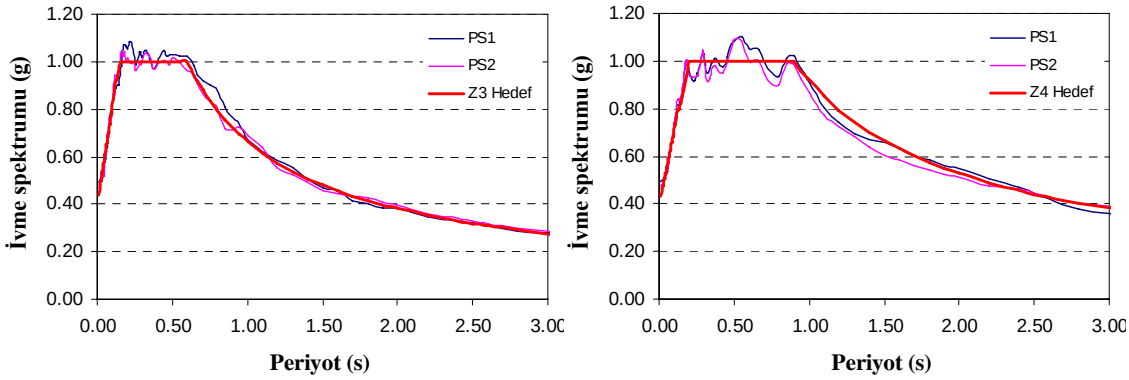
Şekil 3. Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için elde edilen ivme setlerine ait ortalama spektrumlar

Tablo 4. 7 ivme kaydına sahip ivme setlerine seçilen kayıtlar

ZEMİN SINIFI Z3				ZEMİN SINIFI Z4			
PS1		*PS2*		*PS1*		*PS2*	
No	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*
131	1.902	111	1.022	99	1.849	42	2.000
178	1.600	132	1.849	127	1.851	134	1.920
243	1.993	178	1.652	149	1.617	235	1.681
251	1.954	230	1.848	209	1.776	281	1.982
264	1.626	257	1.936	235	1.942	287	2.000
279	1.707	264	1.993	281	1.855	291	1.894

10 İvme Kaydından Oluşan İvme Setleri

10 ivme kaydına sahip ivme kaydı setleri de Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için ve iki farklı armoni araştırması parametre seti kullanılarak elde edilmiştir. Elde edilen dört ivme seti çalışmada öngörülen bütün kriterler sağlanacak şekilde elde edilmiştir. Şekil 4'te Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için PS1 ve PS2 armoni parametre setleri kullanılarak elde edilen ivme setlerine ait ortalama spektrumlar ile hedef spektrumlar verilmiştir. Tablo 5'te ise ivme setlerinde yer alan ivme kayıtlarının numarası ve ivme kayıtları için kullanılan ölçekleme katsayıları verilmiştir.



Şekil 4. Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için elde edilen ivme setlerine ait ortalama spektrumlar

Tablo 5 incelendiğinde, Tablo 4'te olduğu gibi, bazı ivme kayıtlarının farklı ölçekleme katsayısı ile farklı ivme setlerinde olduğu görülmektedir. Örneğin 132, 266, 279 nolu ivme kayıtları Z3 sınıfı zeminler için elde edilen iki ivme setinde de yer almaktadır.

Tablo 5. 10 ivme kaydına sahip ivme setlerine seçilen kayıtlar

ZEMİN SINIFI Z3				ZEMİN SINIFI Z4			
PS1		*PS2*		*PS1*		*PS2*	
No	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*	*No*	*Ölçek*
131	1.797	132	1.644	59	1.623	56	1.839
132	1.984	214	1.994	134	1.990	152	1.512
178	1.819	243	1.948	152	1.778	202	1.798
212	1.943	246	1.863	209	1.952	209	1.912
251	1.710	256	1.706	220	1.706	213	1.789
260	1.740	266	1.782	234	1.895	234	1.959
264	1.764	272	1.601	235	1.935	235	2.000
266	1.978	279	1.968	281	1.910	281	1.947
279	1.834	288	1.811	287	1.810	287	1.810
286	1.688	297	1.641	291	1.932	291	1.922

SONUÇ

Bu çalışmada, armoni araştırması optimizasyon tekniğinin gerçek ivme kaydı setlerinin oluşturulmasında kullanılabileceğini göstermek amacıyla, Deprem Yönetmeliği'nde Z3 ve Z4 sınıfı zeminler için tanımlanmış olan elastik tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde ivme kayıtları seçilmiş ve ölçeklendirilmiştir. Böylece zaman tanım alanında analiz için kullanılabilecek 8 ivme kaydı seti elde edilmiştir.

İvme kaydı setlerinin oluşturulmasında hedef spektrum olarak birinci derece deprem bölgesinde bulunan bir konut için tanımlanmış elastik tasarım ivme spektrumları seçilmiştir. İvme kaydı setlerinde bulunacak ivme kaydı sayısı 7 ve 10 olarak alınmıştır. Ölçekleme katsayısının 0.50-2.00 arasında olması öngörülmüştür.

Herhangi bir ivme kaydı setinin elde edilmesi için 80,000 iterasyonun tamamlanması 2-3 dakika sürmektedir.

8 ivme kaydı setinin her biri, çalışmada kullanılan tüm kriterler sağlanacak şekilde elde edilmiştir. Bu sonuç, armoni araştırması yönteminin, ivme kaydı seçiminde etkin bir yöntem olarak kullanılabileceğini göstermektedir. Farklı armoni araştırması parametre seti, farklı hedef spektrum ya da farklı ivme kaydı sayısı, yöntemin istenen ivme kaydı setlerinin elde edilmesindeki etkinliğini değiştirmemektedir.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar, farklı mühendislik optimizasyon problemlerinin çözümünde kullanılan armoni araştırması optimizasyon tekniğinin, hedef spektrum ile uyumlu ivme kaydı setlerinin elde edilmesinde de etkin bir şekilde kullanılabileceğini göstermektedir. Analizler için ihtiyaç duyulduğunda, dikkate alınan hedef spektrumlar için farklı ivme kaydı sayısına sahip ivme setleri önerilen yöntem kullanılarak elde edilebilecektir.

KAYNAKLAR

Abrahamson NA. (1993) Non-Stationary Spectral Matching Program RSPMATCH, User Manual, July 16

Bommer JJ, Acevedo AB (2004) "The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, Special Issue, 8(1):43–91

Boore DM (2003) "Simulation of Ground-Motion Using The Stochastic Method", *Pure and Applied Geophysics*, 160: 635–676

Coello CA (2002) "Theoretical and Numerical Constraint-handling Techniques Used with Evolutionary Algorithms: A Survey of The State of The Art", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191:1245-1287

DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara

Eurocode-8 (2003) Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1.1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Committee for Standardisation

Fahjan YM (2008) "Türkiye Deprem Yönetmeliği Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi", *İMO Teknik Dergi*, 4423-4444, 2008

Geem ZW, Kim JH, Loganathan GV (2001) "A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search", *Simulation*, 76 (2):60–68

Iervolino I, Galasso C, Cosenza E (2010) "REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362

Lee KS, Geem ZW, Lee SH, Bae KW (2005) "The Harmony Search Heuristic Algorithm for Discrete Structural Optimization", *Engineering Optimization*, 37(7): 663–684

Naeim F, Alimoradi A, Pezeshk S (2004) "Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Structural Design Using Genetic Algorithm", *Earthquake Spectra*, 20(2):413-426

Ek. İvme setlerine seçilen kayıtlara ait bilgiler

No	Deprem Adı	İstasyon Adı	M	NEHRP
42	Coalinga-01	Parkfield - Fault Zone 2	6.36	D
56	N. Palm Springs	Morongo Valley	6.06	D
59	Chalfant Valley-02	Benton	6.19	D
99	Superstition Hills-02	El Centro Imp. Co. Cent	6.54	D
111	Loma Prieta	Belmont - Envirotech	6.93	C
127	Loma Prieta	Hollister City Hall	6.93	D
131	Loma Prieta	San Jose - Santa Teresa Hills	6.93	C
132	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	6.93	C
134	Loma Prieta	Sunnyvale - Colton Ave.	6.93	D
149	Landers	Yermo Fire Station	7.28	D
152	Northridge-01	Beverly Hills - 14145 Mulhol	6.69	D
178	Northridge-01	LA - Sepulveda VA Hospital	6.69	C
202	Northridge-01	Sun Valley - Roscoe Blvd	6.69	D
209	Kocaeli, Turkey	Duzce	7.51	D
212	Chi-Chi, Taiwan	ALS	7.62	C
213	Chi-Chi, Taiwan	CHY002	7.62	D
214	Chi-Chi, Taiwan	CHY006	7.62	C
220	Chi-Chi, Taiwan	CHY025	7.62	D
230	Chi-Chi, Taiwan	CHY074	7.62	C
234	Chi-Chi, Taiwan	CHY092	7.62	D
235	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	7.62	D
243	Chi-Chi, Taiwan	NSY	7.62	C
246	Chi-Chi, Taiwan	TCU031	7.62	C
251	Chi-Chi, Taiwan	TCU039	7.62	C
256	Chi-Chi, Taiwan	TCU047	7.62	C
257	Chi-Chi, Taiwan	TCU048	7.62	C
260	Chi-Chi, Taiwan	TCU057	7.62	C
264	Chi-Chi, Taiwan	TCU063	7.62	C
266	Chi-Chi, Taiwan	TCU070	7.62	C
272	Chi-Chi, Taiwan	TCU089	7.62	C
279	Chi-Chi, Taiwan	TCU107	7.62	C
280	Chi-Chi, Taiwan	TCU109	7.62	C
281	Chi-Chi, Taiwan	TCU110	7.62	D
286	Chi-Chi, Taiwan	TCU122	7.62	C
287	Chi-Chi, Taiwan	TCU123	7.62	D
288	Chi-Chi, Taiwan	TCU128	7.62	C
291	Chi-Chi, Taiwan	WGK	7.62	D
292	Duzce, Turkey	Bolu	7.14	D
297	Manjil, Iran	Abbar	7.37	C

BETONARME TAŞIYICI SİSTEMLER İÇİN 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNDE TANIMLANAN YAPISAL DEPREM GÜVENLİĞİ DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF THE STRUCTURAL ASSESMENT TECHNIQUES IN 2007 TURKISH EARTHQUAKE CODE FOR RC STRUCTURES

Arda KARABULUT[1], Selim ÇAKIRTERZİ[2], Konuralp GİRGİN[3], Ercan YÜKSEL[4]

ÖZET

2007 Deprem Yönetmeliğinde, mevcut ve güçlendirilecek binaların ve bina türü yapıların deprem etkisindeki davranışlarının değerlendirilmesinde doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri tanımlanmıştır. Bu çalışmada, 2007 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan orta yükseklikli 6 adet betonarme yapı sistemi üç boyutlu olarak incelenmiştir. Yapı sistemlerinden üç tanesi çerçeve, üç tanesi ise perde-çerçeve türü taşıyıcı sisteme sahiptir. İncelenen sistemlerin kat sayıları, eşdeğer deprem yükü yöntemi için yönetmelikte öngörülen üst sınır civarında olup; 6, 8 ve 10 olarak seçilmiştir. Betonarme yapı sistemleri eşdeğer deprem yükü yöntemi, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Eşdeğer deprem yükü yöntemi ve artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemleri kullanılarak elde edilen performans büyüklükleri, söz konusu yapıların tasarımında kullanılan ivme spektrumuna uygun hale getirilmiş 7 adet deprem etkisinde gerçekleştirilen zaman tanım alanındaki doğrusal olmayan hesapta (ZTADOA) elde edilen büyüklüklerin ortalamaları ile karşılaştırılmıştır. İncelenen sistemler için farklı yöntemlerin verdiği sonuçlar irdelenmiş ve bazı genellemeler yapılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Performansa göre tasarım, Eşdeğer deprem yükü yöntemi, Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap

ABSTRACT

It is defined some evaluation techniques which are based on linear elastic or non-linear elastic theory, in 2007 Turkish Earthquake Code for the seismic performance assessment of existing and retrofitted reinforced concrete (RC) structures. Six mid-rise RC structures designed according to 2007 Turkish Earthquake Code are analyzed in this study. Three of the structures are moment resisting frames and the other three have frame-shear wall type lateral load resisting system. The numbers of storey of the structures are 6, 8 and 10 which are around to the limit defined for the application of equivalent earthquake load method. The RC structures were analyzed by using equivalent earthquake load method, incremental equivalent earthquake load method and nonlinear time history analyzing method. The performance extents obtained from equivalent earthquake load method and incremental equivalent earthquake load method were compared with averages of nonlinear time history analyzes results performed for 7 earthquake records which were modified according to the code based spectra used for the design of the structures. For the analyzed structures, the results given by the three methods have been compared and some conclusions have been made.
Keywords: Performance based design, Equivalent earthquake load method, Incremental equivalent load method, Nonlinear time history analysis

[1] İnş.Yük.Müh., Karabulut Mimarlık-Mühendislik, Samsun, karabulutarda@gmail.com
[2] İnş.Yük.Müh., Kartal Belediyesi, İstanbul, selimcakirterzi@hotmail.com
[3] Doç.Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul,girgink@itu.edu.tr
[4] Doç.Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul,yukselerc@itu.edu.tr

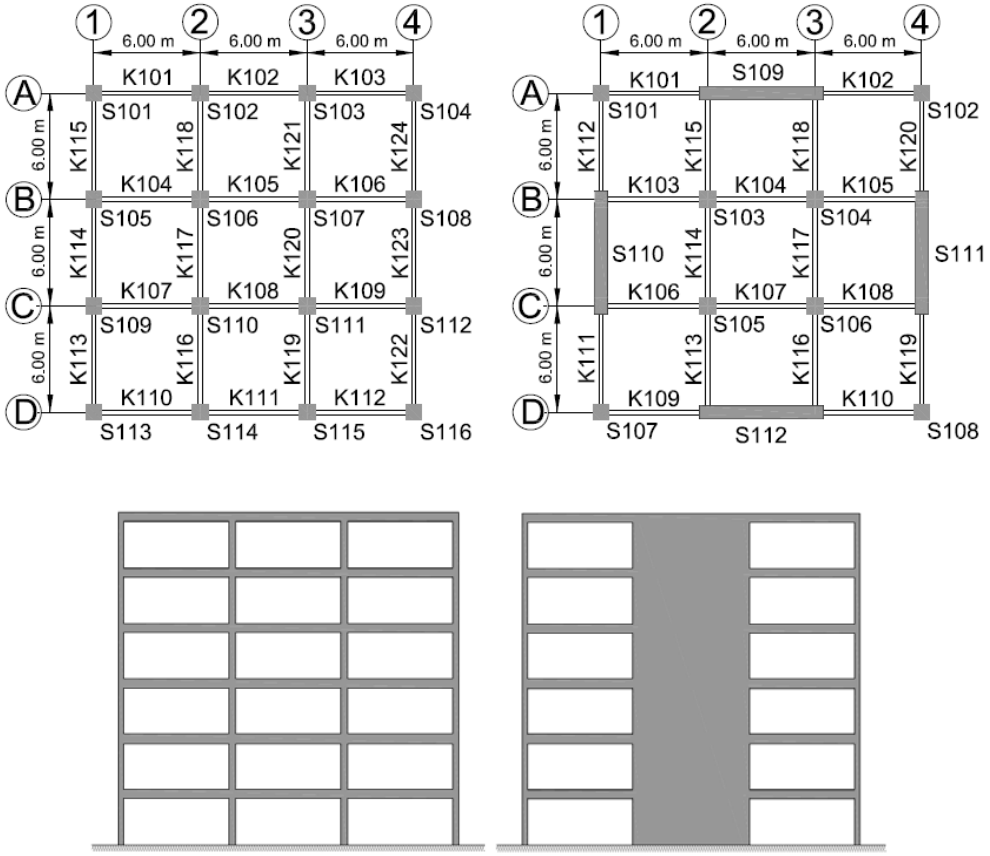
GİRİŞ

Bu çalışmada; mevcut ve güçlendirilecek binaların ve bina türü yapıların deprem etkisindeki davranışlarının değerlendirilmesi için DBYBHY 2007'de tanımlanan üç hesap yönteminin, seçilen binalar için verdiği sonuçların karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla, orta yükseklikteki betonarme binaları temsil etmek üzere altı adet örnek bina seçilmiştir. Birinci aşamada bu binalar DBYBHY 2007'ye uygun olarak boyutlandırılmıştır. İkinci aşamada ise bu binaların üç farklı yöntemle performans değerlendirmeleri yapılmıştır.

Mevcut betonarme yapı sistemlerini temsil eden altı katlı bir düzlem çerçeve Yuksel vd. (2008) tarafından incelenmiş ve her üç değerlendirme yöntemin ürettiği hasar seviyeleri karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucu, eşdeğer deprem yükü yönteminin diğer yöntemlere göre daha fazla emniyetli tarafta kaldığı belirtilmiştir.

TAŞIYICI SİSTEMLERİN ÖZELLİKLERİ

Taşıyıcı sistemi çerçeve ve perde-çerçeve olan toplam altı adet betonarme yapı DBYBHY 2007 ve TS500'e göre boyutlandırılmıştır. Her iki taşıyıcı sistem türü için kat sayıları 6, 8 ve 10 olarak seçilmiştir. Planda çift simetri eksenine sahip olan yapı sistemlerinin her iki doğrultuda 4'er aksı bulunmaktadır. Aks aralıkları 6 m, kat yükseklikleri ise 3 m'dir. Kolonlar kare kesitli olup, her iki katta bir, kolon kesitleri 5'er cm küçültülerek değiştirilmiştir. Kolon boyuna donatı oranları %1.0 ile % 1.8 arasında değişmektedir. Tüm bina tiplerinde kiriş boyutları 25/50 cm/cm, döşeme kalınlığı ise 15 cm'dir. Betonarme taşıyıcı sistemlere ait ayrıntılı bilgi Karabulut (2011) ve Çakırterzi (2011)'de yer almaktadır. Taşıyıcı sistemler C30 betonu ve S420a çeliği kullanılarak tasarlanmıştır. Altı katlı yapıların tipik çerçeve kesitleri Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Tipik kat planları ve 6 katlı yapı için boykesitler

Her bina için DBYBHY 2007'de öngörülen etkin eğilme rijitlikleri ile hesap yapılmaktadır. Etkin eğilme rijitliklerine göre elde edilen modal analiz sonuçları her binanın ilk altı modu için Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Binaların modal analiz sonuçları

				Kütle Katılım Oranları			Yığışımlı Kütle Katılım Oranları		
		Mod No	Peri. (sn)	U_X	U_Y	R_Z	U_X	U_Y	R_Z
ÇERÇEVE BİNALAR	6K	1	1.644	0.777	0.000	0.000	0.777	0.000	0.000
		2	1.644	0.000	0.777	0.000	0.777	0.777	0.000
		3	1.467	0.000	0.000	0.780	0.777	0.777	0.780
		4	0.559	0.000	0.113	0.000	0.777	0.890	0.780
		5	0.559	0.113	0.000	0.000	0.890	0.890	0.780
		6	0.515	0.000	0.000	0.114	0.890	0.890	0.894
	8K	1	2.118	0.764	0.000	0.000	0.764	0.000	0.000
		2	2.118	0.000	0.764	0.000	0.764	0.764	0.000
		3	1.860	0.000	0.000	0.766	0.764	0.764	0.766
		4	0.726	0.000	0.109	0.000	0.764	0.873	0.766
		5	0.726	0.109	0.000	0.000	0.873	0.873	0.766
		6	0.658	0.000	0.000	0.110	0.873	0.873	0.876
	10K	1	2.592	0.757	0.000	0.000	0.757	0.000	0.000
		2	2.592	0.000	0.757	0.000	0.757	0.757	0.000
		3	2.243	0.000	0.000	0.757	0.757	0.757	0.757
		4	0.891	0.106	0.000	0.000	0.863	0.757	0.757
		5	0.891	0.000	0.106	0.000	0.863	0.863	0.757
		6	0.797	0.000	0.000	0.108	0.863	0.863	0.865
PERDE + ÇERÇEVE BİNALAR	6K	1	0.586	0.661	0.000	0.000	0.661	0.000	0.000
		2	0.480	0.000	0.624	0.000	0.661	0.624	0.000
		3	0.353	0.000	0.000	0.620	0.661	0.624	0.620
		4	0.118	0.204	0.000	0.000	0.865	0.624	0.620
		5	0.106	0.000	0.235	0.000	0.865	0.860	0.620
		6	0.096	0.000	0.000	0.000	0.865	0.860	0.620
	8K	1	0.969	0.655	0.000	0.000	0.655	0.000	0.000
		2	0.854	0.000	0.616	0.000	0.655	0.616	0.000
		3	0.614	0.000	0.000	0.619	0.655	0.616	0.619
		4	0.196	0.197	0.000	0.000	0.852	0.616	0.619
		5	0.174	0.000	0.213	0.000	0.852	0.830	0.619
		6	0.127	0.000	0.000	0.207	0.852	0.830	0.826
	10K	1	1.318	0.656	0.000	0.000	0.656	0.000	0.000
		2	1.159	0.000	0.625	0.000	0.656	0.625	0.000
		3	0.837	0.000	0.000	0.628	0.656	0.625	0.628
		4	0.278	0.184	0.000	0.000	0.840	0.625	0.628
		5	0.247	0.000	0.194	0.000	0.840	0.819	0.628
		6	0.180	0.000	0.000	0.191	0.840	0.819	0.819

Doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlemelerde SAP2000 v14.1 yazılımı kullanılmıştır. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi birinci titreşim mod şekliyle orantılı olacak şekilde ve eşdeğer deprem yükü dağılımının taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı ile yapılmıştır. Doğrusal olmayan statik ve dinamik analizler için kolon ve kiriş mesnet bölgelerinde tanımlanan plastik mafsalların özellikleri XTRACT yazılımı kullanılarak belirlenmiştir.

Perdeli binalarda, sadece hesap doğrultusuna paralel olan birinci kat perdelerinin doğrusal olmayan davranış gösterdiği varsayılmış ve bu perdeler lif yaklaşımı esas alınarak idealleştirilmiştir. Perde türü elemanlar konsol eğilme çubuğu gibi davrandıklarından plastikleşmenin en alt katta oluşması beklenmektedir. ZTADOA ile yapılan analizlerde, bilgisayar hesap süresinin sınırlandırılması amaçlandığından, hesap doğrultusuna paralel perdelerde doğrusal olmayan davranış sadece alt katta gözönüne alınmıştır. Hesap doğrultusuna dik perdelerin ise tüm katlarda doğrusal davranış gösterdiği varsayılmıştır.

Kolon ve perdeler temele ankastre olarak mesnetlenmiştir. Kirişler dikdörtgen kesitli olarak göz önüne alınmış ve döşemelerin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit davrandığı varsayılmıştır. Döşemelerden kirişlere aktarılan düşey yükler, üçgen ve trapez yayılı yükler olarak kirişler üzerinde tanımlanmıştır. Doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerde sırasıyla, döşemelerin kütle merkezlerine ek dış merkezlik uygulanmadan yatay yük dağılımı ve ivme kayıtları etkitilmiştir.

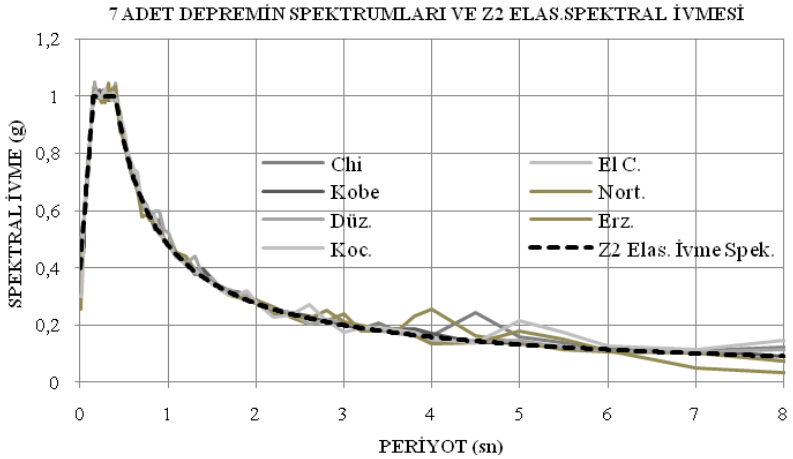
KULLANILAN İVME KAYITLARI

Zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan dinamik analizlerde 7 adet deprem ivme kaydı kullanılmıştır, (PEER). Seçilen kayıtlar DBYBHY 2007 2.9.1'de tanımlanmış olan üç koşulu da sağlamaktadır. Kayıtların önemli özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Kullanılan ivme kayıtları

No	Deprem	Büyüklük	PGA	Kayıt Süresi	Adım Aralığı	Faya Uzaklık	Zemin Özellikleri
		Ms	(g)	(sn)	(sn)	(km)	(USGS)
1	Chi-Chi (Chi)	7.6	1.000	40.0	0.010	50.9	D
2	El Centro (El C.)	7.1	0.850	79.0	0.020	15.5	C
3	Kobe (Kobe)	7.2	1.067	60.0	0.020	26.4	D
4	Northridge	6.7	0.872	15.0	0.005	7.1	C
5	Düzce (Düz.)	7.2	0.887	40.0	0.010	101.7	C
6	Erzincan (Erz.)	7.8	0.424	21.0	0.005	2.0	C
7	Kocaeli (Koc.)	7.6	0.875	40.0	0.010	8.2	C

Seçilen depremlere ait ivme kayıtlarının elastik ivme spektrumlarının DBYBHY 2007'de tanımlanan tasarım spektrumuna benzetilmesi için Sigraph (2006) yazılımı kullanılmıştır. Değiştirilen kayıtlara ait elastik ivme spektrumları, tasarım ivme spektrumu ile birlikte Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Değiştirilmiş ivme kayıtlarına karşı gelen elastik ivme spektrumları

DBYBHY 2007'de yapay ivme kaydı üretilmesi ve üretilen ivme kayıtlarının sağlaması gereken üç şartın gerçekleştiği aşağıda gösterilmiştir.

a- Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır, bu koşul Tablo 3'de gösterildiği gibi sağlanmaktadır.

b- Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_og'den daha küçük olmayacaktır, bu koşul Tablo 4'de gösterildiği gibi sağlanmaktadır.

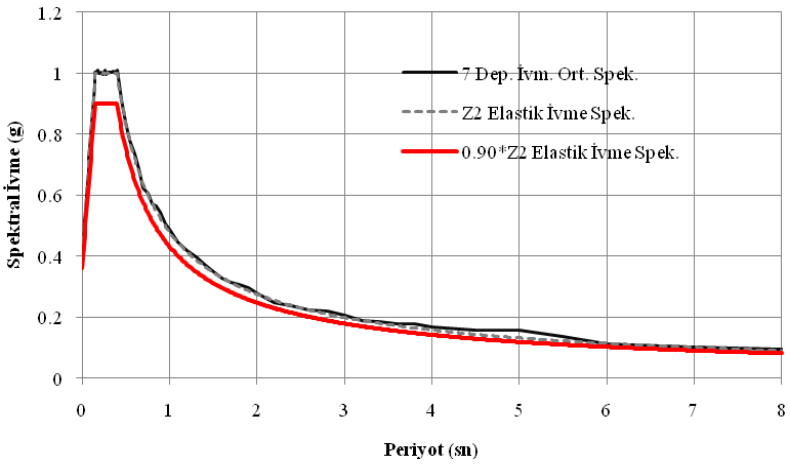
c- Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmayacaktır. Şekil 3'den de görüldüğü gibi yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunan spektral ivme değerlerinin ortalaması hiçbir periyot değerinde, $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az değildir. Bu nedenle incelenen bütün yapıların birinci (hakim) periyotlarının 0.2 ve 2 katları için bu şart sağlanmaktadır.

Tablo 3. Yapay ivme kayıtlarının sağlaması gereken birinci şart

No	Deprem Adı	KYHKS (sn)	Hakim Mod Periyodu / 5 katı (sn) / (sn)					
			Çer. Binalar			Per. + Çer. Binalar		
			6 K.	8 K.	10 K.	6 K.	8 K.	10 K.
1	Chi-Chi	15	1.64 / 8.22	2.12 / 10.59	2.59 / 12.96	0.59 / 2.93	0.97 / 4.84	1.32 / 6.59
2	El Centro	17						
3	Kobe	18						
4	Northridge	15						
5	Düzce	15						
6	Erzincan	21						
7	Kocaeli	15						

Tablo 4. Yapay ivme kayıtlarının sağlaması gereken ikinci şart

İvme No	İvme Adı	T=0 daki Spektral İvme Değerleri	Ortalama
1	Chi-Chi	0.3539g	
2	El Centro	0.4533g	
3	Kobe	0.4525g	
4	Northridge	0.4499g	0.3961g ≈ 0.40g
5	Düzce	0.5060g	
6	Erzincan	0.2554g	
7	Kocaeli	0.3016g	

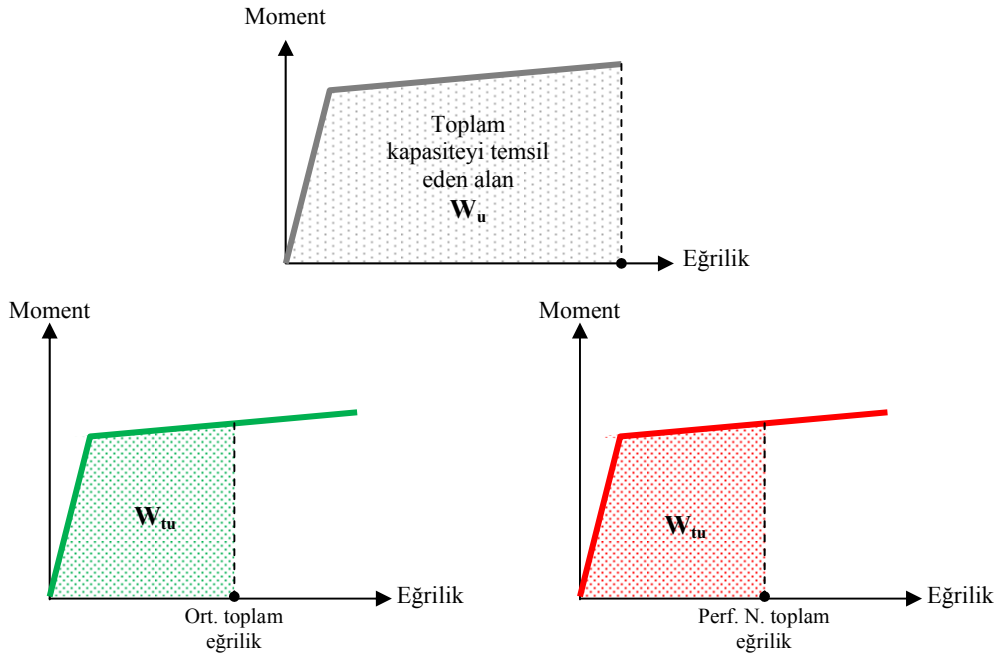


Şekil 3. Yapay ivme kayıtlarının sağlaması gereken üçüncü şart

KESİT KAPASİTE KULLANIM ORANI

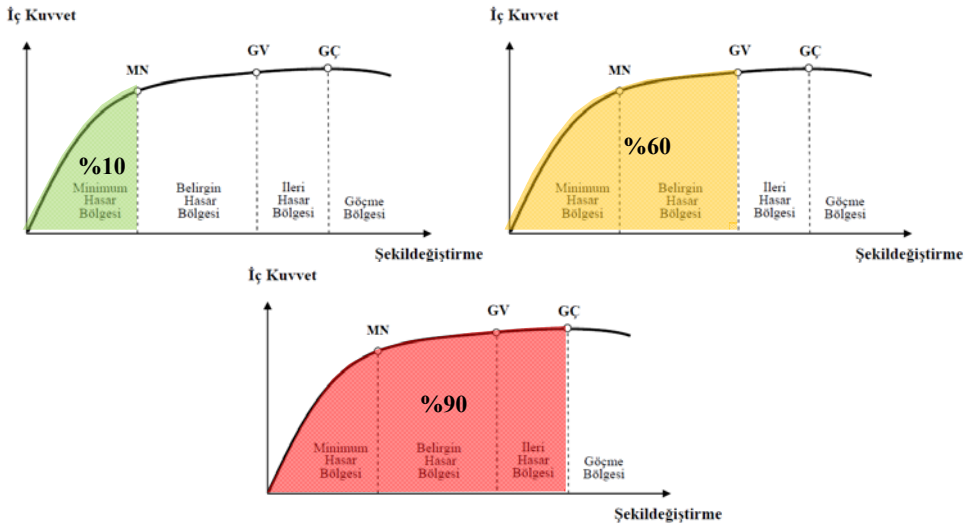
İncelenen yapı sistemleri DBYBHY 2007 ve TS500 (2000)'e göre boyutlandırıldığından, yapılan üç farklı performans değerlendirme yöntemine göre yapı elemanları minimum ve belirgin hasar bölgeleri içinde kalmaktadır. Bu yöntemlerden elde edilen farklılıkların değerlendirilmesinde DBYBHY 2007'de verilen beton ve çelik birim şekildeğiştirme sınırlarının kullanımı yerine, kesit şekildeğiştirme istemlerine dayalı enerji büyüklükleri kullanılmıştır. Kesit moment-eğrilik ilişkileri iki doğru parçalı olarak idealleştirilmiş ve altında kalan toplam alan W_u ile gösterilmiştir, Şekil 4.

İtme analizinde belirlenen performans noktasındaki toplam eğrilik ile ZTADOA yönteminde 7 farklı deprem kaydı için hesaplanan toplam eğriliklerin ortalaması kesit moment-eğrilik ilişkisine yerleştirilerek W_{tu} alanları tanımlanmıştır. Hesaplanan enerji büyüklükleri oranlandığında *kesit kapasite kullanım oranı (*W_{tu} / W_u) adı verilen büyüklüklere ulaşılmıştır, Şekil 4.



Şekil 4. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri için kesit kapasite kullanım oranı tanımı

Doğrusal eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanmasında; düşey yükler ve azaltılmamış deprem yükleri için yapı sistemlerinin statik analizleri yapılmış ve sünek davranış gösteren elemanlar için ait r_{HASAR} büyüklükleri belirlenmiştir. Farklı performans seviyelerine karşı gelen beton ve çelik şekildeğiştirme istemleri kullanılarak hesaplanan ortalama enerji oranlarının, r_{MN} için toplam enerji kapasitesinin (W_u) %10'una; r_{GV} için %60'ına ve $r_{GÇ}$ için de %90'nına karşı geldiği belirlenmiştir, Şekil 5, Karabulut A. (2011).



Şekil 5. Doğrusal analiz yöntemi için kesit kapasite kullanım oranı tanımı

FARKLI YÖNTEMLER İLE ELDE EDİLEN DEPREM İSTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Farklı yöntemler uygulanarak elde edilen taban kesme kuvveti, tepe yerdeğiştirmesi, göreli kat ötelenmeleri, kesit kapasite kullanım oranları gibi farklı istemler aşağıdaki paragraflarda karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar için hazırlanan tablolarda (**PN**) **P**erformans **N**oktasına karşı gelmektedir.

Taban Kesme Kuvvetleri Bakımından Karşılaştırma

Bu karşılaştırma doğrusal olmayan hesaba dayalı iki yöntem için yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 5'de verilmektedir. Bu tablo incelendiğinde, örneğin 8 katlı çerçeve türü sistemde ZTDOA ile elde edilen ortalama taban kesme kuvveti 3582 kN iken, itme analizi ile performans noktası için elde edilen taban kesme kuvveti 2870 kN olmuştur. Bu durumda oluşan göreli fark yaklaşık %20 mertebesindedir. İncelenen tüm sistemlerde, ZTADOA ile elde edilen ortalama taban kesme kuvvetleri itme analizi ile performans noktası için elde edilen taban kesme kuvvetinden büyük olmuştur. Bu fark perde-çerçeve türü sistemlerde daha büyük olarak gerçekleşmiştir.

Tepe Yerdeğiştirmeleri Bakımından Karşılaştırma

Bu karşılaştırma da yine doğrusal olmayan hesaba dayalı iki yöntem için yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 6'da verilmektedir. Bu tablo incelendiğinde, örneğin 8 katlı çerçeve türü sistemde ZTADOA ile elde edilen ortalama tepe yatay yerdeğiştirmesi 0.36 m iken, itme analizi ile performans noktası için elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmesi 0.40 m olmuştur. Bu durumda oluşan göreli fark yaklaşık %10 mertebesindedir. İncelenen tüm sistemlerde, ZTADOA ile elde edilen tepe yerdeğiştirmeleri itme analizi ile performans noktası için elde edilen tepe yerdeğiştirmesinden küçük olmuştur.

Tablo 5. Taban Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

		TABAN KESME KUVVETİ (kN)										
		DEPREM İVMELERİ								İTME ANALİZİ		
		1	2	3	4	5	6	7	8			
		Chi	El C.	Kobe	Nort.	Düz.	Erz.	Koc.	ORT.	P.N.	Fark.	%Fark
ÇER. BİNALAR	6 K.	2934	2890	2985	2936	2814	2943	3151	2950	2708	-242	-8.2
	8 K.	3341	3472	3806	3538	3632	3544	3739	3582	2870	-712	-19.9
	10 K.	4021	3784	3725	3815	4029	4065	3878	3902	3186	-716	-18.4
PER.+ÇER. BİNALAR	6 K.	7126	6901	7673	8007	6804	6832	6221	7081	5112	-1969	-27.8
	8 K.	7462	8185	7364	7061	7910	8221	6604	7544	4792	-2752	-36.5
	10 K.	7464	9572	8146	8605	8133	8119	6686	8104	4832	-3272	-40.4

Tablo 6. Tepe Yerdeğiştirmelerinin Karşılaştırılması

		TEPE YERDEĞİŞTİRMESİ (m)										
		DEPREM İVMELERİ								İTME ANALİZİ		
		1	2	3	4	5	6	7	8			
		Chi	El C.	Kobe	Nort.	Düz.	Erz.	Koc.	ORT.	P.N.	Fark.	%Fark
ÇER. BİNALAR	6 K.	0.21	0.32	0.23	0.34	0.30	0.31	0.26	0.28	0.29	0.01	2.8
	8 K.	0.45	0.42	0.36	0.33	0.26	0.40	0.30	0.36	0.40	0.04	10.2
	10 K.	0.46	0.54	0.51	0.51	0.47	0.49	0.39	0.48	0.49	0.01	2.5
PER.+ÇER. BİNALAR	6 K.	0.07	0.07	0.07	0.11	0.07	0.07	0.06	0.07	0.10	0.03	41.3
	8 K.	0.13	0.16	0.14	0.17	0.12	0.18	0.11	0.14	0.18	0.04	25.8
	10 K.	0.19	0.27	0.22	0.26	0.29	0.26	0.19	0.24	0.26	0.02	7.3

Göreli Kat Ötelemeleri Bakımından Karşılaştırma

Her üç yöntemin vermiş olduğu sonuçlar Tablo 7'de karşılaştırılmıştır. İtme analizi ve ZTADOA ile elde edilen göreli kat ötelemeleri karşılaştırıldığında, 1. katta ve 7. katta en büyük göreli farklar oluşmuştur. Bu farklar %40-50 arasında değişmektedir. Doğrusal eşdeğer deprem yükü yöntemi (EDY) ve ZTADOA ile elde edilen göreli kat ötelemeleri karşılaştırıldığında, 8. kat hariç olmak üzere, tüm katlarda oluşan göreli farklar %40-60 arasında kalmıştır.

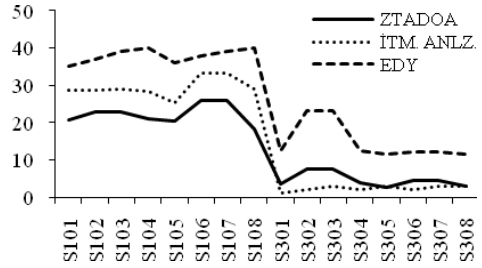
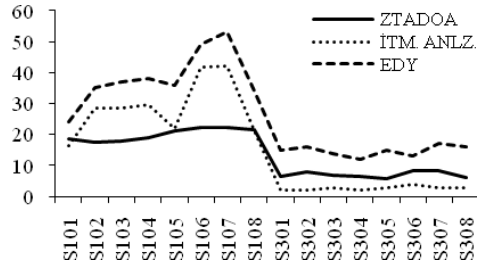
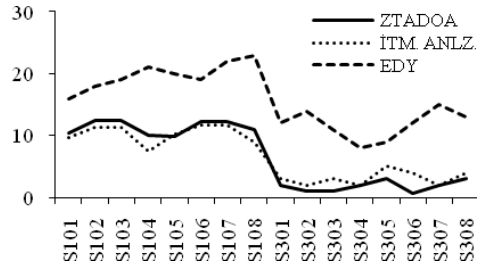
Tablo 7. Göreli Kat Ötelemelerinin Karşılaştırılması

Bina Tipi		Analiz Tipi		1.Kat	2.Kat	3.Kat	4.Kat	5.Kat	6.Kat	7.Kat	8.Kat	9.Kat	10.Kat
ÇERÇEVE BİNALAR	6 KATLI	ZTADOA	ORT	0.0145	0.0183	0.0210	0.0205	0.0199	0.0076				
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0173	0.0209	0.0221	0.0174	0.0148	0.0045				
			%FARK	**19**	**14**	**5**	**-15**	**-26**	**-41**				
		EDY	P.N.	0.0165	0.0297	0.0332	0.0297	0.0264	0.0148				
			%FARK	**14**	**62**	**58**	**45**	**33**	**95**				
	8 KKATLI	ZTADOA	ORT	0.0110	0.0180	0.0215	0.0224	0.0225	0.0175	0.0159	0.0067		
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0154	0.0213	0.0249	0.0250	0.0231	0.0105	0.0077	0.0037		
			%FARK	**41**	**19**	**15**	**11**	**3**	**-40**	**-51**	**-45**		
		EDY	P.N.	0.0150	0.0294	0.0346	0.0339	0.0330	0.0279	0.0245	0.0141		
			%FARK	**37**	**64**	**61**	**51**	**47**	**60**	**54**	**110**		
	10 KATLI	ZTADOA	ORT	0.0107	0.0192	0.0245	0.0266	0.0260	0.0231	0.0189	0.0134	0.0130	0.0065
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0098	0.0177	0.0233	0.0262	0.0263	0.0233	0.0193	0.0087	0.0066	0.0033
			%FARK	**-8**	**-8**	**-5**	**-2**	**1**	**0**	**2**	**-35**	**-50**	**-49**
		EDY	P.N.	0.0137	0.0287	0.0351	0.0362	0.0362	0.0333	0.0316	0.0266	0.0234	0.0140
			%FARK	**28**	**49**	**43**	**36**	**39**	**44**	**67**	**98**	**80**	**115**
PERDE+ÇERÇEVE BİNALAR	6 KATLI	ZTADOA	ORT	0.0021	0.0038	0.0044	0.0047	0.0048	0.0048				
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0034	0.0055	0.0062	0.0065	0.0066	0.0066				
			%FARK	**63**	**45**	**40**	**38**	**37**	**37**				
		EDY	P.N.	0.0011	0.0030	0.0051	0.0062	0.0068	0.0069				
			%FARK	**-46**	**-21**	**15**	**33**	**41**	**44**				
	8 KKATLI	ZTADOA	ORT	0.0029	0.0054	0.0061	0.0066	0.0068	0.0070	0.0070	0.0070		
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0042	0.0067	0.0075	0.0081	0.0084	0.0086	0.0086	0.0085		
			%FARK	**45**	**26**	**23**	**23**	**23**	**23**	**22**	**23**		
		EDY	P.N.	0.0013	0.0040	0.0071	0.0092	0.0107	0.0114	0.0118	0.0118		
			%FARK	**-54**	**-26**	**16**	**40**	**57**	**63**	**68**	**68**		
	10 KATLI	ZTADOA	ORT	0.0034	0.0067	0.0076	0.0083	0.0087	0.0090	0.0093	0.0094	0.0094	0.0093
		İTME ANLZ.	P.N.	0.0041	0.0072	0.0082	0.0088	0.0093	0.0096	0.0097	0.0097	0.0097	0.0096
			%FARK	**20**	**8**	**7**	**7**	**6**	**6**	**5**	**4**	**4**	**3**
		EDY	P.N.	0.0014	0.0042	0.0075	0.0100	0.0119	0.0130	0.0138	0.0141	0.0141	0.0140
			%FARK	**-61**	**-38**	**-2**	**21**	**36**	**44**	**48**	**50**	**51**	**51**

Kesit Kapasite Kullanım Oranları Bakımından Karşılaştırma

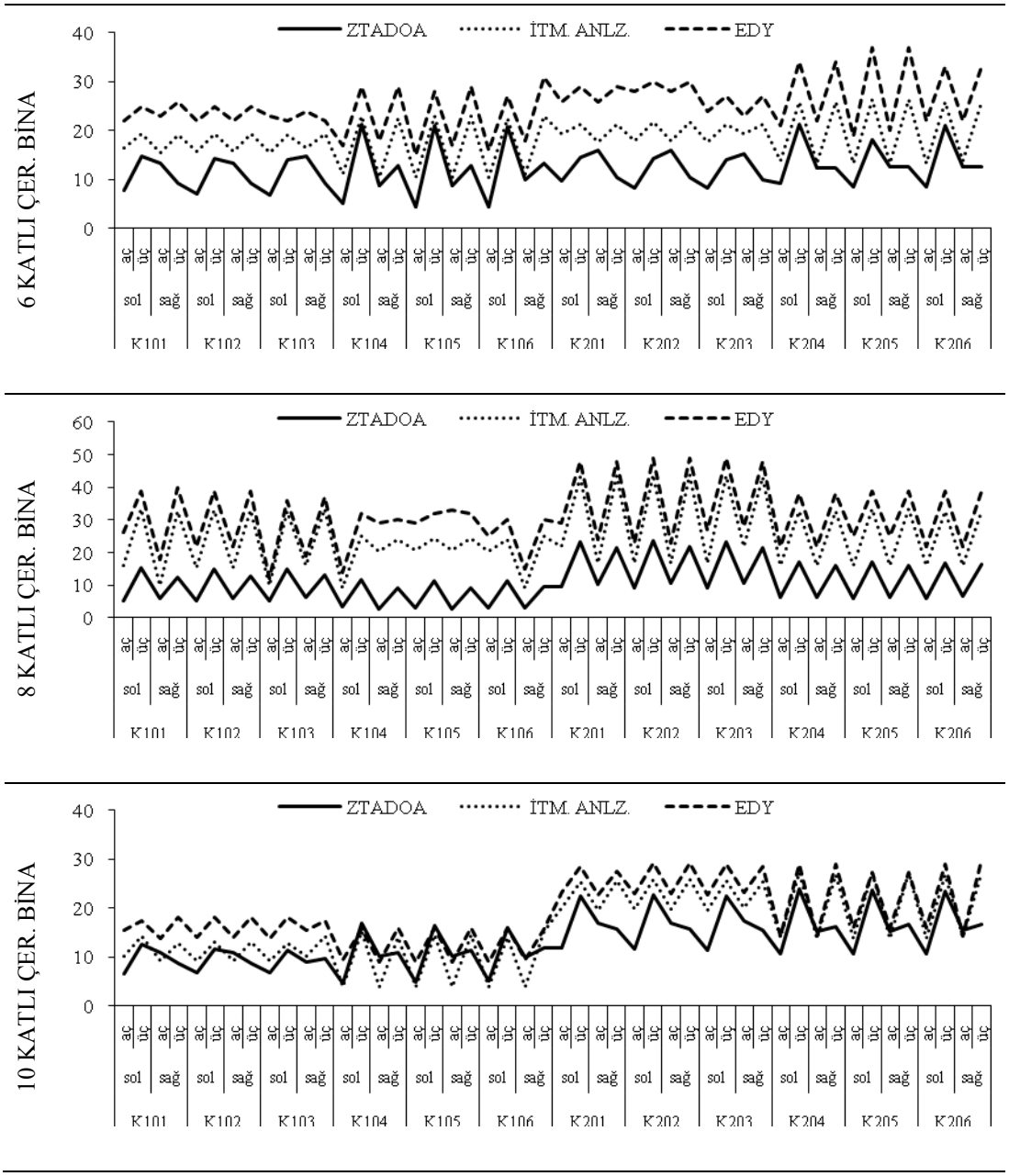
Çerçeve türü binalarda birinci ve üçüncü kat kolonlarının alt mesnetleri ile birinci ve ikinci kat kirişlerinin her iki mesneti için kesit kapasite kullanım oranları sırası ile Tablo 8 ve 9'da verilmektedir. Perde-çerçeve türü yapılarda ise sadece birinci ve ikinci kat kirişlerinin her iki mesneti için elde edilen sonuçlar Tablo 10'da verilmiştir. Bu yapı türünde kolonlarda gerçekleşen plastikleşmeler önemsiz düzeyde olmuştur.

Tablo 8. Birinci ve üçüncü kat kolonlarında kapasite kullanım oranları

6 KATLI ÇERÇEVE BİNA	
8 KATLI ÇERÇEVE BİNA	
10 KATLI ÇERÇEVE BİNA	

Örnek olarak 8 katlı çerçeve türü bina için, Tablo 8 incelendiğinde alt kat kolonlarında kapasite kullanımının göreli olarak daha büyük olduğu görülmektedir. Her üç yöntem ile elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, doğrusal eşdeğer deprem yükü yönteminin en büyük sonuçları verdiği, itme analizi ve ZTADOA yöntemlerinin ise bunu izlediği görülmüştür. Bu durumun kirişler ve kolonlar için yapılan tüm karşılaştırmalarda tekrarlandığı tespit edilmiştir, Tablo 8, Tablo 9 ve Tablo 10.

Tablo 9. Çerçeve tipi binaların birinci ve ikinci kat kirişlerinin kapasite kullanım oranları



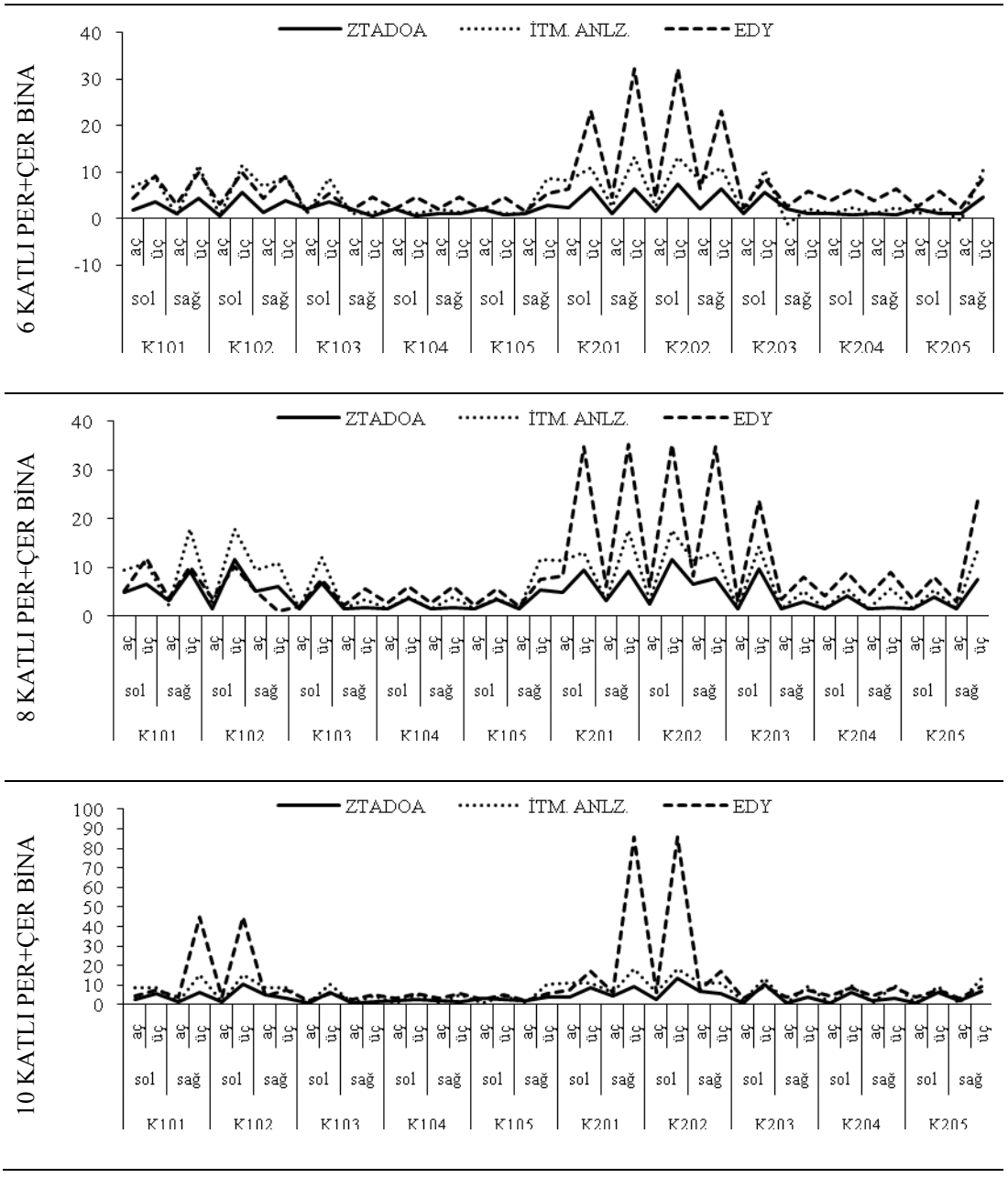
K201 ve K202 kirişleri, perdelere güçlü doğrultularında saplanan kirişlerdir. Perdelere saplanan kiriş kesitlerinde diğer kiriş kesitlerine göre daha büyük hasar oluşmaktadır, Tablo 10.

SONUÇ

DBYBHY 2007'de tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri seçilen 6 binaya uygulanmış, elde edilen genel sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Çok sayıdaki betonarme elemanın kesitlerinde hesaplanan kapasite kullanım oranları üzerinden yapılan karşılaştırmada; doğrusal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, referans olarak kabul edilen ZTADOA yöntemi sonuçlarına göre daha büyük istemler vermiştir. Yöntemler arasında eşdeğer deprem yükü yöntemi en büyük sonuçları vermekte yani daha fazla emniyetli tarafta kalmaktadır.

Tablo 10. Perde-çerçeve tipi binaların birinci ve ikinci kat kirişlerinin kapasite kullanım oranları



- DBYBHY 2007'ye göre tasarlanan çerçeve türü yapıların alt kat kolonlarında her üç yöntemde de daha büyük kesit kapasite kullanım oranları gerçekleşmiştir. Kirişler için hesaplanan kesit kapasite kullanım oranlarında ise belirgin bir farklılık görülmemiştir.
- Taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmesi karşılaştırmaları doğrusal olmayan yöntemler için yapılmıştır. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve ZTADOA yöntemlerinde ulaşılan sonuçlar arasındaki göreli farklar, çerçeve türü yapılar için küçük olduğu halde perde-çerçeve türü yapılarda daha büyüktür.
- Taban kesme kuvveti karşılaştırmalarında; artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, ZTADOA yöntemi sonuçlarına göre daha küçük sonuçlar vermiştir. Perde-çerçeve türü sistemlerde ise aradaki fark daha büyüktür.
- Tepe yerdeğiştirmesi karşılaştırmalarında; artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, ZTADOA yöntemi sonuçlarına göre çok yakın sonuçlar vermiştir.
- Göreli kat ötelemeleri için her üç yöntemle elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, doğrusal eşdeğer deprem yükü yönteminin daha büyük değerler verdiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

Celep, Z. **(**2007) Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme,Beta Yayıncılık, İstanbul

Çakırterzi S. (2011) 2007 Deprem Yönetmeliği ve FEMA 440 Raporuna Göre Hesaplanan Performans Noktası Yaklaşımlarının Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Deprem Mühendisliği Yüksek Lisans Programı, İstanbul

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007), Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Karabulut A. (2011) TDY2007 Yönetmeliği ve Fema 440 Raporunda Tanımlanan Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemlerinin Mevcut Betonarme Binalar İçin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Deprem Mühendisliği Yüksek Lisans Programı, İstanbul

Oasys Sigraph (2006) A program for generation, manipulation and graphical display of tabular x-y data, Oasys Ltd.

SAP2000 Advanced 14.1.0 (2009) Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California

TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

XTRACT (2004) Cross Section Analysis Program of Structural Engineers, Imbsen Software Systems

Yuksel, E., Yıldız, D., Teymur, P., Nur, C., Seismic Performance Assesment of RC Buildings According to the 2007 Turkish Earthquake Code, 8 th International Congress on Advances in Civil Engineering, September 2008, North Cyprus

Karabulut A. (2011) Doğrusal elastik yöntemle kesit hasar sınırlarının belirlenmesinde enerji yaklaşımı. (Yayınlanmamış bir çalışma).

YENİ YÖNETMELİĞİN SUNDUĞU DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN STATİK ANALİZ YÖNTEMİNDEN ELDE EDİLEN YAPI TEPKİLERİNDEKİ BELİRSİZLİKLER

THE UNCERTAINTIES IN THE STRUCTURAL RESPONSES INFERRED FROM THE NONLINEAR STATIC ANALYSIS METHODOLOGY OF THE NEW TURKISH EARTHQUAKE CODE

Kemal BEYEN,[1] Mustafa KUTANİS,[2] İ. Engin BAL[3]

ÖZET

Özellikle sismik yüklerdeki değer belirsizliklerinin tasarım kararlarına büyük etkisinin olduğunu biliyoruz. Yapıya etkiyen dinamik yüklerin belirsizliğinin neden olduğu yapısal tepkilerdeki tutarsızlık, tepkilerdeki farklılıkları açıklayabilecek bir çok nedenden bir tanesidir. Fakat, aynı dinamik kuvvet için farklı metotlarla hesaplanmış yapısal tepkilerdeki tutarsızlığın sebebi bir diğer önemli halledilmesi gereken problemdir ve bu makalede, 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) içinde seçenekler olarak verilen zaman tanım alanında analiz ve doğrusal olmayan statik itme analizi çalışılacaktır.

Çalışmada, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin yapı bölgesinde kaydedilmiş verileri deprem yer hareketi olarak kullanılmıştır. Sonuçların eşit yük şartlarında mukayese edilebilmesi için kullanılan deprem kayıdından üretilmiş olan eşdeğer elastik deprem spektrumu nonlinear statik analizde deprem yer hareketi olarak kullanılmıştır. Analiz seçeneklerinin sonuçları, yönetmelikte farklı yapı performans seviyeleri için önerilen katlar arası ötelenme oran sınırları ve diğer parametreleri açısından değerlendirilmiş ve tartışılmıştır. Tasarım için önemli olan bütün ihtimal yük durumları bu çalışmada dikkate alınmamıştır.

Analiz metotlarının test edilmesi için Gölcük'te 6 katlı tipik bir betonarme apartman yapısı on tane üç eksenli ivme ölçerden oluşan bir gözlem ağıyla dinamik sarsma ünitesinin frekans band genişliği sınırları içinde üretilebilen bir dizi zorlama kuvvetler ve çevrel titreşim ölçümleri için cihazlandırılmıştır.

Yapı tanı çalışmalarıyla elde edilen mevcut durumu yansıtan gerçek yapısal dinamik özellikler yapının sonlu eleman modelinin kalibre edilmesinde kullanılmıştır. Yönetmeliğin önerdiği yapı analiz metotlarının sonuçları ve 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin oluşturduğu hasarlı binanın yapı tanılama tekniği kullanılarak yapılan çalışmalarının sunduğu sonuçların ışığında farklılıklar ve belirsizlikler dikkate alınarak tartışılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Deprem Yönetmeliği, Zaman Tanım alanında analiz, Performansa Göre Tasarım

ABSTRACT

It is certainly well known that the uncertainties, particularly for seismic loads, can be very influential factors in the design decisions. The uncertainties in the structural responses, due to uncertainties in the loads exciting the structure, might be one of many reasons to explain the differences in responses. The discrepancy caused by the use of different methods, on the other hand, is known to be another reason of diffrerent results. The sole aim of this paper is to

[1] Doç. Dr. Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, kbeyen@kocaeli.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr. Mustafa Kutanis, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, kutanis@sakarya.edu
[3] Dr. İhsan Engin Bal, Eucenter, Pavia, İtalya, ihsanenginbal@gmail.com

investigate the inconsistencies in the capacity calculations by using time history and pushover analyses according to the the Turkish Earthquake Code of 2007.

In this study, time history recorded during the Kocaeli earthquake of 17 August, 1999, demonstrated to be well suited to the specifications of the Turkish code is used as an earthquake ground motion. As a special case, in order to compare the results of the two different analysis techniques, for an identical earthquake, the ground motion used in the pushover analysis was characterized by equivalent elastic earthquake spectra, which were developed from available time history at the nearest construction site. Different performance levels suggested in the Turkish building code (TDY-2007) are tested in terms of specified interstory drift ratio limits and their corresponding reliabilities. At this stage, to specify all possible loading cases that the structure might experience during its lifetime is not the case, since, it is clear that the choice of all possible cases is of utmost importance for the design purpose.

To test the analysis methods for a typically suitable structure, an apartment building at Gölcük with 6 stories, was instrumented by a total of ten three-axial components accelerometers in order to record the ambient vibrations and a set of force vibrations with available varying amplitudes in broadband frequencies of the shaker excitation. The most realistic structural dynamic characteristics under present circumstances inferred from structural identification study are used for calibrating the structural parameters in the finite element modeling. Results of the structural analyses of the TDY-2007 and those of the structural identification of the building damaged during the 17 August 1999 Kocaeli earthquake are discussed, paying special attention to the differences and uncertainties in the methodologies.
Key words: Earthquake code, Time History analysis, pushover analysis

GİRİŞ

Hesaplama teknolojilerinde oluşan gelişmelerin ve Kocaeli depremi gibi son zamanlarda dünyada olan şiddetli depremlerin inşaat mühendisliğine kazandırdığı gözlem ve birikimlerin ışığında (Şafak vd., 2000), Türkiyenin yanısıra bir çok ülkenin yapı tasarım yönetmeliklerine itme analizi doğrusal elastik olmayan yöntemlerden biri olarak girmiştir (T. C. Bay. İs. Bak., 2007). Amaç ise verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanması ve yönetmelikce tanımlanmış şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesinin yapılabilmesidir. Pratik mühendislik uygulaması açısından, önerilen yöntemlerin tutarlılığının tartışılabileceği açıktır. Bütün bunların yanısıra, yönetmeliklerdeki bu yöntemleri uygulayacak mühendislik bürolarının kullanabileceği sınırlı sayıdaki analiz programlarının anlaşılmayan/örtülü kabülleri ve/veya basitleştirmeleri veya uygulanılmasında karşılaşılan zorluklar vardır. Deprem yükleri altında, zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan bir dinamik analiz yapı performansının değerlendirilmesinde oldukca doğru sonuçlar vermesine rağmen sonuçların kullanılan deprem yük şartlarıyla sınırlı olacağını biliyoruz. Yönetmeliğimizde bölüm 2' de kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketi kullanımı ile ilgili kuralların (Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç veya yedi yer hareketi kullanılması ve sonuçlarının değerlendirilmesi ves.) uygulanması safhasında yönetmelik koşullarını sağlayan depremlerle çalışılması, deprem merkezine uzaklık, yakın fay etkisi, yerel zemin koşulları, coğrafi saha karekteristiği gibi kıstasların sınırladığı deprem adeti içinden doğru depremleri seçmekte proje büroları açısından güçlükler vardır. Diğer yandan, yapı geometrisinin sunduğu geometrik sönümün yanısıra malzeme sönümünün karmaşık özelliği tam çalışılmamış ve dolayısıyla anlaşılır parametrelerle günlük mühendislik uygulamalarının içinde henüz tam ifade edilememiştir. Doğrusal olmayan dinamik analizde ise, örneğin histeretik veya viskos sönüm gibi modellerin sonuçlara büyük tesirler veren hassas yapısı, gözlenen mevcut ve nümerik model sonuçlarının mukayese edilmesiyle anlaşılmaktadır. Doğrusal elastik olmayan artımlı statik analiz ise bu türden sönümlerin yerine,

yapı elemanında oluşan birim-şekildeğiştirme enerjisini ve onun sonucu oluşan gerilmeleri göz önüne alırken etkiyen deprem süresince oluşan toplam enerji kaybıyla ilgilenmez.

Genel olarak, deformasyon analizlerinde, statik veya statikleştirilmiş deformasyon analizleleriyle zaman tanım alanında yürütülen dinamik deformasyon analizleri arasında temelde farklılıklar vardır. Statik deformasyonlarda, eleman iç kuvvet değerlerinin hesaplandığı statik denge denklemleri toplamda sıfırı ve dahil edilen ayrıklaştırılmış tek mod eşdeğerlerinin toplamıyla (süperpozisyon) temsil ettirilen çok mod için göz önüne alınan yeterli mod sayısı ise tutarlılığı sağlar. Buna mukabil, dinamik deformasyon analizlerinde, deformasyonlar ve dolayısıyla önemli gerilmeler elemanın bir kısmında meydana gelirken diğer kısımları için bu durum söz konusu olmayabilir. Bir başka ifadeyle, elemanın karekteristik dinamik ve mekanik değerlerine ve deformasyonun an be an değişen yayılım hızına göre gerilme ve birim-şekildeğiştirme elemanda yayılmaktadır. Bu özelliğiyle dinamik deformasyon analizleri gerilme-birim şekildeğiştirme yayılım hikayesini verirken, statik deformasyon analizleri ardarda statik-denge (stabilite) durumunu vermektedir. Dolayısıyla, zaman tanım alanında depreme verilen doğrusal elastik olmayan tepkilerin ürettiği deformasyonlar ile artımlı statik yüklemeye verilen tepkilerin ürettiği deformasyonlar arasındaki farklılığın ve hata payının muhtemel kaynaklardan biri olabileceği tartışılmalıdır. Sonuçlar karşılaştırılırken, her iki analizde de tanımlanmış malzeme davranış modeli ve birim-şekildeğiştirme uygunluk ifadeleri göz önünde bulundurulmalıdır.

Bir diğer önemli konu olan plastik dalga yayılımı ise farklılığı açıklayabilecek bir başka muhtemel yaklaşım olabilir. Sünek bir elemanda, belirli birim-şekildeğiştirme oranında gerilme dalgası genliği malzeme elastik gerilme sınırını aştığı zaman, plastik deformasyonlar gelişecektir. İlk akma gerçekleştikten sonra, oluşan plastik dalgaların yayılma hızı elemanın elastik şartlardaki yayılma hızından daha düşük olacaktır. Oysa, dinamik davranış içinde, çok kısa bir an için sabit olan birim-şekildeğiştirme oranında gerilme yayılım hızının o an için sabit olacağı bilinmektedir. Gerilme - birim-şekildeğiştirme eğrisini düşünürsek, pekleşme oranının azalmasıyla hızın azalacağı bilinmektedir (Meyers, 1994).

Artımsal itme analizi 1990'lardan bu yana yapı deprem performansının değerlendirilmesinde kullanılmaktadır. Geleneksel artımsal itme analizinde, basit eğilme şartlarında geçerli olan idealleştirilmiş malzeme davranışı olan plastik mafsal (elastoplastik) hipotezini plastik şekil değiştirme bölgelerinde (plastik mafsal boyunda $l_p=h/2$) kullanarak prizmatik eleman çubuklarının yığılı hasar modeli teşkil ettirilmiş ve yapının hakim mod şekline uyarlanmış eşdeğer yanal yük dağılımı artımlarla uygulanmıştır. Eleman eğilme moment kapasitesi aşıldığı zaman, plastik mafsalların eğilme momenti ve dönme açısı ilişkisi içinde elastoplastik davranış sergileyecekleri kabul edilmiştir. Yapılan ilk kabüllerden de anlaşılacağı gibi metotun uygulanma çerçevesi sınırlı olup, sonuçlarınında farklı olması kaçınılmazdır. Son yıllarda, artımsal itme analizini burulmalı yapılara, çok modlu yapılara, rijitlik yumuşamasına girmiş yapılara uygulamak için çalışmalar yapılmaktadır. Deprem yükleri altında rijitlik yumuşaması yapının modal karekteristiklerini değiştirecektir. Örneğin, deprem süresi içinde hasar alan elemanlar ile yapı periyodu büyüme sürecine girecek, bu anlık periyot değişimleri dinamik yüklerin anlık değişimine sebep olacaktır. Yapı mukavemetinin ve genel rijitlik matrisinin analiz içinde ardışık olarak her yük artım adımında güncellenmesiyle problemlerin bir kısmı çözülmeye çalışılmış [4, 5, 6, 7, 8] ve uygulanabilirlik alanları artmıştır (Paret TF et al., 1996, Gupta et al., 2002, Elnashai, 2000, Aydınoğlu, 2003, Penelis and Kappos, 2002).

Artımsal statik itme analizinin zayıf noktasını yanal yük şekli oluşturmaktadır. Yanal yük şeklinin, depremde yapıda oluşan atalet kuvvetlerinin yayılımına en yakın olan şekilde olması beklenir. Fakat, deprem sırasında şiddetli kuvvetlere maruz kalan yapının anlık farklı atalet kuvvet dağılımları sergileyeceği bilinmesine rağmen, yönetmeliklerde, küçük periyot değerlerine sahip yapılarda dolayısıyla hakim modal davranışı yüksek kütle katılımıyla gerçekleştiren yapılar için tek mod benzeşimli eşdeğer yük şekli ve dağılımı yapı davranışını kabül edilebilir doğrulukta tahmin etmek için yeterli görülmüştür. Diğer taraftan, artımsal statik itme analizi, toplam davranışa katkıları büyük olan yüksek sayıda moda sahip büyük periyotlu uzun yapılar için doğru deformasyon geçmişi ve hasar mekanizması verememektedir. Mwafy ve Elnashai, 2001 ve Lawson vd.'leri, 1994, artımsal statik itme analizinin perdeli-çerçeveli taşıyıcı sistemlerin davranışını tahmin etmekte yetersiz olduğu sonucuna varmışlardır. Gözlenen metot tutarsızlığını perdelerin temel üstü birleşimlerinin kapasiteyi aşan eğilme momentler altında akmasına ve dönmesine sebep

olduğu, değişen eleman sınır ve mesnet şartlarının periyot büyümelerine, periyot kaymasına ve dolayısıyla atalet kuvvet dağılımlarının değişmesine bağlıyabiliriz. Aynı bakış ile, büyük şiddet (enerjik) bileşenlerini büyük periyotlarda tutan bir depreme maruz kalmış tek hakim moda sahip bir yapının elastik olmayan statik ve dinamik hasar görebilirlik analiz sonuçlarında gözlenen farklılıklar için de benzer sebepleri sıralayabiliriz. Üç boyutlu asimetrik yapılarda olan düzensiz kütle ve rijitlik dağılımı artımsal statik itme analizinin uygulanmasını güçleştirmesinin yanısıra, uygulanacak eşdeğer yanal yük şekli, dağılımı, hedef deplasman ve izlenecek çatı noktası tartışılır hale gelmektedir. Dahası, üç boyutlu analizlerde, iki yönden etkitilecek yanal yüklerin eşzamanlı tatbik edilme benzeşimini verecek oluşmuş bir fikir birliğinin olmamasının yanısıra depremin düşey bileşeninin artımsal statik itme analizinde değerlendirilmesi şuan için söz konusu bile değildir. Sonuç olarak, kuvvet esaslı bir yaklaşım olan artımsal statik itme analizi örneğin mukavemet düzensizliği olan her yapı için tutarsız sonuçlar verecektir.

YAPILMIŞ TEST MODEL ÇALIŞMALARI

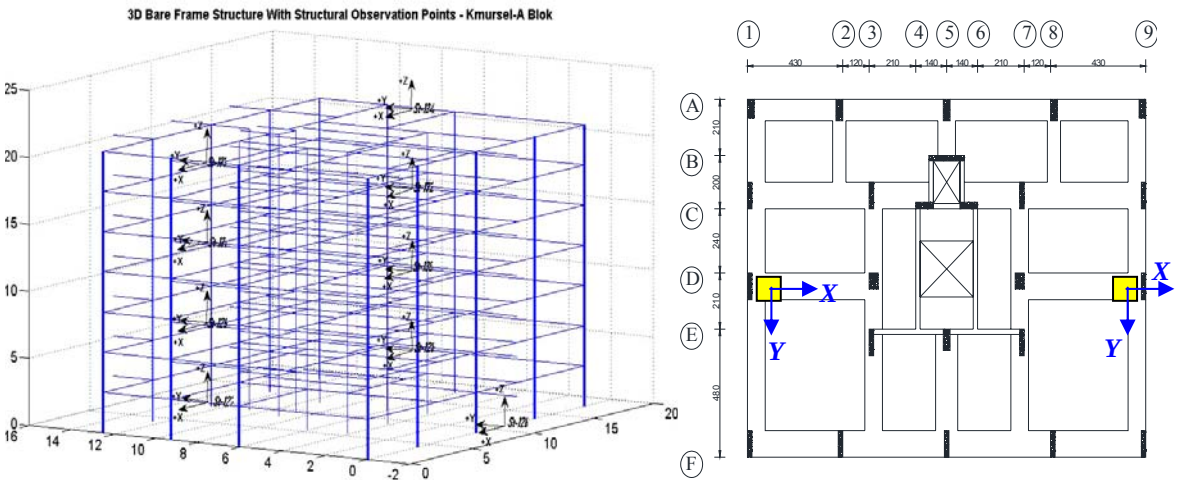
Geçmiş çalışmalara bakıldığında, metota eleştirel yaklaşanlar olduğu gibi pratiklik açısından faydalarından bahsedenlerde olmuştur. Faella, 1998, artımsal statik itme analizini kullanarak yapay ve kaydedilmiş farklı depremlere maruz bırakılmış değişik kat adetleri bulunan yapıların davranışlarını mukayese etmiş ve çökme mekanizmalarının ve kritik bölgelerinin tanımlanabildiği sonucuna varmıştır. Buna karşın, Kim ve D'amore, 1999, ise cihazlandırılmış 6 katlı çelik bir yapının farklı deprem yükleri altında farklı performans hikayelerinin artımlı statik itme analiziyle tahmin edilemediği sonucuna ulaşmıştır. Benzer şekilde laboratuar şartlarında kontrollu yapı göçme testleri ile ilgili bir çok çalışma yapılmış ve nümerik olarak tekrar üretilmeye çalışılmıştır (Pinho ve Elnashai, 2000). Villaverde'in, 2007'de açıkladığı gibi, yapıların göçme kapasiteleri, mekanizması ve hasar dağılımıyla ilgili numerik analizlerin gerçek yapıya etkimiş ve hasar vermiş kaydedilmiş deprem ve hasarlı yapı ile çalışılmaya ihtiyacı vardır.

ÇALIŞMANIN AMACI

Mevcut hasar analiz metotlarının uygunluğu gerçek saha çalışmalarıyla hala tam test edilememiştir. Dahası, ülke gerçeklerini yansıtan pratikte uygulanan imalat teknikleriyle inşaa edilmiş gerçek üç boyutlu gözlenen bir yapının depremde kaydedilmiş değişik performans seviyelerinin (can güvenliği, ve göçme öncesi) davranışları numerik benzeşimle üretecek hesaplama yöntemlerini test eden bir çalışma henüz yapılamamıştır. Bu ihtiyacın kısmen giderilmesi gayretiyle, TUBİTAK'ın desteklediği 108M303 kodlu proje çerçevesinde Kocaeli depreminde, Şekil 1'de görülen, Halıderede, doksanlarda yürürlükte olan yönetmeliğe göre projelendirilmiş ve seksenli doksanlı yılların geleneksel inşaat uygulamasını temsil eden kabası tamamlanırken hasar almış altı katlı betonarme bir çerçeve gerçek bir vaka analizi yaklaşımı içinde çalışılmıştır. Henüz kapasiteye göre tasarımın yönetmeliklere girmediği düz inşaat demirlerinin kullanıldığı uygulamada, binanın üç boyutlu sonlu eleman (nümerik) modeli kesit geometrisi ve donatı bilgileri doğrulattırılarak Şekil 1 ve 2'de görüldüğü gibi oluşturulmuştur.



Şekil 1 İzmit körfezinde Halıderenin konumu, çalışılan binanın Halıderedeki konumu, binanın görünüşü ve sonlu eleman nümerik modeli sırasıyla görünüyor.

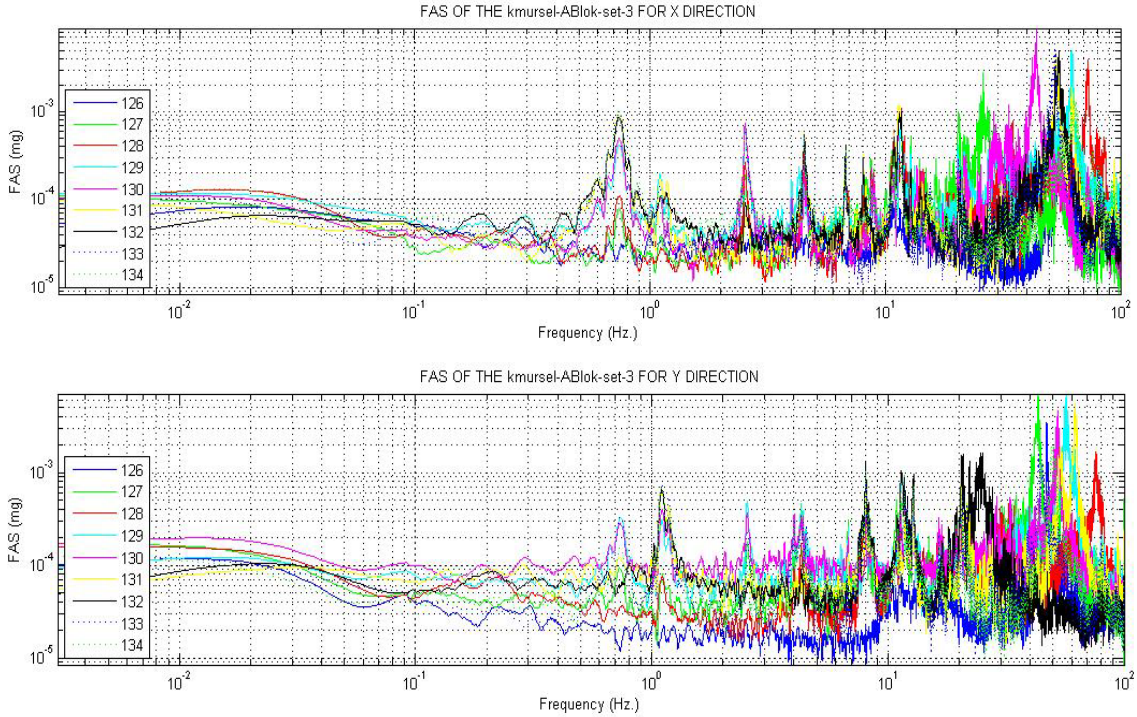


Şekil 2 Yapı üzerine serilen izleme cihazlarının konumları, yönelimleri ve cihaz numaraları üçboyut ve planda.

YAPI TANILAMA ÇALIŞMASI SONUÇLARI

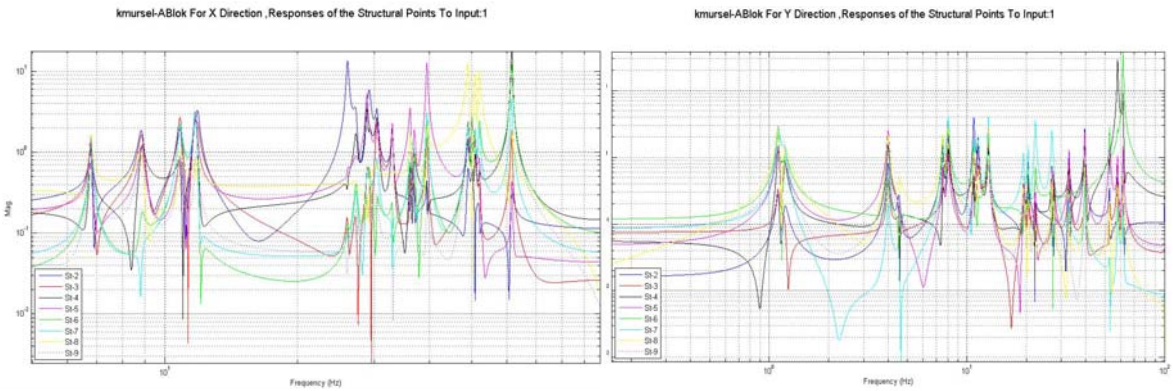
Serbest Titreşim Ölçüm Sonuçları

Karamürsel girişi Halıderedeki bloklardan A bloğun yapısal tanılama çalışmaları için serbest ve zorlama titreşim ölçümlerinde kullanılmak üzere cihaz serimi ve polarizasyonu Şekil 2'de görüldüğü gibi yapılmış, ölçümlerde sinyal kalitesi ve veri tutarlılığının kontrolleri için çok setli kayıt 200 Hz.'de alınmıştır. Çevrel titreşim kayıtları 300 sn süre ile kaydedilirken, zorlama harmonik kuvvet uygulaması yapay depremin karekteristiğine ve etkime süresine uygun zaman diliminde kaydedilmiştir. Tanılama çalışmalarıyla ilgili geniş bilgi Beyen vd., 2011 ve diğerlerinden öğrenilebilir (Beyen, 2007, Juang ve Pappa, 1985, Juang, 1994). Çevrel titreşim verilerinin Fourier dönüşümleri sonucu elde edilen genlik spektrumları Şekil 3'de çizilmiştir. Görüleceği gibi yüksek frekanslarda geniş band özelliğiyle hakim modal frekanslar 0.7, 1.1, 2.5, 4.5, 7 Hz. olarak x yönünde, 0.65, 1.1, 2.5, 4 Hz. değerleriyle devam eden modal frekanslar ise y yönünde tesbit edilebilmektedir.



Şekil 3 Çevrel titreşim ölçümlerinden elde edilen istasyon kayıtlarının Fourier dönüşümlerinin x ve y yönleri için Fourier genlik-frekans içeriğini veren grafikler, srasıyla üst ve altda.

Veri işleme uygulamalarında çevrel kayıt sinyalleri gürültü analizleri olarak değerlendirilirler. Bu çerçevede, kullanılan bir yöntemin sonuçlarının tutarlılığı gürültü sinyal oranına bağlı olarak değişebilir ve sonuçların doğru tanılama ve doğru yapı bilgisi için doğrulatılması gerekir. Gürültü olarak değerlendirilebilecek bir sinyalin içinde bulunabilecek yapısal bilginin açığa çıkarılması için Gözlemci/Kalman Filitre Tanı Tekniği Eigen Sistem gerçekleştirme algoritmaları (Observer/Kalman filter Identification and Eigen System Realization Algorithm (OKID/ERA)) ile Tek Giriş Tek Çıkış (TGTÇ (SISO)) ve Çok Giriş Çok Çıkış (ÇGÇÇ (MIMO)) nümerik sistem modelleri çalışılmıştır. Klasik veri analiz tekniklerinin aksine, OKID'in gözlem verisinden doğrudan elde ettiği parametrelerin (Markov zincirleri) asimtotik olarak stabil olmasının getirdiği kazanç ile veride olabilecek gürültü kirliliği veya tahmin hatası gibi işlem kirlilikleri minimize edilmiştir. Kullanılan algoritmalar ile ilgili geniş bilgi Juang, 1994'de bulunabilir. TGTÇ şartları için döşemelerin rijit diyafram çalıştığı ayrıklaştırılmış kat kütlelerinin kendi kat seviyesinde yanal serbestliğe sahip olduğu kabülüyle, yapı genel rijitlik matrisinde tek yatay serbestliğe sahip olmanın diagonal eksen üzerindeki terimlerle gerçekleşebileceği ve katlar arası etkileşimin olmadığı dolayısıyla digonal terimlerin dışında rijitlik matrisinin sıfır olacağı bir yapı davranışını tarifleyen TGTÇ algoritmasından elde edilen kat transfer fonksiyonları Şekil 4'de çizilmiştir. Modal bilgiler ise Tablo 1'de modal frekans ve modal sönüm olarak ilk 16 mod için gösterilmiştir.



Şekil 4 Çevrel titreşim ölçümlerinin yerel serbest ortam girdi kuvvetlere karşı yapısal noktaların tepkilerinden hesaplanan transfer fonksiyonları solda x yönü, sağda ise y yönü.

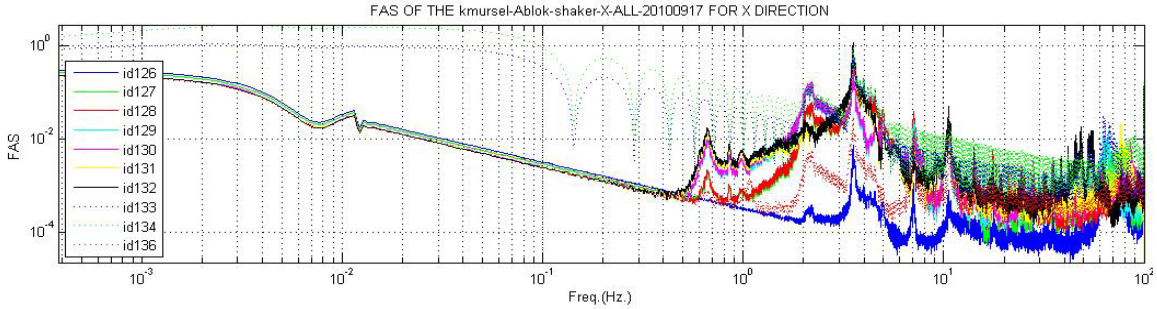
Tablo 1. Karamürsel A Blok Modal Parametreler

Karamürsel A Blok Modal Analiz (x yönü)																
Hakim Frekanslar (Hz.)	0,67	2,55	4,53	6,79	8,05	8,85	11,45	11,7	26,05	42,61	43,18	43,75	43,78	44,03	44,07	62,39
Modal Sönüm Oranları (%)	1,78	0,56	0,77	0,43	0,71	1,26	0,97	0,65	0,23	0,59	0,54	0,44	0,37	0,72	0,41	0,24

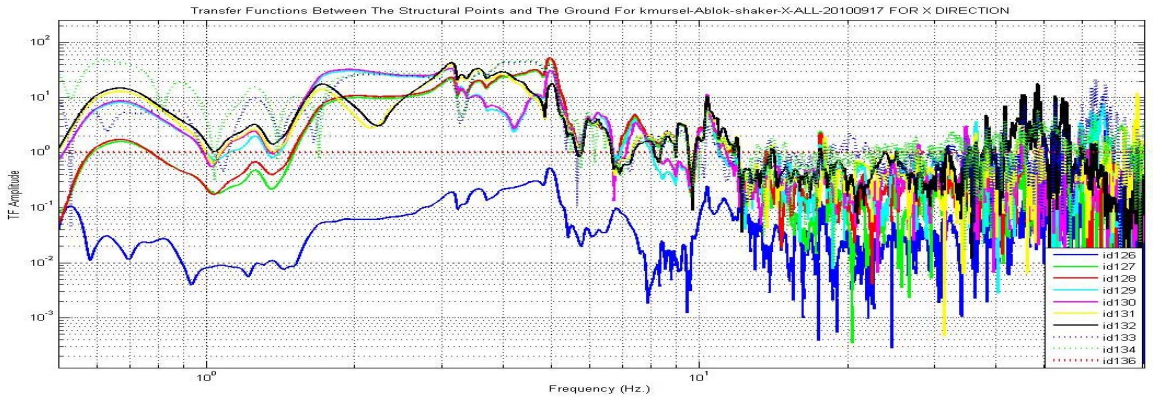
Zorlama Harmonik Test Ölçüm Sonuçları

Yapay deprem olarak nitelendirilebilecek, tek yönden uygulanan değişik genlik ve frekans muhteviyatına sahip harmonik sinüs zorlama kuvvetleri altında yapıların tepkilerinin ve davranış karekteristiklerinin tanılanması yapıların nümerik model düzeltmelerinin yapılmasında, statik, dinamik ve mukavemet parametrelerinin yapı üzerinden alınan ölçüm analiz sonuçlarına göre güncellenmesiyle model tutarlılığının yükseltilmesi amaçlanırken, çevrel titreşimler gibi lineer girdilerin aşılarak linear ötesi zorlama kuvvetler altında statik açıdan kararlı durumda bulunan hasarlı/hasarsız yapısal davranışın karekteristik özelliğinin açığa çıkarılması için zorlama kuvvet testleri yapılmıştır. Üretilen değişik genlik ve farklı hakim tepe frekanslara sahip harmonik sinüs salınımlarının toplam hikayesine yapının verdiği tepki hikayesi yapısal noktalarda kurulmuş ivme ölçer istasyonlar tarafından kaydedilmiş verilere uygulanan Fourier dönüşümleri yapı gözlem istasyonları için Şekil 5'de çizilmiştir. Farklı modal deplasmanlar sergileyen izlenen katlar 0.65,

0.85, 1, 2.2, 3.5, 4.5, 7, 11 ve benzeri Hz.'lerde hakim tepecikler vermişlerdir. Benzer frekanslar Şekil 6'da çizilen yapısal noktalarla zemin arasındaki transfer fonksiyonlarında da görülmektedir. Zorlama kuvveti uygulanan x bileşeni dışında diğer bileşeninde nispeten zayıf olmakla beraber titreşim içermesi, yükleme eksenine ortogonal diğer eksen serbestliğininde yükten etkilendiğini göstermiş ve yapının önemli mertebede hasarlı olduğunu göstermiştir. Gerçekte tek yön yüklemenin tek serbestliği tetikletme beklentimizin burada gerçekleşmemesi hasarı ve hasarın neden olduğu rijitlik kayıplarının bir sonucu olarak rijitlik merkezinin kaymasıyla oluşmuş ilave burulmanın ötesinde, hasarsız haline ait bir yapısal davranış karekteristiği olabileceğini de akla getirmiş ve çalışılmıştır.



Şekil 5 Karamürsel A blok, 17 Eylül 2010 tarihinde x yönünde yapılan değişik genlik ve frekans içeriğine sahip yapay depremler toplamının Fourier genlik spektrumu.



Şekil 6 Karamürsel A blok x yönü toplam hareket için yapı-zemin transfer fonksiyonu

Nümerik Modelin Tanılama Sonuçlarıyla Kalibrasyon Çalışmaları

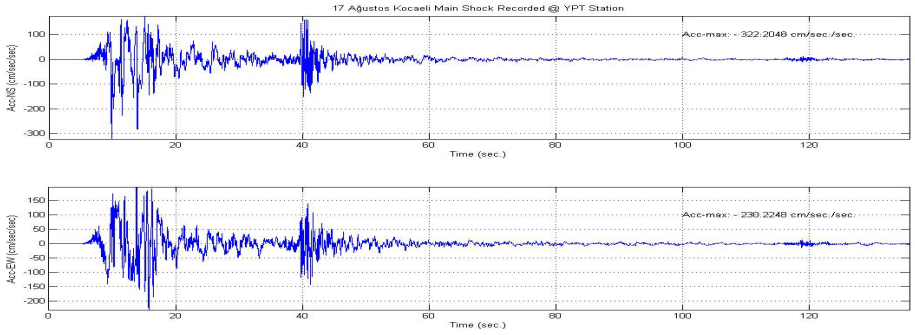
Serbest titreşim veya zorlama altında tek dinamik yük ve/veya toplam dinamik yük şartlarında davranışları izlenen çalışma yapısı için oluşturulmuş olan nümerik modellerin benzeşim çalışmaları içinde model kalibrasyonlarında yapıdan elde edilen karekteristik modal bilgiler kullanılmıştır. Çalışılan mevcut yapının üstünde ölçülen davranışları aynı doğrulukta sonlu eleman modelinde elde edilebilmesi için deneysel ve analitik modellerin modal şekiller arası korelasyon teknikleri, örneğin, *COMAC* değerlendirmesi ve rijitlik hata matrisinin minimize edilme teknikleriyle nümerik model kalibrasyonları tamamlanmıştır (Jimin, 2000, Maia, 2000). Yönetmeliğin 7.4.5, 7.4.6 ve 7.4.7 şartlarını sağlayan analitik model daha sonra hasar görebilirlik analizlerinde kullanılmıştır.

DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BİNA PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

Çalışmada, SeismoStruct, 2010 sonlu eleman yazılım paketi kullanılmıştır. Pratik mühendislik açısından, proje bürolarının günlük uygulama kullanımına cevap verebilecek yönetmelik yöntemleri test edilmiştir. Depremde bina performansının doğrusal elastik olmayan yöntemlerle analizinde yönetmelik; a) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, b) Artımsal mod birleştirme yöntemi ve c) Zaman tanım alanında hesap yöntemini, uygulanabilme şartlarıyla beraber önerir.

Can güvenliği performans seviyesi için yürütülen analizlerde yönetmeliğin önerdiği elastik tasarım ivme spektrumu kullanılarak uygulanabilen yöntemlerin sonuçlarıyla Şekil 7'de verilen gerçek yerel deprem istasyon kaydı için üretilen Şekil 8'de çizilen ilgili spektrumun kullanılmasıyla uygulanabilen analiz yöntemlerinin sonuçları karşılaştırılmış ve tartışılmıştır. Deprem kaydının bileşenleriyle bir binaya uygulanması noktasında bina yönleri için kullanılacak kayıt bileşenleri tam aydınlanmış bir konu olmamakla beraber, bu çalışmada, deprem kuvvetleri binaya her iki yönden yapı konumuyla uygun bileşenleriyle ayrı ayrı etkitilmiştir. Yönetmeliğin önerdiği mühendislik büro uygulaması birikim ve yazılım şartlarında kalınarak aşağıda özetlenen analizler uygulanmış, çıkan sonuçlar karşılaştırılmış, tutarlı ve belirsiz yönlerinin altı çizilmiştir. Zaman tanım alanında yürütülen analizde, deprem merkezinden 4.2 km uzaklikta bulunan Şekil 7'deki Yarımca Petro Kimya Tesisleri'nin (YPT) istasyon kaydı kullanılmıştır. Artımsal statik itme analizinde kullanılmak üzere Şekil 8'de gösterilen %0 ve %5 sönüm için üretilen elastik ivme spektrumları yönetmelik spektrumuyla karşılaştırılmıştır. Deprem kaydının yüzeyde yapı kotu seviyesinde alınmış olmasının bir sonucu olarak sıfır sönümlü deprem spektrumunun sonuçlara etkisi anlaşılmaya çalışılmıştır. Analizlerde hasar model için yönetmelikde 7.6.4.7.a bendinde tariflenen pekleşmeyen elastik-tam-plastik kesit ile yapılandırılmış yığılı plastik model kullanılmıştır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında, şiddetli deprem altında elastik sınır ötesinde deformasyon ve dolayısıyla yatay ötelenme rijitliğinin az olacağı katta büyüyerek ikinci mertebe momentlerinin eleman uçlarında ilaveten oluşmasına ve taşıyıcı olmayan elemanların da hasar görmesine yol açacaktır. Yeterli rijitliği sağlamanın yanısıra ikinci mertebe etkilerin oluşmaması için yönetmelik yapılarda $((\delta_{ij}/h_{ij})_{MN} < 0.01,\ (\delta_{ij}/h_{ij})_{GV} < 0.03,\ (\delta_{ij}/h_{ij})_{GÇ} < 0.04)$ göreli kat öteleme sınırları tariflemiştir. Göreli kat ötelenme sonuçları yapı profili üzerinden verilerek, çizdirilip karşılaştırılmıştır.



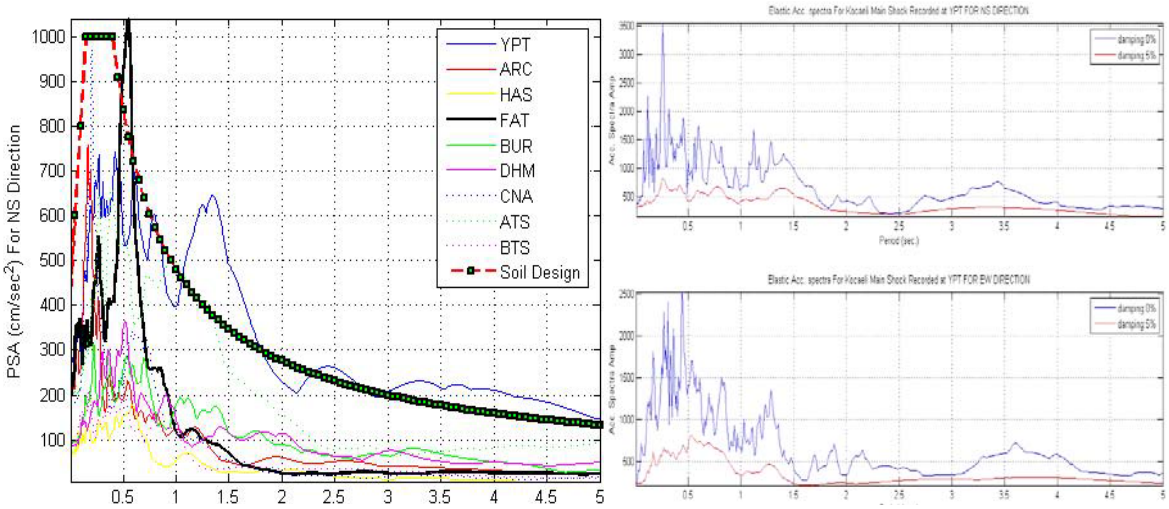
Şekil 7 17 Ağustos Kocaeli depremi ana şokunun YPT istasyonu iki yatay bileşen kaydı.

Deprem ile yüksek girdi enerjiye maruz kalan yapı, taşıyıcı elemanlarıyla elastik ve plastik şekil değiştirmelere uğrayarak hedeflenen performans seviyesinde enerji tüketimini gerçekleştirebilmesi beklenir. Yapılarda deprem enerjisi tüketiminin bir göstergesi olarak ötelenme sünekliği taban kesme kuvveti, göreceli kat ötelenmeleri ve çatı döşemesinde bir tepe noktası deplasmanıyla izlenmektedir. Bu çalışmada, analiz sonuçları zaman-tepe deplasman grafiği, tepe deplasman-taban kesme kuvveti grafiği, maksimum kat ötelenme grafiği ve en büyük deplasmanın oluştuğu 0.5 saniyelik zaman penceresinde oluşmuş hasar dağılımının üstünde gösterildiği deforme olmuş yapı olmak üzere dört sonuç grafik üzerinden karşılaştırılmıştır.

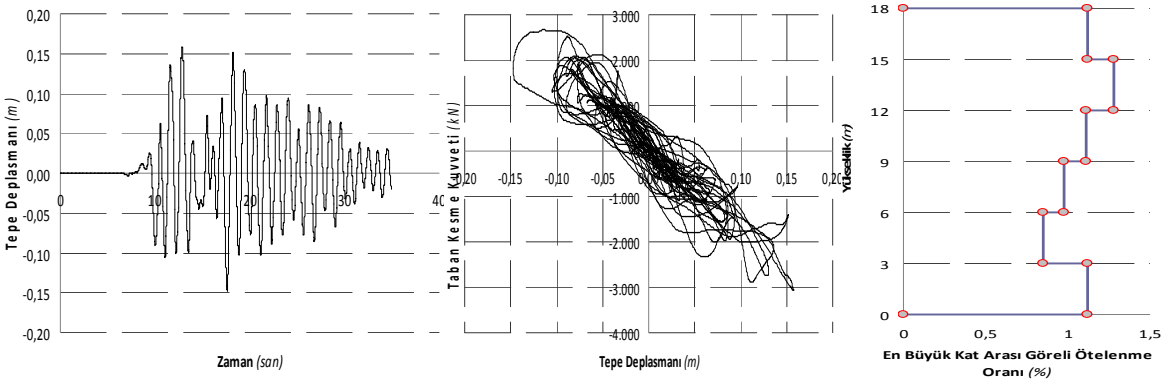
Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Tepki Analizleri

Şekil 7'de verilen 17 Ağustos Kocaeli depremi ana şokunun YPT istasyonunda kaydedilmiş YPT_60 derece ve YPT_330 derece iki yatay bileşen kaydının 0.005 saniyelik zaman adımlı hikayesi 0.002 saniye için tekrar örneklenerek zaman tanım alanında çözüm yakınsaklığı artırılmış kısa süreli analiz (~2 gün) için ilk 30 saniyelik kısmı kullanılabilmiştir. Şekil 9'da YPT_60 derece kaydının x yönünde etkimesiyle Halıdere A Blok'da oluşan tepkinin zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analiz sonuçlarından tepki zaman geçmişi, taban kesme kuvveti–tepe

deplasmanı ve göreceli kat ötelenmeleri çizdirilmiştir. Taban kesme kuvveti-tepe deplasmanının oluşturduğu ilmiğin uçdan uca ulaştığı 30 cm'lik deplasmanın aynı taban kesme kuvvetlerinde gerçekleşmesinin yanı sıra genişlemiş ilmik yapıda önemli plastik iş yapan sönüm noktalarının oluştuğunu göstermektedir. Şekil 10'da YPT_330 derece kaydının y yönünde etkimesi durumunda oluşan ilmiğin 4000-3000 Kn'luk bir taban kesme kuvvetinde uçdan uca 20-25 cm ile sınırlı olması ve ilmik içi alanın küçüklüğü x yönüne göre yapının y yönünde daha rijit olduğunu ve elastiğe yakın davrandığını göstermektedir. Göreceli kat ötelemelerine bakıldığında y yönünde orta katlar 4 ve 5'de minimum hasar sınırı olan %1 değerlere ulaştığı, aşıldığı ve can güvenliği sınırları içinde ötelendiğini buna mukabil x yönünde yapı yüksekliği boyunca minimum hasar sınırı %1'e yaklaşan ve geçen katların çokluğu katlarda can güvenliği sınırları içinde ötelenmelerin gerçekleştiğini ve yönetmeliğin tanımladığı can güvenliği performans bölgesi yapısal hasarlarına ulaşıldığı anlaşılmaktadır.



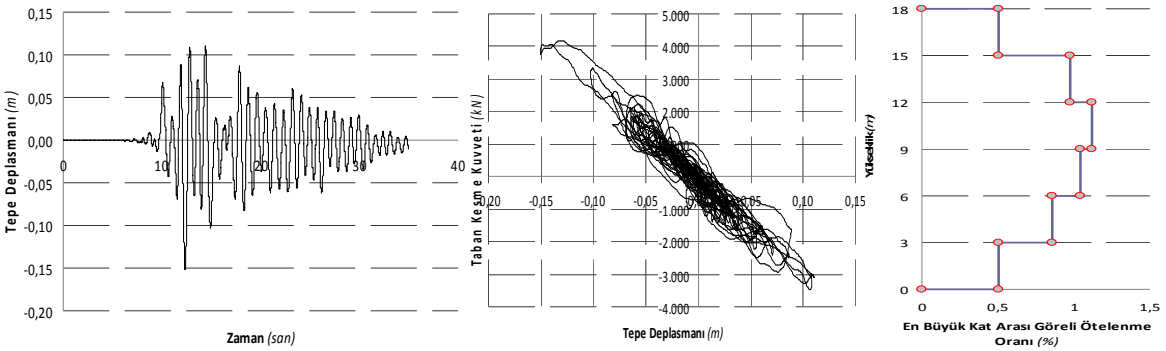
Şekil 8 K.R.D.A.E. istasyonlarının 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde kaydettiği depremlerin KG bileşenlerinin %5 sönüm ile hesaplanmış ivme spektrumları ve yönetmeliğin önerdiğ elastik tasarım spektrumu solda, sağda ise YPT kaydı bileşenlerinin %0 ve %5 sönüm ile hesaplanmış ivme spektrumları.



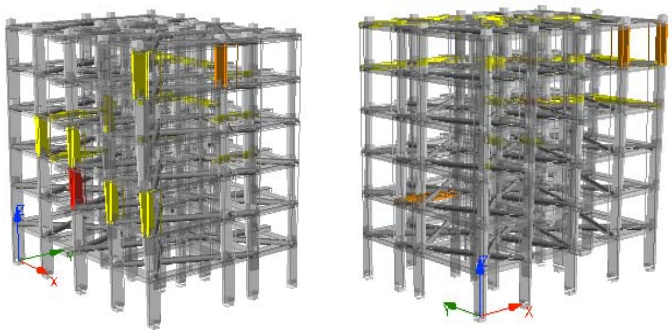
Şekil 9 17 Ağustos 1999 Kocaeli ana şokunun YPT istasyonunda kaydedilmiş YPT_60 derece kaydının x yönünde etkimesine karşın Halıdere A Blok'da oluşan tepkinin nonlinear zaman tanım alanında a) Zaman geçmişi, b) Uygulanan taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı, c) Göreceli kat ötelenmeleri.

Perdelerde enerji, tabanda oluşan tek plastik mafsalla tüketilmektedir, bu ise perdelerin çerçeveye oranla sünekliğini ve enerji tüketimini azaltır. Buna mukabil perdelerin kesme kuvvetini alacak büyük kesit alanına sahip olması, yapı taşıyıcı sisteminin elastik sınırlar içinde yanal ötelenmeler yapmasına katkı verir. Dolayısıyla, az enerji tükettiren, ani ve gevrek olan kesme kırılmasının eğilme hasarından sonra gerçekleşmesi bir çerçeve kapasite tasarımı uygulaması olup yapıda enerji tüketimi, tasarımcının yönetmeliklere göre uygun gördüğü yerlerde sünek moment mafsalları ile kontrollu gerçekleşmektedir. Yapı Y yönünde esnek kirişlerle bağlı çerçevelere has bir

deformasyon sergilerken, X yönünde ise Şekil 9'da görüldüğü gibi perde duvarın etkisi belirginleşmiş, merdiven kovasında bulunan perdeler çerçeve-perde sistem olarak çalışmıştır. Nümerik modelde bulunan hasar dağılımı süneklik düzeyi yüksek bir yapıya ait dağılım üretmesine rağmen özellikle büyük perdede kesme dayanımı güç yitimi gevrek hasarı işaret etmektedir. Hasar sınıfı orta olan bu yapının doğrusal elastik olmayan zaman tanım alanı analizlerinin diğer artımsal statik itme analizlerine göre hedef deplasmanın yaklaşık %40 daha yüksek olmasına rağmen Şekil 11'de görülen hasar dağılımıyla benzer sonucu vermesi metotun diğer uygulanacak statik metotlar ve sonuçları için referans alınabileceği kanaatini oluşturmuştur.



Şekil 10 17 Ağustos 1999 Kocaeli ana şokunun YPT istasyonunda kaydedilmiş YPT_330 derece kaydının y yönünde etkimesine karşın Halıdere A Blok'da oluşan tepkinin nonlinear zaman tanım alanında a) Zaman geçmişi, b) Uygulanan taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı, c) Göreceli kat ötelenmeleri



Şekil 11 Halıdere A Blok'da oluşan tepkinin nonlinear zaman tanım alanında maksimum deplasmanları solda X yönü, ve sağda Y yönü için hasar dağılımlarıyla beraber görünümü.

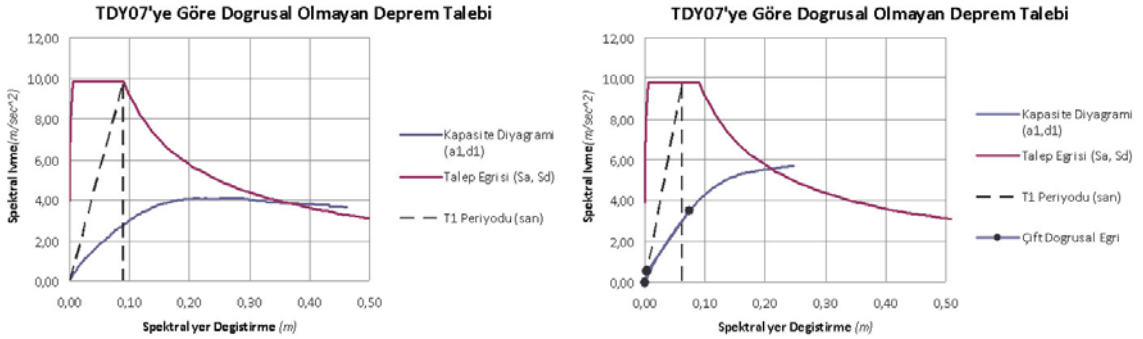
Doğrusal Elastik Olmayan Statik İtme Analizleri

Doğrusal elastik olmayan statik itme analizlerinde (a) Yönetmelik önerisi doğrusal elastik ivme tasarım spektrumunun yanısıra, (b) 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin YPT istasyon kayıdının %0 sönümlü elastik ivme spektrumu ve (c) Aynı kaydın %5 sönümlü elastik ivme spektrumu kullanılarak ilk mod şekline uyan yük dağılımı altında artımlı statik itme analizi yapının x ve y yönleri için uygulanmıştır. Şekil 12'de can güvenliği performans seviyesi için önerilen yönetmelik spektrumundan alınan S($T1$) ile hesaplanan taban kesme kuvvetinin ilk mod şekline uyan yük dağılımıyla yapıya etkitilmesi sonucu elde edilen hedef tepe deplasmanları x yönü için 0.116 m değerine 58. adımda, buna mukabil y yönü için 0.095 m değerine 69. adımda ulaşırken ilgili kuvvet spektral ivme değerleri Şekil 12'den görülmektedir.

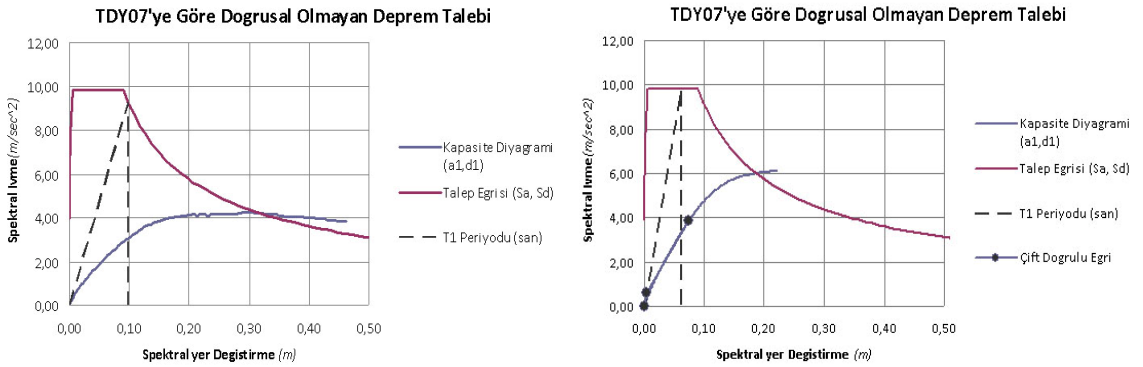
Yönetmelik spektrumu eşdeğer yanal yük dağılımıyla yapıya sırasıyla x ve y yönünde uygulandığında ise, Şekil 13'de görüldüğü gibi tek modlu itme tepe deplasmanlarına yakın sonuçlar gözlenmesi (Tek mod itme analizi; y yönü kapasite eğrisinden 0.095 m' ye 69. adım, eşdeğer yanal yük ile itme analizi ise y yönü için 0.098 m'ye 97. adım) ancak binanın planda kareye yakın olmasına, dolayısıyla kütle dağılımı ve kütle merkezinin katlar arası çok değişmemesiyle beraber, ilk mod kütle katılım oranının yüksek olmasıyla açıklanabilmektedir.

Çalışılan yapının hasar aldığı 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca (YPT) istayon kayıdı bileşenlerinin %0 ve %5 sönümlü elastik ivme spektrumlarından alınan S($T1$) değerleriyle

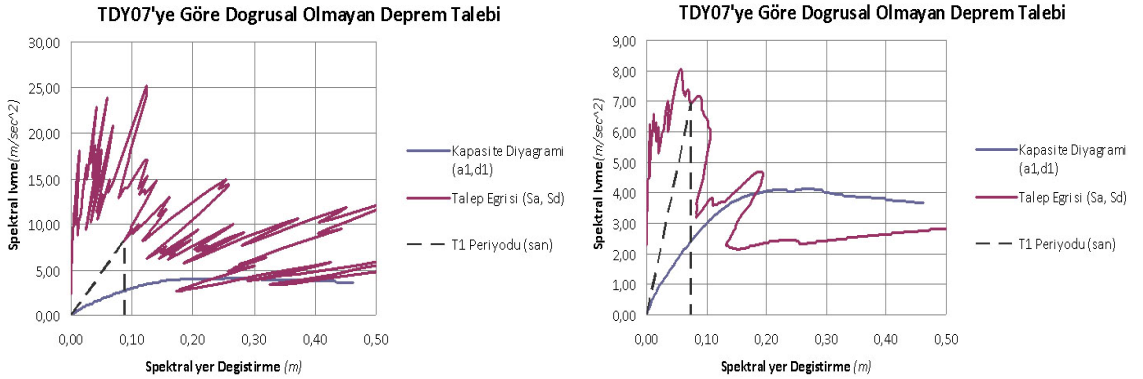
taban kesme kuvveti hesaplanarak ilk mod şekline uygun yük dağılımı altında itme analizi sonuçları Şekil 14'de x yönü için, Şekil 15'de ise y yönü için verilmiştir. İlk grafikler sönümsüz elastik ivme spektrumundan elde edilen yapı hakim mod periyodunun karşılaştığı ivme kuvvetinin ürettiği taban kuvvetidir. Kaydın zemin yüzeyinde yapı taban kotu seviyesinde alınması sebebiyle, zemin üst yapısının mevcut sönümünü uygulamış olacağı varsayılmıştır. Sönümlü spektrum yer ivme hareketini dolayısıyla deprem talebini x yönünde %20 küçültürken, y yönünde %40'lara varan küçülme görülmüştür.



Şekil 12 Solda, spektral deprem talep eğrisi ve Halıdere A Blok x yönü kapasite eğrisinden sınır deplasman değeri 0.116 m 58. adımda aşılmıştır (*T1*=0.648 san > Tb=0.6 san için CR1=1). Sağda, y yönü kapasite eğrisinden 0.095 m' ye 69. adımda ulaşılmıştır. (*T1*=0.492 san < Tb=0.6 san için CR1=1.207 olarak bilinear eğrinin ortaladığı alan farkları 0 olana kadar devam ettirilen iterasyon sonucu hesaplanmıştır.)

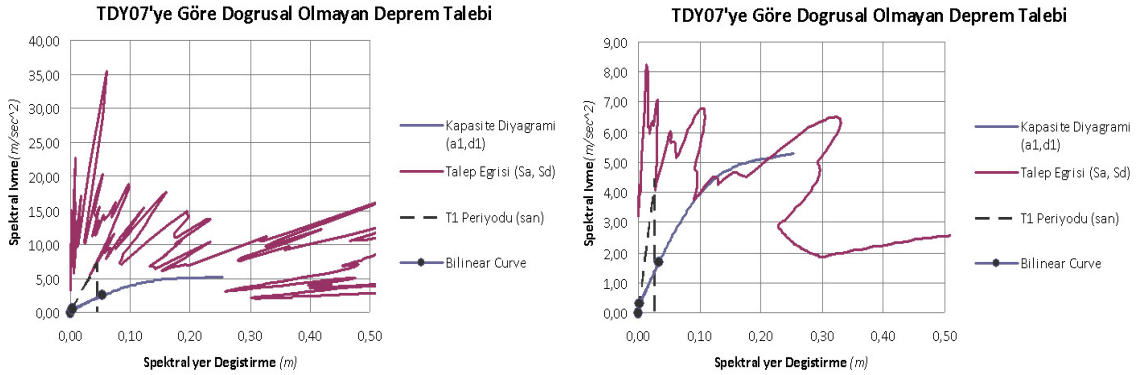


Şekil 13 Eşdeğer yatay yük dağılımıyla uygulanan itme analizi sonucu, solda x yönü kapasite eğrisinden tepe deplasmanı 0.127 m'ye 65. adımda, sağda ise y yönü için 0.098 m'ye 97. adımda ulaşılıyor.



Şekil 14 Solda, YPT-EW (X) bileşeninin %0 sönümle hesaplanan elastik ivme spektrumundan alınan Sa(*T1*) kuvveti için yürütülen itme analizinde 0.115 m.'lik çatı deplasmanına 58. adımda, sağda ise, %5 sönümle hesaplanan spektrumun Sa(*T1*) kuvveti için 0.095 m.'lik çatı deplasmanına 51. adımda ulaşılmıştır.

Çalışmada artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi için taşıyıcı sistemin davranışını temsil edecek yeteri sayıda doğal yanal titreşim mod şekli burulma modlarının baskın hale gelmesiyle elde edilemediğinden, sağlıklı uygulanamamıştır. Çok modlu analizin uygulanılabilmesi için burulma modlarının hakim olmadığı, tam çerçeve çalışan, modal sönüm kabiliyetlerinin farklı ve küçük olduğu yapı davranışı içinde mod girişimlerinin oluşmadığı ayrışmış tepkiler ideal şartları oluşturmaktadır. Çalışılan binanın birinci modu hakim olarak x yönünde görülürken, ikinci modda burulma hakim olmakta, üçüncü modu ise ağırlıklı y yönünde vermektedir. Sonraki modlar burulma bileşenleri olan kompleks bir davranış sergilemektedir.



Şekil 15 Solda, YPT-NS (Y) bileşeninin %0 sönümle hesaplanan elastik ivme spektrumundan alınan Sa(*T1*) kuvveti için yürütülen itme analizinde 0.07 m.'lik çatı deplasmanına 55. adımda, sağda ise, %5 sönümle hesaplanan spektrumun Sa(*T1*) kuvveti için 0.043 m.'lik çatı deplasmanına 37. adımda ulaşılmıştır.

Modal girişimin olmadığı her serbestlik derecesinin ayrı ayrı dinamik davranışa katıldığı kütle katılım oranları toplamını yönetmelikde verilen değerlere ulaştıracak adet mod sayısını her iki yönde veren bir mevcut eski binayı bulma zorluğu, bu yöntemin pratikte uygulanmasını (en azından üç boyutlu analizlerde) zorlaştırdığı gibi sonuçların süperpoze edilmesi yapı davranışını oluşturan kinematik ve kinetik şartları zorlar mahiyettedir. Bir diğer düşündüren sıkıntı ise mod birleştirmede mod sonuçlarını süperpoze ederken farklı işaretlere sahip büyüklükleri yönetmelikde 2.8.4'te belirtilen tam karesel birleştirme (*CQC*) kuralını kullanarak, pozitif hale getirilmesi süretiyle modal katkıların toplanmasının yapı davranış fiziğiyle örtüşmediği dolayısıyla farklı mod şekilli yük dağılımlarının ürettiği doğrusal elastik olmayan değerlerin (hasar mekanizması – yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet büyüklükleri) elastikmiş gibi biriktirilmesi, bunu uygularken çapraz korelasyon katsayılarının hesabında modal sönüm oranlarının bir elastik ötesi uygulama analizinde sabit (%5) alınması yöntemin çok çalışılması gerekliliğini göstermektedir.

SONUÇ

Sonuç olarak; (1) Zaman tanım alanında analiz sonuçları uygulanabilen doğrusal elastik olmayan statik itme analizlerinden artımsal eşdeğer deprem yükü ve tek modlu itme yöntemleriyle bulunan hedef deplasmandan yaklaşık %40 daha yüksek bulunmuştur. Bu sonucu dinamik deformasyon analizlerinin gerilme-birim şekildeğiştirme yayılım hikayesini verirken, statik deformasyon analizlerinin ardarda statik-denge durumunu verme farklılığının yanısıra üç boyutlu dinamik davranış farklılığıyla açıklayabiliriz. (2) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi sonuçları ve artımsal tek modlu itme analiz sonuçları aynı çıkmıştır. İlk hakim mod ve kütle katılım oranının büyüklüğü, dolayısıyla planda ve kesitde var olan simetrinin önemi anlaşılmaktadır. (3) Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi için taşıyıcı sistemin davranışını temsil edecek yeteri sayıda doğal yanal titreşim mod şekli burulma modlarının baskın hale gelmesiyle elde edilemediğinden, sağlıklı uygulanamamıştır. Modal girişimin olmadığı, yeterli adet mod sayısına her iki yönde ulaşacak bir mevcut eski binayı bulma zorluğu, bu yöntemin pratikte uygulanmasını (en azından üç boyutlu analizlerde) azaltmaktadır. (4) Yapı tanılama çalışması sonuçlarıyla kalibre edilen nümerik modelde belirsizliklerin minimize edilmesiyle hasar görebilirlik analiz

yöntemlerinin sonuçlarında gözlenen farklılıkların yöntem üzerinden daha sağlıklı tartışılması imkanı doğmuştur. (5) Doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinin lineer analiz yaklaşımı içinde kabül edilmiş hasar fiziği olarak da karşılığı olmayan basitleştirmelerden kurtarılması gerekliliği anlaşılmaktadır.

Teşekkür
Bu çalışma Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından 108M303 kodlu proje kapsamında mali yönden desteklenmektedir. Bütün sonuç ve değerlendirmeler yazarlara ait olup kurumu bağlamamaktadır. Yazarlar bu katkısından dolayı TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Aydınoğlu, M. N., 'An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation', Bulletin of earthquake engineering, V.1, 2003.

Beyen Kemal, 'Structural identification for post-earthquake safety analysis of the Fatih mosque after the 17 August 1999 Kocaeli earthquake', Engineering Structures (2007), doi:10.1016/j.engstruct. 2007.08.005.

Beyen, K., Kutanis, M., Bal, İ.E., 'Çevrel ve Zorlama Kuvvet Titreşimleri Altında 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminde Hasar Almış Binaların Yapı Tanı Çalışmaları', 7. UDMK, İstanbul, 2011.

Elnashai A. S., 'Advanced inelastic (pushover) analysis for seismic design and assessment', The G. Penelis Symposium, Thessaloniki, Greece, 2000

Faella, G. and Kilar, V., ' Asymmetric multi-story RC frame structures: pushover versus nonlinear dynamic analysis', Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering, 1998.

Gupta B, Kunnath S. K., 'Adaptive spectra based pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings', Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2002, 31, pp. 561-582.

Jimin He, 'Structural modification', Phil. Trans. R. Soc. Lond. A 2001 359, 187-204, doi:10.1098/rsta.2000.0720

Juang J-N, Pappa RS. 'An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction' Journal of Guidance, Control, and Dynamics 1985;8(5):620–7.

Juang J-N., Applied System Identification. Englewood Cliffs (NJ 07632): Prentice Hall, Inc.; 1994.

Kim, S. and D'amore, E., 'Push-over analysis procedure in earthquake engineering', earthquake spectra, 115 (3), pp. 417-434, 1999.

Lawson, R. S., Vance, V. and Krawinkler, H., 'Nonlinear static pushover analysis – why, when and how ?',Proceedings of the 5th U.S. National conference on earthquake engineering, Earthquake engineering research Institute, Okland, California, I, Vol. I, pp. 283-292, 1994

Maia, M. M., J. M. M. Silva N., 'Modal analysis identification techniques', Phil. Trans. R. Soc. Lond. A 2001 359, 29-40, doi:10.1098/rsta.2000.0712

Meyers, Marc A., Dynamic behavior of materials, 1994, John Wiley & Sons Inc.

Mwafy, A. M. and Elnashai, S. A., 'Static pushover versus dynamic-to-collapse analysis of RC buildings', Engineering seismology and earthquake engineering section, Imperial college of science, Technology and medicine. Report No. 00/1, January 2001.

Paret TF et al., 'Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects', Proceedings of the 11th World conference of earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996

Penelis, G. and Kappos, A. J., '3-D pushover analysis: The issue of torsion', Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, 2002.

Pinho, R., Elnashai, A. S., 'Dynamic collapse testing of a full scale four story RC frame', ISET Journal of earthquake technology, No:37(4), pp. 143-164, 2000.

Safak, E., Erdik, E. Beyen, K. et al.,' Recorded main shock and aftershock motions', 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, Reconnaissance report, Earthquake Spectra, V.16, 2000.

SeismoSoft, 'SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures', URL:http/www.seismosoft.com, 2010.

T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara

Villaverde, R., 'Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: State of the art', Journal of Structural Engineering – ASCE, 133(1), pp. 57-66, 2007.

ALTYAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM GÜVENLİĞİ, GEOTEKNİK SORUNLAR VE YÖNETMELİKLER

EARTHQUAKE RESISTANT LIFELINES, GEOTECHNICAL ISSUES AND STANDARTS

Selçuk TOPRAK[1]

ÖZET

Son yıllarda yerleşim bölgelerine yakın gerçekleşen depremlerin etkisiyle altyapı sistemlerinde gözlenen hasarlar, ortaya çıkan maliyetler ve dolaylı etkiler bu sistemlerin deprem güvenliğinin önemini tekrar tekrar gözler önüne sermiştir. Altyapı sistemlerinin depremlerde gözlenen bu performansı sistemlerin deprem öncesi daha aktif olarak değerlendirilmesi gerektiğini göstermiştir. Depremin gömülü altyapı sistemleri üzerine olan zararı, geçici yer deformasyonlarıyla (GYD) ya da kalıcı yer deformasyonlarıyla (KYD) olmaktadır. Özellikle KYD kapsamında deprem sonucu oluşan geoteknik sorunlar zemin-altyapı etkileşiminin doğal sonucu olarak yoğun hasarlara sebep olabilmektedir. Bu konularda pek çok ulusal ve uluslararası çalışmalar yapılmış, yönetmelik ve kılavuzlar hazırlanmış veya güncellenmiştir. Bu çalışmada, altyapı sistemlerinin deprem güvenliği konusundaki tarihsel gelişmeler ve yenilikler uygulamaya olan katkılarıyla birlikte sunulmuştur. Altyapı sistemlerinin deprem güvenliğinin arttırılması için gereken önlem ve iyileştirmelerde önceliği belirleme açısından, sistemlerin deprem performansıyla birlikte genel manada performansı etkileyen pek çok faktörün de değerlendirilmesinin önemi gösterilmiştir.
Anahtar Kelimeler: Borular, Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS), Kümeleme, PM4WAT, Sonlu Elemanlar, Simulasyon

ABSTRACT

The extent of damages to lifeline systems and their direct and indirect consequences as a result of recent earthquakes around urban areas showed the importance of having earthquake resistant systems. The weaknesses in the existing systems and the low performance prompted the need for more proactive approach for the seismic evaluations before the earthquakes occur. Earthquakes cause damages to buried lifeline systems via transient ground deformations (TGD) or permanent ground deformations (PGD). The geotechnical problems related to PGD may cause intense damage to pipelines within and around the PGD zone. There exist several national and international studies, standards, and guidelines regarding this issue as well as TGD. In this paper, up to date developments and new prospects are presented. The importance of consideration of several factors which affect not only the seismic but also the general performance of buried pipeline systems is discussed.
Keywords: Clusters, Geographical Information Systems, Finite Elements, Pipelines, PM4WAT, Simulations

GİRİŞ

Altyapı sistemlerinin depremi en az hasar ile geçirmeleri ve deprem sonrasında da fonksiyonlarına devam etmeleri ya da en kısa zamanda devam edebilir hale gelmeleri toplum için önem arz etmektedir. Ayrıca, bazı altyapı sistemlerinde meydana gelen hasarlar hem ölümlere hem de dolaylı hasarlara sebep olabilmektedirler. Doğalgaz borularında meydana gelen hasarlar sonucunda ortaya çıkan yangınlar ve ölümler buna örnek olarak verilebilir.

[1] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, stoprak@pau.edu.tr

Bu çalışmada özellikle gömülü boru sistemleri üzerine yoğunlaşılmıştır. İlk olarak boru hasarlarına sebep olan, deprem etkisiyle oluşan zemin-boru etkileşiminden bahsedilmiştir. Zemin-boru etkileşimi değişik şekillerde modellenebilir. En yaygın yaklaşımlardan birisi sonlu elemanlar tekniğidir. İkinci olarak boru hasarlarının yoğunlaştığı bölgelerin tespitinde kullanılabilecek kümeleme yöntemi üzerinde durulmuş ve bu yöntemin boru hatları üzerinde kullanımının ilk örnekleri verilmiştir. Üçüncü olarak boruların analizleriyle ilgili olarak günümüzde gittikçe yoğun bir uygulama alanı bulan coğrafi bilgi sistemleri uygulaması ve bu konuda sonuçlandırılan bir TÜBİTAK projesi ürünü olan CBS yazılımı sunulmuştur. Son olarak ta içme suyu borularının koruyucu bakımı ile ilgili olarak yürütülen bir Leonardo projesi tanıtılmış ve simülasyon çalışmaları tartışılmıştır.

DEPREM VE BORU HASARLARI

Depremin gömülü boru hatları üzerine olan zararı, geçici yer deformasyonlarıyla (GYD) ya da kalıcı yer deformasyonlarıyla (KYD) olmaktadır. GYD, deprem dalgalarının geçişi esnasında oluşan, zeminin dinamik tepkisi iken KYD deprem sonrasında zeminde oluşan ve geri dönmeyen son yer değiştirmelerdir. GYD bazen küçük miktarda kalıcı deformasyonlar oluşturabilir fakat bunlar genelde yüzeysel etkilerdir. KYD genellikle büyük olmakta, örneğin fay hatlarının hareketlerini, şev kaymalarını, sıvılaşma sonucu oluşan yer değiştirmeleri ve kohezyonsuz topraklarda oluşan farklı oturmaları içine almaktadır (Toprak ve Yoshizaki, 2003).

GYD etkisiyle alakalı olarak boru hatlarında oluşan zararlar ile farklı deprem parametreleri arasında coğrafi etkileşimi tespit edebilmek için değişik araştırmacılar tarafından hasar ilişkileri ve metotlar geliştirilmiştir. Bu ilişkiler temel olarak ampiriktir ve geçmiş depremlerden elde edilen veriler ışığında geliştirilmiştir. Son yıllarda gömülü boru sistemleri kuvvetli depremlerden önemli hasarlar almışlardır. Boru hasarları genellikle onarım oranları ile belirtilir. Boru onarım oranları bir bölgedeki boru onarım sayısının aynı bölgedeki boru hattı uzunluğuna bölünmesiyle elde edilir.

Geçmişte yapılan pek çok çalışma geçici yer deformasyonları etkisiyle meydana gelen boru hattı hasarları ile çeşitli sismik parametreler arasında ilişkilerin varlığını incelemiştir. Özellikle Northridge depreminden sonra elde edilen veriler boru hasarları ile sismik parametreler arasındaki ilişkilerin geliştirilmesine olanak sağlamıştır. Örneğin Mercalli Şiddeti (MMI), pik yer hızı (PGV), pik yer ivmesi (PGA), pik yer deplasmanı, spektral ivme, spektral hız, şiddet spektrumu ve Arias şiddeti bu sismik parametrelerdendir.

Toprak (1998) , O'Rourke ve diğ. (1998), O'Rourke ve Toprak (1997) bu veriler ışığında araştırmalarına yön vermişlerdir ve ilk kez bu kadar kapsamlı veriyle su şebekelerinin deprem performansının CBS ile değerlendirilmesi yönünde çalışmalar ortaya koymuşlardır. Toprak (1998) kuvvetli yer hareketi verileri ile boru hasarları arasındaki ilişkileri incelerken en önemli istatistiksel ilişkiyi PGV için bulmuştur. PGV'nin gömülü borular üzerine olan etkileri için daha fazla doğrudan doğruya fiziksel açıklamalar mevcuttur.

Sismik dalga yayılmalarına bağlı olarak zemin içindeki boyuna gerilmeler PGV ile ilişkilendirilmiştir. Bu ilişki denklem 2.1'de verilmiştir (Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines 1984).

$$\varepsilon_g = V_{max} / C \qquad (1)$$

Burada ε_g maksimum sismik yer uzama oranı, V_{max} maksimum yer hızı ve C ise sismik dalga yayılma hızıdır. Deprem dalgalarının geçişi esnasında boru hattını çevreleyen zemin ile boru hattı arasındaki ilişkiden yola çıkarak zemin gerilmelerinin önemli bir oranı boru hattına transfer olmaktadır. Bu ilişkiye dayanarak PGV ile boru hasarları arasında iyi bir korelasyon beklenmektedir. Toprak ve Taskin (2007) farklı ilişkilerin karşılaştırarak Denizli şehri için bir uygulamasını sunmuşlardır.

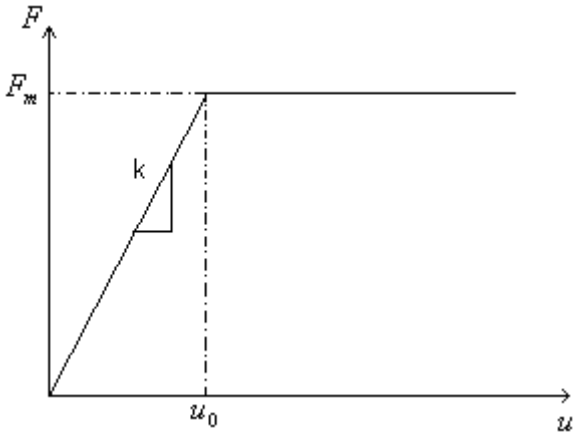
KYD etkisiyle borularda meydana gelen hasarlar kalıcı yer hareketinin büyüklüğüne, kalıcı yer hareketinin gerçekleştiği bölgenin büyüklüğüne ve yer hareketinin boru güzergahında dağılım şekline bağlıdır. Boruların etkilendiği kalıcı yer deformasyonları boru eksenine dik, paralel veya eğik doğrultuda olabilir (Toprak, 2007). KYD'nin boru eksenine paralel olduğu hal için borular

üzerinde KYD etkisi, O'Rourke ve Nordberg (1992) tarafından önerilen modellerle değerlendirilebilir. O'Rourke ve Nordberg (1992), 1964 Niigata, Japonya depreminde meydana gelen yer hareketleri (Hamada ve diğ., 1986; Hamada, 1992) dağılımlarını değerlendirmiş ve genel olarak dört grupta incelenebileceği sonucuna varmıştır (Toprak ve Koç, 2007). Boru eksenine dik doğrultuda KYD hali için bir analitik model O'Rourke (1989) tarafından önerilmiştir. KYD bölgesinin genişliğinin büyük olması durumunda boru göreceli olarak düktil gibi davranacak ve zemin hareketine yakın bir yer değiştirmeye maruz kaldığı kabul edilebilecektir. KYD bölgesinin genişliğinin küçük olması durumunda ise boru göreceli olarak rijit gibi davranacak ve zemin hareketine göre çok az bir yer değiştirmeye maruz kalacaktır.

ZEMİN BORU ETKİLEŞİMİ VE SONLU ELEMAN ANALİZLERİ

Boru-zemin etkileşimi karmaşık bir yapıya sahiptir ve zemin ile boru arasındaki ilişkiyi modelleyebilmek için birçok çalışmalar yapılmış ve farklı yaklaşımlar izlenmiştir. Bu modellerden en çok kullanılanlardan biri Winkler zemin modelidir. Winkler zemin modelinin yoğun olarak kullanılmasının nedeni basitleştirilmiş model olarak boru elemanın kiriş eleman, zeminin ise yaylarla modellenmesi ve bu şekilde hızlı sonuca ulaşılmasıdır (Winkler, 1867). Winkler modelinde zemin lineer elastik davranış göstermektedir ve yayda kuvvet ile deplasman arasındaki ilişki yay sabiti, k ile gösterilmektedir: F=ku. Burada F: sisteme uygulanan kuvvet, u ise yük etkisinde meydana gelen deplasmanlardır.

Yayın lineer elastik olarak çalıştığı zemin modeli çalışmalarından farklı olarak zemini temsil etmek üzere elasto-plastik davranışlar gösteren yay elemanları ile boru elemanlardan oluşan yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşım sonlu eleman modellemelerinde gerçeğe yakın bir davranış elde edebilmek için daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Burada yayın taşıyacağı maksimum kuvvet F'ye ulaşana kadar yay eleman elastik olarak davranır ve elastik olarak şekil değiştirir. Bu kuvvete ulaştıktan sonra yayda şekil değiştirmeler sabit kuvvet altında devam eder. Yayın elasto-plastik davranışını gösteren grafiksel gösterim Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Zeminde elasto-plastik yaylarla sağlanan davranış.

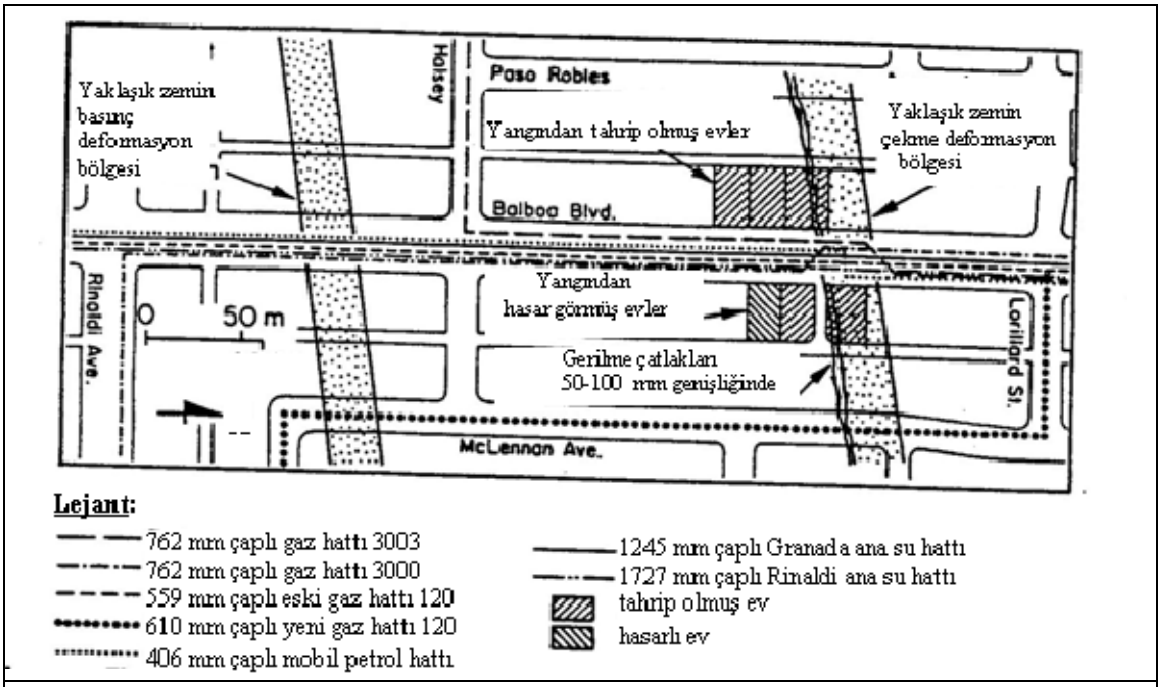
Sonlu elemanlar analizlerinde farklı yazılımlar kullanılabilmektedir. Bu çalışmada DIANA programı Midas FX+ ara yüzüyle kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yaklaşımı altında boruları basit kiriş olarak veya solid (katı) olarak modellemek mümkündür. Ara yüz kullanarak borular ve özellikleri, sınır şartları ve yükleme durumları ekrandan girilebilmekte ve tanımlanmaktadır. Borunun kaç elemana bölüneceği gibi aşamalarda gerçekleştirilmektedir. Yapılacak olan analizin yükleme aşamaları, sistemde yapılacak hesaplamalar sırasındaki iterasyon sayıları, toleransları ve yapılan analiz sonucunda sistemin görmek istediğimiz davranışları (elastik-plastik) bu kısımdan belirlenmektedir. DIANA programı ile analiz gerçekleştirildikten sonra sonuçlar yine Midas FX+ ara yüzüyle görüntülenebilmektedir.

Sonlu elemanlarla boru modellemeleri çalışmalarında öncelikle, mevcut verilerin ve doğrulama imkanının olduğu vaka çalışması kullanılmıştır. Bu amaçla seçilen bölge Los Angeles

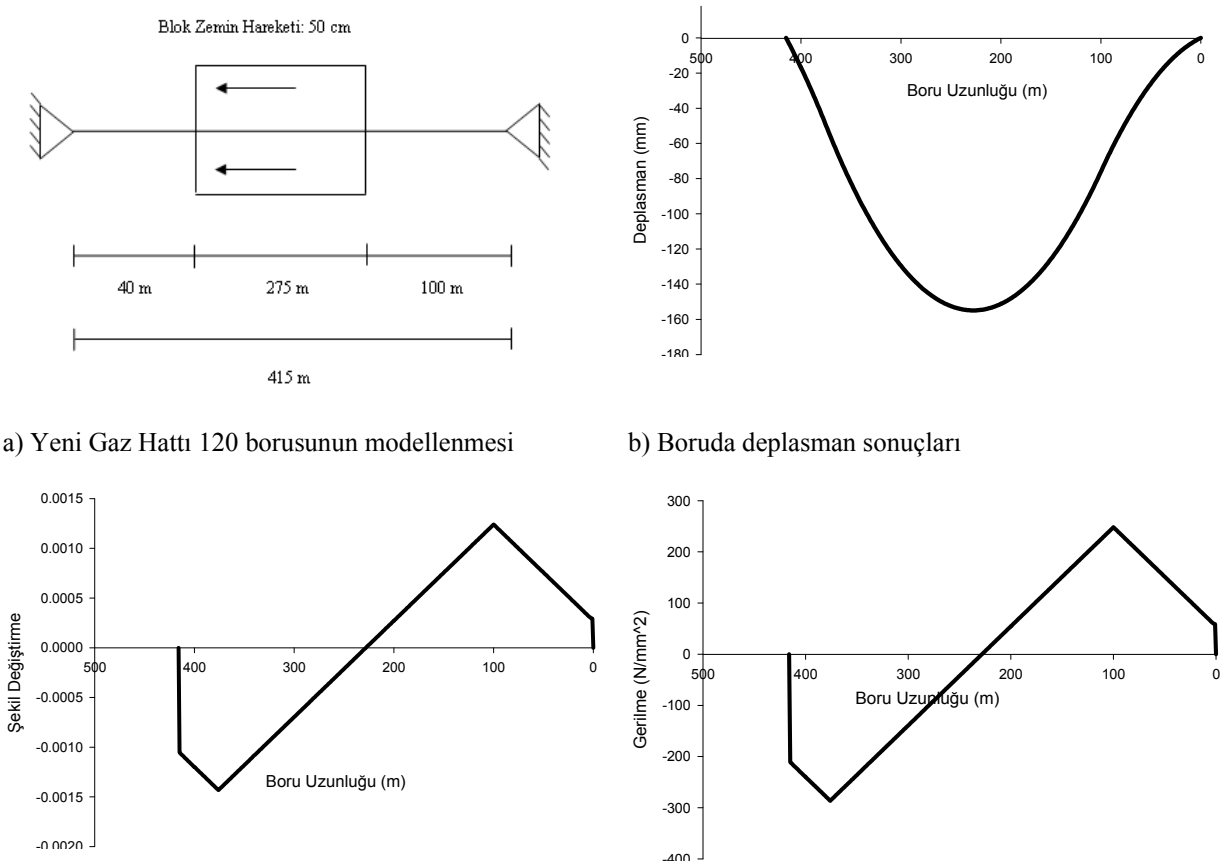
şehrinde bulunan Balboa Bulvarı'dır. 1994 Northridge depremi esnasında Balboa Bulvarı ve McLennon caddesi civarındaki Holosen Alüvyal zeminlerde kalıcı yer deformasyonları meydana gelmiş ve neticesinde zemin hareketinden dört gaz boru hattı, 2 ana su hattı ve bir petrol hattı etkilenmiştir. Bu hatlardan 3 tanesi ciddi sonuçlar doğuracak şekilde hasar görmüş, dört tanesi ise zarar görmemiştir (Şekil 2). Toprak (1998), O'Rourke ve Toprak (1995) kayan blok modelini kullanarak bu boruların analizini analitik yöntemlerle değerlendirmiştir. Bu çalışmada DIANA sonlu elemanlar programı kullanılarak yer hareketi modellenmiş ve borularda meydana gelen tepkiler belirlenmiştir. DIANA sonlu elemanlar programı kullanılarak Toprak (1998) çalışmalarının ötesinde modellemeler mümkün olmuştur (Toprak ve diğ., 2010a; 2010d).

Örnek olarak burada Yeni Gaz Hattı 120 kullanılmıştır (Toprak ve diğ., 2010a; 2010d). Bu hat 610 mm çaplı çelik bir borudur ve epoxy malzeme ile kaplıdır. Borunun et kalınlığı t= 6.4 mm, boru gömü derinliği 1.5 m, çeliğin akma gerilmesi 415 MPa'dır. Zeminle boru arasındaki sürtünme katsayısı, μ 0.41 değeri olarak hesaplanmıştır. Yeni Gaz Hattı 120 borusu, 275 m'lik blok zemin hareketinin kuzey ucuna yaklaşık 100 m mesafede, güney ucuna da yaklaşık 40 m mesafede 90 derecelik kıvrımlara sahiptir. Şekil 3a'da gösterildiği gibi bu durum modellenirken boru hareketinin bu noktalarda engelleneceği düşünülerek mesnet kullanılmıştır. Diana programı ile yapılan analiz sonuçları Şekil 3b, c ve d'de gösterilmiştir. Analiz sonuçlarına göre 50 cm'lik KYD sonucu boruda yaklaşık 155 mm'lik bir deformasyon meydana gelmiştir. Boru kuzey tarafında çekme uzaması etkisiyle %0.124 mertebesinde uzama şekil değiştirmesine güney tarafında ise basınç etkisiyle %0.143 mertebesinde kısalma şekil değiştirmesine uğramıştır. Borudaki maksimum gerilmeler ise 248 MPa çekme gerilmesi ve 286 MPa basınç gerilmesi olmuştur. Bu gerilmeler borunun akma gerilmesinin çok altında gerçekleşmiş ve çıkan sonuçlar bu boruda deprem esnasında bir hasar olmaması gözlemiyle uyum içindedir.

Toprak ve diğ. (2010d) benzer analizleri Balboa bulvarındaki diğer borular için de gerçekleştirmiştir. Ayrıca bu modellemelerle yapılan doğrulamalardan sonra farklı yerleşim şekillerine bağlı borular üzerinde de çalışmalar yaparak sonuçlarını sunmuşlardır. Sonlu elemanlar analizleri günümüzde gömülü borular için önemli değerlendirmeler yapmaya katkı koyan çalışmalar içerisinde bulunmaktadır.



Şekil 2. Balboa Bulvarındaki KYD bölgesindeki borular (O'Rourke ve Palmer, 1994)



a) Yeni Gaz Hattı 120 borusunun modellenmesi

b) Boruda deplasman sonuçları

c) Boruda şekil değiştirme sonuçları

d) Boruda gerilme sonuçları

Şekil 3. Balboa Bulvarında blok zemin hareketine maruz kalan Yeni Gaz Hattı 120 borusunun modellenmesi ve sonlu elemanlar analizinin sonuçları (Toprak ve diğ., 2010c; d)

YENİ YAKLAŞIMLAR-KÜMELEME ANALİZLERİ

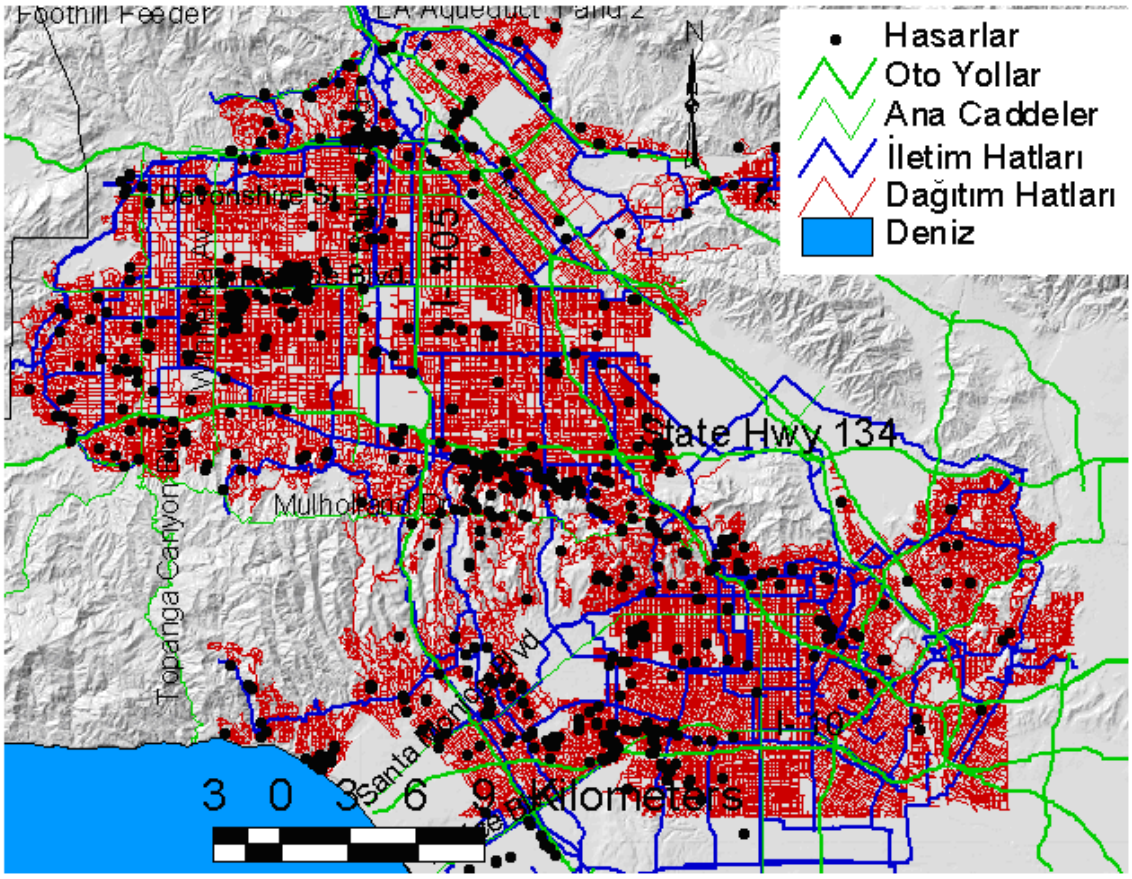
Kümeleme analizi, bir veri setine ait elemanların, benzer özelliklerine göre homojen gruplara ayrılmasını sağlayan çok değişkenli istatistik teknikler içinde yer alan bir analiz yöntemidir. Analiz sonucu elde edilen kümeler yüksek düzeyde küme içi homojenlik ve yüksek düzeyde kümeler arası heterojenlik gösterirler (Sharma 1996). Son yıllarda gittikçe popüler hale gelen kümeleme analizi; örüntü tanıma, yapay zekâ, bilgi teknolojisi, görüntü işleme, biyoloji ve tıp gibi birçok bilimsel alanda kullanılmasına rağmen altyapı sistemlerinde kullanılmasına rastlanılmamıştır. İlk olarak kümeleme analizinin bu alanda kullanılmasını Toprak ve diğ. (2009) gerçekleştirmiştir.

Yerleşim bölgelerine yakın olarak gerçekleşen geçmiş depremlerde hasar gören boru hatlarındaki gözlemler, hasarların belli noktalarda daha fazla yoğunlaştıklarını göstermiştir (yüksek hasar bölgeleri). Hasarların yoğunlaştığı bölgelerin belirlenmesi özel bir öneme sahiptir, çünkü bu bölgeler zemin açısından problemli alanlara (örneğin, sıvılaşma veya zemin oturması) ve/veya ilgili alan içinde boru hatlarının bazı zayıflıklara (örneğin boru malzemesi, boru çapı ve boru ekleri) sahip olduğuna işaret etmektedir.

Boru hasarlarının yoğunlaştığı bölgelerin belirlenmesi değişik şekillerde gerçekleşebilir (Toprak ve diğ., 2009). Bir kişi boru hasarlarını gösteren bir haritaya baktığında (örneğin, haritanın üzerinde hasarlar noktasal veri olarak gösterilsin) algılanan benzerliklere göre onları sınıflandırıp manalı gruplara bölmeye çalışır. Bu şekliyle kümeleme benzer objelerin gruplanması veya bir araya getirilmesi olarak düşünülebilir. Kümeleme analizleri temelde veri topluluğu içinde yapıların keşfi ve gruplaması ile uğraşmaktadır. Kümeleme açıklandığı üzere gözle yapılabilir ama kümeleme yöntemlerinin kullanılması pek çok avantaj getirmektedir. Örnek olarak grupların oluşturulması için bir hedef fonksiyonu tanımlayarak standart gruplamanın yapılabilmesi ve büyük

veri tabanlarını hızlı bir şekilde değerlendirebilmek verilebilir. Kümeleme algoritmalarının veriyi organize edebilmesindeki hız, güvenilirlik ve tutarlılığı bu yöntemlerin kullanılması için ağırlıklı sebepleri oluşturmaktadır (Jain ve Dubes, 1988).

Toprak ve diğ. (2010b) çıkarımlı kümeleme analizi, Toprak ve diğ. (2011b) ise bulanık kümeleme analizi ve çıkarımlı kümeleme analizi yöntemleri üzerinde durarak bu yöntemlerin gömülü boru hatlarındaki deprem hasarlarının değerlendirilmesinde ve hasarların yoğun olduğu alanların belirlenmesinde kullanılması hususunu incelemiştir. Çalışmalarında 1994 Northridge, A.B.D. depremi ve Los Angeles şehri su boru hatları hasar verisi kullanılmıştır (Şekil 4). Şekil 5 ve 6, Toprak ve diğ. (2011b) tarafından sırasıyla bulanık c-ortalamalar ve çıkarımlı kümeleme analizleriyle elde edilen kümeleri göstermektedir. Kümeler hasarların yoğun olduğu bölgelere işaret etmektedir. Burada örnek olarak gösterilen bu şekillerde 6 küme kullanılmasına rağmen Toprak ve diğ. (2011b) ve Toprak ve diğ. (2010b) farklı sayılarda kümeleri çalışmışlardır. Bu çalışmalar boru hatlarının gelecek depremlerde gösterecekleri performansı incelemek için geliştirebilecek yaklaşımlar açısından önem teşkil etmektedir.

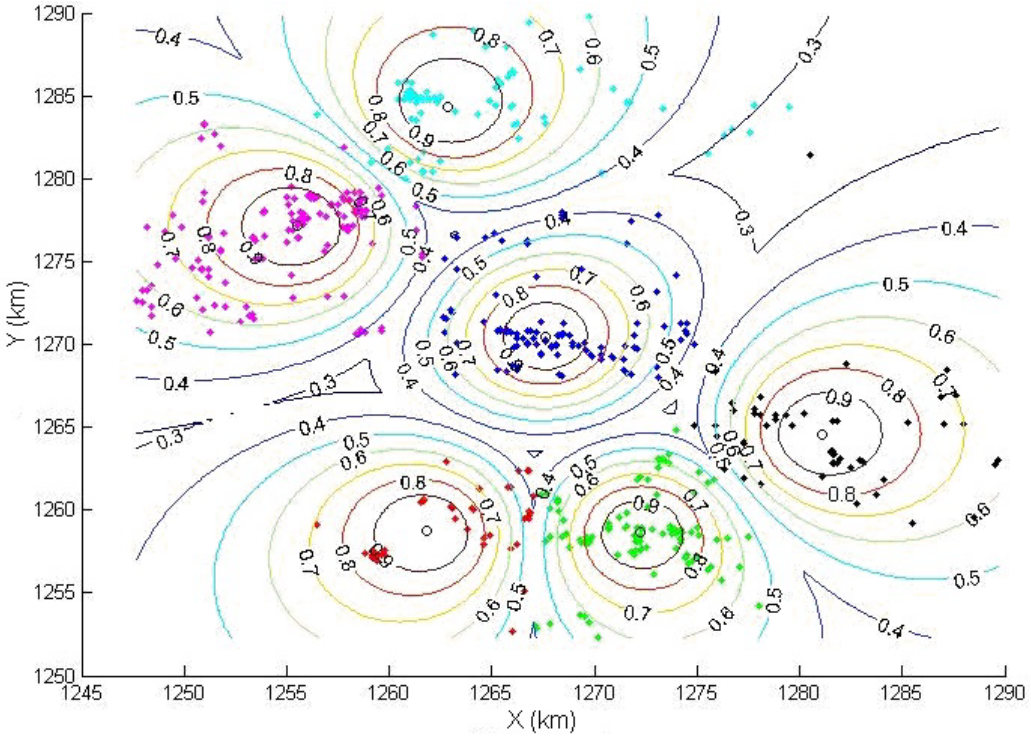


Şekil 4. Los Angeles İçme Suyu Boruları ve Hasarları (Toprak ve diğ., 1999)

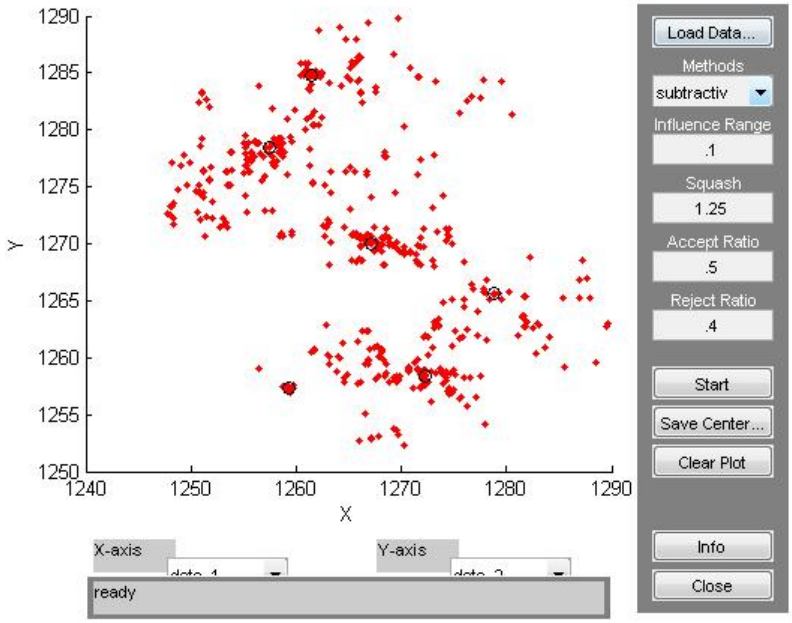
GÖMÜLÜ BORULARIN ANALİZLERİ, YÖNETMELİKLER, COĞRAFİ BİLGİ SİSTEMLERİ

Altyapı sistemlerinin deprem güvenli tasarımı üzerine dünyada ve Türkiye'de farklı yönetmelikler ve kılavuzlar mevcuttur. Bunlardan en yaygın olanlarından bir tanesi Japonya'da geliştirilmiş ve İngilizce olarak Japanese Society of Civil Engineers (JSCE), (2000a) tarafından yayınlanmıştır. Yönetmelik değişikliklerinde verilen temel kararlar şu ortak özelliklere sahiptir (Kameda, 2000, Yoshizaki 2002).

(a) Deprem hareketleri iki seviye, örneğin seviye 1 ve 2 olarak uygulanır. Seviye 1 hareketleri Kobe depremine kadar olağan olarak kullanılan ve yapıyı kullanımda olduğu süre içinde bir veya iki defa etkileyen deprem hareketleridir. Esas olarak, Seviye 2 hareketleri muhtemel fay hatlarını gözönüne alarak senaryo depremleri ile tespit edilir. Eğer kalın alüvyel zeminlerin bulunmasından dolayı fay araştırması zor olacaksa Seviye 2 deprem hareketleri, geçmiş depremlerde kaydedilmiş deprem kaynağına yakın yer hareketlerinden elde edilir.



Şekil 5. Boru Hasarlarının Bulanık C-Ortalamalar ile 6 Kümeye Bölünmesi (Toprak, et al., 2011)



Şekil 6. Boru Hasarlarının Çıkarımlı Kümeleme Analizi ile 6 Kümeye Bölünmesi (Toprak, et al., 2011)

(b) Sıvılaşma etkisiyle oluşan KYD göz önüne alınır.

(c) Performansa dayalı tasarım ve yönetim kapsamlı olarak benimsenmiştir. Yapıların ve tesislerin önem derecesi değişik kategorilere bölünür ve istenen deprem performansı, yer hareketleri seviyeleri ile bunların oluşma ihtimalleri arasındaki ilişkiler ile tanımlanır.

(d) Seviye 2 depremleri için tasarımda esas olarak yapıların ve zemin yapılarının plastik deformasyonları ve taşıma gücünün tahmin edilmesi gerekir.

1998 yılında A.B.D.'de oluşturulan American Lifelines Alliance (ALA) organizasyonu altında farklı altyapı sistemleri için kılavuz geliştirme çalışmaları yapılmış ve çıkan ürünler online olarak sunulmuştur (ALA, 2011). Bu çalışmalar esnasında altyapı sistemleri için mevcut standart ve kılavuzların bir matrisi de oluşturulmuştur.

Türkiye'de 15 Şubat 2007 tarihli Resmi Gazete'de sayı: 26435 ile verilen Alt Yapılar İçin Afet Yönetmeliği mevcuttur. Bu Yönetmeliğin amacı, içme suyu ve kanalizasyon şebeke ve arıtmalarını içeren altyapı tesislerinin doğal afetlere dayanıklı olarak tasarımı ve mühendislik hesapları ile malzeme seçimi, yapımı, işletilmesi, bakım ve onarımı için gerekli asgari şartlara dair usul ve esasları belirlemektir ve etüt, planlama, proje, inşaat ve işletme süreçlerini kapsar.

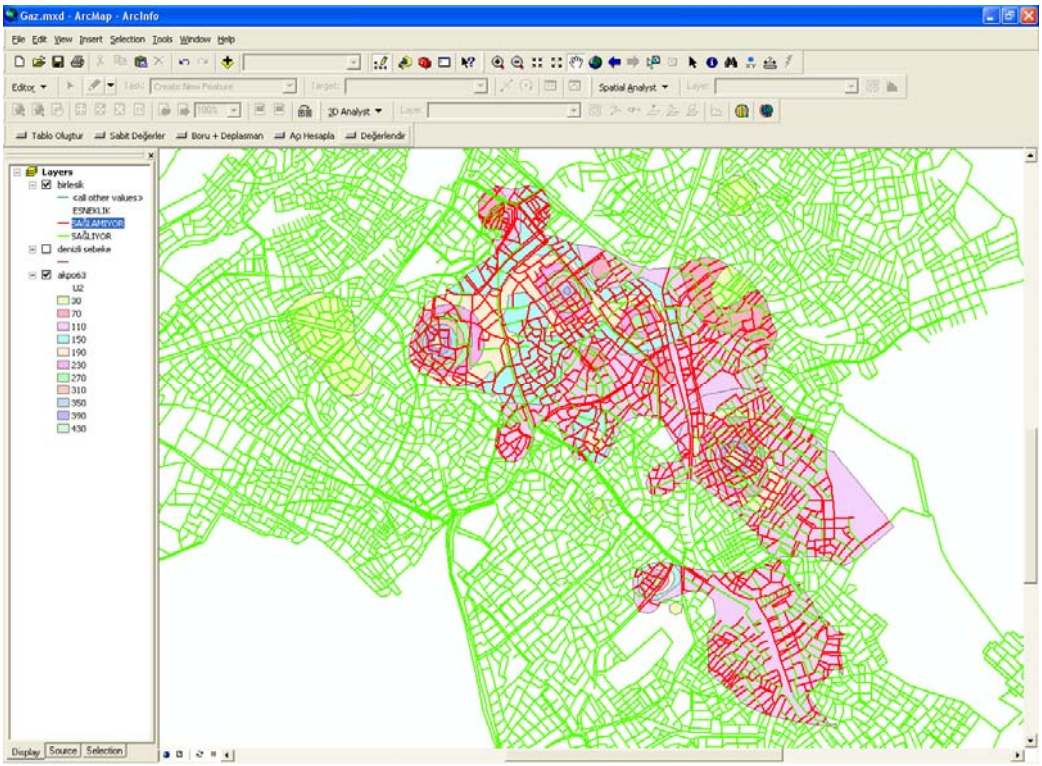
Coğrafi Bilgi Sistemleri

Coğrafi bilgi sistemleri (CBS) boru hatları gibi geniş bir alana yayılmış olan sistemleri değerlendirme açısından güçlü bir araçtır. CBS'nin en kapsamlı bir şekilde ilk defa Los Angeles (A.B.D.) gibi büyük bir şehrin boru hatları sistemlerinin deprem performansının değerlendirilmesinde kullanılması (O'Rourke ve Toprak, 1997; O'Rourke vd., 1998; ve Toprak, 1998) diğer çalışmalara örnek olmuş ve günümüzde CBS bu amaçlar için kullanılan yaygın bir araç haline gelmiştir. Ayrıca CBS ile ilgili programlar oldukça ekonomik fiyatlarla elde edilebilmektedir ve CBS'nin kullanılımı ve öğrenilmesi, diğer pek çok yazılımlara göre daha kolaydır.

Boruların olası bir depreme karşı emniyetli olup olmadıklarını belirlemek amacıyla ArcGIS ortamında bir yazılım gerçekleştirilmiştir. Yazılım Visual Basic dilinde yazılmıştır. Borular öncelikli olarak parçalı ve sürekli olarak iki ana kısımda değerlendirmektedir. Parçalı borular, standart uzunluktaki (genellikle 6 m) parçaların birbirine genellikle muflu (geçmeli) ek ile bağlanması şeklinde döşenir. Düktil demir, PVC, asbestli çimento gibi malzemelerden imal edilmektedir. Eklerin sızdırmazlığı genellikle plastik conta ile sağlanır. Sürekli borular ise standart uzunlukları parçalı borulardan daha fazla olan çelik veya polietilen malzemeden imal edilen ve birbirine genellikle aynı malzemeden yapılan kaynakla bağlanan borulardır.

Değerlendirilecek boruların sürekli veya parçalı ayrımı yapıldıktan sonra kalıcı yer deplasmanı veya geçici yer deplasmanına göre değerlendirme yapılması için kullanıcıdan tercih istenmektedir. Sürekli boruların deprem emniyetleri Japon yönetmeliğine (Earthquake resistant design codes in Japan) göre, parçalı boruların emniyetleri ise ISO 16134'e (Earthquake and subsidence resistant design of ductile iron pipes) göre kontrol edilmektedir. Geçici yer deplasmanı ise formülle hesaplanmaktadır. Kalıcı yer deplasmanı kullanıcı tarafından girilen sabit bir standart tasarım değeri olabilir veya başka bir çalışma ile belirlenen kalıcı yer deplasmanı değerleri o bölge için poligonlar şeklinde çizilirse makro o dosyadan deplasman değerlerini alabilir.

Değerlendirmesinin sağlıklı bir şekilde yapılabilmesi için CBS'de incelenecek boru hatlarının verisinin belirli parametreler şeklinde girilmiş olması gerekmektedir. Kullanılan parametreler sürekli ve parçalı borular ile tasarım ya da kalıcı yer deplasmanı verilerine göre girilecek şekliyle Toprak ve diğ. (2010d) tarafından sunulmuştur. Parametrelerin birimleri, sabit değer olarak alındığı veya denklemden hesaplandığı, kullanıcı tarafından girilip girilmeyeceği gibi bilgiler yine aynı çalışmada mevcuttur. Şekil 7 örnek olarak Denizli uygulamasından bir görüntü vermektedir (Toprak ve diğ., 2010c).



Şekil 7. CBS Denizli Uygulaması (Toprak ve diğ., 2010c)

GÖMÜLÜ BORULARIN ÖNLEYİCİ (KORUYUCU) BAKIMI VE SİMULASYON

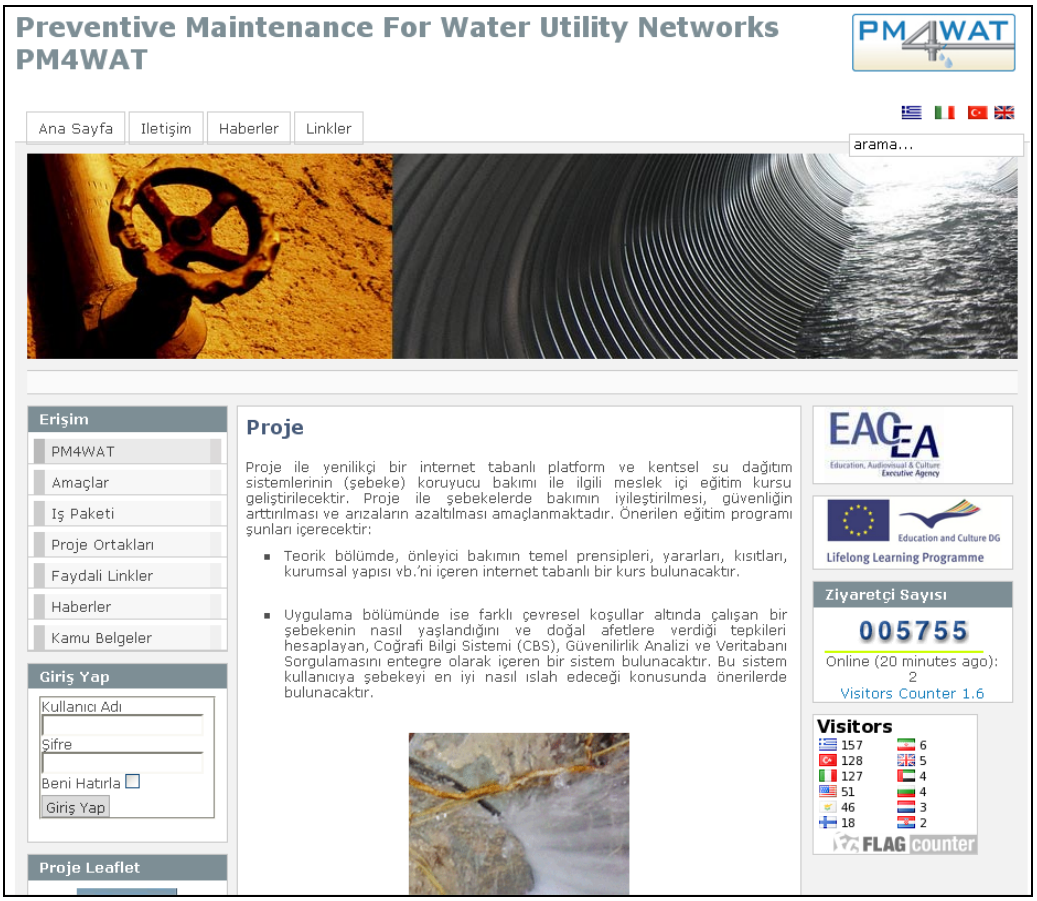
Bir su dağıtım sisteminin performansı hayatı boyunca karşılaştığı çeşitli etkiler ile azalır. Çoğu kentsel su dağıtım sistemleri, malzeme yorgunluğu, paslanma ve yaşlanma gibi faktörlere ve oturma, zemin erozyonu, sıvılaşma, deprem gibi etkilere bağlı hasarlar içerir. Bunun sonucunda, şebekenin yapısal dayanım, güvenilirlik, sağlamlık ve esneklik özellikleri şebekenin farklı yerlerinde değişkenlik gösterir. Önleyici (koruyucu) bakım bu tür zararlı etkilere uygun şekilde önceden hazırlıklı olmanın tek yoludur.

Yerleşim yerlerindeki su dağıtım sistemlerinin işletiminden sorumlu olan belediyeler veya özel kurumların koruyucu bakım konusunda bilgi sahibi olmaları gereklidir. Özellikle su dağıtım sisteminin işletilmesinden sorumlu olan teknik personelin bu konuda eğitimi gereklidir. Lisans seviyesinde öğretilmeyen bu konuların meslek içi eğitim şeklinde teknik personele verilmesi uygun olmaktadır. Bu amaçla Avrupa Birliği Hayat Boyu Öğrenme eğitim programlarından olan, meslek içi eğitim projelerini destekleme programı (Leonardo Da Vinci) kapsamında bir proje olan PM4WAT 2009 yılında başlamıştır. Projenin orijinal başlığı "Preventive Maintenance For Water Utility Networks" olup PM4WAT olarak kısaltılmıştır. Proje başlığı Türkçe'ye "Su Dağıtım Sistemlerinin Koruyucu Bakımı" olarak çevrilebilir. Projeye dört farklı ülkeden yedi kuruluş katılmaktadır. Projenin internet sayfası http://www.teg.cti.gr/pm4wat'dır (Şekil 8).

PM4WAT projesinin ürünleri özellikle deprem bölgelerindeki su dağıtım sistemlerinin bakımından sorumlu personeli ilgilendirmektedir. Ulusal deneyimler ve uygulamalar birleşik bir müfredat ve öğrenim içeriği kütüphanesi oluşturmak için kaynaştırılmaktadır. Projenin ürünleri şunları kapsamaktadır:

- Kullanıcıya tüm şebekenin güvenilirliği konusunda tavsiyeler verecek ve çeşitli senaryoları inceleyecek olan bir simülasyon (benzetim) platformu olan "Eğitim Simülatörü"
- Farklı ortak ülkelerin ihtiyaçlarına cevap verebilecek, kentsel su dağıtım sistemlerinin koruyucu bakımı ile ilgili eğitim programlarını içeren, internet tabanlı ve aynı zamanda bağımsız çalışabilecek "Eğitim Kursu". Bu kurs, ortak ülkelerdeki su dağıtım sistemi uzmanları tarafından hazırlanacak olup, en son önleyici bakım yöntemlerini içerecektir. Kurs internet

üzerinden ve CD'lerden çalışabilecek şekilde 4 dilde (İngilizce, Yunanca, İtalyanca ve Türkçe) hazırlanacaktır.



Şekil 8. PM4WAT projesinin internet sayfasının görüntüsü (Toprak ve diğ., 2011a)

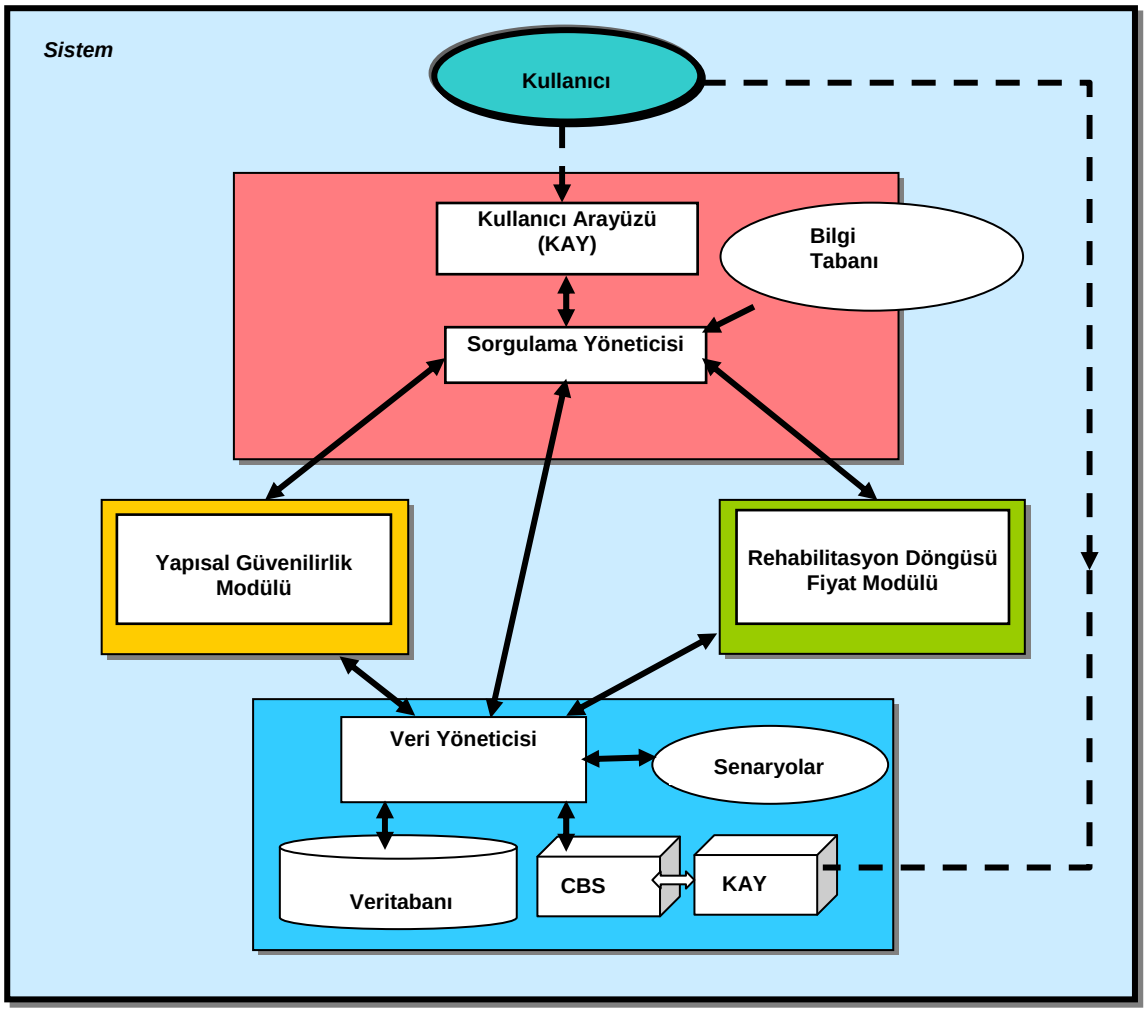
Proje ile şebekelerde bakımın iyileştirilmesi, güvenliğin arttırılması ve arızaların azaltılması amaçlanmaktadır. Önerilen eğitim programı şunları içermektedir:

- Teorik bölümde, önleyici bakımın temel prensipleri, yararları, kısıtları, kurumsal yapısı vb.'ni içeren internet tabanlı bir kurs bulunmaktadır.
- Uygulama bölümünde ise farklı çevresel koşullar altında çalışan bir şebekenin nasıl yaşlandığını ve doğal afetlere verdiği tepkileri hesaplayan, Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS), Güvenilirlik Analizi ve Veritabanı Sorgulamasını entegre olarak içeren bir sistem (Eğitim Simülatörü) bulunmaktadır. Bu sistem kullanıcıya şebekeyi en iyi nasıl ıslah edeceği konusunda önerilerde bulunmaktadır.

Toprak ve diğ. (2011a) ilgili proje ve simülasyon programını ayrıntılarıyla sunmaktadır. Şekil 9 eğitim simülatörü modüllerini ve birbiriyle ilişkilerini göstermektedir.

SONUÇ

Yeni gömülü boru sistemlerinin deprem güvenli tasarımı ve mevcut olanlarında deprem tehlikelerine karşı deprem öncesi daha aktif olarak değerlendirilmesinin gerekliliği hususu günümüzde önem kazanmıştır. Bunda gerçekleşen depremlerin sebep olduğu zararların çok ciddi



Şekil 9. Eğitim simülatörü modüllerinin birbiriyle ilişkileri (Toprak ve diğ., 2011a)

boyutlarda olması ve toplumda oluşturduğu rahatsızlıklar yol oynamaktadır. Ayrıca bilim çevrelerinde de bu konularda çalışmaların artması, yeni yaklaşımların geliştirilmesi, kılavuz ve yönetmelikler konusundaki gelişmeler olumlu yönde ilerlemelere sebep olmuştur. Bu çalışmada gömülü boru sistemlerinin deprem güvenliği, geoteknik sorunlar ve yönetmelikler konusunda durum değerlendirmesi yapılmış ve yeni gelişmeler sunularak tartışılmıştır.

Teşekkür

Buradaki çalışmalar TÜBİTAK Proje No.106M252, Leonardo da Vinci Proje No.502419-LLP-1-2009-1-GR-LEONARDO-LMP, PAUBAP 2010FBE017 ve PAUBAP 2010FBE031 ile desteklenmektedir.

KAYNAKLAR

American Lifelines Alliance (ALA, 2011), www.americanlifelinesalliance.org

Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines (1984) Guidelines for The Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, ASCE, New York, NY

Hamada M (1992) "Large Ground Deformations and Their Effects on Lifelines:1964 Niigata Earthquake." Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Volume 1: Japanese Case Studies, Edts. Hamada, M and O'Rourke, TD, Section 3, Technical Report NCEER-92-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY

Hamada M, Yasuda S, Isoyama R and Emoto K (1986) "Study on Liquefaction-induced Permanent Ground Displacements", Association for the Development of Earthquake Prediction, Japan

Jain AK and Dubes RC (1988) Algorithms for Clustering Data, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Japan Society of Civil Engineers (2000a), Earthquake Resistant Design Codes in Japan

Kameda H. (2000) "Urban Lifelines under Seismic Environment Developments and Lessons Learned from Kobe", Water Supply, Vol. 18, No. 3, pp. 22-33

O'Rourke MJ and Nordberg C (1992), "Longitudinal Permanent Ground Deformation Effects on Buried Continuous Pipelines", NCEER-92-0014, NCEER, Buffalo, NY, June

O'Rourke TD and Palmer MC (1994) "The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Gas Transmission Pipelines", NCEER-94-0011,NCEER, Buffalo, NY, May

O'Rourke TD and Toprak S (1995) "Case History of Pipeline Response to Ground Deformation at Balboa Blvd., 1994 Northridge Earthquake", *Proceedings, Sixth U.S. - Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems*, Osaka, Japan, July, Pp: 3-20

O'Rourke TD and Toprak S (1997) "GIS Assessment of Water Supply Damage from The Northridge Earthquake", Frost, JD, Editor, *Geotechnical Special Publication*, ASCE New York, NY, 117-31

O'Rourke TD, Toprak S, and Sano Y (1998) "Factors Affecting Water Supply Damage Caused by The Northridge Earthquake", *Proceedings, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA, Pp: 1-12

Sharma S (1996) Applied Multivariate Techniques, John Wiley & Sons, Inc. Newyork

Toprak S (1998) Earthquake effects on buried lifeline systems, PhD Thesis, Cornell University, Ithaca, NY

Toprak S (2007) "Gömülü Boru Hattı Sistemlerinin Tasarımında Deprem Etkilerinin Değerlendirilmesi", INGAS 2007- 2. Uluslararası Doğalgaz İşletmeciliği Sempozyumu ve Sergisi, İstanbul, 24-26 Nisan

Toprak S and Taşkın F (2007) "Estimation of Earthquake Damage to Buried Pipelines Caused by Groung Shaking", Natural Hazards, Springer, The Netherlands, 40, Pp: 1-24

Toprak S ve Koç AC (2007) "İçme Suyu ve Kanalizasyon Boru Hatlarının Deprem Performansının Değerlendirilmesi", *6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim, 687-698

Toprak S ve Yoshizaki K (2003) "Boru Hatlarına Deprem Yüklerinin Etkisi", 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Kongresi, İstanbul, No: 025, CDROM

Toprak S, Cetin OA, Nacaroglu E and Koc AC (2010a) "Pipeline Performance Under Longitudinal Permanent Ground Deformation", *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, August 30- September 03

Toprak S, Koc AC, Güngör M, Kaya M, Stathaki A, Sofotasios D, Tsakiris D, Vangelis H, De Angelis E, Iacovou G. ve Charalambous B, (2011a) "Su Dağıtım Borularının Doğal Afetlere Karşı Koruyucu Bakımı: PM4WAT Projesi Uygulaması", *7. Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 30 Mayıs- 3 Haziran

Toprak S, Nacaroglu E, Cetin OA, Koc AC (2009) "Pipeline Damage Assessment Using Cluster Analysis", *TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment Proceedings of the 2009 ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference* ASCE Conf. Proc. 357, 78

Toprak S, Nacaroglu E, Koc AC and Cetin OA (2010b) "Use of Subtractive Clustering Analysis in Pipeline Damage Assesment", *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, August 30- September 03

Toprak S, Nacaroglu E, ve Koc AC (2011b) "Boru Hasarlarının Değerlendirilmesinde Kümeleme Tekniklerinin Kullanımı", *7. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 30 Mayıs- 3 Haziran

Toprak S, Koc AC, Cetin OA ve Nacaroglu E (2010c) "A GIS Approach for Seismic Analysis of Pipeline Networks", *9th International Congress on Advances in Civil Engineering,* 27-30 September 2010, Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey

Toprak S, Koc AC, Nacaroglu E ve Cetin OA (2010d) "Boru Hatları Sistemleri Üzerinde Deprem Etkilerinin Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) İle Değerlendirilmesi", TÜBİTAK Proje No: 106M252 Raporu

Winkler E (1867) Die Lehre Von Der Elastizität und Festigkeit

Yoshizaki K. (2002) "Seismic Design Guidelines for Lifeline Systems After the 1995 Kobe Earthquake, Lessons from the 1995 Kobe Earthquake and Following Practices of Earthquake Engineering", *Civil Engineering Conference and Exposition*, U.S.A.

AĞ ŞEBEKELERİNİN SİSMİK GÜVENİRLİĞİNİN TAHMİNİ

ESTIMATION OF THE SEISMIC RELIABILITY OF LIFELINES

A.Sevtap (Selçuk) Kestel* ve M. Semih Yücemen**

ÖZET

Su ve gaz dağıtım şebekeleri, otoyollar gibi candamarlarını, elemanlarının sismik kapasitelerinin rassal ve mekansal korelasyona maruz olduğu birer ağ şebekesi olarak modellemek mümkündür. Selçuk ve Yücemen (1995, 1999, 2000) tarafından yapılan çalışmalarda, candamarı şebekelerinin güvenirliğinin belirlenmesinde sadece elemanın kendi içindeki mekansal korelasyon değerlendirilmiş, elemanlar arasındaki korelasyon gözardı edilmiştir. Herhangi iki eleman arasındaki mekansal korelasyon, aralarındaki ortalama mesafenin üstel olarak azalan bir fonksiyonudur ve sismik kapasite ve yükün korelasyon yapısına bağlı olması beklenir. Bu çalışmanın amacı, bir candamarı şebekesinin sismik güvenirliğinin belirlenmesinde mekansal korelasyonun etkisinin katıldığı modelleme yapmaktır. Ağ şebekesi güvenirliğinin mekansal korelasyon varsayımı altında değerlendirilmesi bir uygulama üzerinde gösterilmiştir.
Anahtar Kelimeler: Candamarı, mekansal korelasyon, sismik risk, ağ şebekesi güvenirliği.

ABSTRACT

Lifelines, such as gas and water distribution systems, highways are idealized as equivalent networks with the seismic capacity of their elements being random and spatially correlated. In the studies conducted by Selcuk and Yücemen (1995, 1999, 2000), the effect of spatial correlation was considered only within an element, however the spatial correlation among different components was ignored. The spatial correlation between any two elements in the system will be a decaying function of the average distance separating them and is expected to depend on the correlation structure of the seismic capacity and demand. This study aims to incorporate the spatial correlation among the different elements of the network into seismic reliability evaluation. A case study, to illustrate the impact of spatial correlation on the reliability of a lifeline is performed.
Keywords: Lifeline networks, spatial correlation, seismic risk, network reliability.

GİRİŞ

İletişim, dağıtım ve ulaşım şebekeleri geniş coğrafi alanlara yayılmış enterkonekte sistemlerdir. Deprem tehlikesi altındaki ağ şebekesinin güvenirliğinin değerlendirilmesi, bu tür sistemlerin yıkıcı bir deprem sırasında ya da sonrasında çalışır durumda olmalarının önem taşıması nedeni ile gereklidir. Selçuk ve Yücemen (1995, 1999, 2000) tarafından yapılan daha önceki çalışmalarda bu sistemler, elemanlarının sismik dayanımının rassal bir değişken olduğu ve mekanda bağımlılık gösterdiği varsayımları altında bir eşdeğer ağ çizelgesine dönüştürülerek incelenmiştir. Ancak, bu çalışmalarda mekansal korelasyon sadece her elemanın kendi uzantısı boyunca dikkate alınmış, elemanlar arasındaki mekansal korelasyon ise ihmal edilmiştir.

Bu makalenin amacı, yazarların önceki çalışmalarında sunulan ağ güvenirliği modelinin, şebeke elemanları arasındaki mekansal korelasyonu da dikkate alacak şekilde geliştirilmesidir. Bu amaca uygun olarak ağ şebekesi elemanlarına ait korelasyon matrisi çıkartılmış, göz önünde tutulan sistem için sismik yükler altındaki güvenirlik sınırları hesaplanmıştır. Güvenirlik sınırları karar

*Doç.Dr., ODTÜ Uygulamalı Matematik Enstitüsü, 06531, Ankara
**Prof.Dr., ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Deprem Çalışmaları EABD, 06531, Ankara

vericilerin sistemi değerlendirmelerine ve yeterli güvenirliğin sağlanmadığı durumlarda yeni elemanlar ekleyerek ya da mevcut elemanları güçlendirerek güvenirliği istenilen düzeye çıkarmada yol gösterici olacaktır. Geliştirilen modelin uygulaması ayrıntılı bir örnek çalışma ile gösterilmiştir.

Bu makalede ağ şebekesi sismik güvenirliği temel aşamalarının ve tekniklerinin anlatılığı ilk bölüm, mekansal korelasyon modelinin detaylı anlatıldığı metodoloji bölümü ile devam etmektedir. Modelin uygulamasının sunulduğu ve yazarların önceki çalışmalarında örnek olarak alınan Boston otoyol ağ şebekesinin karşılaştırma amaçlı kullanıldığı uygulama bölümü, çalışmanın önemli katkısının vurgulandığı bir bölümdür. Çalışma, yorum ve sonuçların sunulduğu kısımla tamamlanmaktadır.

AĞ ŞEBEKESİ SİSMİK GÜVENİRLİĞİ

Candamarı şebekelerinin güvenirlik değerlendirmesi için üç temel adım izlenmektedir. Belirlenen bir alanda parametrelerdeki belirsizlik ve rassallığın, seçilen deprem şiddeti parametresine ait olasılık dağılımını açıklayan stokastik modellemenin yer aldığı olasılıksal sismik tehlike analizi ilk adımdır. Bunu, ağ şebekesi elemanlarının depreme dayanım kapasitesi dağılımının belirlendiği ve dayanım kapasitesinin değerlendirildiği aşama izlemektedir. Ağ şebekesini oluşturan elemanların işlevliği göz önüne alınarak ağ şebekesi güvenirliğinin modellenmesi ise en son aşamadır. Ağ şebekesi güvenirliği grafik teorisi algoritmalarından yararlanılarak eleman performansına dayalı sistem performansının belirlenmesini amaçlamaktadır.

Olasılıksal sismik tehlike modeli Cornell (1968) tarafından önerilen klasik metoda dayanmaktadır. Bu metodun aşamaları depremin zaman ve uzay boyutlarında olasılık dağılımlarının modellenmesi, potansiyel deprem kaynaklarının saptanması, geçmişte meydana gelen depremlere ait bilgileri listeleyen katalogların kullanılarak sismik veri tabanının oluşturulması, geçmişte meydana gelen deprem verisinin merkezüstü konumları ile uyumlu olan farklı sismik kaynaklara dağıtılması, azalım ilişkisinin seçilmesi veya geliştirilmesi ve farklı kaynaklardan ortaya çıkan sismik tehlikenin belirli bir yerleşke için olasılık dağılımını sunan sayısal algoritmanın hazırlanmasıdır.

Bu modele dayanılarak, belirli bir yer hareketi parametresinin (Y), depremin büyüklüğü ve uzaklığına koşullu olarak, belirli bir düzeyi aşma olasılığı şöyledir:

$$P(Y>y)=\iint P(Y>y\,|\,m,r)f_M(m)f_R(r)dmdr \qquad (1)$$

Burada, M ve R, sırası ile deprem büyüklüğünü (magnitüd) ve mesafesini tanımlayan rassal değişkenlerdir. Bu çalışma kapsamında alınan azalım ilişkisi ise aşağıdaki gibidir:

$$y=b_1 e^{b_2 m} r^{-b_3} \qquad (2)$$

Azalım ilişkisi deprem şiddetinin ve mesafenin üstel azalan bir fonksiyonu olup, b_1, b_2 ve b_3 tahmin edilen regresyon parametrelerdir.

Herhangi bir eleman için kapasite belirlenmesi o elemanın kapasitesinin sismik yüke dayanamaması olasılığını ifade etmektedir. Sismik tehlike altında bir elemanın işlevsiz olması olasılığı, P_f, kapasite (C) ve yük (D) rassal değişkenlerine bağlıdır ve şöyle gösterilir:

$$P_f=P(C-D\le 0)=\iint_{c-d\le 0} f_{CD}(c,d)dddc=\int_{-\infty}^{\infty} F_C(c)f_D(d)dd=\int_{-\infty}^{\infty}(1-F_D(d))f_C(c)dc \qquad (3)$$

C ve D'nin birbirlerinden bağımsız ve ortalama değerleri μ_C ve μ_D, standart sapmaları σ_C ve σ_D olan normal dağılıma sahip rassal değişkenler olduğu varsayımı altında, işlevsizlik (göçme) olasılığı

$$P_f = 1-\Phi\left(\frac{\mu_C-\mu_D}{\sqrt{\sigma_C^2+\sigma_D^2}}\right) \tag{4}$$

olarak tanımlanır. Burada Φ standart normal dağılımına ait olasılık dağılım fonksiyonunu göstermektedir.

Denklem 4'de sunulan işlevsiz olma olasılığına dayanılarak elemanın güvenirliği, R, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$R = 1 - P_f \tag{5}$$

Mekanda yayılı candamarı şebekelerinin güvenirliğinin hesaplanması amacıyla yazarların daha önceki çalışmalarında çeşitli modeller önerilmiştir (Selçuk ve Yücemen, 1998, 2000). Candamarını oluşturan bağlar (link) kilometreler boyunca mekana yayılı elemanlar olduğundan, bağlar üzerindeki sismik tehlike bulunduğu mekana göre değişkenlik gösterecektir. Bu mekansal değişkenliğin güvenirlik değerlendirmesine katılabilmesi için iki model geliştirilmiştir. Bu modellerin ilki olan **nokta-konum** (point-site) modeli, bağ üzerindeki çeşitli noktalarda sismik parametrelerin olasılık dağılımlarını hesaplayarak, her bir bağ için, bağ boyunca en yüksek tehlikenin gerçekleştiği parçayı nokta-konum ile eşleştirmektedir. **Çoklu-konum** (multi-site) modeli ise her bağı belirlenen dalgalanma ölçeğine (λ) göre *m*-alt bölüme ayırarak, her bir parça için sismik tehlikeyi hesaplamaktadır. Bu yöntemde alt parçaları seri sistem ile ifade edilen her bağ için güvenirlik değerlendirmesi yapılmaktadır. *m* sayıdaki alt parçadan oluşan her elemanın (bağ) güvenirliği, parçalar arasındaki korelasyonun tam olarak bilinmemesi nedeniyle, alt ve üst güvenirlik sınırlarının belirlenmesi yoluyla olarak ifade edilmektedir. Alt sınır, seri sistemindeki alt parçaların birbirlerinden tam bağımsız, üst sınır ise alt parçaların tam bağımlı olduklarını varsaymaktadır. Buna göre ağ şebekesindeki i. elemanın (bağ) güvenirliği için alt ve üst sınırlar şöyledir:

$$\prod_{j=1}^{m} R_{ij} \le R_i \le \min_{j=1,n} R_{ij} \tag{6}$$

Burada R_i ve R_{ij} sırasıyla i. eleman güvenirliğini ve i.elemanın j.alt parçasının güvenirliğini temsil etmektedir.

Ağ şebekesi güvenirliğinin hesaplanması grafik teorisi modellemesini gerektirmektedir. Bu metotlardan birisi olan **terminal-çift-güvenirliği** (terminal-pair reliability) ağ güvenirliğinin hesaplanmasında kullanılan temel yöntemdir. Bu yöntem iki düğümün, şebekedeki bağlantılı elemanlarının işlevini yürütmesi koşulu altında, başlangıç (source) ve varış (sink) düğümleri arasında iletişimi sağlayacak alternatifli olarak işlemesi prensibine dayanmaktadır. Yoo ve Deo (1988) tarafından geliştirilen bu algoritma K tane başarı kümesi (S) ve L tane işlevsiz kümesi (F) üreterek Boolean cebiri ile olası yolların sayımına dayanmaktadır. Terminal-çift-güvenirliği yöntemi ile grafiğin alt ve üst güvenirlik sınırları aşağıdaki gibidir:

$$\sum_{i=1}^{K} P(S_i) \le R(Grafik) \le \sum_{i=1}^{L} P(F_i) \tag{7}$$

Sismik güvenirliğin sayısal değerlendirmesi yukarıda açıklanan üç aşamanın birleştirildiği ve kodlandığı bir yazılım sayesinde gerçekleşmektedir. LIFEPACK isimli yazılım üç alt programın (SEISHAZ, LINKREL, NETREL) ardışık olarak işletimini gerçekleştirerek ağ şebekesi güvenirliğini sonuç değeri olarak vermektedir. SEISHAZ, LINKREL ve NETREL sismik güvenirlik modellemesinin üç temel aşamasını çalıştıran algoritmaların yer aldığı alt programlardır. Selçuk ve Yücemen (1999, 2000) tarafından geliştirilen LIFEPACK, işletim süresi kısa, hafıza gereksinimleri açısından kullanımı etkin bir yazılımdır.

MEKANSAL KORELASYON VE ELEMAN GÜVENİRLİĞİ

Candamarının *n* bağ, *s* düğümden oluşan bir ağ şebekesi olarak temsil edildiği varsayımı altında, bağların tek yönlü (uni-directional) veya iki yönlü (bi-directional) işlev görmeleri ağ şebekesi güvenirliği değerlendirmesinde farklılıklar oluşturmaktadır. Ağ şebekesini oluşturan her bağın mekansal boyutu şebekenin kendisine ve diğer elemanlarına fazladan bir sismik yük getirmektedir. Bu nedenle, herhangi bir bağa ait sismik kapasite ve yükün hesaplanmasında mekansal korelasyonun göz önüne alınması şebekenin güvenirliğini etkileyecektir. Bu durumda, bir bağın işlevsel durumda olması ağ şebekesini oluşturan diğer bağların işlevselliğini de belirleyecektir.

Bağlar arasındaki etkileşimin değerlendirilmesindeki önemli ölçülerden birisi olan mekansal korelasyon, dalgalanma ölçeğinin (scale of fluctuation, λ) bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir. Dalgalanma ölçeğinin seçilen bir değerine göre her bağın güvenirlik değerlendirilmesine bağlar arasındaki korelasyon da dahil edilmektedir. İki eleman arasındaki uzaklığa bağlı olan korelasyonun, Denklem 8'de sunulduğu gibi, mesafenin azalan bir fonksiyonu olması beklenmektedir (Vanmarcke, 1983).

$$\rho(\Delta) = \exp\left\{-\frac{\Delta}{\lambda}\right\} \tag{8}$$

Burada dikkat edilecek husus mekansal korelasyonun eşyönlü (isotropic) ve üstel özelliğe sahip olduğunun varsayılmasıdır.

Mekansal korelasyonun bir ölçüsü olan dalgalanma ölçeği ile orantılı olarak i. bağı k_i, j. bağı da k_j alt parçaya bölünerek, korelasyon matrisi ρ(i,j) elde edilir. Denklem 9'da verilen ρ(i,j), iki bağ arasındaki korelasyonu her iki bağın altparçaları arasındaki mekansal korelasyon değerine göre hesaplamaktadır.

$$\rho(i,j) = \left[\rho(i_p, j_t)\right], \quad p = 1,..,k_i;\ t = 1,..,k_j$$
$$\rho(i_p, j_t) = \exp\left\{-\frac{\Delta(i_p, j_t)}{\lambda}\right\} \tag{9}$$

Burada $\Delta(i_p, j_t)$ bağ i'nin p. ve bağ j.'nin t. alt parçaları arasındaki mesafeyi göstermektedir.

Ağ şebekesindeki elemanların korelasyon yapısını gösteren Tablo 1'de yer alan ve her bir bağ için mekansal ilişkiyi sunan korelasyon değerleri, bir bağın herhangi bir alt parçasının ağ şebekesindeki diğer bir elemanın alt parçalarına göre mekansal korelasyonunun katkısı ile temsil edilmektedir. Bu çalışmada düğüm güvenirliklerine ait mekansal korelasyon, hesaplamalarda kolaylık sağlamak bakımından dikkate alınmamıştır.

Tablo 1. Ağ şebekesi elemanlarına göre mekansal korelasyon

Bağ no. (i)	Alt parça sayısı k_i	i ve j bağları arasındaki mekansal korelasyon	i. bağa ait ortalama mekansal korelasyon
1	k_1	ρ(1,2), ρ(1,3), ..., ρ(1,n)	$\bar{\rho}(1)$
2	k_2	ρ(2,1), ρ(2,3), ..., ρ(2,n)	$\bar{\rho}(2)$
.	.	.	.
n	k_n	ρ(n,1), ρ(n,2), ..., ρ(n,n)	$\bar{\rho}(n)$

Seçilen herhangi iki bağ, i ve j, arasındaki mekansal korelasyon değerlendirmesi için öncelikle bağların eşit mesafelere sahip alt parçalara bölünmesi gerekmektedir. Her bir alt parçanın diğer bağda yer alan tüm alt paçalarla olan korelasyonu, $\rho(i_p, j_t)$, $p = 1,..,k_i; t = 1,..,k_j$, hesaplanarak, o alt parçayı temsil edecek bir değerin bulunması amaçlanmaktadır. Buna göre, bağ i ve bağ j arasındaki mekansal ilişkinin belirlenmesi aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır:

$$\rho(i,j) = \left[\bar{\rho}(i_1,j). \quad . \quad . \quad \bar{\rho}(i_{k_p},j)\right]$$
$$\bar{\rho}(i_p,j) = \frac{1}{k_t}\sum_{t=1}^{k_t}\rho(i_p,j_t), \qquad p = 1,..,k_p \tag{10}$$

Böylece, i. bağ için verilen mekansal korelasyon vektörünü oluşturan değerler

$$\bar{\rho}(i) = \left[\bar{\rho}(i_1). \quad . \quad . \quad \bar{\rho}(i_{k_i})\right] \tag{11}$$

i. bağa ait p. alt parçanın, şebekedeki diğer (n-1) bağ ve bu bağların alt parçalarına olan ilişkisinin ortalama korelasyonu, $\bar{\rho}(i_p)$, olacaktır. Denklem 12, $\bar{\rho}(i_p)$ değerlerine ait formülü vermektedir:

$$\bar{\rho}(i_p) = \frac{1}{n-1}\sum_{j=1}^{n}\sum_{t=1}^{k_j}\frac{\rho(i_p,j_t)}{k_j}, \qquad i \neq j \tag{12}$$

Böylece, i. bağ için hesaplanan korelasyon katsayıları her bir alt parçası farklı korelasyon değerine sahip seri sistem oluşturmaktadır. Bu değerler sismik kapasite modeline mekansal korelasyonun etkisini yansıtmaktadırlar.

Sismik Kapasitenin Belirlenmesi

Ağ şebekesindeki elemanların mekansal korelasyon etkisi altında işlevsel ya da işlevsiz durumda olma olasılığının amaçlanan model için yeniden düzenlenmesi gerekmektedir. Thoft-Christensen ve Sorensen (1982) tarafından yapılan çalışmada, seri sistemi oluşturan elamanların eşit korelasyona sahip olduğu varsayılmakta, sistemin işlevsiz olma olasılığı Denklem 13'deki gibi hesaplanmaktadır:

$$P_f(\rho) = 1 - \int_{-\infty}^{\infty}\left[\Phi\left(\frac{\beta_e + \sqrt{\rho}t}{\sqrt{1-\rho}}\right)\right]^n \phi(t)dt \tag{13}$$

Burada Φ ve φ normal olasılık dağılım ve yoğunluk fonksiyonlarını temsil etmekte olup, β_e ise aşağıdaki denklemde sunulan güvenirlik indeksini tanımlamaktadır.

$$\beta_e = \frac{\mu_C - \mu_D}{\sqrt{Var(C-D)}} \tag{14}$$

Denklem 14'de yer alan μ_C ve , μ_D sırasıyla, sismik kapasite ve yük ortalamalarını simgelemektedir.

$P_f(\rho)$'nun hesaplanması için gereken korelasyon katsayısı değeri, ρ, çalışmada ilgili bağın alt parçalarından elde edilen mekansal korelasyonların ortalaması olarak alınmaktadır.

$$\bar{\rho}(i) = \frac{1}{k_i}\sum_{p=1}^{k_i}\bar{\rho}(i_p) \tag{15}$$

Mekansal korelasyonun etkin olduğu bu modellemeye dayanılarak elde edilen eleman güvenirlikleri sayesinde mekansal bağımlılık ağ şebekesi güvenirliğine yansıtılmaktadır. Eleman güvenirlikleri Denklem 5'de sunulduğu gibi işlevsizlik olasılığının tamamlayıcısı olarak elde edilmektedir. Ağ şebekesi güvenirlik değerlendirmesi için Selçuk ve Yücemen (1999, 2000) tarafından yapılan çalışmalarda önerilen algoritma ile sistem güvenirliği hesaplanmaktadır. Söz konusu bu algoritmanın burada sunulan çalışmanın hedefi ile uyumlu hale gelmesi için bazı düzeltme ve değişikliklerin yapılması gerekmektedir. Hesaplamaların gerçekleştirilmesi için kullanılan yazılım, mekansal korelasyon modellemesini sismik kapasite belirleme aşamasında algoritmaya entegre etmektedir.

Böylece, yazılımın çıktısı olan candamarı güvenirliği ağ şebekesinin elemanları arasındaki mekansal korelasyonun etkisini dikkate alarak hesaplanmaktadır.

UYGULAMA

Önerilen modelin uygulamasını göstermek amacıyla literatürde yer alan bir candamarı şebekesi örnek olarak çalışılmıştır. Selçuk ve Yücemen (1995, 1999, 2000) tarafından uygulama örneği olarak ele alınan ve sismik güvenirlik değerlendirmesi yapılan Boston şehri otoyolları, çalışmada önerilen metodun geçerliliğinin belirlenmesi amacıyla seçilmiştir. Boston otoyol sisteminin sismik güvenirliği mekansal korelasyonun dikkate alındığı durumda hesaplanmıştır ve elde edilen güvenirlik değerleri sözü edilen, önceki çalışmaların sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalardaki tutarlılığın sağlanması amacıyla, referans çalışmadaki varsayımlar korunmuş, aynı parametre değerleri kullanılmıştır.

Otoyol sisteminin yayıldığı bölgeye ait sismik parametreler, azalım ilişkisi, sismik kaynak ve şebeke elemanlarının coğrafi konumları, ağ şebekesi güvenirliğinin değerlendirilmesi için gerekli girdilerdir. Ağ şebekesi elemanlarının aynı sismik kapasiteye sahip oldukları, sismik yükün elemanın sismik kaynağa olan mesafesine göre değiştiği varsayılmaktadır. Sismik kapasitenin belirlenmesinde bağ direncinin normal dağılıma sahip, belirlenen bir ortalama ve standart sapmaya göre değiştiği varsayılmaktadır. Ağ şebekesi güvenirliği LIFEPACK isimli yazılım kullanılarak hesaplanmaktadır. LIFEPACK yazılımında yapılan düzenlemeyle mekansal korelasyon eleman güvenirliği hesaplanmasına katılmaktadır.

Mekana yayılı bir ağ şebekesi olarak temsil edilen Boston otoyol ana arterleri (Şekil 1) 18 düğüm ve 22 bağdan oluşmaktadır. Panoussis (1974) ve Taleb-Agha (1977) da aynı otoyol sistemini incelemişlerdir ve elde ettikleri sonuçlar, deterministik ve stokastik varsayımlar altında Selçuk (1996) tarafından geliştirilen modele dayanılarak yeniden değerlendirilmiş, candamarı şebekesinin güvenirliğinin alt ve üst sınırları elde edilmiştir. Nokta-konum ve çoklu-konum modellerine göre hesaplanan ağ şebekesi güvenirlik değerleri LIFEPACK yazılımı kullanılarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçların referans alınan çalışma sonuçları ile uyumlu olduğu belirlenmiştir.

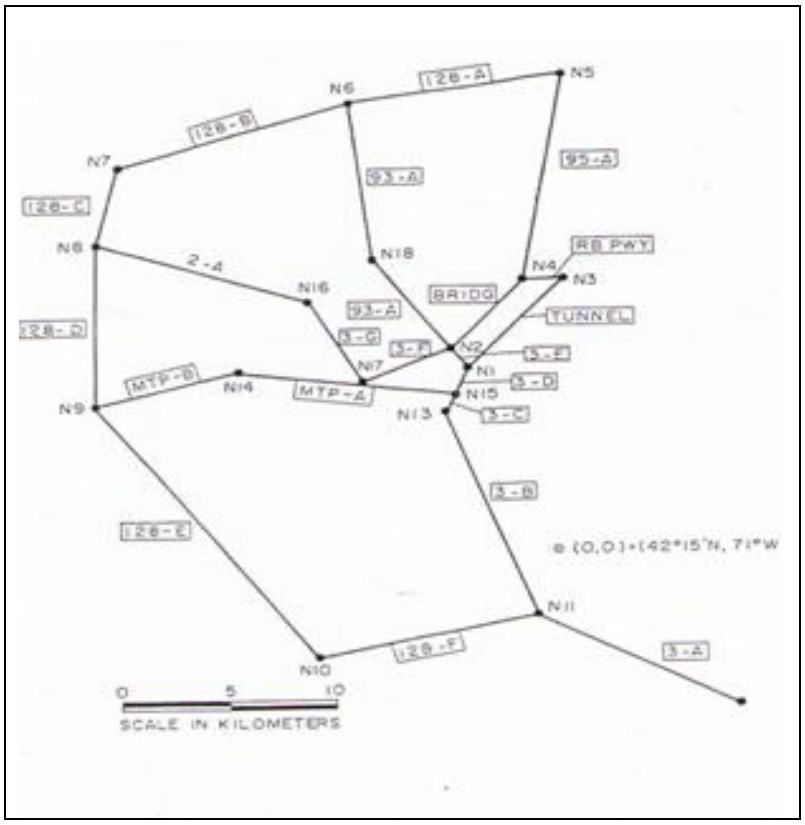
Yine aynı yaklaşımla, bu çalışmada Boston otoyol ağ şebekesi için candamarı güvenirliği hesaplamasında başlangıç ve varış düğümleri, sırasıyla, N1 ve N5 olarak alınmıştır. Şekil 2'de Boston ve çevresinde etkin olan 8 sismik kaynak gösterilmektedir. Bu kaynaklara ait sismik parametre değerleri olan ortalama yıllık deprem sayısı (ν), deprem magnitüdlerinin alt sınırı (m_0) ve üst sınırı (m_1) ve magnitüd-sıklık ilişkisinin eğimi (β) ise Tablo 2'de yer almaktadır. En büyük yer ivmesini (peak ground acceleration) göz önüne alan azalım ilişkisi ise şöyledir (Cornell ve Merz, 1975):

$$Y=5600e^{0.8m}(r+40)^{-2} \qquad (16)$$

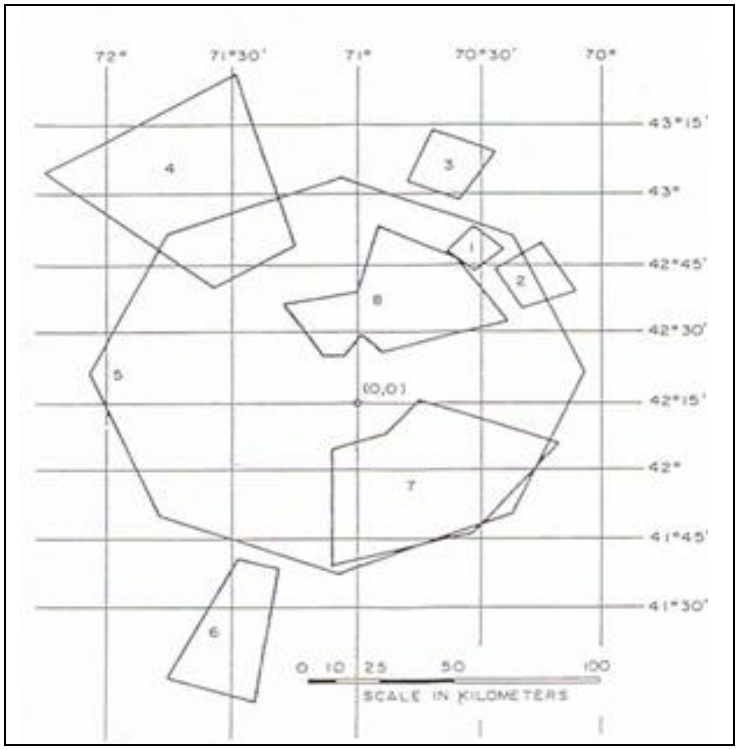
Table 2. Boston ve çevresindeki sismik kaynaklara ilişkin parametreler (Cornell ve Merz, 1975)

Kaynak No.	ν	β	m_0	m_1
1	0.0240	1.65	4.3	6.1
2	0.0080	1.65	4.3	6.8
3	0.0040	1.65	4.3	5.5
4	0.0280	1.65	4.3	5.9
5	0.0200	1.65	3.7	5.2
6	0.0125	1.65	4.3	5.5
7	0.0320	1.65	4.3	5.5
8	0.0375	1.65	4.3	5.9

Deterministik dayanım modelinde (Durum 1) her bağın sismik kapasitesi 0.075g alınmıştır. Bağların dayanımının rassal değişken olarak alındığı modelde (Durum 2) ise her bağın dayanımının ortalama değeri 0.100g ve standart sapması 0.002g olan bir normal dağılıma sahip olduğu ve çoklu-konum modelinin gerektirdiği dalgalanma ölçeğinin 1.0 km'ye eşit olduğu varsayılmıştır. Bu çalışma kapsamında mekansal korelasyon modeli sadece Durum 2 için uygulanmıştır.



Şekil 1. Boston ve çevresindeki otoyollar (Taleb,1974 ve Agha, 1977)



Şekil 2. Boston ve çevresini etkileyen sismik kaynaklar (Cornell ve Merz, 1975)

2. bağ ve 11. bağ arasındaki mekansal korelasyon vektörü ve değerinin belirlenmesi burada örnek olarak sunulmuştur. 2. bağ Şekil 1'de sunulan şebekede N2 ve N4 düğümlerini, 11. bağ ise N10 ve N11 düğümlerini birleştirmektedir. Mekansal korelasyon hesaplanmasında dalgalanma ölçeği çoklu-

konum modelinde olduğu gibi λ=1.0 km alındığı takdirde, 2. bağın k_2 =6, 11. bağın k_{11}=10 alt parçaya bölündüğü belirlenmiştir. Bu durumda korelasyon vektörü Denklem 17'deki gibi olacaktır.

$$\rho(2,11) = [\bar{\rho}(2_1,11). \quad . \quad . \quad \bar{\rho}(2_6,11)]$$
$$\bar{\rho}(2_p,11) = \frac{1}{10}\sum_{t=1}^{10}\rho(2_p,11_t), \qquad p = 1,..,6 \tag{17}$$

ρ(2,11) vektöründe yer alan değerler ikinci bağın herhangi bir alt parçasının on birinci bağın alt parçalarına (j=1,.., k_{11}) olan mekansal korelasyon değerlerinin ortalamasıdır. 2. bağın ağ şebekesindeki 11. bağın yanı sıra diğer bağlara olan mekansal korelasyonu da göz önüne alındığında,

$$\rho(2) = [\bar{\rho}(2_1). \quad . \quad . \quad \bar{\rho}(2_6)]$$
$$\bar{\rho}(2_p) = \frac{1}{21}\sum_{j=1}^{21}\sum_{t=1}^{k_j}\rho(2_p, j_t)\frac{1}{k_j} = \frac{1}{21}\sum_{j=1}^{21}\bar{\rho}(2_p,11) \tag{18}$$

$\bar{\rho}(2_p)$, p=1,..,6, mekansal korelasyonun dahil edildiği seri bir sistem olarak tanımlamaktadır. Sismik kapasite ve yük modeline göre eleman güvenirliği belirlemesinde gereken korelasyon değeri ise

$$\bar{\rho}(2) = \frac{1}{6}\sum_{p=1}^{6}\bar{\rho}(2_p) \tag{19}$$

olarak hesaplanacaktır. Mekansal korelasyon değeri 1/1000'den küçük olduğu durumlarda $\rho(2_p, j_t)$ gözardı edilmektedir.

Varsayılan girdilere dayanarak ortaya çıkan yazılım sonuçları Tablo 3'te özetlenmiştir. Amaçlanan modellere göre hesaplanan eleman güvenirlikleri göz önüne alınarak Boston otoyol şebekesi güvenirlik değerleri bulunmuştur (Tablo 3). Mekansal korelasyon etkisinin dahil edildiği bu model, beklenildiği gibi daha düşük güvenirlik değerleri vermektedir. Bunda, hem elemanın kendisinin hem de yakın etkileşim içinde bulunduğu diğer elemanların maruz kaldıkları sismik yükten etkileşimlerinin önemli etkisi olmaktadır. Elde edilen ve çalışmada yer kazanılması açısından sunulmayan korelasyon değerleri araştırmacıya kırılganlığın en hassas olduğu bölge ve bu bölgenin etkileşim içinde olduğu diğer elemanların hangileri olduğu bilgisini vermektedir.

Tablo 4. LIFEPACK ile hesaplanan Boston otoyol şebekesi güvenirliği

Model	Normal dağılım parametreleri	Dalgalanma ölçeği	Güvenirlik sınırları
Çoklu-Konum	μ =0.100g σ=0.002g	λ=1km	$0.998685 < R_S < 0.999957$
Mekansal Korelasyon Varsayımı	μ =0.100g σ=0.002g	λ=1km	$0.997360 < R_S < 0.997953$

SONUÇ

Doğal gaz, petrol, ulaşım, iletişim şebekelerinin yıkıcı bir deprem esnasında ve sonrasında işlevini kesintisiz sürdürmesi hayatidir. Candamarı şebekelerinin, özellikle geniş mekanlara yayılı enterkonekte sistemler olmaları nedeniyle, bu sistemleri oluşturan elemanların birbirleri ile olan etkileşimleri önem kazanmaktadır. Elemanlar arası etkileşimin önemli ölçülerinden biri olan mekansal korelasyon modellemesinin, candamarı şebekelerinin sismik güvenirliğinin aşamaları olan olasılıksal sismik risk, sismik kapasite ve ağ şebekesi güvenirliği modellemelerine uyarlanması amacıyla bu çalışma yapılmıştır. Bu amaca yönelik olarak, yazarların 1995-2000 yılları arasında candamarı şebekelerinin sismik güvenirliği konusunda gerçekleştirdikleri çalışmalar baz alınarak, mevcut modeller geliştirilmiştir.

Boston otoyol şebekesi örnek alınarak yapılan uygulama ile şebekeyi oluşturan elemanlar arasındaki mekansal korelasyon belirlenmiş, uzaklık ile orantılı olarak aralarındaki etkileşim ölçülmüştür.

Çalışma, candamarı güvenirliği alt ve üst sınırlarının yanı sıra, ağ şebekesi elemanları arasındaki mekansal korelasyon değerlerini de sunmaktadır. Beklenildiği gibi mekansal korelasyon birbirine yakın olan elemanlarda belirgin çıkmıştır. Bu etki candamarı güvenirliği alt ve üst sınırlarında da görülmektedir. Birbirlerine komşulukları olan ve yakın mesafede bulunan elemanların, ağ şebekesinin kırılganlığının artmasına olan katkısı mekansal korelasyon değerlerine bakılarak belirlenebilir. Aynı zamanda, ağ şebekesi sistemindeki bir elemanın aktif sismik kaynağa ve komşuluğunda bulunan diğer elemanlara olan konumunun etkisini de değerlendirmek mümkün olacaktır.

Çalışmanın karar verme ve candamarı şebekelerinin planlama aşamalarında önemli bilgi kaynağı oluşturacağı, afet yönetiminde doğru stratejilerin belirlenmesinde yol gösterici olacağı kesindir.

KAYNAKLAR

Cornell CA, Merz HA (1969). A Seismic Risk Analysis of Boston, *Journal of Structural Division of ASCE*, 101, 2027-2043.

Panoussis G (1974). Seismic Reliability of Lifeline Networks, SDDA Report 15, MIT, Dept. of Civil Eng., Rept R74-57, Cambridge USA.

Selçuk AS (1996) A Probabilistic Model for the Evaluation of Lifeline Networks under Seismic Hazard, Ph.D. Thesis, METU.

Selçuk AS, Yücemen MS (1995). Mekanda Yayılı Enterkonekte Sistemlerin Deprem Güvenirliği, *Üçüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Bildiriler Kitabı*, İstanbul, 456-465.

Selçuk AS, Yücemen MS (1999). Reliability of Lifeline Networks under Seismic Hazard, *Reliability Engineering and System Safety*, 65, 213-227.

Selçuk AS, Yücemen MS (2000). Reliability of Lifeline Networks with Multiple Sources under Seismic Hazard, *Natural Hazards*, 21, 1-18.

Taleb-Agha G (1977). Seismic Risk Analysis of Lifeline Networks, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 67, 1625-1645.

Thoft-Christensen P, Sorensen DJ (1982). Reliability of Structural Systems with Correlated Elements, *Applied Math. Modeling*, 6, 171-178.

Vanmarcke EH. (1982). Developments in random field modeling**,** *Nuclear Engineering and Design*, 71(3), 325-327.

Yoo YB, Deo N (1988). A Comparison of Algorithms for Terminal Pair Reliability, *IEEE, Transactions on Reliability*, 37, 210-215.

8 MART 2010 ELAZIĞ-KOVANCILAR DEPREMİ SONRASINDA ORTA HASAR GÖRMÜŞ BETONARME BİR YAPININ İRDELENMESİ

EVALUATION OF A MODERATELY DAMAGED RC BUILDING DURING THE MARCH 8, 2010 ELAZIĞ-KOVANCILAR EARTHQUAKE

Beyza TAŞKIN[1] ve Ülgen MERT TUĞSAL[2]

ÖZET

Doğu Anadolu Fayı'nın doğu ucunda meydana gelen ve kaydedilmiş en büyük ivme değeri 0.07g olan M_w=6.1 (USGS) büyüklüğündeki 8 Mart 2010 Elazığ-Kovancılar depremi, karakteristik özellikleri sebebiyle orta şiddette bir deprem olarak tanımlanmasına rağmen 42 vatandaşımızın yaşamını kaybetmesine ve 2870 adet yığma taşıyıcı sisteme sahip konut yapısında ağır hasara neden olmuştur. Ana şoktan 5 saat kadar sonra aynı bölgede büyüklüğü M_L=5.6 ve en büyük ivmesi 0.08g değerinde kaydedilmiş bir artçı şok meydana gelmiş ve mevcut yapısal hasarları arttırıcı bir rol oynamıştır. Yıkıcı depremlerle karşılaştırıldığında oldukça düşük düzeyde hasar oluşturma potansiyeli olan gerek ana depremin ve gerekse artçı şokun bölgede oluşturduğu önemli hasarın araştırılması amacıyla yörede incelemelerde bulunulmuştur. Bu çalışmada ise, Yukarı Demirci Köyü'nde eğimli bir arazi üzerine inşa edilmiş olan ve depremler sırasında orta hasar görmüş betonarme taşıyıcı sisteme sahip 2 katlı konut tipi yapı ayrıntılı olarak ele alınmış ve yerinde tespit edilen hasar durumunun analitik çözümlemelerle elde edilmesi hedeflenmiştir. Yapısal model, ana ve artçı şoklara ait ivme kayıtlarının birbiri ardına etkitilmesi ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize tabi tutulmuş ve arazide tespit edilen hasar durumu yakalanana dek yer hareketi ölçeklendirilmiştir. Sonuç olarak incelemeye esas olan yapının depremler sırasında yaklaşık 0.30g'lik bir yer ivmesine maruz kaldığı görüşüne varılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Kovancılar depremi, Deprem hasarları, Doğrusal olmayan dinamik analiz

ABSTRACT

Although the M_w=6.1 (USGS) Kovancılar-Turkey earthquake of March 8, 2010 had a moderate intensity with a recorded PGA of 0.07g, it caused heavy damages in 2870 residential buildings having traditional or masonry structural systems and 42 human loss. 5 hours after this earthquake, an aftershock of M_L=5.6 with a PGA of 0.08g struck the same region, developing the existing damages in the structures. Site investigations are carried out in order to figure out this severe amount of structural damages under the effect of such low ground shakings when compared to destructive earthquakes. In this study, a moderately damaged RC 2-story frame building settled on a slope in Yukari Demirci village is investigated in details having the aim of obtaining the actual damage situation by analytical analysis. Both the main and aftershock time histories are employed one after another during the nonlinear dynamic analysis of the structural model and the ground motions are scaled such that the site-assessed structural damages are analytically obtained. Finally, it is agreed that approximately 0.30g of peak ground acceleration should have to be exposed during the earthquakes.
Keywords: Kovancılar earthquake, Earthquake damages, Nonlinear dynamic analysis

[1] Y.Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, btaskin@itu.edu.tr
[2] Araş.Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, tugsal@itu.edu.tr

GİRİŞ

8 Mart 2010 günü yerel saat ile 04:32'de Elazığ'ın Kovancılar İlçesi ve köylerini etkileyen orta ölçekte bir deprem meydana gelmiştir. Elazığ, Türkiye'nin en aktif deprem kuşaklarından biri olan Doğu Anadolu Fay (DAF) zonunun kuzey-doğu bölgesindeki Palu-Hazar fay segmenti civarında yerleşik olup, bölgenin kuzeyinde Kuzey Anadolu Fay (KAF) zonu ile Karlıova üçlü kesişim bölgesi yer almaktadır. İlk depremden 5 saat sonra yerel saat ile 09:47'de ikinci bir deprem daha olmuş, bu sarsıntıda daha çok Palu İlçesi ve köyleri etkilenmiştir. Farklı kurumlarca da ölçülen depremlere ait karakteristik özellikler Tablo 1'de verilmektedir.

Tablo 1. 08.03.2010 Elazığ, Kovancılar ve Palu Depremlerine Ait Bilgiler

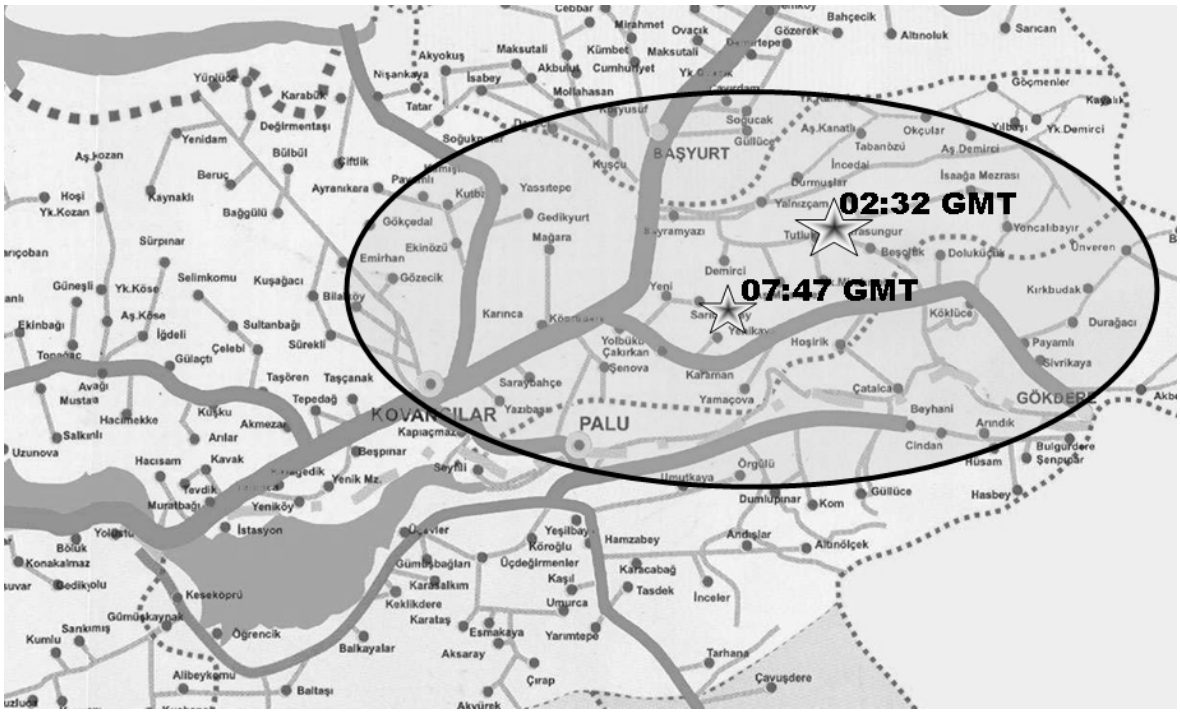
Kaynak	**Zaman** (GMT)	**Enlem** (N)	**Boylam** (E)	h_{hypo} (km)	$M^{(*)}$
04:32 KOVANCILAR DEPREMİ					
DDB(1)	02:32:30	38.7665	40.0712	5.01	5.8
KRDAE(2)	02:32:31	38.807	40.100	5.00	6.0
USGS(3)	02:32:34	38.873	39.981	12.00	6.1
EMSC(4)	02:32:35	38.84	40.00	10.00	6.0
09:47 PALU DEPREMİ					
DDB	07:47:37	38.7355	40.0090	5.00	5.6
KRDAE	07:47:38	38.781	40.066	5.00	5.5
USGS	07:47:40	38.767	40.239	10.00	5.5
EMSC	07:47:40	38.73	40.20	2.00	5.5

(1) T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı
(2) BÜ Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü
(3) United States Geological Survey
(4) European MacroSeismic
(*) Deprem manyitüdü (1) ve (2) numaraları kaynaklar için M_L; diğerleri için M_w dur.

Kovancılar ve Palu depremleri yaklaşık 10,000 nüfusa sahip bir bölgede 42 vatandaşımızın hayatını kaybetmesine ve 137'sinin yaralanmasına neden olmuştur. Elazığ Valiliği'ne göre yaklaşık 3000 konut ve 181 ofis binası ağır hasar görmüş, hayvancılık sektörü 3000 civarında küçük ve büyükbaşın yitirilmesi sonucunda önemli bir darbe almıştır. Hasar özellikle Okçular, Yukarı Demirci, Kayalık ve Göçmezler köylerinde yoğunlaşmış olup, Kovancılar ve Palu ilçe merkezleri her iki depremi de küçük hasarlarla atlatmışlardır, (Celep ve diğ, 2011). Şekil 1, depremden etkilenen yörenin haritasını göstermektedir.

Depremlerin ardından araştırma yapmak amacıyla ekibimiz yöreye ulaşmış olup, Kovancılar, Palu ve Karakoçan başta olmak üzere bu ilçelere ait köy ve mezralarda yapısal incelemelerde bulunmuştur. Özellikle can kayıplarının yaşanmış olduğu Okçular, Göçmezler ve Yukarı Demirci köylerinde ağır hasar gören ve hatta tamamen göçen yapıların, yerel malzemeler ile inşa edilen çoğunlukla taş duvarlı yığma türü yapılar olduğu ve mühendislik hizmeti almadıkları belirlenmiştir. Taş yapıların dışında yer yer hımış ve kerpiç duvarlara sahip yığma yapılar da mevcut olup, bu yapılar arasından orta ve ağır düzeyde hasara maruz kalmış binalar da söz konusudur. Celep ve diğ. (2010), deprem bölgesindeki farklı malzemeler ile teşkil edilmiş yığma (hımış, bağdadi, kerpiç, dolu ve boşluklu tuğla, taş); betonarme; prefabrike taşıyıcı sisteme sahip yapılar ile sanayi yapıları ve altyapı sistemlerine ait ayrıntılı bir inceleme yapmışlardır.

Bu çalışmada ise, Yukarı Demirci köyünün yamaçlarında inşa edilmiş iki katlı ve depremler sırasında orta hasar görmüş betonarme bir bina ayrıntılı olarak ele alınmıştır. 2002 yılında inşa edilmiş ve yöresel binalar ile karşılaştırıldığında iyi kalitede yapı malzemelerine sahip olan bina, bilgisayar ortamında modellenerek depremlerde kaydedilen yer hareketleri etkisinde doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemiyle çözümlenmiş, arazide gözlemlenen hasar durumunun analitik olarak yakalanması amaçlanmıştır.



Şekil 1. Yöre haritası ve Kovancılar ile Palu depremlerinin merkezüssü konumları

DEPREMLERDE OLUŞAN YER HAREKETLERİNİN ÖZELLİKLERİ

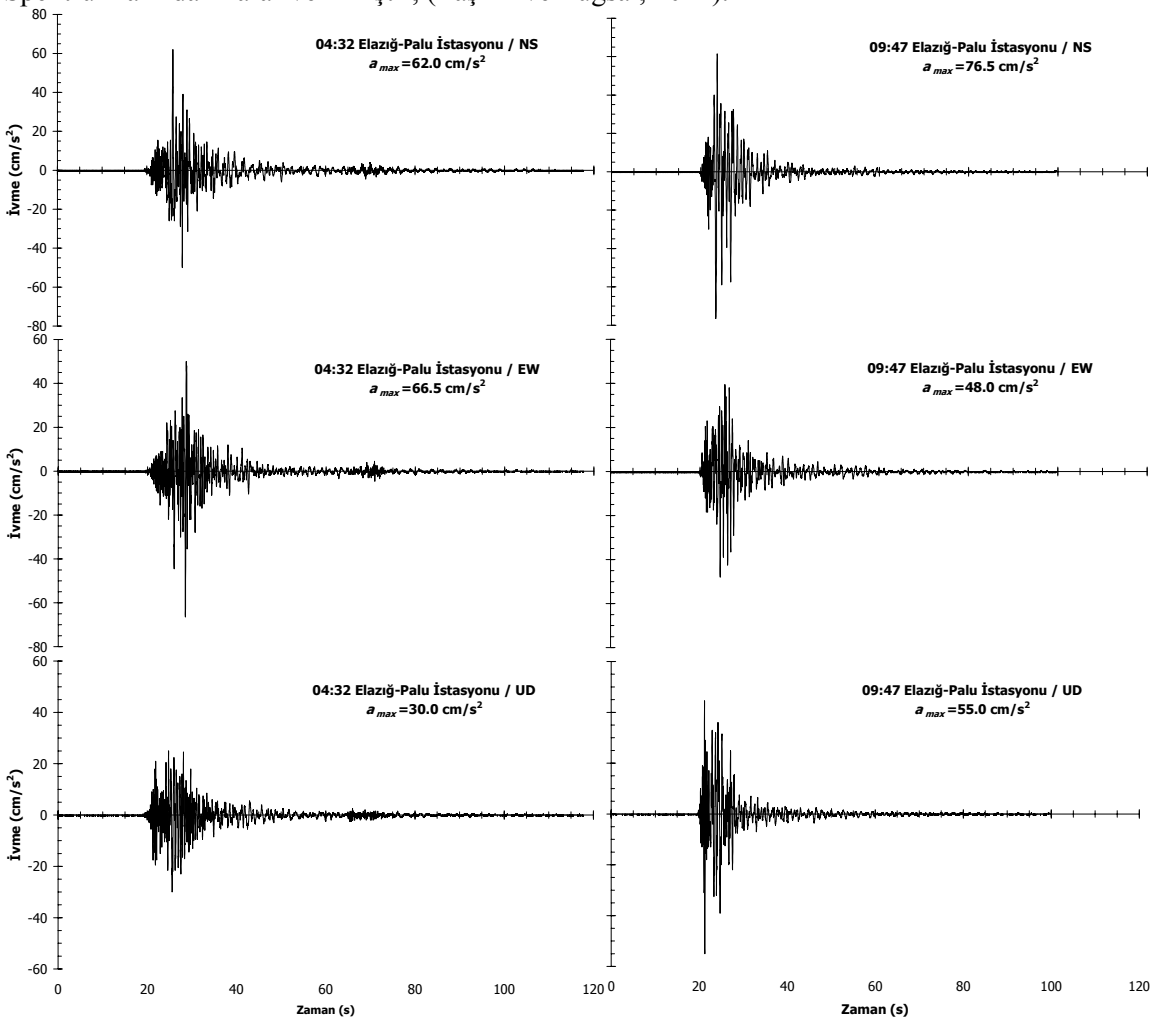
T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, kuvvetli hareket kayıt şebekesince gerek M_L=5.8 Kovancılar, gerekse M_L=5.6 Palu depremleri sırasında değişik istasyonlar tarafından ivme kayıtları alınmıştır. İstasyonlar arasından Palu Meteroloji Müdürlüğü binasında yer alan kayıtçı merkezüssüne en yakın olan cihaz olup, merkezüssüne mesafesi R_{epi} ilk deprem için yaklaşık 12.2km, ikinci deprem içinse 8.0km uzaklıktadır. Şebekeden alınan kayıtlar Tablo 2'de verilmiş olup, en yakın istasyonda dahi en büyük yer ivmesi değeri sırasıyla 0.07*g* ve 0.08*g* gibi oldukça düşük mertebelerdedir.

Tablo 2. 08.03.2010 Elazığ, Kovancılar ve Palu Depremlerine Ait İvme Kayıtları

İstasyon Adı	**Koordinat**		R_{epi}	a_{max} (gal)			t_d
	N	**E**	(km)	**NS**	**EW**	**UD**	(s)
04:32 / 38.7752N-40.0295E / M_L=5.8 Kovancılar-Elazığ Depremi							
Palu Meteo.Müd.	38.696	39.932	12.2	62.00	66.50	30.00	117.7
Bingöl Bayındırlık Müd.	38.897	40.503	43.3	55.31	34.27	25.50	95.4
Elazığ Bayındırlık Müd.	38.670	39.193	73.6	5.56	4.77	3.85	96.5
Diyarbakır Bayındırlık Müd	37.931	40.203	95.2	3.44	5.10	2.59	89.8
Karlıova Belediye Garajı	39.294	41.009	102.5	11.59	17.84	8.95	104.6
Batman Bayındırlık Müd.	37.873	41.151	140.3	7.62	5.44	2.52	53.6
Mardin Bayındırlık Müd.	37.326	40.724	172.4	2.54	2.46	1.68	63.5
Adıyaman Bayındırlık Müd	37.762	38.267	190.9	2.50	2.24	1.64	73.3
09:47 / 38.7355N-40.0090E / M_L=5.6 Palu-Elazığ Depremi							
Palu Meteo.Müd.	38.696	39.932	8.0	76.50	48.00	55.00	99.6
Bingöl Bayındırlık Müd.	38.897	40.503	46.5	14.49	10.20	7.07	58.3
Elazığ Bayındırlık Müd.	38.670	39.193	71.3	3.54	4.21	3.33	82.8
Karlıova Belediye Garajı	39.294	41.009	106.5	2.86	3.86	1.55	69.3

Şekil 2'de gösterilen Palu'da kaydedilmiş ham verilere ait ivme izlerinden, deprem öncesi kayıtların 19.5s öncesinde alındığı görülmektedir. Ham veriler analizlerde kullanılmadan önce temel veri işleme teknikleri ile elden geçirilmiş olup, ilk aşamada fiziksel durumla örtüşmesi

bakımından Boore ve diğ. (2002)'dekine benzer zaman eksenine göre düzeltme yapılmıştır. Bunun sonrasında ivme geçmişlerinin içerdikleri gürültü bileşenleri dördüncü derece Butterworth tipi bir filtre ile süzgeçlenmiştir. Filtreye ait köşe frekanslarına ise yer hareketlerine ait Fourier Genlik Spektrumlarından karar verilmiştir, (Taşkın ve Tuğsal, 2011).



Şekil 2. Kovancılar (sol sütun) ve Palu (sağ sütun) depremlerinin ham verilerine ait ivme izleri

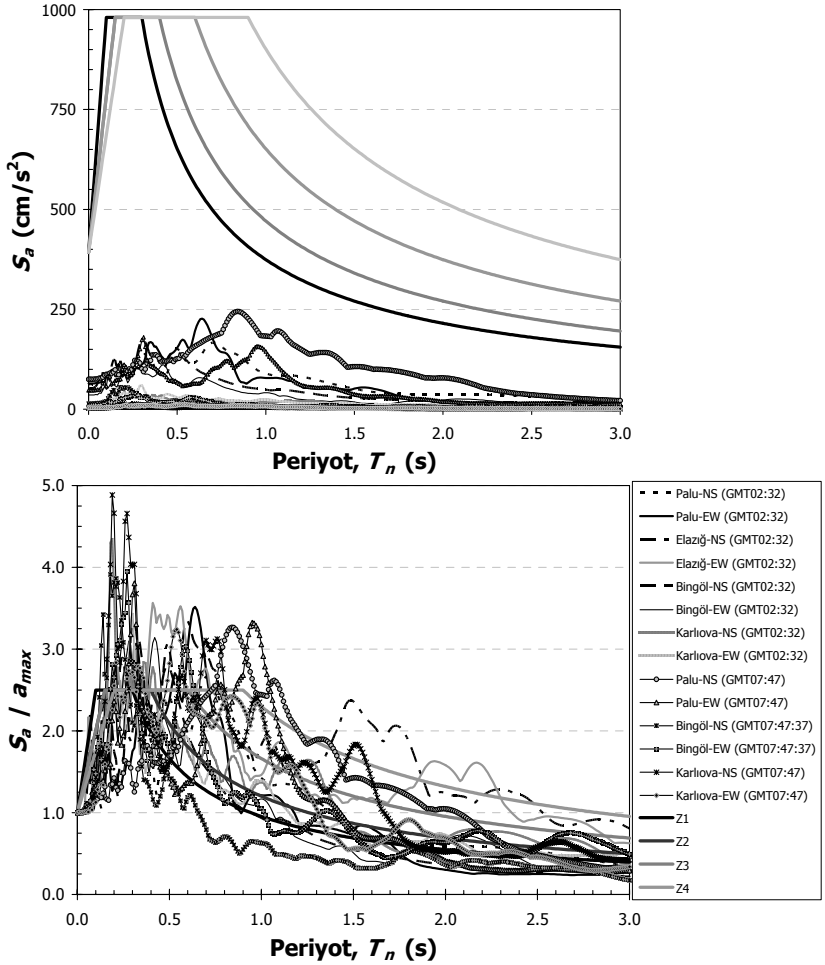
İşlenmiş kayıtlara ait mühendislik özellikleri aşağıdaki Tablo 3'de verilmiştir. Burada f_{LC} ve f_{HC} filtreye ait köşe frekanslarını; a_{max}, v_{max} ve d_{max} sırasıyla en büyük yer ivmesini, hızını ve yerdeğiştirmesini; t_{eff} Arias Şiddeti eğrisinin %95~%5 değerleri arasında geçen süreyi ve $SI_{0.2}$ ise Housner Şiddetini göstermektedir.

Tablo 3. Kovancılar ve Palu Depremlerinin Mühendislik Özellikleri

Kayıt	f_{LC} (Hz)	f_{HC} (Hz)	a_{max} (cm/s^2)	v_{max} (cm/s)	d_{max} (cm)	t_{eff} (s)	$SI_{0.2}$ (cm)
04:32 KOVANCILAR DEPREMİ – Palu Meteoroloji Müdürlüğü İstasyonu Kayıtları							
Palu-NS	0.08	20	62.5	6.0	2.3	15.5	14.17
Palu-EW	0.07	20	64.5	5.9	1.4	13.8	14.98
Palu-UD	0.10	25	30.7	3.1	0.7	19.5	-
09:47 PALU DEPREMİ - Palu Meteoroloji Müdürlüğü İstasyonu Kayıtları							
Palu-NS	0.13	21	74.9	10.8	1.6	8.0	22.49
Palu-EW	0.09	25	47.3	4.3	0.8	13.4	11.17
Palu-UD	0.12	25	54.2	4.2	0.8	8.0	-

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) Elazığ ilinde depremin oluştuğu yöre için birinci derece deprem bölgesi tanımını yapmaktadır. Şekil 3'de

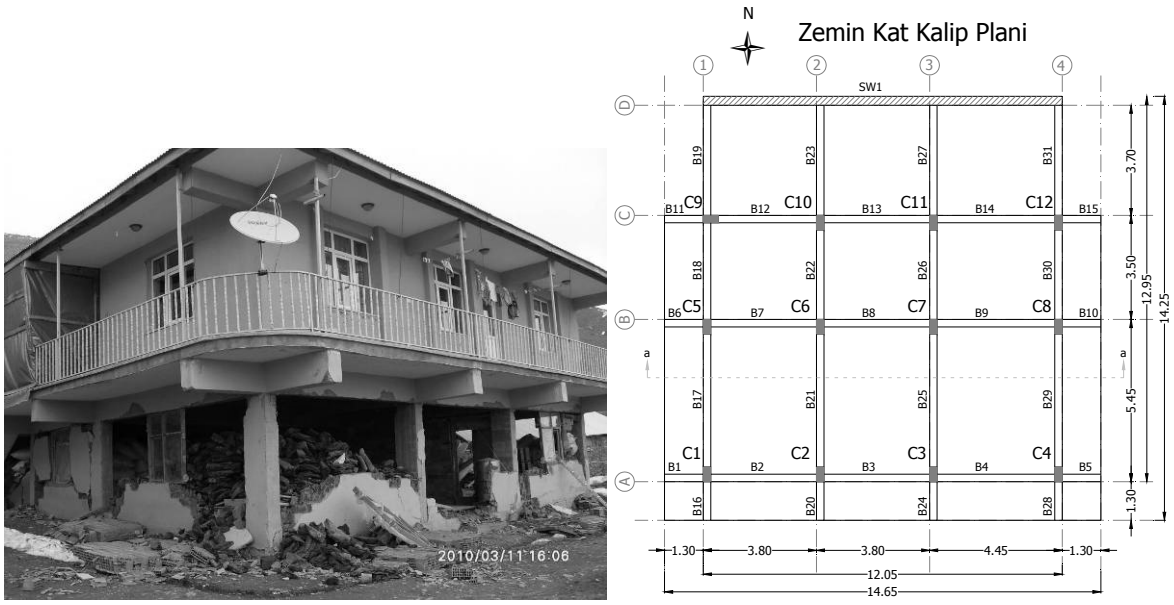
gösterilen deprem kayıtlarına ait ivme spektrumu ile DBYBHY'de farklı yerel zemin sınıfları için tanımlanmış olan tasarım spektrumları karşılaştırıldığında, depremde ortaya çıkan etkilerin yönetmelik sınırları dâhilinde kaldığı anlaşılmaktadır. Ancak yine aynı şekilde verilen ve en büyük yer ivmesine göre normalize edilmiş spektrumlar karşılaştırıldığında yönetmelikteki 2.5 olan yükseltgenme değerlerinin iki kata varacak kadar aşıldığı; aşılmanın T_n=2.0s periyotlara dek uzadığı ve kayıtların alındığı bazı istasyonlar için T_n=0.9s civarında ikincil piklerin oluştuğu gözlenmiştir. Bu durum yumuşak zemin koşullarına ve özellikle daha şiddetli depremlerde oluşabilecek aşırı yükseltgenme değerlerine işaret etmektedir.



Şekil 3. Deprem kayıtlarına ait ivme spektrumlarının DBYBHY tasarım spektrumlarıyla karşılaştırılması (üst) ve normalize edilmiş spektrumlarda gözlemlenen yükseltgenme değişimi (alt)

BİNA BİLGİLERİ VE YAPISAL MODELLEME

Depremde en büyük hasarın gözlendiği Yukarı Demirci köyünde bir yamaç üzerinde (38°52′19′′N)-(40°10′51′′E) (Bakir ve diğ. 2010) koordinatlarında 2002 yılında inşa edilmiş ve orta hasara maruz kalmış iki katlı yapı, zemin ve 1. normal katlarında sırasıyla 2.85m ve 2.75m kat yüksekliğine sahip bir konut binasıdır. Binanın zemin katı düzenli betonarme çerçeveler ile teşkil edilmiş olup, bölme ve cephe duvarları 290mm×190mm×135mm boyutlarına sahip boşluklu tuğla ile düzenlenmiştir. Bu katta yer alan kolonlar 250mm×500mm, kirişler ise 250mm/600mm enkesit boyutlarına sahiptir. Binanın arka cephesinde toprak ile temas halinde bulunan eksen üzerinde 150mm kalınlıklı bir perde mevcuttur. Binanın 1. normal katı ise 250mm/450mm boyutlarına sahip kirişler (hatıllar) ile düzenlenmiş ve taşıyıcı duvarları boşluklu tuğla ile teşkil edilmiş yığma bir kattır. Her iki katta da betonarme döşemeler 150mm kalınlığındadır. Şekil 4, binaya ait fotoğraf ve zemin kat kalıp planını göstermektedir. Plandan da görülebileceği üzere, yapının *x-x* yönü için sadece C9 kolonu güçlü ekseni doğrultusunda inşa edilmiştir.



Şekil 4. Binaya ait fotoğraf ve zemin kat kalıp planı

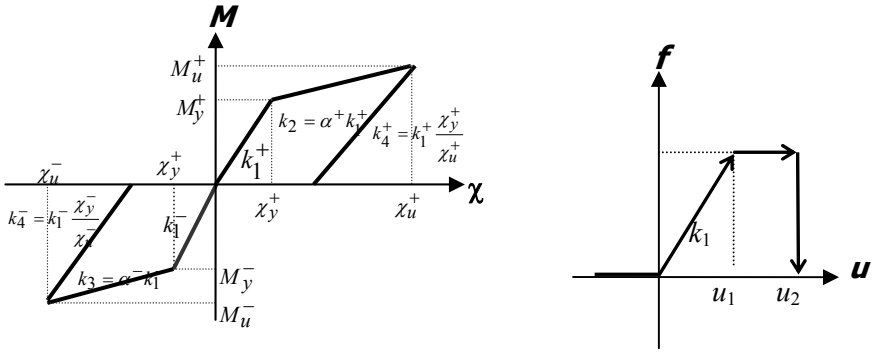
Arazide yapılan incelemeler sırasında betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının enine ve boyuna donatılarının S420 kalitesinde olduğu tespit edilmiştir. İnceleme tarihinde binadan karot alınması olanağı olmamış ancak daha sonrasında beton darbe çekici ile ölçümler yapılarak binada beton kalitesinin C12 niteliğinde olduğu bulgusuna varılmıştır. Kolonlarda 6Φ12 boyuna donatı ve Φ8/250 enine donatı kullanılmıştır. Zemin ve 1. normal kat tavanındaki kirişlerde ise 2Φ12 alt, 2Φ12 üst donatı ile Φ8/250 enine donatı yerleştirilmiştir.

Binanın zemin katı orta hasara maruz kalmış olup, çevre duvarlarında düzlem dışı devrilme, bölme duvarlarında kayma çatlakları, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde ve kolon üst uçlarında donatı burkulması ve kayma çatlakları ile buna bağlı plastik mafsal oluşumu gözlenmiştir. Kolon ve kirişlerde sargı bölgesi teşkil edilmemiş olup, etriyelere ait kancalar 90° olarak bırakılmıştır. Şekil 5, bazı hasarlı elemanlara ait fotoğrafları göstermektedir.



Şekil 5. C1, C2, C8 (üst), C3 ve C4 kolonlarındaki hasarlar

Yapının performansını irdelemek ve yapısal istemleri belirlemek amacıyla zaman tanım alanında bir dizi doğrusal olmayan çözümleme gerçekleştirilmiştir. Bina her iki doğrultusunda ayrı ayrı düzlem çerçeveler olarak DRAIN-2DX bilgisayar programında (Prakash ve diğ. 1993) modellenmiş, ayrıca programın betonarme elemanlardaki akma sonrası rijitlik ve dayanım azalmasını dikkate alan çevrim modelinin ilave edildiği sürümü kullanılmıştır, (Ascheim, 2005). Modele ait iskelet eğrisi Şekil 6'da verilmektedir.



Şekil 6. Betonarme elemanlar (sol) ve duvarlar (sağ) için çevrim modelleri

Çevrim modelinde görülen M_y ve M_u sırasıyla akma ve kapasite momentlerini ve χ_y ile χ_u ise karşı gelen eğrilikleri temsil etmektedir. k_1 başlangıç rijitliği; k_2 ve k_3 positif ve negatif yükleme doğrultuları için akma sonrası rijitlikleri; k_4 yük boşalması için rijitliği ve α ise pekleşme oranını göstermektedir.

Dolgu duvarlar ise Al-Chaar ve Lamb (2002)'dekine benzer olarak genişlikleri a_w olan iki adet diyagonal basınç çubuğu ile modellenmiştir. t duvar kalınlığı; r_w duvarın diyagonal uzunluğu; θ eğimi; h_w duvar yüksekliği; H kat yüksekliği; I_c bitişik kolonların eylemsizlik momenti ve E_w ve E_c sırasıyla duvarın ve betonun elastisite modülü (sırasıyla 1000MPa ve 25300MPa) olmak kaydıyla Denklem (1) ile basınç çubuğu genişliği belirlenmektedir. Duvarların doğrusal olmayan davranışları Şekil 6'daki kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi ile tanımlanmıştır.

$$a_w = 0.175 r_w \left\{ H \left(\frac{E_w t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_w} \right)^{\frac{1}{4}} \right\}^{-0.4} \tag{1}$$

DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ÇÖZÜMLEME

Doğrusal olmayan çözümlemeler öncesinde yapının hasarsız durumu ve ξ=%5 sönüm oranı için modal analiz yapılarak binanın her iki doğrultusu için doğal titreşim periyotları $T_{1,x}$=0.22s, $T_{2,x}$=0.09s ve $T_{1,y}$=0.23s, $T_{2,y}$=0.10s değerlerinde hesaplanmıştır.

Bilgisayarda düzlem modeli oluşturulan bina, 5 saat arayla birbirini ardına meydana gelen depremlerin etkisinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize tabi tutulmuştur. Binanın arazide yerleşimi ve konumu dikkate alındığında, yapının *x*-*x* doğrultusu için deprem kayıtlarının EW bileşenlerinin; *y*-*y* doğrultusu için de NS bileşenlerinin etkin olduğu kabul edilerek Kovancılar ve Palu depremlerinin ilgili işlenmiş bileşenleri ardı ardına modele etkitilmiştir. Aşağıdaki Tablo 4, yapı için göreli kat yerdeğiştirmeleri Δ_i, taban kesme kuvveti V_b ve devrilme momenti M_0 istemlerinin yanı sıra hasarlı olduğu tespit edilen C1; C2; C3 ve C4 kolonları için maksimum eğilme momenti M_{max} ve karşı gelen eğrilik χ_{max} ile eksenel kuvvet N değerlerini özetlemektedir.

Tablo 4. Kovancılar ve Palu Depremleri Etkisinde Hesaplanan Yapısal İstemler

Δ_i		V_b	M_0	C1			C2			C3			C4		
ZK mm	1NK mm	kN	kNm	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m
x-x doğrultusunda depremlerin EW bileşenleri etkisinde sonuçlar															
2.68	3.42	133.9	3922	4.51	4.51	2.45	-1.38	4.94	3.02	0.61	4.88	3.04	-3.74	2.71	2.52
y-y doğrultusunda depremlerin NS bileşenleri etkisinde sonuçlar															
3.39	2.68	108.5	1811	4.86	9.87	1.15	50.0	6.84	1.19	45.4	2.78	2.29	3.57	7.67	1.59

Yapının inşa tarihinden yola çıkıldığında binanın 1998 tarihli deprem yönetmeliği kurallarına uygun olması beklenmektedir. Bu yönetmeliğe göre taban kesme kuvveti değerinin hesaplanışı ve göreli kat ötelenmelerine ait sınırlar aşağıdaki ifadede verilmektedir:

$$V_T = \frac{W \times A_0 \times I \times S(T)}{R} \tag{2a}$$

$$\left(\frac{\Delta_{i,\max}}{h_i} \right) \leq \begin{matrix} 0.0035 \\ 0.02 / R \end{matrix} \tag{2b}$$

Normal süneklik düzeyine ve betonarme çerçeve türü taşıyıcı sisteme sahip bina için davranış katsayısının değeri R=4 olarak tanımlanmaktadır. Yığma türü binalar içinse bu değer R=2'dir. Güvenli tarafta kalmak bakımından bina için R=2 değeri dikkate alındığında yönetmeliğe göre V_T=2297kN değerinde bir eşdeğer deprem yükü ve sırasıyla zemin ve 1. normal kat olmak kaydıyla 9.975mm ve 9.625mm değerlerinde göreli kat ötelenmesi sınır değeri hesaplanmaktadır. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ele alındığında kat yerdeğiştirmelerinin yönetmelik sınırlarının sadece %36'sı mertebesinde olduğu anlaşılmaktadır. Ayrıca taban kesme kuvveti istemleri değerlendirildiğinde, gerek yönetmelik esaslarınca hesaplanan eşdeğer deprem yükü, gerekse elemanların mevcut malzeme kalitesi ve donatı durumlarından hesaplanan zemin kat yatay yük taşıma kapasitesi, dinamik çözümleme ile belirlenen yapısal istemlerin çok üzerindedir.

Eleman bazında değerlendirme yapıldığında C1, C2, C3 ve C4 kolonları için sahada gözlemlenen hasar durumunun hiçbirisi hesaplama bulgularıyla örtüşmemektedir. Elemanlar için hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri gözönünde bulundurulduğunda, yükleme sonucunda her bir kolon elemanın elastik bölgede kaldığı anlaşılmaktadır.

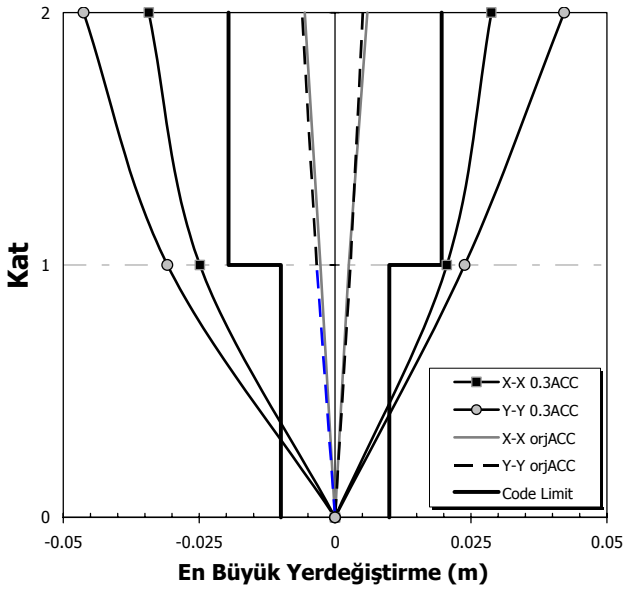
Bu nedenle merkezüssüne yakın bir yerleşim bölgesinde bulunan binanın, gerek yerel zemin koşullarının olası büyütme etkisi ve gerekse üzerine inşa edilmiş olduğu yamaç etkisi gibi nedenlerle depremlerde alınan kayıtların daha üzerinde yer ivmelerine maruz kaldığı öngörülmektedir. Dolayısıyla yer hareketlerinin, sahada gözlemlenen hasar durumunun yakalanmasına dek ölçeklendirilmesi uygun görülmüştür. Ölçekleme sırasında yer hareketlerinin karakteristik özelliklerini bozmamak amacıyla sadece en büyük ivme değeri sırasıyla 0.20g; 0.25g; 0.30g; 0.35g ve 0.40g değerlerine ulaşacak biçimde ivme izleri yeniden düzenlenmiştir. Her bir yeni ivme düzeyi için zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan çözümlemeler yenilenmiş ve yapısal istemler hesaplanarak yerinde gözlemlenen hasarın yakalanması amaçlanmıştır.

Tablo 5, en büyük ivme değerinin ≈0.30g'ye ölçeklenmesi ile elde edilen yapısal istemleri Tablo 4'e benzer olarak vermektedir.

Orijinal (orjACC) ve 0.30g için ölçeklenmiş (0.3ACC) için hesaplanan katlara ait yerdeğiştirme zarfları yönetmelik sınırlarıyla birlikte karşılaştırmalı olarak Şekil 7'de gösterilmektedir. Şekildeki taralı bölge olarak verilen yönetmelik değerlerinin 0.3ACC yüklemesi altında aşıldığı anlaşılmakta olup, bu durum sahada gözlenmiş olan düzlem dışı duvar göçmeleri ve kolon üst uçlarındaki deformasyonlar ile örtüşmektedir.

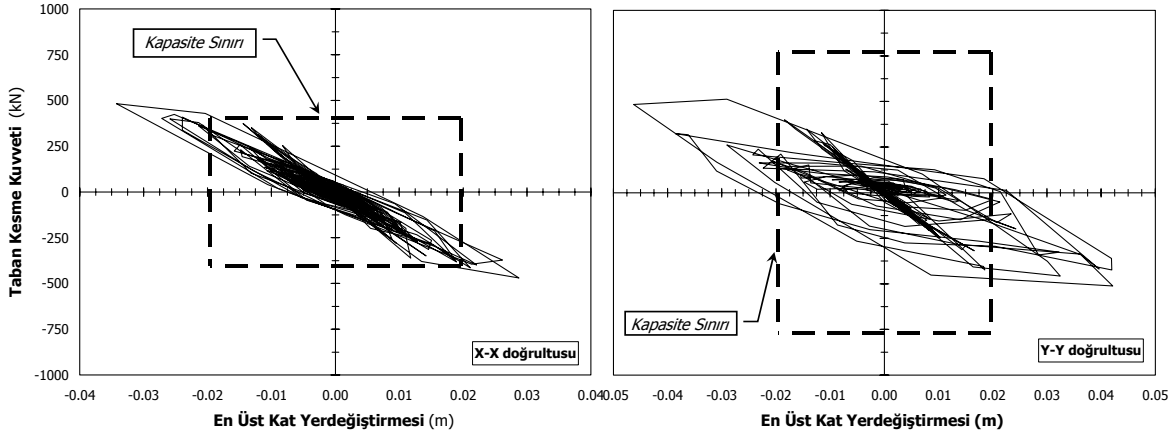
Tablo 5. Pik İvme Değerinin ≈0.30g'ye Yükseltilmesi Sonucunda Hesaplanan Yapısal İstemler

Δ_i		V_b	M_0	C1			C2			C3			C4		
ZK mm	1NK mm	kN	kNm	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m	N kN	M_{max} kNm	χ_{max} 10^{-3}/m
x-x doğrultusunda depremlerin EW bileşenleri etkisinde sonuçlar															
24.9	9.41	482.4	6694	22.0	35.2	21.0	-7.88	39.1	31.5	2.1	38.7	31.1	19.8	34.9	28.4
y-y doğrultusunda depremlerin NS bileşenleri etkisinde sonuçlar															
30.9	21.5	512.7	5761	28.2	71.6	6.38	-89.8	61.1	5.93	-85.1	33.1	19.4	29.1	65.0	11.6



Şekil 7. orjACC ve 0.3ACC yüklemeleri etkisinde katlara ait yerdeğiştirme zarfları ve yönetmelik sınırları

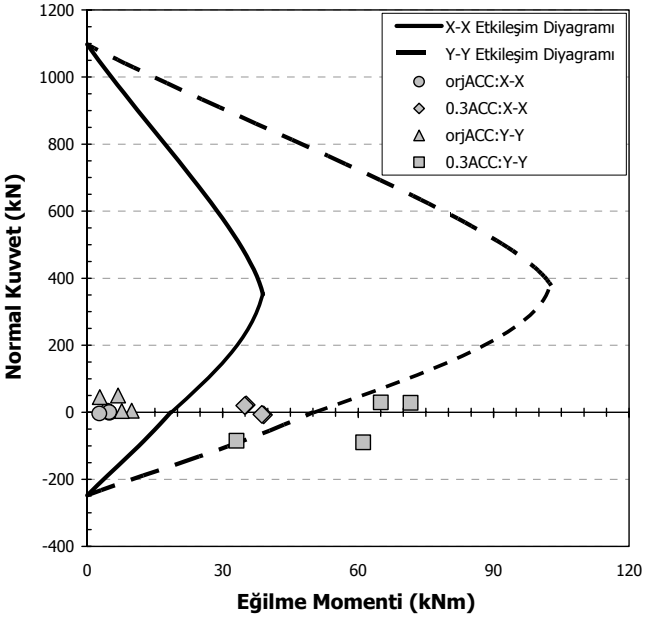
Taban kesme kuvveti istemleri, zemin katın kesme kuvveti taşıma kapasitesi ile karşılaştırıldığında binanın *x-x* doğrultusu için hafif düzeyde bir kapasite aşımının söz konusu olduğu, *y-y* doğrultusunda ise taşıma kapasitesinin yeterli olduğu anlaşılmaktadır. Bu bulgu da, sahada tespit edilen kolon hasarlarının sadece *x-x* ekseni boyunca oluşumu ve diğer doğrultuda herhangi bir çatlak olmaması durumu ile uyumludur. Şekil 8, 0.3ACC yüklemesi için hesaplanan taban kesme kuvveti-en üst kat yerdeğiştirmesi değişimini, zemin kat kesme kuvveti taşıma kapasitesi ve yönetmelikte tanımlanan yerdeğiştirme sınırları ile karşılaştırmalı olarak göstermektedir.



Şekil 8. 0.3ACC etkisinde çevrimsel davranış ve kapasite ile karşılaştırma

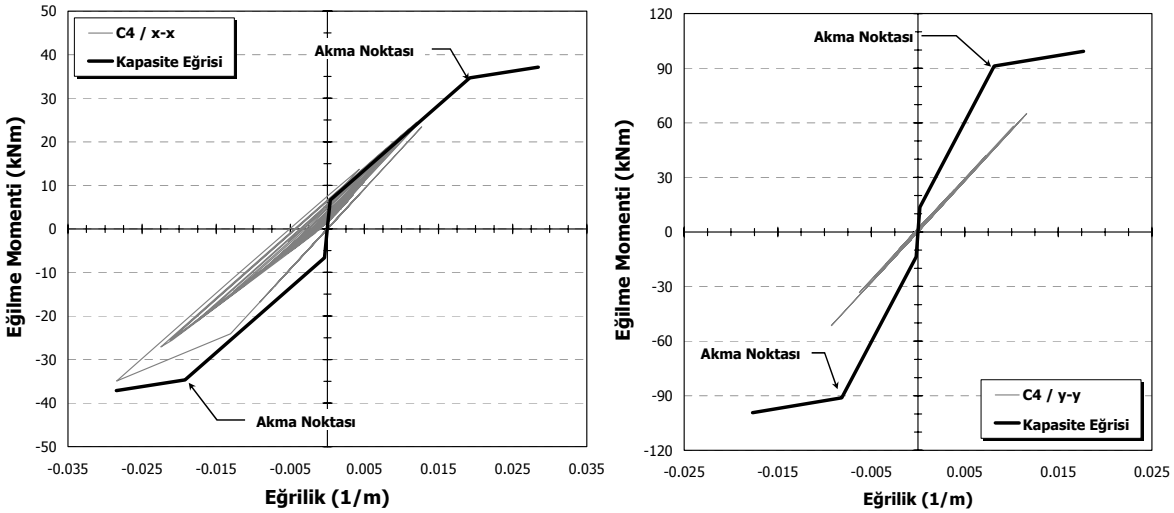
Binaya ait kolonların mevcut donatı durumu ve yapı malzemeleri kalitesi dikkate alınarak her bir eğilme doğrultusu için normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramları belirlenmiş; bu diyagramlar üzerine orjACC ve 0.3ACC yüklemeleri sonucunda elde edilen en elverişsiz etkiler işlenmiştir. Şekil 9, A-A ekseni üzerinde yer alan ve orta hasara maruz kalmış kolonların (C1..C4) orjACC yüklemesi için güvenli bölgede; 0.3ACC yüklemesi içinse güç tükenmesi sınırının

üzerinde yer aldıklarını göstermektedir. Şekil 10 ise örnek olması bakımından 0.3ACC yüklemesi altında C4 kolonuna ait eğilme momenti-eğrilik değişimini, elemana ait M-χ ilişkileriyle karşılaştırmalı olarak göstermektedir.



Şekil 9. Kolonlara ait karşılıklı etki diyagramı ve yükleme sonuçları

0.3ACC etkisinde gerçekleştirilen çözümleme sonuçlarına göre A-A ekseni üzerinde yer alan her bir kolon bina *x-x* doğrultusu için akma sonrası davranış bölgesine geçmektedir. Diğer yandan C2 ve C3 kolonlarına ait eğilme momenti taşıma kapasiteleri de aşılmakta olup, binanın *y-y* doğrultusunda yada diğer bir deyişle kolonların güçlü eksenleri boyunca herhangi bir plastikleşme oluşmamakta, kolonlar elastik bölgede kalmaktadır.



Şekil 10. C4 kolonuna ait moment-eğrilik istemlerinin kapasiteler ile karşılaştırılması

SONUÇ

8 Mart 2010 günü meydan gelen Elazığ depremleri orta şiddette olmalarına rağmen yöresel binalarda ve mühendislik kurallarına uygun inşa edilmemiş yığma türü yapılarda orta ve ağır hasara neden olmuştur. Depremin etkilediği ilçe ve köylerde bulunan betonarme yapılar arasından sınırlı sayıda binada hafif hasarlar tespit edilmiştir. Buna rağmen Yukarı Demirci köyünde bulunan ve 2002 yılında inşa edilmiş iki katlı betonarme konut binasının maruz kaldığı orta hasar düzeyi ilgi çekici bulunmuş ve bu çalışmanın ana konusunu oluşturmuştur. Bu nedenle depremde alınan

kayıtlar arasından gerek merkezüssüne, gerekse binaya en yakın olan Palu Meteoroloji Müdürlüğü İstasyonundan elde edilen veriler ele alınarak ayrıntılı şekilde incelenmiştir. Çalışmada şu bulgulara varılmıştır:

- Binanın konumu ve yerleşim doğrultusu gözönünde bulundurularak Kovancılar ve Palu depremlerine ait ivme bileşenleri uygun doğrultularda yapısal modele ardı ardına etkitilmiştir.
- Zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizler sonucunda, orijinal kayıtlar etkisi altında yapıda herhangi bir plastik mafsal oluşumunun bulunmadığı; taban kesme kuvveti istemlerinin zemin kat kesme kuvveti taşıma kapasitesinin oldukça altında olduğu ve yapıda göreli kat ötelenmelerinin yönetmelik sınırlarının ancak %36'sı dolaylarında kaldığı hesaplanmıştır. Bu durum sahada tespit edilen gerçek hasar durumu ile örtüşmemektedir.
- Bu nedenle gerek yerel zemin koşullarının olası yükseltgenme etkisi, gerekse binanın yamaç üzerine inşa edilmiş olması dolayısıyla yer hareketlerine ait en büyük ivme değerlerinin kayıtların üzerinde olduğu kanaatine varılmıştır.
- Gerçek hasar durumunu analitik yollarla yakalayabilmek amacıyla yer hareketinin karakteristik özelliklerini bozmamak adına en büyük ivme değerinin ölçeklendirilmesi yoluna gidilmiştir. Ölçeklendirme sırasında en büyük ivme değeri sırasıyla 0.20*g*; 0.25*g*; 0.30*g*; 0.35*g* ve 0.40*g* değerlerine ulaşacak biçimde ivme izleri yeniden düzenlenmiş ve her bir yeni yer hareketi için dinamik analizler yenilenmiştir. Yapılan çözümlemeler sonucunda gerçek hasar durumunun 0.30*g* düzeyinde bir yer ivmesi etkisinde yakalandığı sonucuna varılmıştır.
- Son olarak, yörede yer alan farklı kuvvetli hareket kayıt şebekesi istasyonlarından elde edilen yer hareketlerine ait ivme spektrumları incelenmiş ve DBYBHY'de birinci derece deprem bölgesi için tanımlanan spektrumlar ile karşılaştırılmıştır. En büyük ivmeye göre normalize edilen spektrumlardaki aşırı yükseltgenme değerleri dikkat çekici olup, gelecekteki yıkıcı nitelikte oluşacak depremler bakımından tasarım spektrumunun yöre için gözden geçirilmesi yararlı olacaktır.

Teşekkür

Yazarlar, bu çalışmaya konu olan yapıya ait bilgilerin toplanmasındaki yardımlarından ötürü T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü-8. Bölge'den İnş.Müh. Ersan Sezikli'ye ve her türlü harita ve veriyi en kısa sürede sağlayan T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı'na ve çalışanlarına teşekkürü borç bilirler.

KAYNAKLAR

Al-Chaar G, Lamb G (2002) Design of Fiber-Reinforced Polymer Materials for Seismic Rehabilitation of Infilled Concrete Structures, ERDC/CERL TR-02-33, US Army Corps of Engineers, USA.

Ascheim M (2005) http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx

Bakır S, Canbay E, Erberik A, Gülerce Z, Aldemir A, Demirel IO (2010) 8 Mart 2010 Başyurt-Karakoçan (Elazığ) Depremi Ön İnceleme Raporu. DMAM Raporu, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, http://eerc.ce.metu.edu.tr/documents/ElazigRapor_300dpi.pdf

Boore DM, Stephens CD, Joyner WB (2002) "Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92:1543 –1560

Celep Z, Erken A, İlki A, Taşkın B (2010) 8 Mart 2010 Kovancılar-Elazığ Depremi Ön Mühendislik Raporu, İTÜ Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü, İTÜ Press, İstanbul

Celep Z, Erken A, Taşkın B, İlki A (2011) "Failures of masonry and concrete buildings during the March 8, 2010 Kovancılar and Palu (Elazığ) Earthquakes in Turkey", *Engineering Failure Analysis*, 18(3):868-889

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara, Türkiye

Kalafat D, Zülfikar C, Vuran E, Kamer Y (2010) 08 Mart 2010 Başyurt-Karakoçan (Elazığ) Depremi, BÜ Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Mart, İstanbul

Prakash VG, Powell H, Campbell S (1993) DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide, Report UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkeley.

Taşkın B, Tugsal UM (2011) "Analytical Investigation of the Observed Damage in an RC Building After March 08, 2010 Kovancilar-Turkey Earthquake", *Bulletin of Earthquake Engineering*, doi:10.1016/j.engfailanal.2010.11.001

Yılmaz N, Uran T (2010) 8 Mart 2010 Elazığ Depremleri Değerlendirme Raporu, Rapor No. 025.343/6056.1, T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı, Mayıs, Ankara

PERFORMANSA DAYALI YÖNTEMLERİN YEREL ZEMİN KOŞULLARI İLE BİRLİKTE DEĞERLENDİRİLMESİ: ADAPAZARI VAKALARI İLE BİR ÇALIŞMA

AN ASSESSMENT OF PERFORMANCE BASED DESIGN AND EVALUATION METHODS BY CONSIDERING LOCAL SITE CONDITIONS: A STUDY ON THE CASES IN ADAPAZARI

Mustafa Tolga YILMAZ[1], Mustafa KUTANİS[2], ve Kemal BEYEN[3]

ÖZET

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin deprem sonrası gözlenen yapı performansları ile karşılaştırılması amacıyla, Adapazarı'nda 1999 Kocaeli depremi ile hasar görmüş birçok betonarme yapı incelenmeye alınmıştır. Adapazarı'nda seçilen binalar 1999 depreminde hasarın yoğunlaştığı alüvyon zeminler üzerindedir. Adapazarı'nda incelenen yapılar üzerindeki sismik talebin gerçekçi şekilde belirlenebilmesi için, merkezi bir bölgede seçilen sahada 118 m derinliğinde bir araştırma kuyusu açılmıştır. Kuyudan numuneler alınarak, laboratuvar deneyleriyle zeminlerin endeks özellikleri belirlenmiştir. Bir boyutlu saha tepki analizleri için model geliştirilmesi amacı ile kuyuda süspansiyon PS hızı logu yöntemi ile 73 m derinliğine kadar S-dalgası hızı tecrübe edilmiştir. Deneysel yöntemler ve literatür araştırması ile elde edilen veriler derlenerek bir boyutlu saha tepki modeli geliştirilmiştir. Eşdeğer-doğrusal dinamik tepki analizleri ile alüvyon sahanın spektral büyütme oranları hesaplanmıştır. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin denemesinde başlangıç olarak seçilen iki hasarsız yapı için değerlendirmeler yapılmıştır. Hesaplamalarda, Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi denenmiştir. Ön sonuçların sunulduğu bu çalışma farklı binaların ve hesap yöntemlerinin göz önüne alınmasıyla sürmektedir

Anahtar Kelimeler: Adapazarı, Dinamik saha tepkisi, PS hızı logu, performansa dayalı değerlendirme

ABSTRACT

A sample of buildings in Adapazarı that are affected by the 1999 Kocaeli Earthquake is considered for an assessment of performance based design and evaluation methods. The sample from Adapazarı is located on alluvium basin where the most severe damage was observed during the 1999 event. A 118 m deep borehole was opened on a central location in town for recovering soil samples and for S-wave velocity measurements. Hence, the S-wave velocity profile down to 73 m of depth was determined by applying the PS-suspension logging method. The data was used for development of a 1-dimensional site response model. Soil nonlinearity was approximately taken into account through employing equivalent linearization. The synthetic accelerograms that can be representative for ground motions on the alluvium sites were used for an assessment of two undamaged structures. Two of the methods allowed by Turkish Seismic Code were used for the performance assessment of those frame structures. The preliminary findings of an ongoing research are discussed.

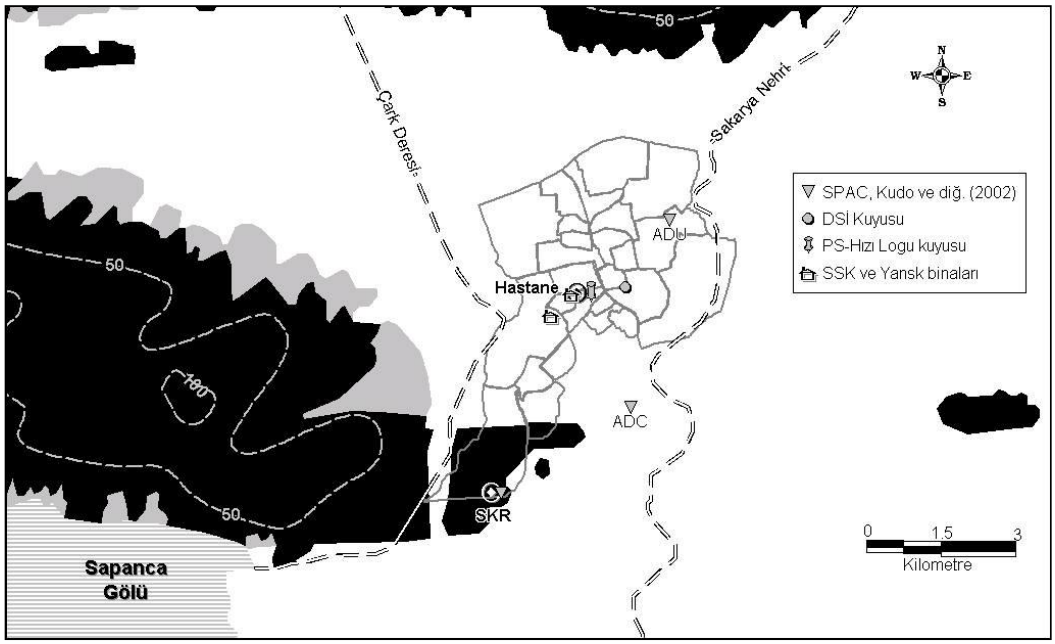
Keywords: Adapazarı, Dynamic site response, PS-suspension logging, Performance based design

[1] Y.Doç.Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, mtyilmaz@metu.edu.tr
[2] Y.Doç.Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, kutanis@sakarya.edu.tr
[3] Doç.Dr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, beyen@boun.edu.tr

GİRİŞ

Deprem mühendisliğinde performansa dayalı tasarım yeni gelişen bir kavramdır. 6 Mart 2007 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye Deprem Yönetmeliği'nin 7. Bölümünde mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi amacıyla bu kavram kullanılmaya başlamıştır. Yönetmeliğe katkı yapılması amacıyla, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sonrasında çeşitli düzeylerde hasar gören yapıların performansa dayalı yöntemlerle incelenmesi için bir çalışma başlatılmıştır. Yapı donelerinin önemli bir kısmı Adapazarı'nda hasarın yoğunlaştığı derin alüvyon çökeller üzerinde yer almaktadır. 1999 depreminde kuvvetli yer hareketinin Adapazarında sert zeminler üzerinde kaydedilmesi sebebiyle, derin alüvyon zeminlerde imal edilen bu yapılar üzerindeki deprem talebinin gerçekçi tahmini gereklidir. Bu çalışma aynı zamanda yerel zemin şartlarının ve deprem kaynak mekanizmasının yapı performans düzeylerinin hesaplanmasında kullanılan talep spektrumunun elde edilmesinde ne derecede önemli olduğu konusunda tecrübe sağlayacaktır. Bu çalışma yapısal hasar ile sınırlandırılmış olup, aşırı temel oturmalarının gözlemlendiği binalar değerlendirmeye alınmamıştır. Böylece, çok gevşek sığ zeminlerin dinamik zemin-yapı etkileşimi ile yapı üzerine etkiyen deprem yüklerini önemli oranda değiştirmediği koşullar dikkate alınmıştır.

Adapazarı'nda 1999 depremi sonrasında yapısal hasarın şehir merkezinde yoğunlaşması, burada yer alan alüvyon havzanın düşük frekanstaki S-dalgası genliklerini büyütmesi ile açıklanmaktadır. Ayrıca, yüzey dalgaları da düşük frekanslı salınım genliklerine önemli katkıda bulunmaktadır. 1999 Kocaeli depreminde ağır hasar gören Adapazarı şehir merkezi doğuda Sakarya nehri ve batıda Çark deresi arasında yer almaktadır (Şekil 1). Şehir merkezi genellikle düzdür. Adapazarı havzası üzerinde hasarın yoğunlaştığı sahaların salınım özelliklerinin belirlenmesinde sert formasyonların derinliği önemli bir rol oynamaktadır. Önceden bir göl yatağı olan alüvyon havzada anakaya kabul edilebilecek Üst Kretase filiş 300 m'yi aşan derinliklerde yer alabilmektedir. Ancak sert formasyonların derinliği havzanın güneyinden kuzeyine değişkenlik göstermektedir [Bakır vd., 2002, 2005; Beyen ve Erdik, 2004; Özel ve Sasatani, 2004]. Şehir merkezinde derin seviyelerdeki zeminlerin özelliklerin belirlenmesi derin kuyuların açılması ve sismik etüdlerin gerçekleştirilmesi ile mümkün olabilmektedir.



Şekil 1. Adapazarı ve çevresinin basitleştirilmiş jeolojisi: siyah alanlar kaya, beyaz alanlar alüvyon ve griler yamaç molozunu göstermektedir.

Bakır vd. (2002), Sakarya Üniversitesi tarafından 1998 yılında yazılan "Adapazarı Kent Merkezi Jeolojisi ve Morfolojisi" raporuna dayanarak, kaya derinliğinin şehir merkezinde 150 ila 200 m derinlikte olduğunu ifade etmiştir. Bu rakam Beyen ve Erdik (2004) tarafından kurulan 2 boyutlu Adapazarı havzası modelinde Hastane istasyonu altında gösterilen basen derinliği ile tutarlıdır. Diğer taraftan Beyen ve Erdik, uygulanmış sismik yayılım test sonuçlarını kullanarak

yaptıkları sismik kırılma model çalışmalarının gösterdiği değerlere dayanarak, sert formasyonların derinliğinin havza merkezine doğru yaklaşık 300 m seviyesine ulaştığını ifade etmektedir. Adapazarı şehir merkezinde derin zeminlerin özelliklerini sağlayan önemli bir çalışma DSİ (T.C. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, 2001) tarafından Tığcılar Mahallesinde açılan 200 m derinliğindeki kuyudur. Bu kuyuda 75-87 m derinliklerinde kalın kumlu ve çakıllı tabakalar tecrübe edilmiştir. Daha derin seviyelerde killi zeminler neredeyse tekdüze olarak tecrübe edilmiştir. 75 m'den sığ seviyelerde ise kumlu, siltli ve killi katmanlar farklı derinliklerde göreli karmaşık bir sıralanma ile yer almaktadır. 200 m'de yer alan kuyu sonunda kaya formasyonlara rastlanılmamıştır. Mikrotremor verileri ile uzaysal otokorelasyon yöntemini uygulayan Kudo vd. (2002), şehrin derin alüvyon havza üzerinde yer alan iki noktasında (Şekil 1'de ADC ve ADU) S-dalgası hızı (Vs) profilini belirlemiştir. Bu profiller göreli sert formasyonların (Vs > 730 m/s), depremde ağır hasar oluşan sahada 135 m ve bu alanın birkaç kilometre kuzeydoğusunda ise 413 m derinliklerinde yer aldığını bildirmektedir. Anakaya sayılabilecek formasyonlar (Vs > 1500 m/s) ise sırasıyla 377 ve 576 m derinliğinde başladığı belirtilmektedir. Şehir merkezindeki zemin profili ve kaya derinliği sahanın birinci salınım periyodunun belirlenmesi için önemlidir. Bakır vd. (2002), alüvyon (Şekil 1'de Hastane) ve sert zemin (SKR) üzerinde kaydedilen yer hareketinin spektrumlarını karşılaştırarak, merkezde sahanın salınım periyodunu 1.5 s olarak önermektedir. Komazawa vd. (2002) tarafından mikrotremor kayıtlarının H/V oranına dayanarak alüvyon havzada 3 ila 4 s olarak rapor edilmiştir. Fäh vd. (2004) ise benzer şekilde, ADC sahasının bulunduğu yerlerde pik H/V oranının yaklaşık 0.5 s, daha kuzeydeki ADU sahasında ise 3 saniyeden büyük değerlerde görüldüğünü bildirmiştir. Fäh vd. tarafından ADC sahası için verilen değerler Kudo vd. (2002) tarafından sunulan Vs profili ile çelişkilidir. Diğer taraftan, şehrin daha kuzeyinde yer alan ADU sahası için Fäh vd. ile Komazawa vd. tarafından verilen değerler tutarlı gözükmektedir.

Bu verilerin işaret ettiği belirsizlikler göz önüne alınarak ve bir boyutlu saha modelinin geliştirilebilmesi için çalışmaya söz konusu olan binalara yakın bir noktada kuyu açılarak, burada karşılaşılan zeminlerin özelliklerinin yeterli detayda belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu çalışma kapsamında şehir merkezindeki Pabuçcular mahallesinde bir kuyu açılmış, kuyudan elde edilen numunelerle zeminler sınıflandırılmış ve PS hızı logu yöntemi ile zeminlerin S-dalgası hızı belirlenmiştir. Elde edilen veriler literatürden derlenen verilerle birleştirililerek basitleştirilmiş bir boyutlu saha tepki modeli geliştirilmiştir. Sert zeminler üzerinde kaydedilen ivme-zaman hikayeleri kullanılarak bir boyutlu dinamik saha tepkisi hesaplanmıştır. Böylece, yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi ile analizinde kullanılacak alüvyon saha üzerindeki kuvvetli yer hareketi sentetik olarak üretilmiştir. Sentetik yer hareketinin spektral genlikleri aynı zamanda arttırımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi için de kullanılabilecektir. Adapazarı şehir merkezinde seçilen iki hasarsız yapı için ön analiz sonuçları burada karşılaştırılmıştır.

ARAŞTIRMA KUYUSU

Esas olarak kuyuda jeofizik ölçümler ile zeminlerin S-dalgası hızının ölçülmesi amacı ile, yapı temellerinin belirgin oturmalar yapmadığının gözlemlendiği Pabuccular mahallesindeki sahada bir araştırma kuyusu açılmıştır (Şekil 1). Çalışma sahasında yüklenici firmaya ait D-500 tipi sondaj makinası kullanılmıştır. Kuyuda karşılaşılan zeminlerin tipinin laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi için kuyudan numuneler alınmıştır. S-dalgası hızı ise süspansiyon PS hızı logu yöntemi ile belirlenmiştir. Bu yöntem, sinyal yaratıcısının ve alıcısının tek kuyuya indirilebilmesi sebebi ile S-dalgası hızlarının istenen derinliklerde ölçülmesini sağlamaktadır (Ishihara, 1996).

Numuneler ile zeminlerin tanımlanması

Açılan kuyuda, 1.50 m derinlik seviyesinden 25 m seviyesine kadar her 1 metrede 1 adet 75 mm çapında örselenmemiş numune (UD) ve 1 adet de örselenmiş numune (SPT) alımı denenmiştir. 25 m derinlik seviyesinden sonra numune aralıkları arttırılarak, her iki numune tipi için bu oran her 2 metrede 1 adet olmak üzere azaltılmıştır. 33.50 m seviyesinden itibaren ise sert katmanlara girilmiş

olup örselenmemiş numune alınamamıştır. Bunun yerine karot ve SPT ile örselenmiş numunelerin alımına devam edilerek, zemin tanımlaması için malzeme elde edilmesine çalışılmıştır. Ancak, 78 m derinlikte sert çakıllı katmana girilmiş olup, bu derinlik seviyesinden itibaren numune alınamamıştır. Çakıl katmanın sürekliliğini gözlemlemek amacıyla devam edilen sondaj, delginin çok zorlaşması ve karot numune alıcının sürekli sıkışması sebebiyle, 118 m derinlikte sona erdirilmiştir. Kuyu sonunda halen çakıllı zeminler tecrübe edilmektedir. Sondaj kuyusu ile toplam 18 örselenmemiş numune (UD); 7 karot ve 17 SPT ile örselenmiş numune temin edilmiştir. Elde edilen numuneler 55 m derinliğine kadar zemin tabakalarının sürekli olarak laboratuvar deneyleri ile tanımlanmasını sağlamıştır. Daha derin seviyelerde ise delgi sırasında yüzeye çekilen malzemenin dane büyüklükleri göz önüne alınarak buradaki zeminler tanımlanmıştır. Ancak, 72 ila 78 m arasında elde edilen örselenmiş numuneler ile bu seviyelerin de laboratuvar deneyleri ile tanımlanabilmiştir.

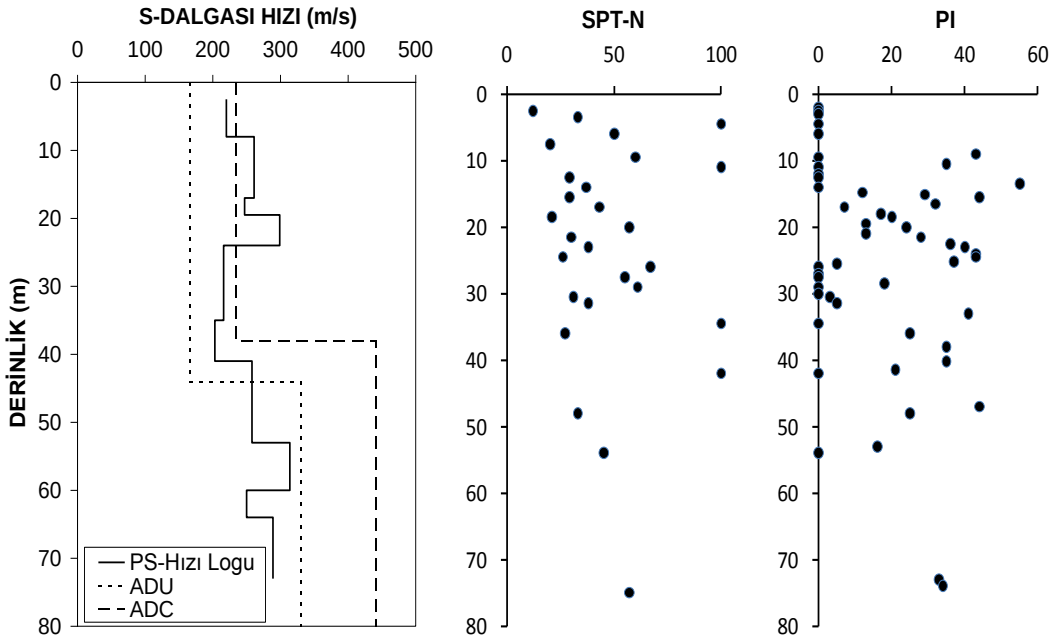
Zemin profili incelendiğinde, çoğunlukla siltli ve killi zeminlerin tecrübe edildiği, ancak yer yer kum bantların geçildiği gözlemlenmektedir. 78 m ila 118 m seviyeleri arasında sürekli olarak sıkı çakıllı katmanlar geçilmiştir. 40 m boyunca sıkı katmanların tecrübe edilmesi sonucunda kuyu sonlandırılmıştır. Bu kuyuda karşılaşılan zemin tipleri, Tığcılar Mahallesinde açılan DSİ kuyusunda karşılaşılan zemin tipleri ile genel olarak tutarlıdır. Ancak, DSİ kuyusunda 75.6-87 m arasında yer alan ve çakıllı kum olarak tanımlanan katmandan sonra kil katmana girildiği belirtilmiştir. Pabuççular kuyusunda ise bu seviyelerde çok daha kalın sert çakıllı formasyon tesbit edilmiştir. Bu durum Bakır vd. (2002) tarafından sunulan çalışmada Adapazarı'nda farklı DSİ kuyularının zemin profillerindeki çakıl katmanın derinlik seviyelerinde gözlemlenen değişkenlik ile açıklanabilir. Diğer bir farklılık ise SPT vuruş sayılarının DSİ kuyu raporunda verilen değerlerden yüksek olduğudur. Bu farklılık kuyu açımı ve SPT uygulamasındaki tutarsızlıktan kaynaklanabileceği gibi, özellikle 1999 depreminde zemin oturmalarının gözlemlenmediği için seçilen kuyu sahasında zeminlerin daha sert olması ile de açıklanabilir. Tecrübe edilen SPT vuruş sayıları ve numunelerin plastisite indeksleri (PI) Şekil 2'de sunulmaktadır.

Süspansiyon PS Hızı Logu

Araştırma kuyusunun 118 m derinlikte sonlanmasından sonra, kuyu süspansiyon PS hızı logu için hazırlanmıştır. 80 m derinliğe PVC muhafaza sürülebilmiş, bundan sonraki seviyelere çakıllı malzemenin kuyu çapını daraltması sebebiyle PVC muhafaza sürülememiştir. Kuyu mühürlendikten sonra PVC ile kuyu çeperi arasındaki enjeksiyon malzemesi için gerekli 2 haftalık süre beklenmiştir. 76 m seviyeye kadar indirilebilen deney probu ile 73 m'den itibaren 3 m derinlik seviyesine kadar zeminlerde P ve S dalgası hızları belirlenmiştir. Ölçümler 3-50 m derinliklerinde 0.5 m aralıkla, 50-73 m derinlik seviyelerinde ise 1 m aralıkla gerçekleşmiştir. Şekil 2 S-dalgası hızları arasındaki belirgin farklılıklar göz önüne alınarak genelleştirilmiş hız profilini vermektedir. Ölçülen S-dalgası hızları genel olarak 203-314 m/s aralığında değişkenlik göstermiştir. Değerler genel olarak Kudo vd.(2002) tarafından sunulan ADC ve ADU sahalarının (oldukça düşük çözünürlükte sunulabilmiş) S-dalgası hızı profiline uygunluk göstermektedir. Bu sahada ölçülen P-dalgası hızları ise 1596-2282 m/s aralığındadır. P-dalgası hızları ile S-dalgası hızları arasındaki oran ise 0.49-0.50 aralığında Poisson oranları vermektedir. 0.50'e yakın değerler, doygun zeminlere işaret etmektedir.

Zemin sınıfının belirlenmesi

SPT ve S-dalgası hızları arasında belirgin bir ilişki gözlemlenememiştir. Ancak, gerek SPT değerleri, gerek S dalgası değerleri sahanın NEHRP'e göre D sınıfına ait olduğunu göstermektedir (N_{30m}=32, V_{s30m}=240 m/s). 2007 Türkiye Deprem Yönetmeliği dikkate alındığında ise SPT-N ve Vs değerleri bu zeminleri sırasıyla Z2 ve Z4 olarak sınıflandırmaktadır. Buradaki çelişki sebebiyle ve sahada yumuşak sığ zeminlerin tecrübe edilmemesi sonucunda zemin tipi Z3 olarak göz önüne alınmıştır.



Şekil 2. Adapazarı Pabuccular mahallesinde açılan araştırma kuyusunda Vs (Kudo vd., 2002, tarafında sunulan değerler ile karşılaştırılmıştır), SPT-N ve PI değerlerinin değişimi

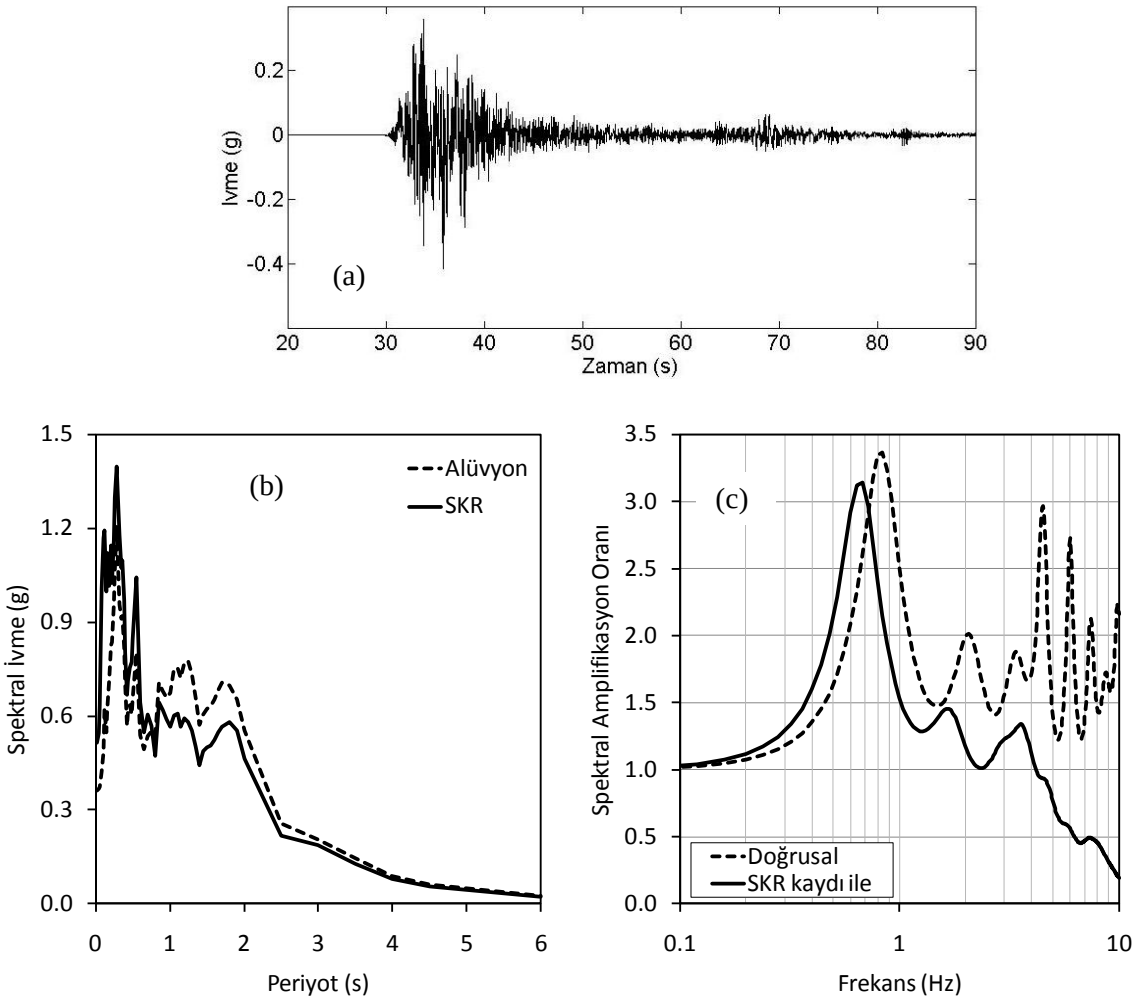
SAHA TEPKİ ANALİZLERİ

Saha tepki modeli

Süspansiyon PS hızı yöntemi ile elde edilen S-dagası hızı profili, laboratuvarda belirlenen zemin sınıfları ve literatürden derlenen bilgiler ışığında çalışma sahasının bir boyutlu tepki modeli geliştirilmiştir. Zeminlerin doğrusal elastik olmayan davranışı eşdeğer-doğrusal yöntem ile yaklaşık olarak modellenmiştir (Schnabel et al., 1972). Bu doğrultuda, Ishibashi ve Zang (1993) tarafından verilen ve zeminlerin plastisite indeksi (PI), efektif gerilme, makaslamada birim uzama, sekant makaslama rijitliğindeki azalma ve sönümleme oranı arasındaki ampirik ilişki kullanılmıştır. Zemin katmanlarında PI değerlerinde gözlemlenen değişkenlik sebebiyle, her zemin katmanı için ortalama PI değeri en yakın olduğu 0, 15, 20, 25, 30, ve 40 değerlerine yuvarlanmıştır. PS hızı logunun tamamlandığı 73 m derinliğin ötesindeki S-dalgası hızı Kudo vd. (2002) tarafından önerilen ADC sahası S-dalgası hızı esas alınarak belirlenmiştir. Bu doğrultuda 73.5 m ila 111 m derinlik arasında yer alan çakıllı zeminlerde S-dalgası hızının 441 m/s olduğu, daha derin seviyelerde ise bu hızın 728 m/s olduğu doğrusal yarı-sonsuz yer aldığı düşünülmüştür.

Şekil 3.a, 1999 Kocaeli depreminde SKR istasyonunda (Şekil 1) kaydedilen DB yönündeki yer hareketini bileşeninin 20 ila 90 saniye arasındaki ivme-zaman hikayesini göstermektedir. Pik ivme değeri 0.41 g olan bu düzeltilmiş kayıt kullanılarak hesaplanan %5 sönümleme için elastik tepki spektrumu ile bu çalışmada geliştirilen saha modeli kullanılarak hesaplanan yer hareketine ait elastik tepki spektrum Şekil 3.b'de karşılaştırılmaktadır. Hesapta SKR kaydı serbest kaya üzerindeki yer hareketi olarak tanımlanmıştır. Hesaplar 1 ila 2 s periyot aralığında spektral değerlerin alüvyon saha tarafından belirgin oranda arttırıldığına işaret etmektedir. Şekil 3.c SKR kaydı ile hesaplanan sahanın transfer fonksiyonunu vermektedir. Transfer fonksiyonu frekans tanım uzayında hesaplanan yer hareketi ile sert zeminde kabul edilen yer hareketinin kompleks sayı yapısı içinde oranını vermektedir (Schnabel et al., 1972). SKR yer ivme genliklerinin yüksek olması sebebiyle bu transfer fonksiyonları zeminin doğrusal olmayan davranışını da yansıtmaktadır. Zemin modelinin doğrusal davranışını gözlemlemek için SKR kaydının genlikleri 1/100 oranında küçültülerek doğrusal transfer fonksiyonları yaklaşık olarak hesaplanmış ve Şekil 3.c'de gösterilmiştir. Doğrusal olmayan davranış, yüksek doğal frekanslarda alüvyon sahanın büyütme etkisini ciddi olarak törpülemekte, hatta genliklerde azalmaya sebep olmaktadır. Eşdeğer-

doğrusal yöntem ile yaklaşık olarak modellenen doğrusal olmayan davranış modelin birinci doğal frekansında önemli değişikliğe sebep olmamaktadır. Sert zeminlerin derinliği bu frekans için daha önemlidir. Doğrusal transfer fonksiyonu ile hesaplanan birinci doğal frekansın, Bakır vd. (2002) tarafından sert zeminlerde (SKR) ve alüvyon sahada (Hastane) kaydedilen artçı deprem kayıtları kullanılarak hesaplanan değerler ile tutarlı olduğu gözlenmiştir. Ancak bu model ile hesaplanan spektral büyütme oranlarının Bakır vd. tarafından verilen oranlardan çok daha düşüktür. Bu fark elastik yarı-sonsuz ortamda S-dalgası hızının 728 m/s'daha yüksek olması veya sert sahada yer hareketinin dikey yayılan S-dalgalarından kaynaklandığı kabülünün yetersizliği ile açıklanabilir. Birinci durum elastik yarı-sonsuz ortamda S-dalgası hızının 1500 m/s seviyesine çıkarılması ile denenmiş, ancak Bakır vd. tarafından sunulan spektral büyütme oranlarına yaklaşılamamıştır. Bu sonuç sert zemindeki yer hareketlerinin dikey yayılan S-dalgası ile gösterilemeyebileceğine işaret etmektedir.



Şekil 3. (a) 1999 Kocaeli Depreminde SKR istasyonu ivme-hikayesi düzeltilmiş kaydı (*http:\daphne.deprem.gov.tr* tarafından sağlanan 5401 nolu istasyon üzerindeki kayıttır). (b) SKR kaydı ve bir boyutlu saha tepki modeli ile üretilen alüvyon sahadaki ivme-hikayesinin %5 sönümleme için tepki spektrumlarının karşılaştırması. (c) SKR kaydı kullanılarak hesaplanan alüvyon/kaya spektral büyütme oranları.

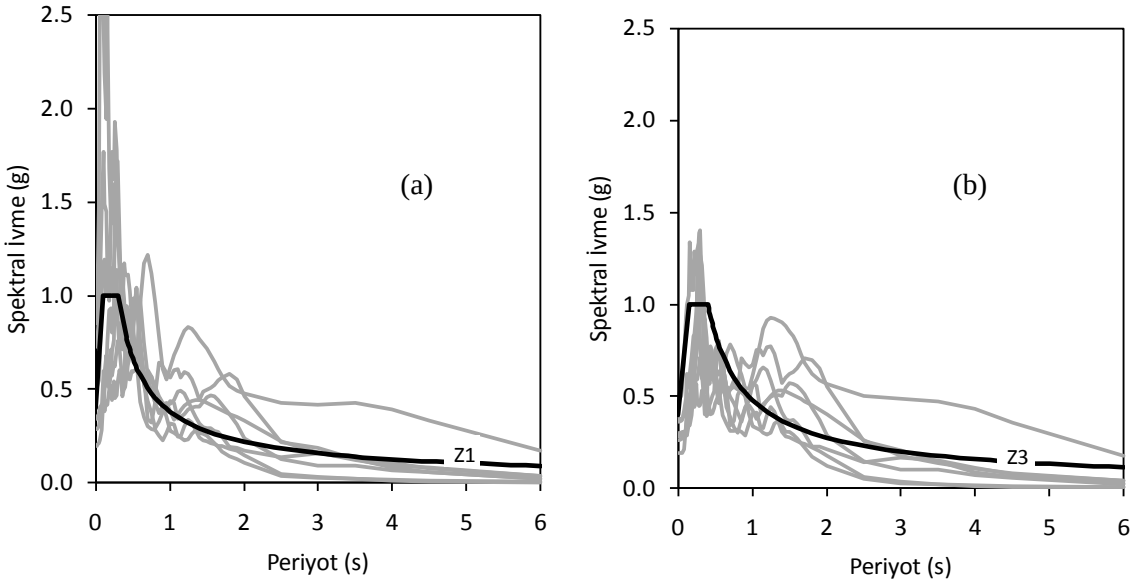
Mikrotremor verilerinden ve Beyen ve Erdik (2004) tarafından sunulan verilerden yararlanılarak modelin son kalibrasyonunun gerçekleştirilmesi yönünde çalışmalar devam etmektedir. Diğer taraftan, burada sunulan haliyle bir boyutlu saha tepki modelinin 1999 Kocaeli depreminde alüvyon sahada yoğun hasar gözlenmiş alanlardaki sismik talebi nisbeten yeterli olarak yansıtabildiği sonucuna varılmıştır.

Kuvvetli yer hareketi seçimi ve elastik tepki spektrumlarının karşılaştırması

1999 Kocaeli depreminde sert saha (NEHRP C veya Z1 saha sınıfında -Sandıkkaya, 2008) üzerinde yer alan SKR istasyonunda fay doğrultusuna dik KG yönündeki kayıt alınamamıştır. Ayrıca, şehir merkezine olan uzaklığı ile Kuzey Anadolu Fay hattına olan uzaklık karşılaştırıldığında, analizlerde göz önüne alınacak sert zemin hareketinde önemli belirsizlik olduğunu görülmektedir. Bu sebeple, PEER (*http://peer.berkeley.edu/smcat/*) kuvvetli yer hareketeri veri tabanından Kocaeli depremi ile benzer aletsel büyüklüğe (M=7.2-7.6) ve fay tipine (doğrultu atım) sahip, istasyonun faya uzaklığının Adapazarı şehir merkezinin Kuzey Anadolu Fay hattına uzaklığı ile benzerlik gösteren (0-20 km), ve NEHRP C-sınıfı zeminlerde elde edilmiş deprem kayıtları seçilmiştir (Tablo 1). Bu deprem kayıtları doğrusal yarı-sonsuzun serbest sahası üzerindeki yer hareketi olduğu düşünülerek PROSHAKE yazılımı ile gerçekleştirilen hesaplar sonucunda, alüvyon saha için elde edilen tepki spektrumları Şekil 4'de deprem yönetmeliğinde 1. deprem bölgesi ve Z3 saha sınıfı için verilen tasarım spektrumu ile karşılaştırılmıştır. Sentetik kayıtlar kendi aralarında karşılaştırıldığında ise, sert zeminde kabul edilen yer hareketinin özelliklerine bağlı olarak her periyot için hesaplanan spektral ivme değerinde önemli değişkenlik gözlenmektedir.

Tablo 1. Saha tepkisi analizlerinde kullanılan deprem kayıtları (PEER veritabanı kullanılmıştır).

No.	Kayıt	Deprem	Tarih	Saat	İstasyon İsmi
1	SKR-EW	1999 Kocaeli	17/08/1999	00:01:39.07	5401
2	GBZ-EW	1999 Kocaeli	17/08/1999	00:01:39.07	4106
3	GBZ-NS	1999 Kocaeli	17/08/1999	00:01:39.07	4106
4	IZT-EW	1999 Kocaeli	17/08/1999	00:01:39.07	4101
5	IZT-NS	1999 Kocaeli	17/08/1999	00:01:39.07	4101
6	LCN000	1992 Landers	6/28/92	11:58	Lucerne, 275
7	LCN275	1992 Landers	6/28/92	11:58	Lucerne, 000

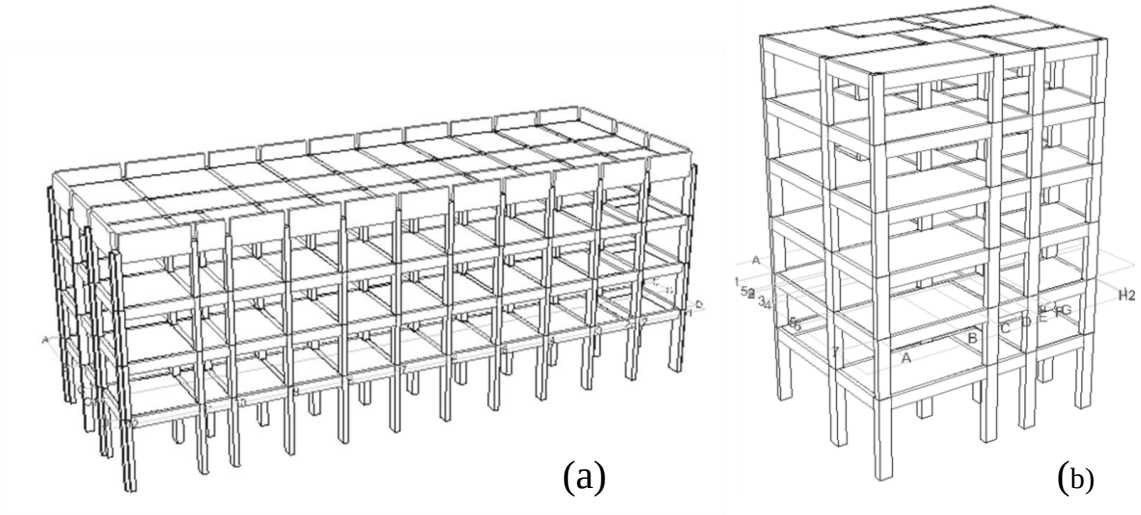


Şekil 4. (a) Tablo 1'de verilen farklı deprem kayıtları ile hesaplanmış (%5 sönümleme oranı için) elastik tepki spektrumları ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde Adapazarı'nda Z1 tipi saha için verilen tasarım spektrumu (siyah çizgi), ve (b) bir boyutlu saha tepki analizi ile hesaplanmış sentetik yer hareketi hikayelerinin spektrumlarının Z3 için verilen spektrum ile karşılaştırması (siyah çizgi)

ÖRNEK BİNALARIN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Açılan derin sondaj kuyusuna 300 m mesafede bulunan ve "Yansk" olarak isimlendirilen bina ve 800 m mesafede bulunan "SSK" isimli bina 1999 Kocaeli depremi sırasında gösterdikleri

performansları göz önüne alınarak incelenmiştir. Binaların yerleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Her iki bina da depremde belirgin bir hasar göstermemiştir. Bu binalar 2007 deprem yönetmeliğinin kısım 7.6 ile tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi denenmiştir. Şekil 5'te yapısal çerçeveleri gösterilen binaların farklı sentetik kayıtlarla itme analizinin sonuçları Şekil 6'da vermektedir. Farklı sentetik ivme hikayeleri ile elde edilen deplasman talepleri, Z3 spektrumu ile elde edilen değerlere genel olarak yakındır. Diğer taraftan, NEHRP-C tipi zeminler üzerinde elde edilen kayıtlar ile karşılaştırıldığında, alüvyon basen üzerindeki SSK binası için deplasman talebindeki artışın %278 mertebesine, ve Yansk binası için ise artışın %79 mertebesinde olabileceği görülmüştür. Her iki yapı için hesaplanan deplasman talepleri Deprem Yönetmeliği tarafından verilen can güvenliği performans düzeyini sağlamamaktadır. Sert zemin üzerinde kabul edilen yer hareketi kullanıldığında da aynı performans düzeyleri gözlemlenmiştir. Diğer taraftan zaman tanım alanında gerçekleştirilen hesaplar binaların gözlemlenen hasarsızlığı ile tutarlı sonuçlar vermektedir. Bu iki farklı sonuç, performans değerlendirmesinde farklı hesap yöntemlerinin getirdiği değişken sonuçların deprem kayıtlarının seçilmesinden veya sentetik olarak üretilmesinden daha önemli olabileceğini göstermektedir. Bu çalışma, yapılar için daha büyük örneklem büyüklüğü kullanılarak ve artan deneysel verilerle geliştirilen daha detaylı modeller göz önüne alınarak, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin denenmesi üzerinde ilerlemektedir.

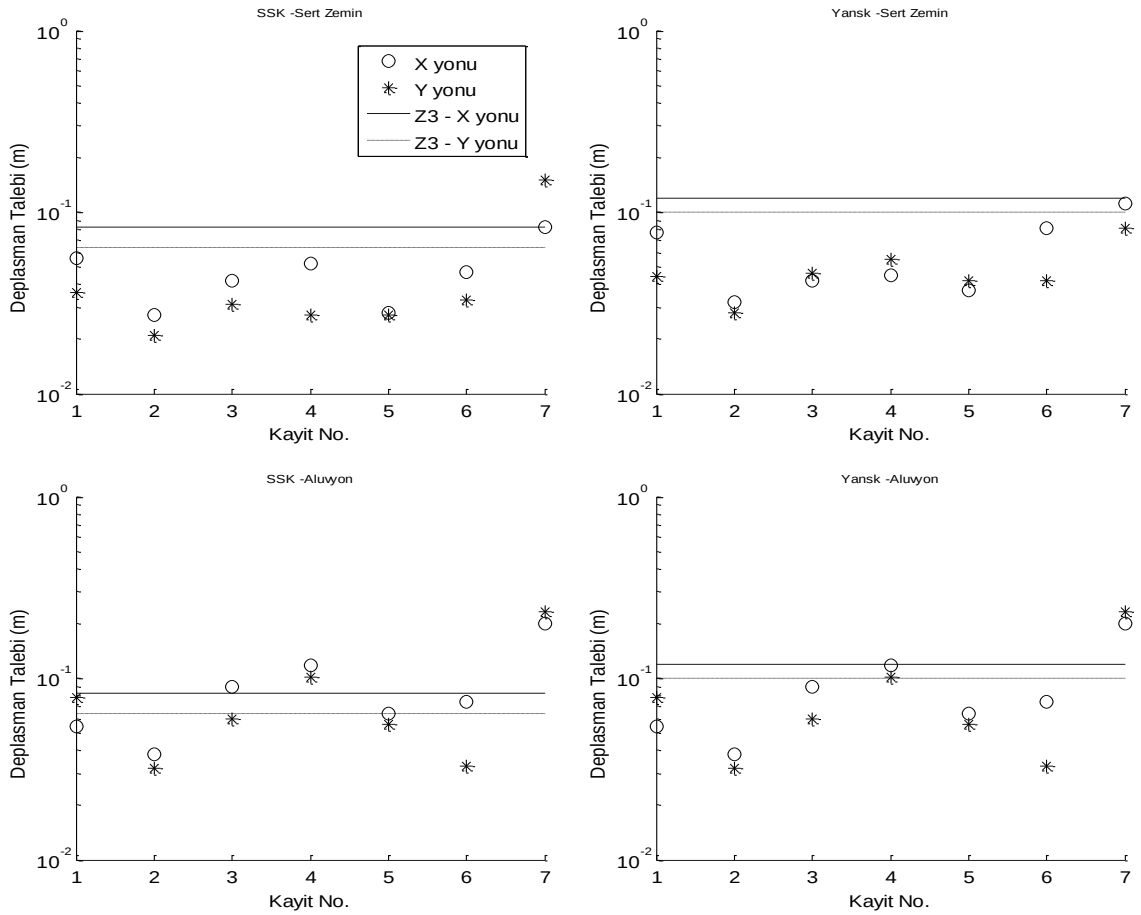


Şekil 5. Adapazarı şehir merkezinde 1999 Kocaeli depreminde gözlemlenen ve hesaplanan performansları karşılaştırılan (a) SSK ve (b) Yansk binalarının yapısal çerçeveleri.

SONUÇ

Adapazarı şehir merkezinde aşırı temel deplasmanlarının görülmediği bir sahada açılan bir tecrübe kuyusunda 118 m derinliğe kadar zemin tanımları yapılmış, ve 73 m derinliğe kadar PS hızı logu yöntemi ile S-dalgası hızı profili belirlenmiştir. Elde edilen deneysel veriler ile literatürden sağlanan veriler birleştirilmiş, böylelikle alüvyon zeminler üzerinde yer alan ve ağır yapısal hasarın gözlemlendiği şehir merkezi için bir boyutlu saha tepki modelinin geliştirilmesi mümkün olmuştur. Saha tepki analizleri sonucunda üretilen yapay ivme geçmişinin gösterdiği deprem talebi, 1. deprem bölgesi ve Z3 yerel zemin sınıfı için deprem yönetmeliğinde verilen spektrum ile tutarlı olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum saha tepki modelinin alüvyon saha üzerinde yapay kayıtlar elde edilerek performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemleri için kullanılabileceğine işaret etmektedir. Ancak, sert zeminlerde kabul edilen yer hareketinin frekans-genlik muhtevasına bağlı olarak, hesaplanan deplasman taleplerinde farklılıklar gözlenmektedir. Diğer taraftan, bir boyutlu saha tepki analizleri ile hesaplanan saha büyütme değerlerinin, sahanın birinci doğal salınım frekansında tutarlılık sağlanmasına rağmen, literatürde artçı depremler kullanılarak hesaplanan

büyütme değerlerinden düşük olduğu gözlenmiştir. Seçilen iki hasarsız bina için arttırımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi kullanılarak 1999 Kocaeli Depreminin bu yapılar üzerinde yarattığı deprem talebi hesaplanmıştır. Bu analizler oldukça farklı yapı perfomansı tahminlerine yol açmıştır. Saha tepki analizlerindeki kısıtlamardan ve belirsizlikten öte, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin farklı sonuçlar vermesi, yer hareketinden daha önemli belirsizliklere işaret etmektedir. Bu sebeple, hesap yöntemleri ile yapısal ve zemin modelleri üzerindeki çalışmalar yeni deneysel verilerle desteklenerek devam etmektedir.



Şekil 6. Arttırımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan SSK ve Yansk binaları üzerindeki deprem talebi. Üstteki şekillerde Tablo 1 ile verilen ivme hikayeleri ve alttaki şekillerde sentetik alüvyon ivme hikayeleri kullanılmıştır.

Teşekkür

Bu çalışma TÜBİTAK tarafından 108M303 No'lu *Performansa dayalı Tasarım ve Değerlendirme Yöntemlerinin Deprem Sonrası Türkiye'de Gözlenen Yapı Performansları ile Karşılaştırılarak Geliştirilmesi* projesi kapsamında desteklenmiştir. Zemin indeks değerleri Karayolları Genel Müdürlüğü Zemin Mekaniği Laboratuvarında belirlenmiştir. Yazarlar bu kurumlara destekleri için teşekkürlerini sunarlar. Çalışmada jeofizik ve geoteknik verilerin toplanmasında bursiyer Hassan Kaveh Zehtab'ın önemli katkıları olmuştur. Zemin koşullarına ilgili bu bilgilerin detayı aynı zamanda Orta Doğu Teknik Üniversitesi'nde Haziran 2010 tarihli yüksek lisans tezinde de yer almaktadır.

KAYNAKLAR

Bakır BS, Sucuoğlu H, Yilmaz T (2002). "An overview of local site effects and the associated building damage in Adapazarı during the 17 August 1999 İzmit earthquake," *Bulletin of Seismological Society of America*, 92: 509-526.

Bakır BS, Yılmaz MT, Yakut A, Gülkan P (2005). "Re-examination of damage distribution in Adapazarı," *Engineering Structures*, 27: 1002-1013.

Beyen K, Erdik M (2004). "Two-dimensional nonlinear site response analysis of Adapazarı plain and predictions inferred from aftershocks of the Kocaeli earthquake of 17 August 1999," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24: 261-279.

Fäh D, Christen A, Greifenhagen C (2004). "Tek istasyon yöntemi ile Adapazarı ve Gölcük şehirlerinde yapılan çevresel titreşim (mikrotremor) ölçümleri ve değerlendirmesi," *Belediyeler için Sismik Mikrobölgeleme – Örnek Uygulamalar,* World Institute for Disaster Risk Management.

Ishibashi I, Zhang X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay," *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191.

Ishihara K, (1996). Soil Behavior in Earthquake Geotechnics, Claredon Press, Oxford

Komazawa M, Morikava H, Nakamura K, Akamatsı J, Nishimura, Sawada S, Erken E, Onalp A (2002). "Bedrock structure in Adapazari, turkey – a possible cause of severe damage by the 1999 Kociaeli earthquake," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22: 829-836.

Kudo K, Kanno T, Okada H, Özel O, Erdik M, Sasatani T, Sadanori H, Takahashi M, Yoshida K (2002). "Site-specific issues for strong ground motion during the Kocaeli, Turkey, earthquake of 17 August 1999, as inferred from array observations of microtremors and aftershocks," *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92: 448-465.

Özel O, Sasatani T (2004). "A site effect study of the Adapazarı basin, Turkey, from strong- and weak-motion data," *Journal of Seismology*, 8: 559-572.

Sandıkkaya MA (2008) Türk Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Kayıt İstasyonlarının Zemin Sınıflandırması, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara (İngilizce).

Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

T.C. Devlet Su İşleri Müdürlüğü (2001). Adapazarı Teverler Binası Sondaj Logu, hazırlayan: Bol E.

MEVCUT YAPILARDA HASAR BELİRLENMESİ VE SONLU ELEMAN MODELİ GÜNCELLEMESİ TEKNİĞİ

Pelin GÜNDEŞ BAKIR[1]

ÖZET

Mevcut yapılar için literatürde dört farklı hasar tespit seviyesi tanımlanmıştır. Birinci seviye yapının hasarlı olup olmadığına doğru bir biçimde karar verilebilmesidir. İkinci seviye, yapıda hasarın yerinin doğru bir biçimde belirlenmesidir. Üçüncü seviye hasar tespiti, yapıdaki hasarın derecesinin belirlenmesidir. Dördüncü seviye hasar tespitinde ise yapının kalan ömrü ne kadardır sorusuna cevap aranmaktadır. Yapı elemanlarındaki hasar, rijitliğin azalmasına sebep olur. Rijitlikteki azalmalar, yapının modal parametrelerini (frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları) değiştirir. Sensörler ve veri toplama sistemleri kullanılarak yapı sağlığı izlenmesinde, toplanan verilerin işlenip analiz edilmesiyle modal parametreler belirlenip, bunlardaki değişiklikler izlenerek, yapının hasarlı olup olmadığı tespit edilebilir. Dördüncü seviyeye kadar hasar tespiti yapabilmek için literatürde "sonlu eleman modeli güncellemesi" tekniği adı verilen tekniği kullanmak gereklidir. Yapıların analizinde, sonlu eleman yöntemi yıllardır kullanılmaktadır. Ancak, sonlu eleman metodunda yapılan kabuller, modelleme hataları, yapının malzeme özelliklerindeki belirsizlikler, yapıda servis yükleri altındaki aşınmaların yıllar içinde birikmesiyle veya deprem, patlama gibi ani etkilerle gelişebilen hasar veya tam olarak bilinmeyen mesnetleme koşulları, sonlu eleman modelinin güvenilirliğini azaltmaktadır. Literatürde genel kabul, titreşim testleri vasıtasıyla belirlenen yapı dinamik karakteristiğinin, sonlu eleman modelinden elde edilenden daha güvenilir olduğudur. Sonlu eleman modeli güncellemesi tekniğinde, başlangıç sonlu eleman modeli, kendisinden elde edilen modal parametreler, deneylerden elde edilen modal parametreler ile yakın değere sahip oluncaya kadar bir optimizasyon algoritması içinde iteratif bir biçimde güncellenir. Sonlu eleman modeli güncellemesi kısıtlı bir optimizasyon problemidir ve tasarım değişkenleri, elastisite modüllerinin çarpıldığı düzeltme katsayılarıdır. Optimizasyon probleminin amaç fonksiyonu ise sonlu eleman modeli ve deneylerden elde edilen frekans ve mod şekillerinin farklarından oluşturulmuştur. Amaç, bu fonksiyonu minimize etmektir. Bu kapsamda, her bir iterasyonda düzeltme katsayılarında değişiklik yapılır. Algoritma sonlandığında eğer düzeltme katsayıları 1 ise, o elemanda hasar oluşmadığı, eğer 0 ise de elemanın tamamen hasarlı olduğu anlaşılır. Algoritma durduğunda belirlenen düzeltme katsayıları bize gerçek yapıda hasarın yerini ve derecesini verir. Bu çalışmada, sonlu eleman modeli güncellemesi tekniği detaylarıyla anlatılacak, yazarın binalar ve köprüler üzerindeki uygulamaları takdim edilecektir. Çalışmalarımız, tekniğin, inşaat mühendisliği yapılarında, hasarın yeri ve derecesini belirlemede gayet başarılı sonuçlar verdiğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Yapısal deprem mühendisliği, hasar tespiti, literatür taraması, model güncelleme, sonlu elemanlar

ABSTRACT

Four levels of damage identification are defined in the literature. The first level is the detection of the damage. The second and the third levels are the localization and the quantification of the damage, respectively. In the fourth level of damage identification, the aim is to determine the remaining service life of the structure. Damage results in changes in the stiffness of the structure. These reductions in the stiffness leads to changes inthe modal parameters (frequencies, mode shapes and the damping ratios) of the structure. Thus, if a structure is instrumented with sensors and a data acquisition system, it is possible to obtain the modal parameters continuosly from a structure. By monitoring the changes in these modal parameters,it is possible to identify the progress of the damage imn the structure. For damage identification up to level four, it is necessary to use a technique called "finite element model updating". Civil engineers are modelling the structures using the finite element technique for a

[1] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, gundesbakir@yahoo.com

long time. However, the uncertainities regarding the support conditions or the material properties, the assumptions möade during the finite element modeling, the modeling errors and accumulating damage in structures under service loads as well as shocks like earthquakes reduce the reliability of the finite element model of the structure. It is generally accepted that the modal parameters obtained from vibration test are more reliable as compared to the parameters obtained from the finite element model. In the finite element model updating technique, the initial finite element model of the structure is updated in an optimization algorithm in an iterative manner until the modal parameters obtained from the finite element model match the modal parameters obtained from experiments. Finite element model updating technique is a constrained optimization problem and the design variables of this problem are the reduction factors of the elasticity modulus associated with different finite elements. The objective function of the optimization probnlşem is construvcted from the difference og the modal parameters that correspond to the finite element model and the modal parameters that correspond to the experimenst. The aim is to minimize this function. For this purpose, the reduction factors are updated at each iteration of the optimaization problem. When the algorithm stops, if the reduction factors have values close to 1, this means that there is no damage. If the reduction hfactors have values close to 0, this means that those elements are severely damaged. In this study, the finite element model updating technique will be explained and examples will be presented regarding the previous applications of the author and other authors in the literature. The results show that the finite element model updating technique is promising for damage identification up to level 4 in civil engineering structures.

Keywords: Structural earthquake engineering, damage identification, review, model updating, finite elements

GİRİŞ

İnşaat mühendisliği yapılarının modal parametrelerinin (frekanslar, mod şekilleri, sönüm oranları) belirlenmesinde titreşim ölçümleri uzun yıllardır kullanılmaktadır (Peeters, 2000). Yapılardan sensörler ve veri toplama sistemleri vasıtasıyla toplanan verilerden modal parametrelerin elde edilebilmeleri için elektrik mühendisliğinde geliştirilen "sistem tanılama" başlıklı teknikler kullanılmaktadır. Literatürde çok farklı sistem tanılama teknikleri mevcuttur (Gündeş Bakır ve diğerleri, 2011). Toplanan verilerin işlenmesinden sonra sistem tanılama teknikleri uygulanıp elde edilen modal parametreler yapının veri toplanan andaki dinamik karakteristiğini göstermektedir. Bu parametreleri en çok etkileyen faktörlerin başında hasarın geldiği bilinmektedir. Hasar rijitliği, rijitlikde yapının modal parametrelerini değiştirmektedir. Yapının projeleri baz alınarak hazırlanan kabuller üzerine kurulu sonlu eleman modelinden elde edilen modal parametreler ile deneyden elde edilen modal parametrelerin birbirlerinden çok farklı olacağı kesindir. Literatürde genel kabul, deneyden elde edilen sonlu eleman modelinin gerçeğe daha yakın olduğu ve dolayısı ile yapının başlangıç sonlu eleman modelinin deneyden elde edilen modal parametreleri verinceye kadar güncellenmesi şeklindedir. Bu prosedür, bir optimizasyon algoritmasının içinde iteratif olarak yapılmakta, algoritma sonlandığında elde edilen sonlu eleman modeli yapının gerçek sonlu eleman modeli olarak kabul edilmektedir. Bu tekniğe "sonlu eleman modeli güncellemesi tekniği (SEMGT)" adı verilmektedir. Kısacası SEMGT, kısıtlı bir optimizasyon tekniğidir. Burada amaç fonksiyonu, yapının deneylerden elde edilen modal parametreleri ile analitik modelinden elde edilen modal parametrelerin arasındaki farktan müteşekkildir. Optimizasyon algoritmasının tasarım değişkenleri ise sonlu elemanların elastiste modüllerinin çarpıldığı azaltma katsayılarıdır. Bu katsayılar, optimizasyon algoritmasının herbir iterasyonunda güncellenir. Algoritma sonlandığında 1 azaltma katsayısı değerine sahip olan elemanların hiç hasar görmediği, 0 azaltma katsayısı değerine sahip olan elemanların ise tamamen hasarlı oldukları anlaşılır. SEMGT bu sayede hasarın yerini ve derecesini de tespit eder. Zira azaltma katsayıları hangi elemanlarda ilk değerine göre azaldıysa o elemanlarda o azalma oranında hasar olmuş demektir. Tasarım değişkenleri olarak kimi problemlerde, mesnet koşulları da seçilebilir. Mesnede koyulan bir yayın, yay katsayısı güncellenebilir.

SEMGT, aslında bir parametre belirleme tekniğidir. İlgili diğer ayrıntılar, Friswell ve Mottershead'in konu hakkındaki kitabında bulunabilir (Friswell ve Mottershead, 1995). Konu ile

ilgili diğer çok detaylı çalışmalar Katholieke Universiteit Leuven'da yapılmıştır (Teughels, 2003). Aynı üniversitede, teknik farklı varyasyonlar ve farklı optimizasyon teknikleri kullanılarak pek çok köprüye uygulanmış (Reynders et al, 2007; Teughels ve De Roeck, 2003; Teughels, 2003; Deng and Cai, 2010) ve aynı zamanda binalar üzerinde de iyi sonuçlar verdiği görülmüştür (Gündeş Bakır ve diğerleri 2007, Gündeş Bakır ve diğerleri 2008). Bu çalışmada SEMGT, ilgili formülasyonlar ile brilikte takdim edilecek, konu hakkında detaylı bir literatür taraması verilecektir. Yazarın daha önceki çalışmalarından örnekler, literatürdeki örnekler ile birlikte sunulacaktır. Günümüzde hasar tespiti çalışmaları çoğunlukla gözle görünür hasarın tespitine dayanmaktadır ve subjektiftir. SEMGT, mevcut yöntemlere bir alternatif oluşturmaktadır. Zira hasarın gözle görülemediği zamanlarda bile hasar tespiti yapmak mümkün olmaktadır. Ayrıca teknik, uzmandan uzmana değişebilen subjektif gözleme dayalı hasar tespiti yöntemlerine karşı bir objektif bir alternatif oluşturmaktadır. Bu çalışmada, SEMGT nedir? Ne için yapılır? Limitasyonları nelerdir? gibi soruların cevapları yanıtlanmaya çalışılacaktır.

SONLU ELEMAN MODELİ GÜNCELLEMESİ TEKNİĞİ NEDİR?

Daha önce de belirtildiği üzere SEMGT kısıtlı bir optimizasyon tekniğidir. SEMGT'deki adımlar Şekil 1'de özetlenmiştir. SEMGT'de amaç hasar tespitidir. Literatürde hasar tespiti için dört sınıflama mevcuttur:

- 1. Aşama-Hasarın varlığı: Yapı hasarlı mı değil mi?
- 2. Aşama-Hasarın yeri: Yapıdaki hasarın yeri neresidir?
- 3. Aşama-Hasarın derecesi: Yapıdaki hasarın derecesi nedir?
- 4. Aşama-Tahmin: Yapının kalan ömrü ne kadardır?

SEMGT tekniği kullanılarak 4. Aşamaya kadar hasar tespiti yapabilmek mümkündür. Doebling ve Farrar (1996)'da da belirtildiği üzere, son yirmi yılda pekçok uçak-uzay, makina ve inşaat mühendisliği yapısında sonlu eleman modeli güncellemesi tekniği kullanılarak hasar tespiti yapılmıştır. Konu hakkında detaylı bilgiler Friswell and Mottershead (1995), Imregun and Visser (1991) , Doebling ve diği. (1996), Sohn ve diğ. (2003) ile Maia ve diğ. (1997)'de bulunabilir. Levin ve Lieven (1998)'de SEMGT'nin iki kategoride değerlendirilebileceği belirtilmiştir. Birinci kategoride kütle ve rijitlik matrislerinin doğrudan güncellendiği direkt metodlar sayılabilir. Fakat Levin ve diğ. (1998) direkt metotların fiziksel olarak manalı olmayan sonuçlar verebileceğini göstermiştir. İkinci kategoride teknikler indirekt veya parametrik tekniklerdir ki yapının analitik modelinde parametrik değişiklikler yapmaya dayanır. SEMGT kullanılan çalışmaların çoğunluğunda yapının sonlu eleman modeli kullanılmıştır (Maeck ve diğ., 2002;Teughels ve De Roeck, 2003;Teughels ve De Roeck, 2005; Teughels ve diğ. 2003). Yapının sonlu elemanının oluşturulmadığı tekniklerde mevcuttur (Cornwell ve diğ., 1999; Pandey ve Biswas, 1994).

Duyarlık bazlı SEMGT literastürde en sık kullanılan tekniktir. Amaç fonksiyonu nonlineer en küçük kareler biçinde oluşturulur ve sonlu eleman modeli artık vektörü minimize ederek güncellenir:

$$f(\boldsymbol{p}) = \frac{1}{2}\left\|r(\boldsymbol{p})\right\|^2 \tag{1}$$

Burada

$$\boldsymbol{r}(\boldsymbol{p}) = \begin{bmatrix} \boldsymbol{r}_f(\boldsymbol{p}) \\ \boldsymbol{r}_s(\boldsymbol{p}) \end{bmatrix} \tag{2}$$

Yukarıdaki formülde **p** tasarım değişkenlerinin vektörüdür. Frekans artık vektörü $\boldsymbol{r_f}$ ve modşekli artık vektörü $\boldsymbol{r_s}$ aşağıdaki formüllerde verilmiştir.

$$\boldsymbol{r}_f(\boldsymbol{p}) = \frac{\omega_j^2(\boldsymbol{p}) - \tilde{\omega}_j^2}{\tilde{\omega}_j^2} \tag{3}$$

Yukarıdaki formülde ω_j ve $\tilde{\omega}_j$ sırasıyla [rad/s] cinsinden numerik ve deneysel frekanslardır.

$$\boldsymbol{r}_s(\boldsymbol{p}) = \frac{\phi_j^l(\boldsymbol{p})}{\phi_j^r(\boldsymbol{p})} - \frac{\tilde{\phi}_j^l}{\tilde{\phi}_j^r} \tag{4}$$

Yukarıdaki formülde, l ve r , numerik mode şekli ϕ_j nin (veya deneysel mod şekli $\tilde{\phi}_j$ nin)sırasıyla rasgele ve referans serbestlik derecesini göstermektedir. Her bir belirsiz değer X^e, boyutsuz güncelleme parametresi p^e kullanılarak aşağıdaki biçimde belirlenebilir:

$$X^e = X_0^e(1 - p^e) \tag{5}$$

Burada X_0^e belirsiz değişkenin başlangıç değeridir. Burada takdim edilen sonlu eleman modelinde, numerik modelin belirsiz fiziksel özellikleri, rijitlik değerlerine tekabül eder. İnşaat mühendisliği yapılarında, hasar rijitlikde düşüşe neden olmaktadır. Modelin bir elemanının güncellenen rijitliği aşağıdaki biçimde gösterilir:

$$\boldsymbol{K}^e = \boldsymbol{K}_0^e(1 - p^e) \tag{6}$$

Global rijitlik matrisi böylece aşağıdaki biçimde ifade edilir:

$$\boldsymbol{K} = \boldsymbol{K}^u + \sum_{e=1}^{n} \boldsymbol{K}_0^e(1 - p^e) \tag{7}$$

Burada, $\boldsymbol{K}_0^e$ ve $\boldsymbol{K}^e$ sırasıyla başlangıç ve güncellenen eleman rijitlik matrisidir, **K** global rijitlik matrisidir ve $\boldsymbol{K}^u$ özellikleri değişmeyen elemanlara ait rijitlik matrisidir ve son olarak n ise güncellenen eleman sayısıdır. Aşağıda, $f(\mathbf{p})$'nin Gradyan ve Hessiyan'ı gösterilmiştir.

$$\nabla f(\boldsymbol{p}) = \sum_{j=1}^{k} \boldsymbol{r}_j(\boldsymbol{p}) \nabla \boldsymbol{r}_j(\boldsymbol{p}) = \boldsymbol{J}_p(\boldsymbol{p})^T \boldsymbol{r}(\boldsymbol{p}) \tag{8}$$

$$\nabla^2 f(\boldsymbol{p}) = \boldsymbol{J}_p(\boldsymbol{p})^T \boldsymbol{J}_p(\boldsymbol{p}) + \sum_{j=1}^{k} r_j(\boldsymbol{p}) \nabla^2 r_j(\boldsymbol{p}) \approx \boldsymbol{J}_p(\boldsymbol{p})^T \boldsymbol{J}_p(\boldsymbol{p}) \tag{9}$$

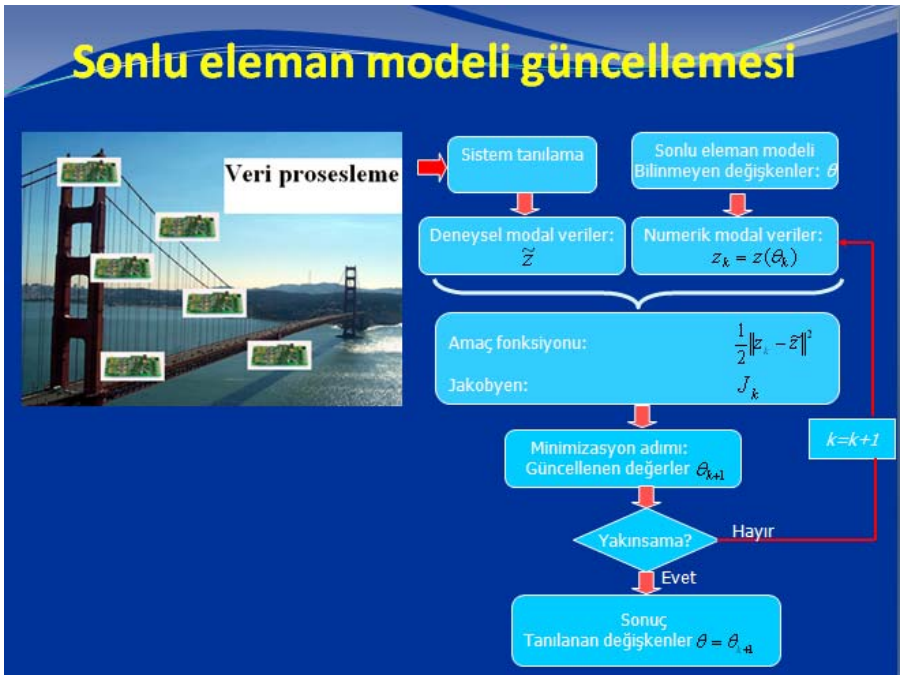
Burada $\boldsymbol{J_p}$ Jakobyen matrisidir ve aşağıda gösterildiği gibi artık vektörünün p ye göre kısmi türevlerinden müteşekkildir.

$$\Delta r_j = \sum_{e=1}^{n} \frac{\partial r_j}{\partial p^e} \Delta p^e \tag{10}$$

Frekans ve mod şekli artıklarının kısmi türevleri aşağıdaki biçimde ifade edilebilir:

$$\frac{\partial r_f}{\partial p^e} = \frac{1}{\widetilde{\omega}_j^2}\frac{\partial \omega_j^2}{\partial p^e} \tag{11}$$

$$\frac{\partial r_s}{\partial p^e} = \frac{1}{\phi_j^r}\frac{\partial \phi_j^l}{\partial p^e} - \frac{\phi_j^l}{(\phi_j^r)^2}\frac{\partial \phi_j^r}{\partial p^e} \tag{12}$$



Şekil 1. Sonlu eleman modeli güncellemesi tekniğinde adımlar

SEMGT TEKNİĞİNİN İNŞAAT YAPILARI ÜZERİNDE UYGULAMALARI

Sonlu eleman modeli güncellemesi tekniği görüldüğü üzere kısıtlı bir optimizasyon tekniğidir. Literatürde, SEMGT içinde pekçok farklı optimizasyon tekniği uygulanmıştır. Bu teknikler global teknikler ve lokal teknikler olmak üzere iki ana başlıkta sınıflandırılabilir. SEMGT, kötü koşullu bir problemdir. Dolayısı ile en uygun optimizasyon tekniğinin uygulanması büyük önem taşımakta, sonuçlar, kullanılan optimizasyon tekniğine bağlı olarak önemli ölçüde ilerletilebilmektedir. Bazı optimizasyon problemlerinde birden fazla minimum olabilir. Lokal teknikler, en derin minimumu bulmak yerine ilk rastladıkları minimuma takılabilirler. Bu lokal tekniklere örnek olarak Newton, Quasi-Newton, Gauss-Newton, Güvenlik Bölgeli Gauss-Newton Tekniği, Ardaşık kuadratik programlama metodu, Genişletilmiş Lagrange metodu, Levenberg Marquardt ve Ceza fonksiyonu metodu gibi teknikler verilebilir (Gundes Bakir, 2008). Global teknikler, bir optimizasyon probleminin global minimumunu yakalayan ve yerel minimumlarda takılmayan tekniklerdir. Bunlara örnek olarak, benzetilmiş tavlama, genetik algoritmalar ve birleştirilmiş yerel minimize ediciler teknikleri sayılabilir. *Birleştirilmiş yerel minimize ediciler (Coupled Local Minimizers)* tekniğinde, birbirine bağlı ve aralarında bilgi alışverişi yapan pek çok paralel lokal optimizasyon koşuları yapan kooperatif bir arama mekanizması oluşturulur. Gradyan bilgisi kullanıldığından, yakınsama hızı yüksektir. *Genetik algoritmalar tekniği,* doğal evrime ve 'en iyi olanın yaşaması' konseptine dayanır. Türev bilgisi yerine, probabilistik arama esasına dayanır. Bu bakımdan pek çok fonksiyonun değerlendirilmesi gerekir. Simule Edilmiş Tavlama Metodu, bir katının ısısının erime

noktasına çıkarılıp daha sonra da da düşürülürken yaşadığı (ardışık termal denge) fiziksel olaylardan esinlenmiştir. Bu metodda türev bilgisi yerine, probabilistik arama esasına dayanır. Bu bakımdan pek çok fonksiyonun değerlendirilmesi gerekir.

Yukarıda iki kategoride tanımlanan optimizasyon yöntemleri arasındaki diğer bir fark da şudur: Global optimizasyon yöntemleri, her bir tasarım değişkeni için başlangıç değeri olarak pek çok sayıda değerden oluşan bir popülasyon atayabilir. Böylece farklı noktalardan başlayan optimizasyon işlemi, lokal minimalarda takılmaz, global minimayı tespit eder. Bu yöntemin olası dezavantajı ise, SE modeli güncellemesi tekniğinde büyük inşaat mühendisliği yapılarında uygulandığında, çok sayıda tasarım değişkeni hesabın içine gireceğinden, algoritmanın daha yavaş çalışması ve artan zaman sarfiyatıdır. Ayrıca bazı ağırlık katsayılarına yapılacak atamalara problem bazında karar vermek gerekmektedir. Bu da ayrı bir dezavantaj olarak değerlendirilmelidir. Bununla birlikte global optimizasyon teknikleri, orta ve ağır gürültülü ölçümlerde, lokal minimalarda takılmayacağından, sağlam ve güvenilir sonuçlar verebilir. İkinci kategorideki lokal optimizasyon yöntemleri, daha hızlı şekilde sonuca ulaşabilirler. Her bir tasarım değişkeni için mantıklı kısıtlar (alt ve üst limitler) atandığında lokal minimada takılmayıp, global minimayı tespit edebilirler. Lokal ve global optimizasyon yöntemlerinin artı ve eksileri ve hangisinin hangi problem için daha uygun olacağı vaka bazında değerlendirilmelidir. Minimizasyon işlemi yakınsaklıkla sonuçlandığı anda güncellenen model parametreleri, yapıda hasarın nerede ve ne derece olduğunu belirleyecektir.

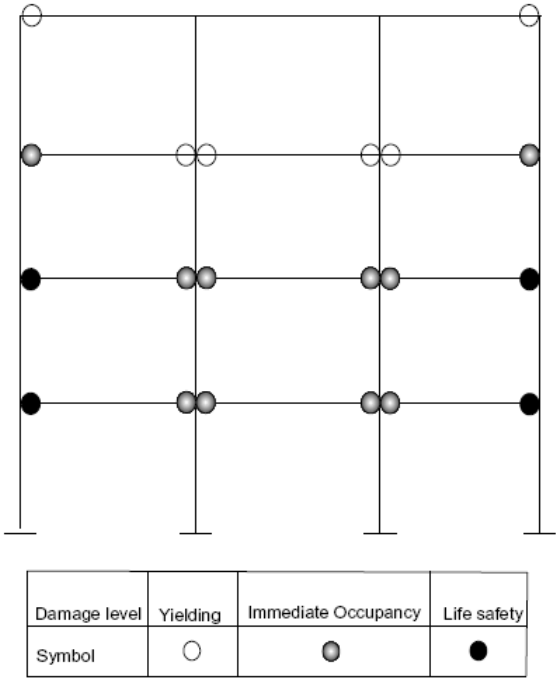
Literatürde, SEMGT daha ziyade köprüler üzerinde uygulanmıştır. Yazarın ortak olduğu bir çalışmada, Belçika'daki 50 yaşındaki Tilff köprüsünde SEMGT başarılı bir biçimde hasar tespiti için uygulanmıştır (Reynders ve diğ. 2007). Bu çalışmada, artık vektörü hesaplanırken, hem frekans ve mod şekilleri hem de optik fiber birim uzama sensörleri vasıtasıyla ölçülen birim uzamalardan hesaplanan modal eğrilikler dikkate alınmıştır. Sonuç olarak köprünün hasarlı olan bölümü başarı ile tespit edilmiştir.

Daha önce de belirtildiği gibi literaürde, SEMGT, daha ziyade kiriş ve köprü türü yapılarda uygulanmıştır. Ancak aynı teknik, yazar tarafından Bolu'da çok katlı tipik bir betonarme binaya uygulanmış ve hasarın varlığı, yeri ve derecesi başarı ile tespit edilmiştir (Gündeş Bakır ve diğ. 2007). Belirtilen çalışmada yakınsaklığı arttırabilmek için lokal bir optimizasyon tekniği olan Güvenlik Bölgeli Gauss-Newton tekniği SEMGT çerçevesinde başarı ile uygulanmıştır. Güvenlik Bölgeli Gauss Newton Tekniğinde, algoritma ilk olarak m_k gibi bir model fonksiyonu oluşturur. Bu model fonksiyonu o anki p_k noktası için gerçek amaç fonksiyonu f'ye çok yakın değerler vermektedir. Algoritma p_k 'yı çevreleyen bir güvenlik bölgesi oluşturur. Yeni iterasyon değeri, m_k yı güvenlik bölgesi içinde minimize ederek tespit edilir. Amaç fonksiyonu f'de yeterli düşüş olmazsa, altproblem, daha küçük bir güvenlik bölgesinde yeniden çözülür. Güvenlik bölgesi, Δ yarıçaplı bir daire biçimindedir ve tasarım değişkenlerini sınırlar $\|\boldsymbol{p}\| \leq \Delta$.

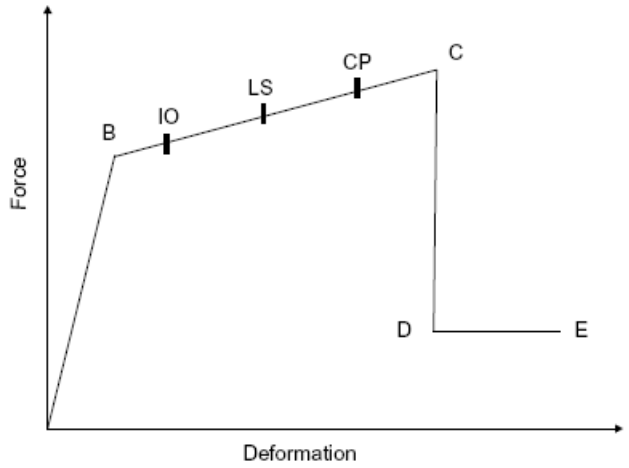
Yazar, global bir optimizasyon tekniği olan ve Suykens tarafından geliştirilen Birleştirilmiş Lokal Minimize Ediciler Tekniği'ni çok katlı bir betonarme binanın çerçeve modeline uygulamıştır (Gündeş Bakır, 2008). Yapının nonlineer dinamik analiz sonucu tespit edilen plastik mafsal yerleri Şekil 2'de, plastik mafsalların kuvvet-şekil değiştirme eğrisi Şekil 3'de görülmektedir. Yapıya gerçekçi bir hasar senaryosu uygulayabilmek amacıyla, nonlineer dinamik analiz sonuçlarına bağlı olarak parameterizasyon yapılmış ve güncellenecek parametreler seçilmiştir. Yapının deneylerden elde edilen modal parametrelerine yüksek oranda gürültü eklenmiş ve ağır gürültü altında güncellemenin güvenilir sonuçlar verip vermediği araştırılmıştır. Şekil 4 ve 5'de güncellemeden sonra elde edilen relatif frekans farkları ($\frac{\omega - \tilde{\omega}}{\tilde{\omega}}\%$) ve MAC (Modal emniyet kriterleri) gösterilmiştir. MAC aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanır:

$$MAC(\phi_i, \tilde{\phi}_j) = \frac{\left|\phi_i \tilde{\phi}_j\right|^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\tilde{\phi}_j^T \tilde{\phi}_j)} \quad (13)$$

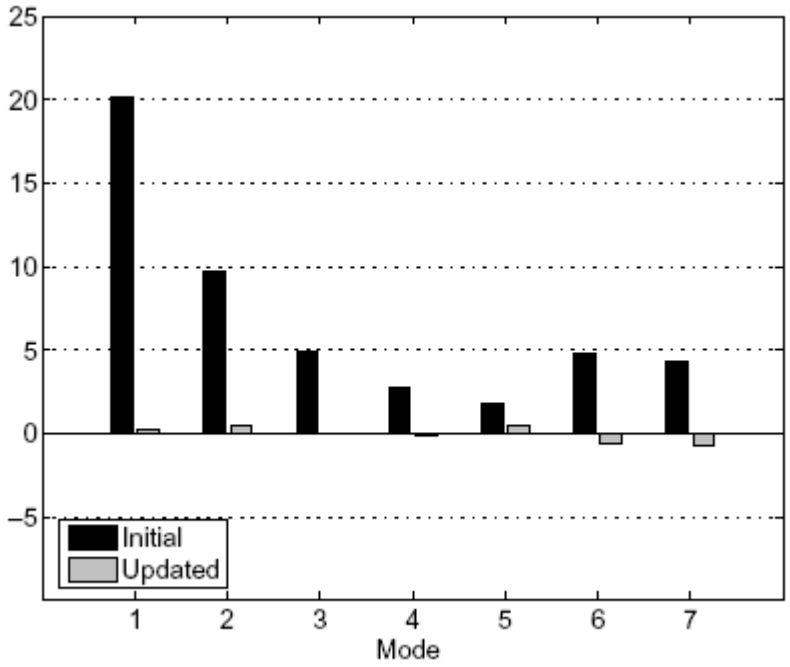
Eğer güncelleme başarılı olduysa, MAC'ın 1'e yaklaşması beklenir. Güncelleme başarısız ise MAC düşer. Şekilden de görüleceği üzere güncellemeden sonra hem frekanslarda hem de mod şekillerinde çok bariz ilerleme olmuştur ve hasarın yeri ve derecesi başarı ile tespit edilmiştir.



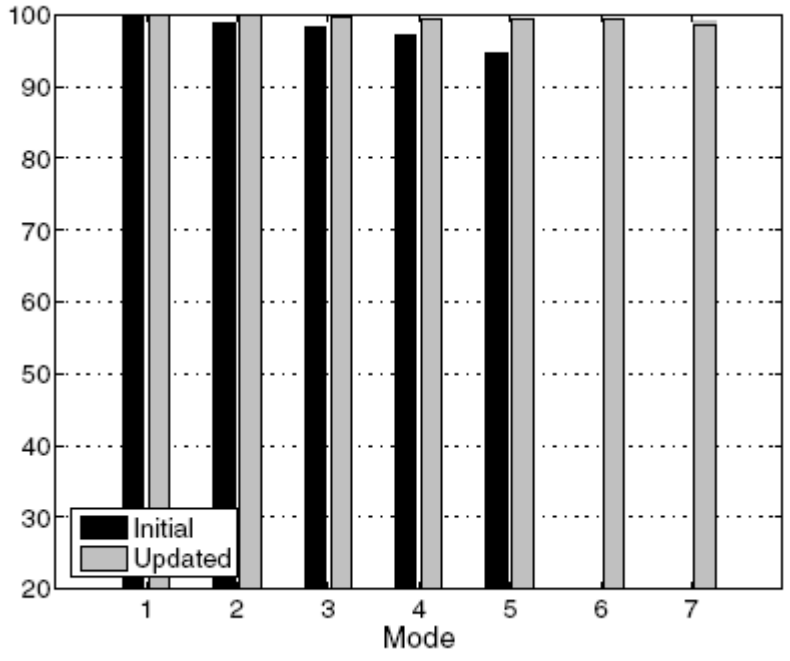
Şekil 2:SEMGT uygulanan betonarme çerçeve sistemin nonlineer dinamik analiz uygulanarak tespit edilen plastik mafsal yerleri. Beyaz halka akmayı, siyah halka can güvenliği performans seviyesini ve gri halka da hemen kullanım performans seviyesini göstermektedir (Gundes Bakir ve diğ., 2008).



Şekil 3: Plastik mafsallara ait kuvvet-deformasyon eğrisi. IO: Hemen kullanım performans seviyesi; LS: Can güvenliği performans seviyesi; CP:Göçmenin önlenmesi performans seviyesi; C: Göçme performans seviyesi



Şekil 4. Birleştirilmiş Lokal Minimize Ediciler Tekniği kullanılarak Numerik ve deneysel modlar arasında relatif frekans farkları. Başlangıç (siyah); güncellenmiş (gri) (Gundes Bakır ve diğ., 2008).



Şekil 5. Birleştirilmiş Lokal Minimize Ediciler Tekniği kullanılarak Numerik ve deneysel modlar arasında MAC. Başlangıç (siyah); güncellenmiş (gri) (Gundes Bakır ve diğ., 2008).

Yazarın danışmanlığında yürütülen iki yüksek lisans tezinde SEMGT çerçevesinde global optimizasyon tekniklerinden Simüle Edilmiş Tavlama Metodu (Avcı, 2008) ve Genetik Algoritmalar (Erdoğan, 2007) kiriş tipi yapılar üzerinde uygulanmıştır. Sonuçların karşılaştırılmasından Simüşle Edilmiş Tavlama Tekniğinin SEMGT çerçevesinde iyi sonuç vermediği, ancak Genetik Algoritmalar kullanılarak çok başarılı bir biçimde hasar tespiti yapılabildiği anlaşılmıştır.

SONUÇ

SEMGT günümüzde inşaat mühendisliği yapılarının hasar tespitinde sıklıkla kullanılan bir tekniktir. Bu bildiride, SEMGT açıklanmış, literatürden ve yazarın kendi uygulamalarından örnekler takdim edilmiş ve ilgili formülasyon verilmiştir. SEMGT daha önce de belirtildiği üzere kısıtlı bir optimizasyon problemidir. Literatürde hem lokal hem de global teknikler SEMGT kapsamında kullanılmıştır. Ancak, Güvenlik Bölgeli Gauss-Newton tekniği dışındaki lokal optimizasyon tekniklerinin SEMGT'de başarılı sonuçlar vermediği gözlemlenmiştir (Gündeş Bakır ve diğ., 2008). Global optimizasyon tekniklerinden Genetik Algoritmalar ve Birleştirilmiş Yerel Minimize Ediciler SEMGT çerçevesinde daha fazla zaman almalarına rağmen oldukça başarılı sonuçlar vermektedir. Global teknikler kullanılırken olabildiğince paralel hesaplama yapılması, hesap zamanında önemli tasarruflara sebep olacaktır. Kaldı ki gerek Genetik Algoritmalar gerekse Birleştirilmiş Lokal Minimize Ediciler Teknikleri, paralel hesaplama için çok uygundur.

Teşekkür

Bu çalışma, yazarın yürütücüsü olduğu 107M573 no'lu ve "Gerçek zamanlı sistem tanıma teknikleri ve sonlu eleman modeli güncellemesi yöntemleriyle mevcut binalarda hasar belirlenmesi" başlıklı TÜBİTAK projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

Avcı Y. (2008), 'Sonlu eleman modeli güncellemesi tekniğinde benzetilmiş tavlama algoritması kullanılarak mekanik sistemlerde hasar tespiti', Yüksek Lisans Tezi, Istanbul Teknik Üniversitesi.

Cornwell P, Doebling S, Farrar C. (1999), Application of the strain energy damage detection method to plate like structures. J Sound Vibr;224(2):359–74.

Deng L. and Cai CS., (2010), 'Bridge model updating using response surface method and the genetic algorithms', Journal of Bridge Engineering, 15(5), 553-64.

Doebling S, Farrar C. (1996), Computation of structural flexibility for bridge health monitoring using ambient modal data. In: Proceedings of the 11th ASCE engineering mechanics conference, Ft. Lauderdale, FL; p. 1114–7.

Doebling SW, Farrar CR, Prime MB, Shevitz DW.(1996), Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics. Technical Report LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory.

Erdoğan S. (2007), "Genetik Algoritmalar kullanılarak sonlu eleman modeli güncellemesi yöntemiyle hasar tespiti ve parameter belirlenmesi', Yüksek Lisans Tezi, Istanbul Teknik Üniversitesi.

Friswell, M., and Mottershead, J. ,(1995), *Finite element model updating in structural dynamics*, Kluwer Academic, Dordrecht, The Netherlands.

Gündeş Bakır P. (2008), "Numerical Optimization", Boğaziçi Üniversitesi ders notları.

Gündeş Bakır P., Alkan S. ve Eksioglu EM, (2011), ' A comparative study on the subspace based system identification techniques applied on civil engineering structures', Smart Structures and Systems, *An Int'l Journal* Vol. 7 No. 2.

Gundes Bakır P, Reynders E., and De Roeck G. (2007), 'Sensitivity based finite element model updating using constrained optimization with a trust region algorithm', *Journal of Sound and Vibration,* 305(1-2):211-25.

Gundes Bakır P, Reynders E., and De Roeck G. (2008), 'An improved finite element model updating method by the global optimization technique 'Coupled Local Minimizers'', Computers and Structures, 86(11-12), Pages: 1339-1352.

Imregun M, Visser WJ. (1991), A review of model updating techniques.Shock Vibr Digest 1991;23:9–20.

Levin RI, Lieven NAJ.(1998), Dynamic finite element model updating using simulated annealing and genetic algorithms. Mech Syst Signal Process;12(1):91–120.

Levin RI, Waters TP, Lieven NAJ. (1998), Required precision and valid methodologies for dynamic finite element model updating. J Vibr Acoust – Trans ASME;120(3):733–41.

Maeck J, Teughels A, De Roeck G. (2002), Damage assessment by FE model updating using damage functions. Comput Struct 80:1869–79.

Maia NM, M Silva JM, He J. (1997), Theoretical and experimental modal analysis. Somerset, England: Research Studies Press Ltd.

Pandey AK, Biswas M. (1994), Damage detection in structures using change in flexibility. J Sound Vibr;169(1):3–17.

Peeters B. (2000), *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*, PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.

Reynders E., De Roeck G., Gündeş Bakır P ve Sauvage C. (2007), "Damage identification on the Tilff bridge by vibration monitoring using optical fiber strain sensors", ASCE Journal of Engineering Mechanics, 133(2).

Rytter A. (1993), *Vibration based inspection of civil engineering structures*, PhD thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark.

Sohn H, Farrar CR, Hemez FM, Shunk DD, Stinemates DW, Nadler BR.(2003), A review of structural health monitoring literature: 1996–2001. Technical Report annex to SAMCO summer academy, Los Alamos National Laboratory, Cambridge.

Suykens JAK, Vandewalle J., De Moor B. (2011), "Intelligence and cooperative search by coupled local minimizers", Int J. Bifurc. Chaos, 11(8): 2133-44.

Teughels A. (2003), *Inverse Modeling of Civil Engineering Structures based on Operational Modal Data*, PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.

Teughels A. ve De Roeck G.(2004), 'Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating', Journal of Sound and Vibration, 278(3), 589-610.

Teughels A, De Roeck G. (2003), Damage assessment of the Z24 bridge by FE model updating. Key Eng Mater;245(2):19–26.

Teughels A, De Roeck G. (2005), Damage detection and parameter identification by FE model updating. Arch Comput Methods Eng;12(2):123–64.

Teughels A, De Roeck G, Suykens JAK. (2003), Global optimization by coupled local minimizers and its application to FE model updating. Comput Struct ;81(24):2337–51.

GLOBAL HASAR DEĞERLENDIRME PROGRAMI VE HAITI'DEKI YENIDEN YAPILANDIRMA STRATEJISI

GLOBAL DAMAGE ASSESSMENT PROGRAM AND RECONSTRUCTION STRATEGY IN HAITI

H. Kit Miyamoto[1], Amir S.J. Gilani[2], Ken Wong[3] and Yusuf Z. Gündoğdu[4]

ÖZET

Turkish Abstract: Ocak 2010 Haiti Depremi 230,000 kişinin ölümüne, 3,000,000 kişinin zarar görmesine, 200,000'den fazla yapının göçmesine veya hasar görmesine sebep olmuştur. Haiti Bayındırlık Ulaştırma ve Haberleşme Bakanlığı, Birleşmiş Milletler Proje Hizmetleri Ofisi, Pan Amerikan Kalkınma Vakfı, Dünya Bankası, ve ABD Uluslararası Kalkınma Ajansı benzeri görülmemiş bir deprem hasar değerlendirme projesi üstlenmiştir. Projenin üç esas amacı bulunmaktadır: (1) hızlı hasar değerlendirme, (2) yeniden-yapılandırma veritabanı geliştirme ve (3) Haiti mühendislerinin teknik kapasitesinin yükseltilmesi. Haiti yapılarına cevap verecek şekilde revize edilmiş bir ATC-20 teknik platformu geliştirilmiştir. Cep bilgisayarı tabanlı bilgi toplama teknikleri ve kalite kontrol kalite güvence programları uygulanmıştır. İncelemeleri yürütmek üzere yaklaşık olarak 250 Haiti'li mühendise eğitim verilmiştir. Haziran 2010'a kadar incelenen 130,000 yapıdan %46'sı güvenli (yeşil işaretli), %27'si sınırlı giriş (sarı işaretli) ve %24'ü girilmesi tehlikeli (kırmızı işaretli) olarak etiketlenmiştir. Bu veritabanı bir sonraki aşamada onarım incelemesi için kullanılmış olup…
Anahtar Kelimeler: 2010 Haiti Depremi, hasar değerlendirme, veritabanı geliştirme, yeniden yapılandırma

ABSTRACT

English abstract: The January 2010 Haiti Earthquake resulted in over 230,000 deaths, affected 3,000,000 people, caused the collapse or damage of over 200,000 structures. The Haitian Ministry of Public Works, Transport, and Communications—in coordination with the United Nations Office of Project Services, Pan American Development Foundation, World Bank, and U.S. Agency for International Development—undertook an unprecedented earthquake damage assessment project. The project has three major strategic goals: (1) rapid damage assessment; (2) reconstruction database development; and (3) upgrading technical capabilities of Haitian engineers. A modified ATC-20 technical platform, accounting for Haitian buildings, was developed. Personal digital assistant–based data collection techniques and quality-control quality assurance programs were implemented. Approximately 250 Haitian engineers were trained to conduct the surveys. Of over 130,000 structures assessed by June 2010, 46%, 27%, and 24% were classified as safe (green-tagged), limited entry (yellow-tagged), and unsafe to enter (red-tagged), respectively. This database was next used to develop repair assessment of yellow-tagged structures using and to prepare a reparability/reconstruction/demolition assessment of red-tagged structures. This program could be extended as a platform for seismic damage evaluation and reconstruction strategies to other parts of the world.
Keywords: 2010 Haiti Earthquake, Damage Assessment, Reconstruction

[1] President, Miyamoto International Inc., Pétion Ville, Haiti, KMiyamoto@miyamotointernational.com
[2] Sr. Associate, Miyamoto International Inc., Sacramento, USA, AGilani@miyamotointernational.com
[3] Principal, Miyamoto International Inc., Los Angeles, USA, KWong@miyamotointernational.com
[4] Principal, Miyamoto International Inc., Istanbul, Turkey, YZahit@fuji-miyamoto.com

INTRODUCTION

The 2010 Haiti Earthquake affected the lives of more than 3 million people. This paper presents the work performed by The Haitian Ministry of Public Works, Transport, and Communications (MTPTC) with assistance from international organizations, to assess the safety and reparability of the affected building inventory in Port-au-Prince and the affected communities..

In light of the enormity of the damage caused by the earthquake, the MTPTC developed the Bureau d'Évaluation Technique des Bâtiments (BETB), charged with the task of assessing damage to all buildings in the earthquake-affected areas, developing a criterion for repair and reconstruction, and providing quality control during reconstruction. With funding provided by the World Bank (WB), and U.S. Agency for International Development (USAID), field logistics provided by United Nations Office of Project Services (UNOPS), and The Pan American Development Foundation (PADF), and technical expertise provided by the authors, (Miyamoto International) (MI); the BETB embarked on an ambitious program to organize and train a cadre of approximately 250 Haitian national engineers to perform rapid evaluation of all affected buildings using the internationally accepted ATC-20 (ATC 2005) and FEMA 310 (FEMA 1998) methodology.

The authors led an intense four-day classroom session on the fundamentals of earthquake engineering and assessment for more than 600 applicants. Course work was followed by a written examination, from which approximately 250 candidates were selected as evaluators. Among these, 10 of the most qualified were selected as division leaders. Each division consisted of a division leader, four team leaders, and eight to ten evaluators, all taken from the ranks of the 250 trainees.

2010 HAITI EARTHQUAKE

The magnitude 7.0 Haiti Earthquake occurred at 1653 local time on Tuesday, 12 January 2010, with an epicenter located approximately 25 km west-southwest of the densely populated capital city of Port-au-Prince. This event caused shaking of Modified Mercalli Intensity (MMI) X in the city; see Figure 1 (USGS 2010). In the two weeks following the main event, at least 52 aftershocks in the magnitude range of 4.2 to 5.9 on the Richter scale were recorded.

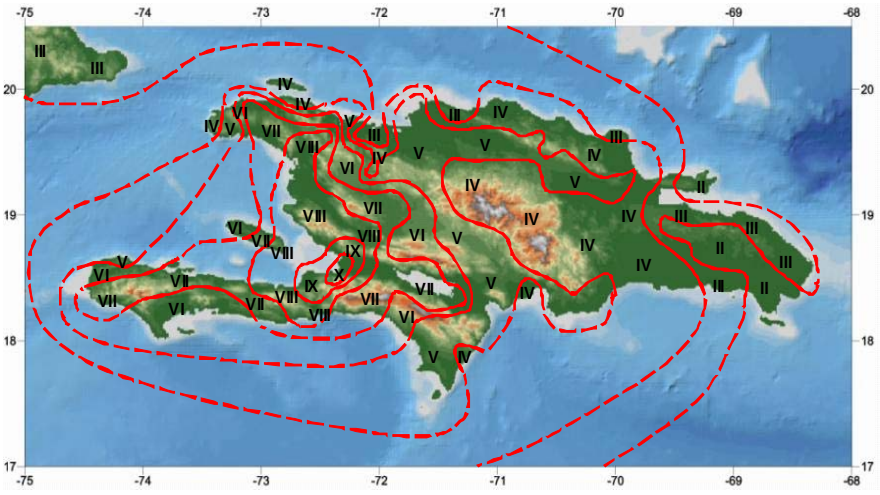


Figure 1. MMI Shaking In Haiti (USGS 2010)

The earthquake caused major damage to Port-au-Prince and the surrounding cities around the region. More than 200,000 structures had suffered damaged or had collapsed, including many essential buildings, most notable, the Presidential Palace, National Assembly Building, Port-au-Prince Cathedral, and the main Port-au-Prince jail. The headquarters of the United Nations Stabilization Mission in Haiti (MINUSTAH) also collapsed, killing many workers, including the mission's chief.

The Haitian government reported that more than 230,000 people died, 300,000 were injured, and 1.3 million were made homeless by the earthquake. Six months after the earthquake, more than 1.3 million people still lived in temporary camps many of which offer only minimal services and protection from natural hazards such as hurricanes, floods, and landslides (see Figure 2).



Figure 2. Temporary Camps.

Primary Causes of Observed Damage

This earthquake caused devastation that was significantly disproportional to its magnitude. If any resemblance of an international seismic design and construction had been implemented in Haiti, much of the life and economic loss could have been avoided. Observed factors that exacerbating this tragedy were the following:

- In Haiti, design and construction practices did considered earthquake forces. In addition, many engineers and contractors had neither education nor experience in any form of earthquake-resistant design methodology.
- Haiti lacked a seismic code.
- The past decade has seen rapid growth of low-income neighbourhoods because of migration into the city from outlying areas. In these neighbourhoods, unsafe housing had been built using substandard construction materials and practices.

The majority of the structures in Haiti are of a specific building type that is very susceptible to seismic damage. This building type used a variation of confined masonry construction comprising weak hollow concrete blocks (HCBs) with lightly reinforced and nonductile beams and columns. Minimal foundation design consideration was observed.

DAMAGE ASSESSMENT

Methodology

The evaluation method chosen for the damage assessment program was the ATC-20 (ATC 2005) Rapid Assessment Form; modifications were made to adapt the form to Haitian conditions and to provide more useful information to the MTPTC. This methodology, which was first developed in California in the 1980s, has been used successfully for evaluation after many major earthquakes in the United States, such as after the Loma Prieta earthquake of 1989 and the Northridge earthquake of 1994. The Rapid Assessment Form allows evaluators to characterize buildings in one of three

ways: “Inspected” (also known as “green-tagged”), meaning that the building is structurally acceptable and may be occupied full-time; “Restricted Entry” (or “yellow-tagged”), meaning that the building should not be occupied for extended periods and that parts of the building might be considered off-limits; or “Unsafe” (or “red-tagged”), meaning that the building cannot be safely inhabited. The form was modified to provide evaluators with a checklist of Earthquake Vulnerability Factors per FEMA 310 (FEMA 1998), which has allowed evaluators to list the features of each structure that would make it more prone to earthquake damage.

One important consideration that was stressed to the evaluators is that while the three-color evaluation system provides an understanding of the hazard associated with a building at the time of the evaluation, it does not state whether a building must be demolished. Some buildings given “Unsafe” ratings are considered repairable, but the nature of the damage has rendered them hazardous to occupy until repairs can be completed. In the same way, the “Inspected” rating does not guarantee that a building will not be seriously damaged in the event of future earthquakes. If another major event of equal or greater magnitude were to take place along a section of the fault closer to the city, damage would in all likelihood be much more widespread. In general, the nature of local design and construction in Haiti is such that nearly all buildings can be considered seismically hazardous.

One key feature of the process has been the use of Personal Digital Assistant (PDA)s with Global Positioning System (GPS) capability to aid in performing the evaluations. The PDAs are preloaded with the modified ATC-20 Damage Assessment Form, and evaluators fill out the forms electronically during the course of each assessment. At the end of the day, all information from the more than 150 PDAs is uploaded on to a main server. Because some of the street layout of Port-au-Prince are unmapped and many residences have no addresses, the GPS coordinates of each structure have been used as the primary means of identification. The use of GPS has also proved to be an invaluable tool in developing overall damage maps and a reconstruction strategic plan.

Evaluations have been performed systematically, with each division given the responsibility to evaluate all the structures in a given zone each day. Zones are determined by MTPTC using aerial maps, which are updated daily to show the status (green, yellow, red) of each evaluated structure. As each zone is completed, new ones are assigned.

As the program evolved, and as additional funding became available through USAID and PADF, the original 10 teams were expanded to 17. With all 17 teams working at capacity, it was possible to assess more than 3,000 structures daily. The initial target of 100,000 structures evaluated was met on 31 May 2010, and by 15 June 2010, 132,662 buildings had been assessed.

Typical Building Properties

Although the buildings observed have displayed a wide variety of sizes, virtually all were constructed using a similar structural system: a cast-in-place concrete gravity frame with unreinforced HCB infill panels acting as incidental infill shear walls.

In such structures, the concrete floor and roof slabs are supported by lightly reinforced concrete columns, sometimes as small as 150 mm on one side. Floor and roof framing consists in some cases of a grid of concrete joists framing between the beams; voids between the joists are formed using HCBs as stay-in-place forms. Exterior wall cladding and interior partition walls universally consisted of HCBs joined with cement mortar. These infill wall panels effectively served as the seismic-force-resisting system; however, there has typically been no evidence of any system intentionally designed for that purpose. Buildings typically have lacked a seismic load path; in other words, they do not appear to have a system by which inertial forces generated in one portion of the structure could be transferred to other parts of the structure and then to the ground. In seismic zones, this load path commonly comprises diaphragms, collector elements such as chord and drag reinforcing, special vertical reinforcing at shear wall corners, and doweling between the walls and surrounding elements. None of these were observered the vast majority of buildings.

Concrete gravity frames have displayed numerous design and construction practices that would be considered defective by international standards, particularly in seismic zones. Figure 3 through Figure 6 show some of the common seismic deficiencies.



Figure 3. Beam With Exposed Reinforcement.



Figure 4. Poor Concrete Consolidation İn Column.



Figure 5. Overhanging Upper Floor.



Figure 6. Poor Workmanship İn Unreinforced HCB Wall.

Observed Deficiencies Of Reinforced Concerete Members

The design deficiencies include the following:

- Use of smooth reinforcing bars. Typically these were sized at 6 mm diameter.
- Lack of column confinement reinforcing. Where confinment ties were observed, the ties were loosley spaced and were of the wire variety.
- Inadequate lap splices and rebar development.

The construction defects consist of the following:

- Segregation, voids, and rock pockets evident in finished concrete, particularly in columns and at construction joints
- Exposed rebar, poor aggregate shape and grading
- Poorly located construction joints, and paper and other debris left in joints; formwork embedded in finished concrete
- Out-of-plumb columns.

Observed Deficiencies Of Masonry Construction

Typical Haitian masonry construction had numerous defects, including irregular coursing, missing or inadequate vertical mortar joints, inadequate horizontal joints, poor material quality, and extensive use of broken block. These conditions have been commonly found in nearly all buildings,

regardless of age, size, or number of stories. These design and construction practices led to a combination of heavy buildings with little lateral strength and essentially no post-yielding capacity, and were key factors in the vast majority of failures observed.

BUILDING DAMAGE SUMMARY AND ANALYSIS

By 15 June 2010, 130,000 buildings have been assessed. The damage from this population sample is presented in this paper. Data from the complete population sample of 410,000-surveyed building is currently being analyzed and the results will be presented at a later date.

Summary Data

Table 1 summarizes the number and the median (50th percentile) damage estimate for the population sample. As indicated in the table, the median damage estimate for buildings in all assessment categories was in the 1% to 10% damage range. Forty-eight percent is building stock that is undamaged and safe to use. Twenty-eight percent has moderate damage and most likely can be repaired. These numbers are significant, because they indicate that 76% of buildings affected by the earthquake can be immediately occupied or repaired with relative ease.

The majority of damaged and collapsed buildings are localized in the low-lying districts west of the airport, which includes downtown Port-au-Prince, Nazon, Turgeau, Canape Vert, Carrefour, and the lower portion of Delmas. By contrast, more southerly and easterly regions, in particular Juvenat and Pétionville, suffered much lighter damage. The difference in damage levels is mainly a result of soft-soil amplification. Softer soil is found in many of the highly-damage areas.

Table 1. Summary Data For Damage Assessment.

Category	Green- tagged	Yellow- tagged	Red- tagged
Number of structures	62,000	36,000	32,000
Percentage	48%	28%	24%
Median damage estimate	0–1%	1–30%	60–100%

Damage Classification

By far, the most common damage observed among the buildings evaluated has been cracking or collapse of the HCB walls, which is a natural consequence of both the lack of reinforcing and poor material quality, (see Table 2). Among the buildings evaluated, moderate or serious wall cracking was cited in nearly 56,000 cases. Wall collapse was noted in slightly more than 40,000 cases. Cracking was observed to be most widespread in the lower levels of multistory buildings, where shear forces were the highest. The next most common damage mode was either cracking or crushing failure of concrete columns. Soft-story conditions were observed to be a major contributor to column bending and shear failures.

Table 2. Damage Types Found In Greater Port-au-Prince Area.

Damage Classification	Moderate	Serious
Column cracking or spalling	15,468	15,762
Slab, beam, joist cracking or spalling	12,360	11,715
Ground movement or cracking	12,124	6,204
Exterior, interior wall collapse	20,952	19,536
Exterior, interior wall cracking	30,207	25,711
Parapet, canopy, deck, stair damage	10,479	10,281

Damage By Building Occupancy

Overall damage did not vary significantly between building occupancies, but some trends can be seen from the data. The vast majority of buildings evaluated, nearly 95%, were residential structures. These structures varied widely in quality of construction, and ranged from large, engineered mansions to improvised shacks. Table 3 presents the distribution of damage for various building occupancies. Examination of data in this table shows the following:

- Commercial/industrial, healthcare, and civic buildings, which are often larger engineered structures, had better performance overall, with 52% to 57% of these building types being green-tagged, as opposed to 48% for single-family housing.
- The performance of essential facilities such as hospitals and public-safety facilities was not adequate. In healthcare, for example, the damage rate corresponds to a loss of healthcare capacity of approximately 44% immediately after the earthquake, a time when this capacity is needed most.
- The best overall performance (as measured by the largest percentage of green-tagged buildings) was experienced not by essential facilities (such as hospitals and police and fire stations), but by commercial/industrial facilities.
- One alarming finding was that one of the worst performance among occupancy types was experienced by schools with only 44% of the structures being green tagged.

Table 3. Damage Classification For Various Occupancy Types.

Building Occupancy	Green-tagged	Yellow-tagged	Red-tagged
Single-family residential buildings	48%	27%	25%
Multifamily residential buildings	45%	32%	23%
Schools	44%	34%	22%
Healthcare buildings	56%	25%	19%
Civic/public-safety facilities	52%	30%	18%
Commercial/industrial facilities	57%	24%	19%
Other	51%	32%	17%

Damage By Number Of Stories

In general, among the structures evaluated, building performance (as measured by the percentage of red-tagged structures in each group) was progressively worse as building height increased, and tall buildings were much more prone to severe damage. Of the buildings that were four stories or more in height, 44% were red-tagged; versus 24% for one-story buildings. In other words, the potential for catastrophic failure or collapse is almost twice as high for four-story or taller buildings than for one-story buildings.

Table 4. Damage Classification For Various Number Of Stories.

Building Occupancy	Green-tagged	Yellow-tagged	Red-tagged
One	49%	27%	24%
Two	46%	29%	25%
Three	36%	29%	35%
Four and more	30%	26%	44%

REPAIR AND RECONSTRUCTION

Yellow-Tagged Buildings

A significant number of buildings with HCB and masonry construction have suffered HCB cracking damage. The preferred repair method is placing of horizontal and vertical reinforcement in the HCB walls, and using superior concrete mortar mix and masonry blocks. This is one of the procedures discussed in ASTM (1993). This method was selected as the primary approach for the repairing of failed HCB due to good earthquake performance, economic benefits, and the presence of locally available labor and material for implementation. To demonstrate its efficacy, a sample zone has been selected and is undergoing reconstruction before the effort is extended to broader areas of the country.

The assessment of data shows that approximately 27% are classified as yellow-tagged. These structures must be repaired expediently using safe earthquake engineering techniques to help reduce the number of people living in temporary camps.

Unfortunately, there is ample evidence of reconstruction and repair of these collapsed or damaged structures using pre-earthquake, unsafe methods. Such an approach would place the lives of the citizens of Haiti at risk again in the event of another large earthquake. Therefore, it is imperative to use an improved and safe repair and reconstruction plan that focuses on techniques, quality-control quality assurance (QC-QA), and an approval and review mechanism to reduce future life-safety risk. The proposed plan comprises the following components:

- Develop cost-effective and simple repair methodologies for typical residential buildings. The platform uses the existing research undertaken at leading technical research institutes that focus on these and similar types of construction as described previously.
- Develop guidelines and programs to communicate and train contractors and communities to repair and reconstruct residential structures. A simple illustrated guideline and training program was developed based on the information listed above. This guideline and training program has been developed for community implementation.
- Develop a repair assessment method and construction inspection plan. PDA-based repair assessment and QA was developed.
- Develop community-based reconstruction strategic plans based on the damage assessment database. The damage assessment database and the field knowledge developed during the assessment will be used to create a reconstruction strategic plan for each community. This plan will include possible total reconstruction areas, utilities requirements, and the cost of reconstruction and repair.
- Develop and implement a project communications program for the repair guidelines. A mass media, strategic public communications campaign will be initiated using the available modes of communication (including radio and community meetings) to inform the public about the reconstruction plan and promote the use of improved repair and reconstruction methods.

Red-Tagged Buildings

The non-collapsed structures will be assessed in detail to confirm their red-tagged status and reparability. If the red-tagged structures are evaluated as feasible for repair, a repair assessment program will be conducted on the structure. If the red-tagged status and condition as infeasible for repair are confirmed, then the following data is recorded:

- Classification of demolition. The demolition will be classified into one of the four groups listed in the following section and information will be recorded to document the reasoning behind the qualification.
- Means and method of demolition. Given the classification of the demolition, on-site recommendations will be recorded on the means of demolition and the type of equipment and personnel that would be required for a removal.
- Quality of site access. The quality of access to the site will be determined; for example, what type of construction and demolition equipment can be brought to the site, if any, and whether the site allows for debris-hauling equipment. In addition, it will be determined whether the site would allow access for implementing the demolition requirements listed in the next section.
- Estimation of debris volume. An estimate of the volume of debris that would be generated after the demotion is completed will be identified.
- Means and methods of debris removal. Given the volume and type of debris, on-site recommendations will be recorded on the type of debris removal and equipment needed to achieve such a task.
- Identification of T shelter requirements. Given the size of the site and the number of tenants that the building had, an estimate will be made of the size and number of temporary shelters and housing that would be required until a new replacement structure had been erected.
- Identification of natural- and geohazard conditions. An estimate of flood hazards and geohazards at the site will also be made. This estimate involves documenting any unusual site conditions, including flooding potential; noting any peculiarities about the site that have amplified the response; and noting other hazards such as slope stability and proximity to fault. This data will then help engineers in the next phase of the reconstruction effort

Classification Of Demolition

During the detailed red-tagged structure evaluation, the engineers will also assess and document the means by which the building could be demolished. Four categories will be used:

- None or Minor. These buildings collapsed completely, essentially turning into rubble. No or only minor demolition or structural removal is required. The only task remaining is the debris removal and cleaning of the site.
- Simple. These buildings are typically one story tall and still have some small parts still standing. However, the remaining portions can be dismantled and removed by hand crews using simple hand tools. No engineering technical support is needed because the remaining structure does not present a life-safety hazard to the crew removing it.
- Medium. These structures are typically two to three stories tall and have experienced partial collapse at some levels. They require engineering expertise to safely remove the remaining portions of the units.
- Complex. These groups of buildings are typically tall and have experienced collapse of floors at intermediate levels. The buildings are still standing. The removal of these buildings should be undertaken by construction and demolition specialists who have the experience, technical support, and heavy equipment required to remove the buildings safely and incrementally.

Quality Management

Ten engineering divisions (150 national engineers) are to be deployed as part of the repair assessment program and another 10 engineering divisions should be deployed for a red-tagged structure assessment program to conduct detailed engineering assessment of 200,000 damaged structures for reconstruction within a reasonable time frame. The repair assessment program was initiated in Delmas 32 in August 2010.

The QC program will support yellow- and red-tagged structure assessment and reconstruction programs. The QC-QA program includes:

- QC of yellow- and red-tagged structure assessment programs. A construction-quality monitoring platform has been developed and a PDA-based monitoring tool is being implemented for yellow-tagged structure repair and reconstruction. This tool should also be used to provide a construction QA process. A similar tool will be developed for new construction.

These programs are critical activities for reconstruction. The authors have found that many Haitian engineers are more than capable of being trained in and implementing these yellow- and red-tagged structure programs with a proper QA program. This QC-QA program is also an integral part of the capacity development program in Haiti. Trained and experienced engineers from damage assessment, yellow-tagged structure assessment, and red-tagged structure assessment programs should be brought over to the QC-QA programs

CONCLUSIONS

The 2010 Haiti Earthquake once again revealed the vulnerability of unreinforced masonry and nonductile concrete construction to earthquake damage. The problem was more severe in Haiti due to the countries unpreparedness for a major earthquake. To address the special circumstances and damage assessment in Haiti, an international and national partnership was formed, and it focused on inspection and reconstruction. This effort showed that:

- An innovative assessment approach that relies on the expertise of international engineers to train national engineers in using state-of-the-art technology—such as ATC-20 and FEMA 310 protocols, PDAs, and GPS—is effective for rapid assessment and data collection.
- Such an event provides a unique opportunity to collect field data and to develop fragility functions for various building types, occupancies, and construction.
- Using a rapid assessment program as a database for reconstruction is an effective methodology. The methodology developed in Haiti can be implemented in other parts of the world as an effective damage assessment and reconstruction method.

Acknowledgement

UNOPS and PADF are valuable partners for this program. Their leadership and understanding of Haiti has been fundamental to the success of this project. The financial contribution by WB and OFDA/USAID are acknowledged.

The authors express gratitude to the management and staff of MTPTC, including: Mr Jacques Gabriel (The Minister), Mrs. Viviane St Dic (Chief of Staff), Mr Evelt Eveillard (General Director), Mr Alfred Pierre, (Director of Public Work) and, Mr Raymond Hygin (Assistant Director of Public Work).

The work described in this paper would not have been possible without the tireless efforts of the 250 Haitian engineers that participated in this unprecedented task. Similarly, the efforts of the many engineers from the US and International offices of the Miyamoto International who have spent many months in Haiti participating in this program are recognized.

Most important of all, the authors wish to acknowledge the people of Haiti. Their resiliency, hospitality, and courage are remarkable. They never quit hoping and smiling in the face of the most severe disaster any human has ever had to endure. They are an incredible group of people.

REFERENCES

Applied Technology Council (ATC), 2005. ATC-20: Set Procedures For Post Earthquake Safety Evaluation Of Buildings & Addendum, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

American Society for Testing and Materials (ASTM), 1993. Masonry: Design and Construction Problems Repair, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) 1998, Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

United States Geological Survey (USGS), 2010. The Modified Mercalli Intensity Scale Webpage, http://earthquake.usgs.gov/learn/topics/mercalli.php.

KUVVETLİ YER HAREKETİ ŞİDDET ÖLÇÜTLERİ VE YAPISAL DAVRANIŞ PARAMETRELERİ ARASINDAKİ KORELASYONLAR

CORRELATIONS BETWEEN GROUND MOTION INTENSITY MEASURES AND STRUCTURAL RESPONSE PARAMETERS

Ufuk HANCILAR[1] ve Eser ÇAKTI[2]

ÖZET

Bu çalışmada, kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri ve yapısal davranış parametreleri arasındaki korelasyonlar, çok serbestlik dereceli yapıların gerçek deprem kayıtları altında doğrusal olmayan dinamik analizleri yardımıyla ortaya konmaktadır. Bu amaçla, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'ye göre tasarlanmış, 5, 10, 15 ve 20 katlı, moment aktaran betonarme düzenli çerçeveler üzerinde parametrik bir araştırma yapılmıştır. Binalar, R=2, 4 ve 6 olmak üzere farklı dayanım azaltma katsayılarına göre tasarlanmışlardır ve toplam 12 farklı jenerik bina üzerinde çalışılmıştır.Toplam 734 yatay ivme kaydı altında doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Yer hareketi şiddet ölçütleri olarak; en büyük yer ivmesi, en büyük yer hızı, en büyük yer deformasyonu, spektral ivme, spektral hız, spektral yerdeğiştirme, Arias şiddeti ve yığışımlı mutlak hız ve, yapısal davranış (mühendislik talep) parametreleri olarak; maksimum kat yerdeğiştirmeleri, maksimum katlar arası göreli öteleme oranları, maksimum kiriş uç plastik dönmeleri ve maksimum kat ivmeleri gözönünde bulundurulmaktadır. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarının istatistiki olarak proses edilmesiyle, yer hareketi şiddet ölçütleri ve yapısal davranış parametreleri arasındaki en iyi korelasyonlar ve yapısal davranışı yer hareketi şiddet ölçütüne bağlı olarak tahmin etmeyi sağlayan fonksiyonlar hesaplanır. Bu iş, parametrik olmayan istatistiksel yaklaşım ile yani regresyon analizleri ile yapılır. Daha sonra, bulunan en iyi korelasyonlara log-normal dağılım esasına dayanan parametrik istatiksel yaklaşım uygulanır ve medyan yapısal davranış tahmin fonksiyonları elde edilir. Parametrik yaklaşımla elde edilen tahmin fonksiyonları ile parametrik olmayan yaklaşımla elde edilen medyan tahmin fonksiyonları birbirleriyle kıyaslanarak kontrol edilirler.
Anahtar Kelimeler: Doğrusal olmayan dinamik analiz, kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri, yapısal davranış parametreleri, korelasyon.

ABSTRACT

In this study, correlations between ground motion intensity measures and structural response parameters through nonlinear dynamic analyses of multi-degree-of-freedom (MDOF) structures under real earthquake recordings are presented. For this purpose, a parametric investigation on reinforced concrete buildings is carried out. The building groups are 5-, 10-, 15- and 20-story reinforced concrete, code-conforming, regular moment-resisting frames. They are designed for different strength reduction factors, e.g. R=2, 4 and 6. Hence there are 12 buildings under consideration in total. The input ground motion dataset consist of 734 horizontal components of earthquake accelerograms. As for the ground motion intensity measures (IM), peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), peak ground displacement (PGD), spectral acceleration ($Sa(T_1)$), spectral velocity ($Sv(T_1)$) spectral displacement ($Sd(T_1)$), Arias intensity (AI) and cumulative absolute velocity (CAV) are considered. As for the engineering demand parameters (EDP), maximum floor displacements

[1] Dr., European Commission, Joint Research Centre (EC-JRC), European Laboratory for Structural Assessment (ELSA), Ispra-Italy, ufuk.hancilar@jrc.ec.europa.eu
[2] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Çengelköy-İstanbul, eser.cakti@boun.edu.tr

(MFD), maximum inter-story drift ratios (MIDR), maximum plastic end rotations of beams (MPR) and maximum floor accelerations (MFA) are chosen. The best correlations between ground motion and structural response parameters are provided and the functions to predict the structural response via ground motion intensity measure are computed. This is done by non-parametric statistical approach, i.e. regression analysis. Then a parametric statistical evaluation procedure based on a log-normal distribution assumption is applied to the best correlations and median prediction functions are obtained. In order to make a cross-check, the prediction functions resulting from non-parametric evaluation are compared to the median prediction functions obtained from the parametric method.
Keywords: Nonlinear dynamic analysis, ground motion intensity measures, engineering demand parameters, correlations.

GİRİŞ

Şiddetli bir yer sarsıntısının yapıları inelastik deformasyonlar yapmaya zorlama olasılığının yüksekliği gözönünde bulundurulduğunda, doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri günümüz tasarım ve performans değerlendirme şartname ve yönetmeliklerinde gittikçe daha fazla yeralmaya başlamıştır. Deprem ivme kayıtları kullanılarak yapılan bu analizlerden hem modern mühendislik yapılarının tasarımında hem de mevcut yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesinde sıklıkla yararlanılmaktadır. Öte yandan, yapısal davranışın doğrusal olmayan dinamik analizler yardımıyla sağlıklı bir şekilde değerlendirilebilmesi kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri ile yapısal davranış parametreleri arasındaki korelasyonların karakterizasyonunu gerektirmektedir. Bir depremin yapıda doğurduğu etkiler ile kaydedilmiş bu yer hareketinin en çok hangi parametreleri arasında ilişkiler olduğunu anlayabilmek gittikçe önem kazanmaktadır. Eğer kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri ile yapısal davranış parametreleri arasındaki ilişkiler ortaya konur ve en iyi korelasyonlar önceden bilinirse, analizlerde girdi olarak kullanılacak deprem ivme kayıtlarının seçimi ve ölçeklendirilmesi daha kolay ve etkin bir şekilde yapılabilir. Bu korelasyonlar gözönünde bulundurularak ivme kayıtlarının seçilmesi halinde, analiz sonuçlarında ortaya çıkabilecek saçılım azaltılarak yapısal davranış parametresinin ortalama veya medyan değerleri daha sağlıklı bir şekilde hesaplanabilir.

Bu çalışmanın amacı; kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri ve yapısal davranış parametreleri arasındaki korelasyonların, çok serbestlik dereceli yapıların gerçek deprem kayıtları altında doğrusal olmayan dinamik analizleri yardımıyla bulunmasıdır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'ye göre tasarlanmış, 5, 10, 15 ve 20 katlı, moment aktaran, betonarme düzenli çerçevelerin, R=2, 4 ve 6 olmak üzere farklı dayanım azaltma katsayılarına göre tasarlanmış toplam 12 varyasyonu üzerinde çalışılmıştır. Yer hareketi şiddet ölçütleri olarak; en büyük yer ivmesi (PGA), en büyük yer hızı (PGV), en büyük yer deformasyonu (PGD), spektral ivme ($S_a(T_1)$), spektral hız ($S_v(T_1)$), spektral yerdeğiştirme ($S_d(T_1)$), Arias şiddeti (AI) ve yığışımlı mutlak hız (CAV) ve yapısal davranış (mühendislik talep) parametreleri olarak ise; maksimum kat yerdeğiştirmeleri (MFD), katlar arası maksimum göreli öteleme oranları (MIDR), maksimum kiriş uç plastik dönmeleri (MPR) ve maksimum kat ivmeleri (MFA) gözönünde bulundurulmaktadır.

Bu konferans bildirisinde sayfa sınırlaması nedeniyle çalışma bir özet olarak sunulmaktadır. Okuyucu, doğrusal olmayan yapısal davranışın modellenmesi ve dinamik analizler ile uygulanan istatistiksel metotlar hakkında daha kapsamlı bilgi için Hancılar (2009) kaynağına başvurabilir.

YAPISAL SİSTEMLER, ANALİTİK MODELLEME VE İVME KAYITLARI

Çalışmada Kullanılan Jenerik Binalar

5, 10, 15, 20 katlı, beş açıklıklı, betonarme düzlem çerçeveler kullanılmıştır. Her binada kat yüksekliği olarak 3 m. ve açıklık genişiliği olarak 5 m. seçilmiştir. Binalar; düşük, normal ve yüksek olmak üzere üç farklı süneklik seviyesine göre tasarlanmışlardır. Bu şekilde, farklı periyotlarda ve farklı dayanım seviyelerindeki yapılar üzerinde parametrik bir çalışma

gerçekleştirmek hedeflenmiştir. Binaların ilk üç hakim moduna ait doğal titreşim periyotları Tablo 1'de verilmektedir.

Tablo 1. İlk üç hakim moda ait doğal titreşim periyotları

Periyot (s)	5 Katlı			10 Katlı			15 Katlı			20 Katlı		
	R=2	R=4	R=6	R=2	R=4	R=6	R=2	R=4	R=6	R=2	R=4	R=6
T_1	0.55	0.63	0.65	1.04	1.16	1.24	1.43	1.6	1.71	1.8	2.0	2.15
T_2	0.19	0.21	0.22	0.38	0.42	0.44	0.53	0.59	0.62	0.67	0.75	0.80
T_3	0.11	0.12	0.12	0.23	0.25	0.26	0.32	0.35	0.37	0.40	0.45	0.47

Tablo 2. Kolon ve kiriş boyutları ve malzeme karakteristikleri

Bina	Kat Seviyesi	Kolonlar (cm)	Kirişler (cm)	Beton f_c' (MPa)	Çelik f_y (MPa)
5 Katlı	1 - 5	50 x 50	30 x 60	25	420
10 Katlı	1 - 4	60 x 60	30 x 60	25	420
	5 - 8	50 x 50			
	9 - 10	40 x 40			
15 Katlı	1 - 4	70 x 70	30 x 60	30	420
	5 - 8	60 x 60			
	9 - 12	50 x 50			
	13 - 15	40 x 40			
20 Katlı	1 - 4	80 x 80	30 x 60	35	420
	5 - 8	70 x 70			
	9 - 12	60 x 60			
	13 - 16	50 x 50			
	17 - 20	40 x 40			

Binaların tasarımında, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'ye göre 1. derece deprem bölgesi ve Z3 zemin sınıfı için tanımlanan %5 sönüm oranlı ivme spektrumu esas alınmıştır. Azatılmış ivme spektrumundan elde edilen deprem kuvvetlerinin düşey yüklerle kombinasyonları altında mod birleştirme yöntemi kullanılarak tasarıma esas kuvvetler hesaplanmıştır. İteratif bir tasarım prosedürü izlenerek ve kuvvetli kolon-zayıf kiriş ilkesine dayanarak kolon ve kiriş boyutları ile gerekli donatı miktarları hesaplanmıştır. Her binanın kolon ve kiriş boyutları ile seçilen beton ve çelik dayanım değerleri Tablo 2'de verilmektedir.

Analitik Modelleme

Binaların sonlu elemanlar ile modellenmesi OpenSees v2.0 (Open System for Earthquake Engineering Simulation, McKenna vd., 2008) yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, iki düğüm noktalı çubuk elemanlar kullanılmıştır ve kat seviyelerindeki tüm düğüm noktaları döşeme diyaframıyla birlikte sonsuz rijit kabul edilmiştir. Ölü ve haraketli yüklerin kombinasyonundan (G + 0.3Q) oluşan kat kütleleri düğüm noktalarına atanmıştır.

Kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde, sırasıyla, OpenSees yazılım kütüphanesinden seçilen 'beamWithHinges' ve 'nonlinearBeamColumn' elemanları kullanılmıştır. 'beamWithHinges' elemanlarının çalışma prensibi iteratif fleksibilite

formulasyonuna dayanmakta ve plastik mafsalların kirişin her iki ucundaki belli uzunluktaki bölgelerde oluşacağını kabul etmektedir. Plastik mafsal özellikleri; çubuk elemanları oluşturan liflerin gerilme-şekildeğiştirme karakeristiklerinden gelmektedir. İnelastik deformasyonların sadece elaman uçlarındaki belli bir uzunluk boyunca tayin edilmiş kesitlerde meydana geleceği kabulü yığışımlı plastikleşme yaklaşımının bir dezavantajı olarak söylenebilir. Nitekim, bu kabül moment aktaran çerçevelerin alt katlarındaki kesitlerde geçerli iken üst kat kesitlerinde plastik mafsallaşmanın kesit uzunluğu boyunca oluşması ihtimali vardır. Bu duruma, özellikle düşey ve deprem yükleri kombinasyonlarının kolon uçlarından uzaklarda plastik mafsallaşmaya sebep olduğu üst kat kolonlarında rastlanılmaktadır (Filippou and Fenves, 2004). Kolonların modellenmesinde kullanılan 'nonlinearBeamColumn' elemanlarının çalışma prensibi ise iteratif kuvvet formulasyonuna dayanmakta ve plastikleşmenin eleman uzunluğu boyunca oluşabilmesini esas almaktadır. Bu elemanlarda moment-dönme ilişkileri, eleman boyunca atanan 'integrasyon kontrol noktaları'nın yardımıyla kesit boyunca hesaplanmaktadır. Kesit iç kuvvetlerinin integrasyonuyla eleman deformasyonlarının hesaplanmasında, 'Gauss-Radau' (Jamei et al., 2005) kuralından yararlanılmaktadır.

Kiriş ve kolonları modellemede kullanılan çubuk elemanlar liflerden oluşmaktadır. Bu vasıtayla histeretik davranış, malzeme özellikleri ve kesitin moment-eğrilik ilişkisine bağlı olarak otomatik olarak hesaba katılmaktadır. Betonarme bir kesitte donatıların alanını ve dağılımını iyi modelleyebilmek önemlidir çünkü kesitin histeretik davranışı donatı çubuklarının davranışıyla ilişkilidir. Liflerle modellenen bir betonarme kesitte; donatı çeliği, çekirdek ve kabuk betonları olmak üzere üç tabaka vardır. Çelik donatı çubukları, donatı kesit alanı ve çelik malzemenin gerilme-şekildeğiştirme davranışıyla ilişkilendirilen doğrusal elemanlarla temsil edilir. Beton alanlar ise daha küçük alanlara bölünür ve çekirdek betonu sargılı beton davranışıyla ve kabuk betonu ise sargısız beton davranışıyla temsil edilir. Bu çalışmada kullanılan en küçük beton lifleri 2 cm'ye 2 cm boyutundadır.

Liflerle modellenen kesitin davranışı konstitütif malzeme modellerine dayanır. Çelik malzeme olarak Menegotto and Pinto (1973) gerilme-şekildeğiştirme modeli kullanılmıştır. Bu modelde, çelik akma ve nihai dayanımları sırasıyla f_y=420 MPa ve f_u=550 MPa alınmış, pekleşme oranı $6.64x10^{-3}$ olarak kabul edilmiştir. Sargılı beton modeli olarak Mander vd. (1989) kullanılmıştır ve bu modele ait parametreler Tablo 3'de verilmektedir. Sargısız beton modelinde betonun nihai basınç dayanımının sıfır ve, pik gerilmedeki birim şekildeğiştirmenin 0.002 ve nihai gerilmedeki birim şekildeğiştirmenin 0.005 olduğu kabul edilmiştir.

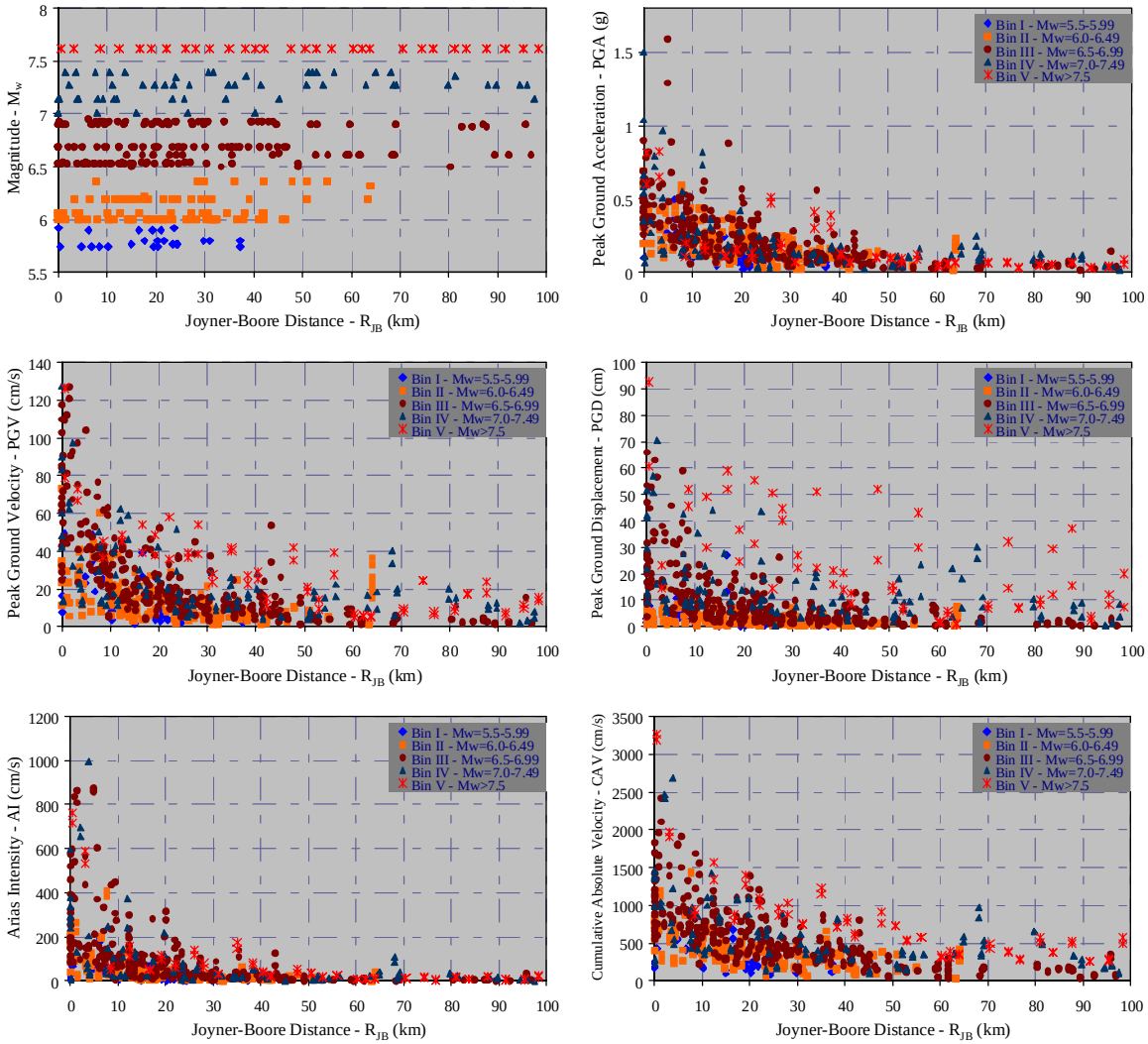
Tablo 3. Mander vd. (1989) sargılı beton modeli parametreleri

Nominal beton basınç dayanımı (f'_c)	25 MPa	30 MPa	35 MPa
Sargılı beton dayanımı (f_{pc})	32.9 MPa	39.6 MPa	44.8 MPa
Pik gerilmede birim şekildeğiştirme (eps_{c0})	0.00517	0.00519	0.0048
Nihai birim şekildeğiştirme (eps_u)	0.02	0.02	0.0195

Deprem İvme Kayıtları Veri Seti

Deprem ivme kayıtları veri seti, PEER web sayfasından (http://peer.berkeley.edu/smcat/) derlenen, 34 depreme ait 734 adet yatay yer ivmesi kayıtlarından oluşmaktadır. İvme kayıtlarının seçimi moment manyitüdü (M_w) ve Joyner–Boore uzaklığına (R_{JB}) göre yapılmıştır. Moment manyitüdü; sismik momente göre hesaplanan ve depremin aletsel büyüklüğünü gösteren bir ölçüdür. Joyner–Boore uzaklığı; kaydın alındığı noktadan fay kırılma düzleminin dikey projeksiyonuna olan en kısa mesafedir. Seçilen ivme kayıtlarının manyitüdleri 5,5 ila 7,62 arasında ve, Joyner–Boore uzalıkları 0 ila 100 km arasında değişmektedir. Bu kayıtlar, kayma dalgası yayılım hızına bağlı olarak belirlenen NEHRP zemin sınıflarından B, C, D ve E gibi farklı zemin koşullarına sahip lokasyonlarda alınmış kayıtlardır. Manyitüdün yapısal davranış üzerine etkisini gözlemlemek üzere, ivme kayıtları veri seti moment manyitüd değerlerine göre beş gruba bölünmüştür: Bin I: M_w=5,5~5,99, Bin II: M_w= 6,0~6,49, Bin III : M_w= 6,5~6,99, Bin IV : M_w= 7,0~7,49 and Bin V : M_w > 7,5. Doğrusal olmayan dinamik analizler bu beş grup veri seti için ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir. İvme kayıtlarına ait manyitüd (M_w), en büyük yer ivmesi (PGA), en büyük yer

hızı (PGV), en büyük yer deformasyonu (PGD), Arias şiddeti (AI) ve yığışımlı mutlak hız (CAV) değerlerinin Joyner-Boore uzaklığına göre değişimi Şekil 1'de sunulmaktadır.



Şekil 1. Seçilen ivme kayıtlarına ait manyitüd (M_w), en büyük yer ivmesi (PGA), en büyük yer hızı (PGV), en büyük yer deformasyonu (PGD), Arias şiddeti (AI) ve yığışımlı mutlak hız (CAV) değerlerinin Joyner-Boore uzaklığına göre değişimi (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARI

Doğrusal olmayan dinamik analizler seçilen 734 adet yatay yer ivmesi kaydı altında gerçekleştirilmiştir. Binaların düşey yükler altında analizini takiben dinamik analizler yapılmıştır ve dinamik analizlerde P-delta etkileri hesaba katılmamıştır.

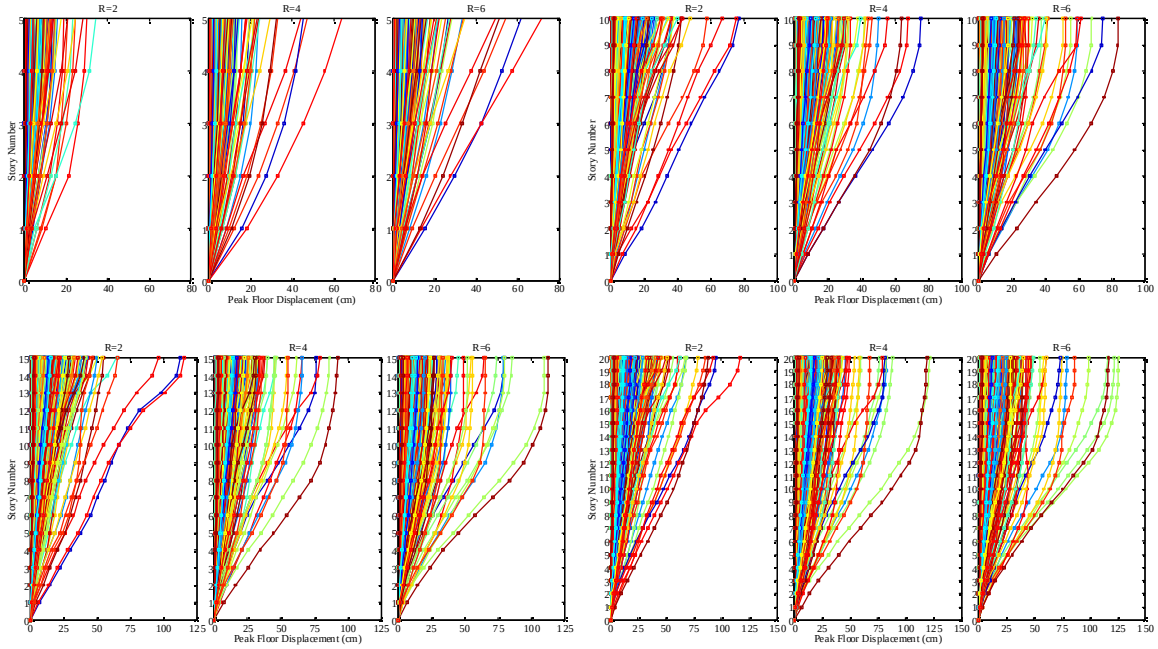
OpenSees yazılımı yardımıyla, 12 binanın 734 ivme kaydı altında, toplam 8.808 adet doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Analizler sırasında, her bir katta seçilen düğüm noktalarının yerdeğiştirme ve ivme değerleri kaydedilmiştir. Ayrıca, her bir kattaki orta açıklık kirişlerinin uçlarındaki plastik dönme değerleri de kaydedilmiştir. Her bir ivme kaydı altında oluşan düğüm noktası yerdeğiştirme ve ivme değerleri ile kiriş uç plastik dönme değerleri MATLAB programı yardımıyla proses edilerek, 'pik kat yerdeğiştirmeleri', 'pik katlar-arası göreli öteleme oranları', 'pik kiriş uç plastik dönmeleri' ve 'pik kat ivmeleri' elde edilmiştir. Bu değerlerin her bir binada katlara göre değişimini gösteren grafikler, örnek olarak Bin III : M_w= 6,5~6,99 veri seti için, Şekil 2-Şekil 5'te verilmektedir.

Pik Kat Yerdeğiştirmeleri

Pik kat yerdeğiştirmesi; her kat seviyesinde seçilen düğüm noktasının zaman tanım alanı süresince kaydedilen yerdeğiştirmelerinin mutlak değerlerinin maksimum olanıdır. Bina genelinde pik kat yerdeğiştirmelerinin en büyüğü ise maksimum kat yerdeğiştirmesi (MFD) olarak isimlendirilmiştir.

Literatürde yeralan ilgili çalışmalara göre, katlarda oluşan maksimum yerdeğiştirmeler deprem ivme kaydının toplam süresinden ziyade, anlık ivme pikleriyle ilişkilidir (Bertero vd., 1978; Naeim, 1995; Bonelli, 1998a ve b; Araya and Saragoni, 1980). Bu ivme pikleri, fling etkisi, ileri direktivite etkisi, yansıyan dalgaların interferansı gibi çeşitli etkilerle oluşabilir. Fling etkisi daha çok fay kırığına yakın sahalarda gözlemlenir ve kırılmanın yarattığı kalıcı deformasyon sonucu oluşan yerdeğiştirme pikleri nedeniyle ortaya çıkar. İleri direktivite etkisi de diğer bir yakın saha durumudur ve fay yırtılmasının ivme kaydının alındığı bölgeye doğru ilerlemesi esnasında oluşan sismik yayılım interferansının sebep olduğu yoğunlaşmış pulslar nedeniyle ortaya çıkar. Bu pulsların süresi depremin manyitüdü büyüdükçe artar (Trifunac and Novikova, 1995, Somerville et al., 1997, Somerville, 2000, Bommer et al., 2001). Bu tür pulslar, yatay sedimanlı tabakalardan yansıyan yüzey dalgalarının interferansı sonucu uzak sahalarda da orataya çıkabilir ancak buralarda yakın sahalara kıyasla enerji içeriği daha düşüktür (e.g. Yamada et al., 1988).

Genel olarak kayıttan-kayıda varyasyonlar gözönünde bulundurulduğunda, pik kat yerdeğiştirmelerinin tüm binalarda benzer paternler izlediği gözlenmektedir (Şekil 2). En düşük manyitüdlü veri seti altında (Bin I : M_w= 5,5~5,99), R=2, 4 ve 6 alınarak tasarlanmış binaların pik kat yerdeğiştirmeleri arasında çok büyük farklar yoktur. Manyitüd değerleri büyüdükçe bu farklılaşma daha belirgin hale gelmektedir. Tüm veri seti dikkate alındığında, en büyük pik kat yerdeğiştirmelerinin Bin III : M_w= 6,5~6,99 veri seti altında oluştuğu görülmüştür.



Şekil 2. Pik kat yerdeğiştirmeleri: 5, 10, 15 ve 20 katlı binalar (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

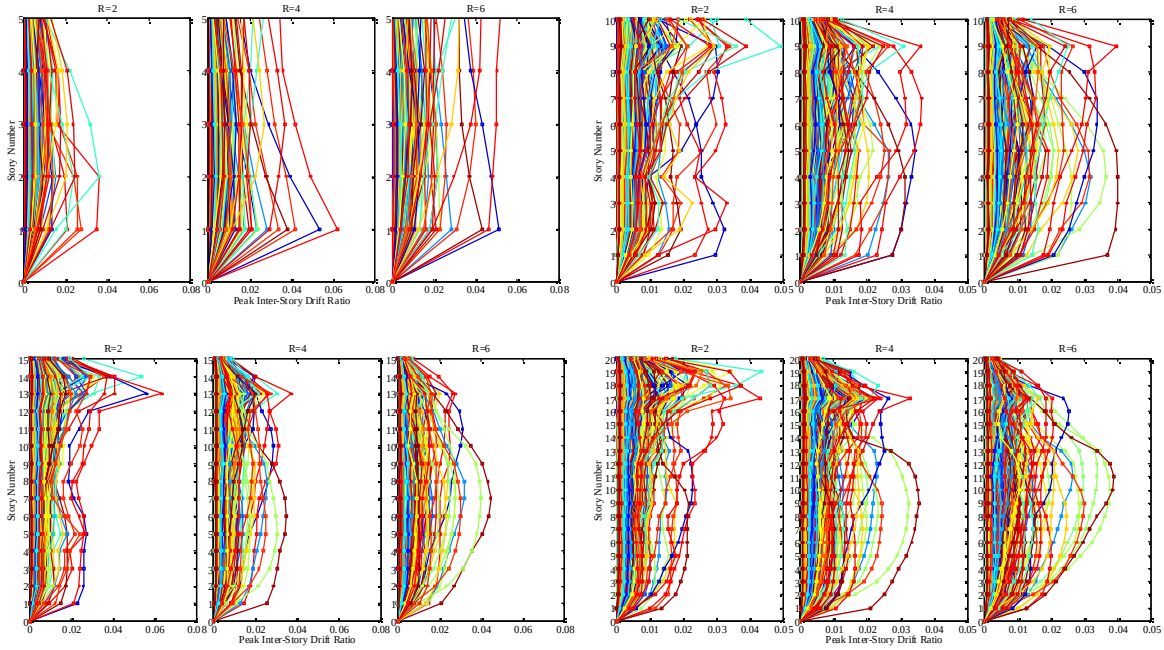
Pik Katlar-Arası Göreli Öteleme Oranları

Katlar-arası göreli öteleme oranı, birbirine komşu iki katın yatay yerdeğiştirme farklarının kat yüksekliğine bölünmesiyle bulunur. Pik katlar-arası göreli öteleme oranı; her kat seviyesinde seçilen düğüm noktasının zaman tanım alanı süresince kaydedilen göreli öteleme oranlarının mutlak değerlerinin maksimum olanıdır. Bina genelinde pik katlar-arası göreli öteleme oranlarının en büyüğü ise maksimum katlar-arası göreli öteleme oranı (MIDR) olarak isimlendirilmiştir.

Genel olarak kayıttan-kayıda varyasyonlar gözönünde bulundurulduğunda, katlar-arası göreli öteleme taleplerinin binalarda R değeri büyüdükçe arttığı gözlenmektedir (Şekil 3). R= 4 ve 6

alınarak tasarlanmış binaların katlar-arası göreli ötelemeleri arasında çok büyük farklar yoktur ancak bina yüksekliği arttıkça bu farklılık dikkat çekmeye başlamaktadır. Tüm binalarda en büyük katlar-arası göreli ötelemelerin Bin III : M_w= 6,5~6,99 veri seti altında oluştuğu görülmüştür. 5 katlı binalarda düşük manyitüdlü veri seti altında (Bin I : M_w= 5,5~5,99), en büyük ötelemeler ikinci kat seviyelerinde görülmektedir. Öte yandan, diğer veri setleri altında en büyük ötelemeler birinci kat seviyelerinde görülmekte ve orta katlarda üniform bir dağılım gözlenmektedir. Göreceli olarak daha yüksek binalar olan diğer gruplara bakıldığında ise (10, 15 ve 20 katlı), özellikle R=2 olan durumlarda orta kat ötelemeleri üniform bir dağılım göstermektedir. R değeri arttıkça özellikle üst katlarda ötelemeler büyümektedir.

Priestley vd. (2007) ve Onem (2008), 4, 8, 12 ve 16 katlı düzenli betonarme çerçeveler üzerinde benzer çalışmalar gerçekleştirmişler ve burada raporlanan sonuçlara benzer sonuçlar elde etmişlerdir.

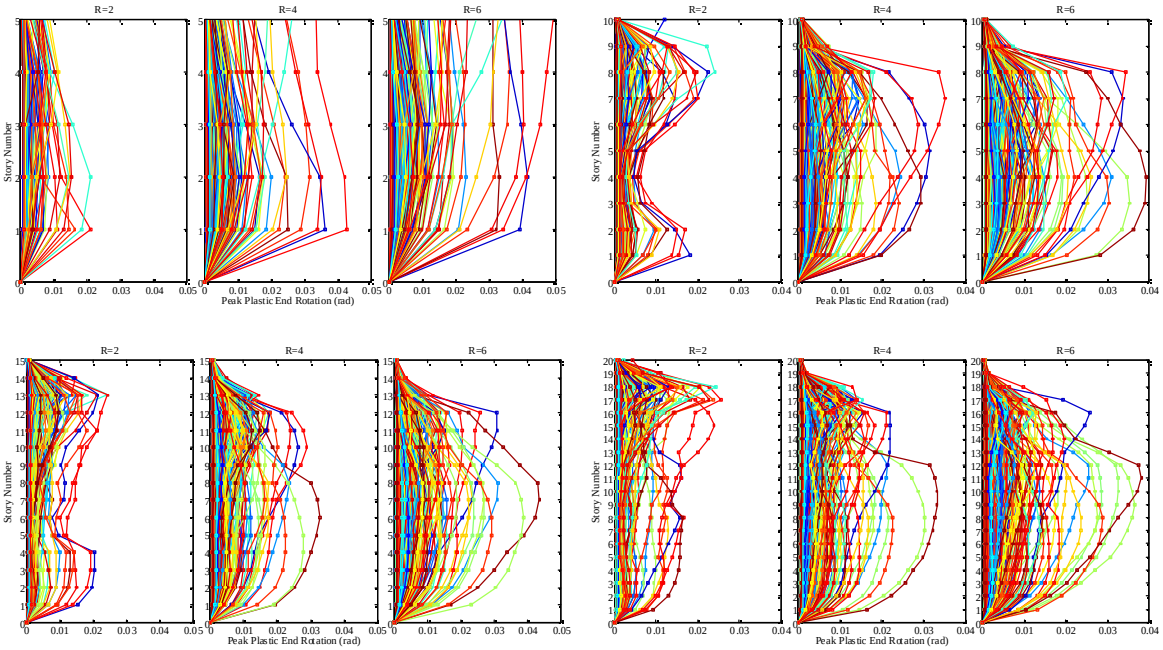


Şekil 3. Pik katlar-arası göreli öteleme oranları: 5, 10, 15 ve 20 katlı binalar (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

Pik Kiriş Uç Plastik Dönmeleri

Uç plastik dönme, elemanın bağlı olduğu düğüm noktalarına göre eleman uçlarında oluşan rotasyonel yerdeğiştirmelerdir. Pik kiriş plastik uç dönmesi, her kattaki orta açıklık kirişlerinin iki ucunda zaman tanım alanı süresince kaydedilen dönmelerin maksimum olanıdır. Bina genelinde pik kiriş plastik uç dönmelerinin en büyüğü ise maksimum kiriş uç plastik dönmesi (MPR) olarak isimlendirilmiştir.

Çalışma binaları kuvvetli kolon-zayıf kiriş prensibine göre tasarlandıklarından, kiriş uç plastik dönmelerinin dağılımı katlar-arası göreli ötelemelerin dağılımı ile uyumludur. Genel olarak kayıttan-kayıda varyasyonlar gözönünde bulundurulduğunda, kiriş uç plastik dönme taleplerinin binalarda R değeri büyüdükçe arttığı gözlenmektedir (Şekil 4). R= 4 ve 6 alınarak tasarlanmış binalarda oluşan kiriş plastik uç dönmeleri arasında çok büyük farklar yoktur ancak bina yüksekliği arttıkça bu farklılık dikkat çekmeye başlamaktadır.

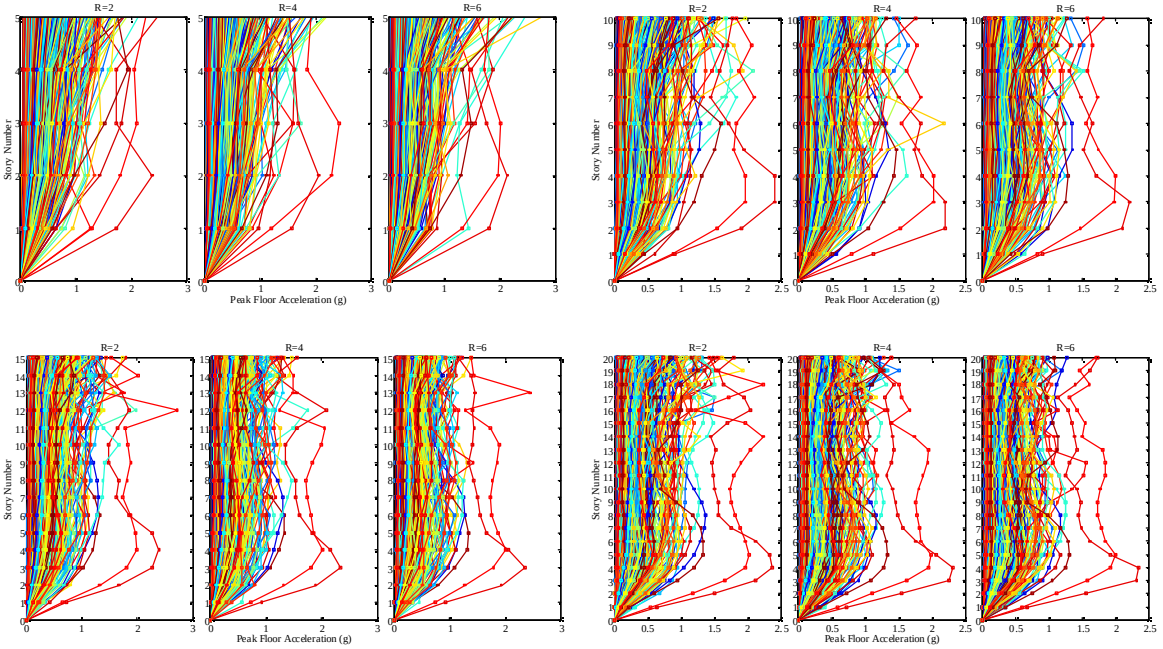


Şekil 4. Pik kiriş uç plastik dönmeleri: 5, 10, 15 ve 20 katlı binalar (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

Pik Kat İvmeleri

Pik kat ivmesi; her kat seviyesinde seçilen düğüm noktasının zaman tanım alanı süresince kaydedilen ivmelerinin mutlak değerlerinin maksimum olanıdır. Bina genelinde pik kat ivmelerinin en büyüğü ise maksimum kat ivmesi (MFA) olarak isimlendirilmiştir.

En düşük manyitüdlü veri seti altında (Bin I : M_w= 5,5~5,99), R=2 olan binalarda R=4 ve 6 olan durumlara kıyasla, daha büyük kat ivmeleri kaydedilmiştir. Manyitüd değeri arttıkça kat ivmeleri R değerinden bağımsız hale gelmektedir. Bin I : M_w= 5,5~5,99 ve Bin II: M_w= 6,0~6,49 veri setleri altında, en büyük kat ivmeleri 5 ve 10 katlı binaların üst katlarında oluşurken 15 ve 20 katlı binaların alt katlarında oluşmaktadır. Diğer veri setleri için ise, yani daha büyük manyitüdlü depremler icin, en büyük kat ivmeleri tüm binaların alt katlarında oluşmuştur (Şekil 5).



Şekil 5. Pik kat ivmeleri: 5, 10, 15 ve 20 katlı binalar (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

KORELASYONLARIN HESAPLANMASI

Sonlu bir veri setinden seçilen rastgele bir değişkenin özellikleri istatistiksel interferans yöntemleri ile belirlenebilir. Bu çalışmada, parametik ve parametrik olmayan olmak üzere iki istatistiksel interferans metodu kullanılmıştır.

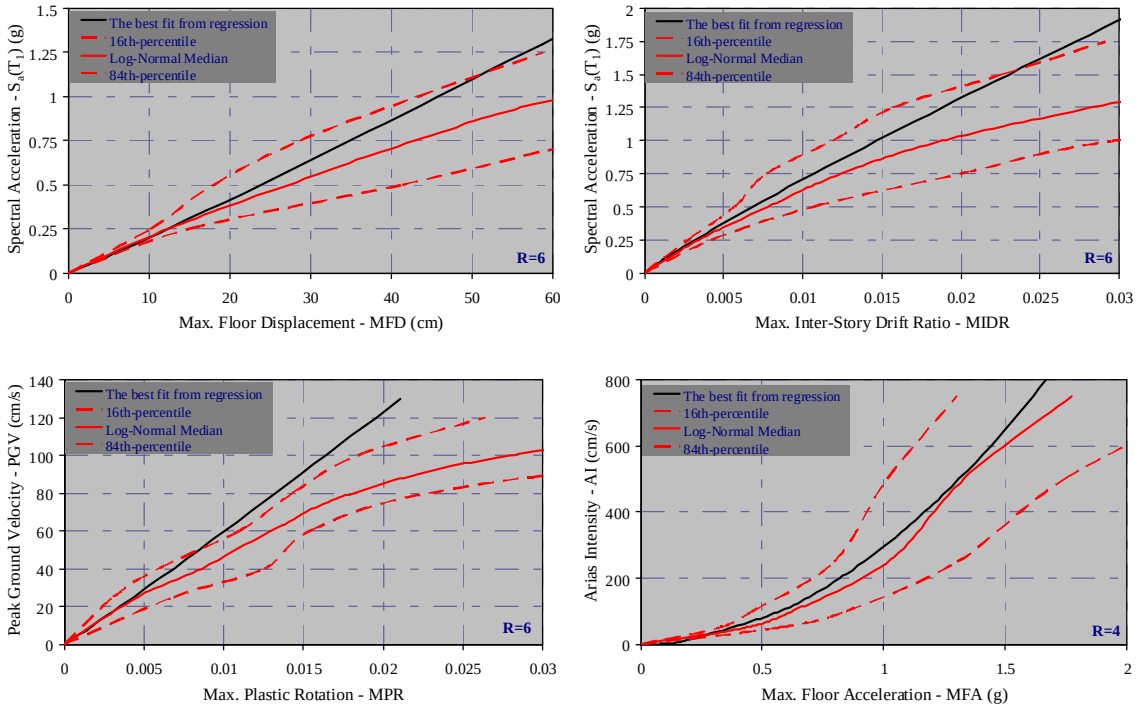
Parametrik olmayan metot (Lehman and D'Abrera, 1998), doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarına regresyon uygulanmasına dayanır. İvme kaydını temsilen seçilen şiddet ölçütleri ile yapısal tepki parametreleri arasında regresyon kurularak kondisyonel ortalama ve standart sapma değerleri hesaplanır (Baker, 2007). Parametrik yaklaşımda ise, yapısal davranışın belli bir olasıksal dağılımı (log-normal dağılım) takip ettiği kabul edilir ki, bu olasılıksal dağılım log-normal medyan ve standart sapma gibi iki parametreyle tanımlanmaktadır. Bu iki parametre hesaplandıktan sonra kondisyonel olasılıksal dağılımı en iyi temsil eden eğri uydurulur. Bu işlem tekrarlanarak farklı farklı değerlerde yapısal tepkilerin oluşabilme olasılıkları, yer hareketi şiddet ölçütü değeri üzerine koşullanmış olarak tahmin edilebilir (Krawinkler and Miranda, 2004).

Tablo 4. Regresyon analiz sonuçları: yapısal davranış parametrelerinin en yüksek korelasyon yaptığı ilk üç kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütü (MFD: maksimum kat yerdeğiştirmesi, MIDR: katlar arası maksimum göreli öteleme oranı, MPR: maksimum kiriş uç plastik dönmesi, MFA: maksimum kat ivmesi ve PGA: en büyük yer ivmesi, PGV: en büyük yer hızı, PGD: en büyük yer deformasyonu, $S_a(T_1)$: 1. doğal titreşim periyodundaki spektral ivme, $S_v(T_1)$: 1. doğal titreşim periyodundaki spektral hız, $S_d(T_1)$: 1. doğal titreşim periyodundaki spektral yerdeğiştirme, AI: Arias şiddeti, CAV: yığışımlı mutlak hız)

Bina		**MFD (maks. kat yerdeğş.)**	**MIDR (maks. kat. arası göreli öte.)**	**MPR (maks. kiriş plast. dönme.)**	**MFA (maks. kat ivme.)**
5 Katlı	**R=2**	$S_a(T_1)$, AI, PGV	$S_a(T_1)$, AI, PGA	$S_a(T_1)$, AI, PGA	PGA, AI, $S_a(T_1)$
	R=4	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$, AI, PGV	$S_a(T_1)$, AI, PGV	PGA, AI, $S_a(T_1)$
	R=6	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$, AI, PGV	$S_a(T_1)$, AI, PGV	PGA, AI, $S_a(T_1)$
10 Katlı	**R=2**	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$, AI, PGV	$S_a(T_1)$, AI, PGV	AI-PGA, CAV,PGV
	R=4	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$, PGV, AI	AI-PGA, CAV,PGV
	R=6	$S_a(T_1)$, PGV, AI	$S_a(T_1)$-PGV, AI	$S_a(T_1)$, PGV, AI	PGA-AI, CAV,PGV
15 Katlı	**R=2**	$S_a(T_1)$, PGV, AI	PGV, AI, $S_a(T_1)$	PGV, AI, $S_a(T_1)$	AI-PGA, CAV,PGV
	R=4	$S_a(T_1)$, PGV, PGD	PGV, $S_a(T_1)$, AI	PGV, $S_a(T_1)$, AI	AI-PGA, CAV,PGV
	R=6	$S_a(T_1)$, PGV, PGD	PGV, $S_a(T_1)$, AI	PGV, $S_a(T_1)$, AI	PGA-AI, CAV,PGV
20 Katlı	**R=2**	$S_a(T_1)$, PGV, PGD	PGV, AI, $S_a(T_1)$	PGV, AI, $S_a(T_1)$	AI-PGA, CAV,PGV
	R=4	$S_a(T_1)$, PGV, PGD	PGV, AI, $S_a(T_1)$	PGV, $S_a(T_1)$, AI	AI-PGA, CAV,PGV
	R=6	$S_a(T_1)$, PGV, PGD	PGV, $S_a(T_1)$, AI	PGV, $S_a(T_1)$, AI	PGA-AI, CAV,PGV

Parametrik Olmayan Metot: Regresyon Analizi

Çalışmada gözönünde bulundurulan kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri (en büyük yer ivmesi (PGA), en büyük yer hızı (PGV), en büyük yer deformasyonu (PGD), spektral ivme ($S_a(T_1)$), spektral hız ($S_v(T_1)$), spektral yerdeğiştirme ($S_d(T_1)$), Arias şiddeti (AI) ve yığışımlı mutlak hız (CAV) ile yapısal davranış (mühendislik talep) parametrelerinin (maksimum kat yerdeğiştirmesi (MFD), katlar arası maksimum göreli öteleme oranları (MIDR), maksimum kiriş uç plastik dönmeleri (MPR) ve maksimum kat ivmeleri (MFA)) tüm olası ikili kombinasyonları arasında lineer regresyonlar yapılarak birbirleriyle en yüksek korelasyonu veren çiftler tespit edilmiştir. Regresyon katsayısı 0 ile 1 arasında değişen bir sayıdır ve 1'e yaklaştıkça korelasyon kuvvetlenir. Burada regresyon katsayısının alt değeri olarak R^2=0.70 kabul edilmiştir. Regresyonlar sonucunda bulunan, yapısal davranış parametrelerinin en yüksek korelasyonu yaptığı ilk üç yer hareketi şiddet ölçütü, Tablo 4'te özet olarak sunulmaktadır. Regresyonlar sonucunda görülmüştür ki, tüm binalarda maksimum kat yerdeğiştirmeleri ile 1. doğal titreşim periyodundaki spektral ivme değeri arasında kuvvetli bir korelasyon vardır. Öte yandan, daha büyük periyodlu binalarda en büyük yer deformasyonun maksimum kat yerdeğiştirmeleri üzerindeki etkisi belirginleşmeye başlamaktadır. Küçük ve orta periyod değerlerinde, yani 5 ve 10 katlı binalarda, maksimum katlar arası göreli ötelemeler ve maksimum kiriş plastik dönmeleri en çok 1. doğal titreşim periyodundaki spektral ivme ile korele ediyor iken; bina yüksekliği artmaya ve periyot büyümeye başladıkça bu korelasyon zayıflamaktadır. 15 ve 20 katlı binalarda, maksimum katlar arası göreli ötelemeler ve maksimum kiriş plastik dönmeleri en büyük yer hızı ile kuvvetli bir korelasyon göstermektedir. Küçük periyodlu binalarda, maksimum kat ivmeleri en büyük yer ivmesinden direkt olarak etkilenmektedir. Yüksek binalarda ise, en büyük yer ivmesiyle birlikte Arias şiddeti de maksimum kat ivmelerini etkilemektedir. Ayrıca, yığışımlı mutlak hızın da yüksek binaların maksimum kat ivmeleri üzerinde etkisi olduğu gözlenmektedir.



Şekil 6. Parametrik (log-normal dağılım) ve parametrik olmayan (regresyon) metot sonuçlarının karşılaştırılmasına dair örnekler: 5, 10, 15 ve 20 katlı binalar (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

Parametrik Metot: Log-Normal Dağılım

En iyi korelasyonu gösteren yer hareketi şiddet ölçütü-yapısal davranış parametresi çiftlerine parametrik metot uygulanarak yapısal davranış parametresinin log-normal medyan ve standart sapma değerleri hesaplanmıştır. Bu sayede, yapısal davranış parametresini kuvvetli yer hareketi

şiddet ölçütüne bağlı olarak tahmin etmeyi sağlayan medyan eğriler elde edilmiştir. Bu medyan eğriler ve bunların 16. ve 84. yüzdelik eğrileri, regresyon analizlerinden bulunan eğrilerle karşılaştırılmıştır. Şekil 6'da bu karşılaştırmaları gösteren her bina tipine ait birer örnek verilmektedir. Görülmüştür ki; parametrik ve parametrik olmayan metotlardan, genel olarak, yer hareketi şiddetinin düşük seviyeleri için birbiriyle hayli uyumlu sonuçlar bulunmuştur. Bu uyumluluk küçük periyotlu binalar için geçerlidir. Binaların periyodu büyüdükçe iki farklı istatistiki metottan bulunan sonuçlar farklılaşmaya başlamaktadır. Öte yandan dikkat çekmek gerekir ki, R=2 olan binalarda kiriş plastik uç dönmeleri için regreson analizlerinden ve log-normal dağılımdan bulunan sonuçlar farklıdır. Olasılıksal yapısal performans değerlendirmesinde yapılan yapısal davranışın log-normal dağılım gösterdiği kabulü (Jalayer and Cornell, 2003), yukarıdaki durumda ihtiyatla ele alınmalıdır.

SONUÇLAR

Bu çalışmada; Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'ye göre tasarlanmış, 5, 10, 15 ve 20 katlı, moment aktaran, betonarme düzenli çerçevelerin, gerçek deprem kayıtları altında doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarından elde edilen; kuvvetli yer hareketi şiddet ölçütleri ve yapısal davranış parametreleri arasındaki korelasyonlar sunulmaktadır. Buna göre; tüm binalarda maksimum kat yerdeğiştirmeleri ile 1. doğal titreşim periyodundaki spektral ivme değeri arasında kuvvetli bir korelasyon vardır. Daha büyük periyodlu binalarda, preıyodu daha küçük olan binalara kıyasla, en büyük yer deformasyonun maksimum kat yerdeğiştirmeleri üzerindeki etkisi belirginleşmeye başlamaktadır. Küçük ve orta periyod değerlerinde, yani 5 ve 10 katlı binalarda, maksimum katlar arası göreli ötelemeler ve maksimum kiriş plastik dönmeleri en çok 1. doğal titreşim periyodundaki spektral ivme ile korele ediyor iken; bina yüksekliği artmaya ve periyot büyümeye başladıkça bu korelasyon zayıflamaktadır. 15 ve 20 katlı binalarda, maksimum katlar arası göreli ötelemeler ve maksimum kiriş plastik dönmeleri en büyük yer hızı ile kuvvetli bir korelasyon göstermektedir. Küçük periyodlu binalarda, maksimum kat ivmeleri en büyük yer ivmesinden direkt olarak etkilenmektedir. Yüksek binalarda ise, en büyük yer ivmesiyle birlikte Arias şiddeti de maksimum kat ivmelerini etkilemektedir. Ayrıca, yığışımlı mutlak hızın da yüksek binaların maksimum kat ivmeleri üzerinde etkisi olduğu gözlenmektedir. Bu korelasyonların log-normal dağılım kabulüne göre irdelenmesi gostermiştir ki; özellikle yer hareketinin göreceli olarak düşük seviyelerinde yapısal davranış log-normal dağılıma daha fazla uymaktadır ve yapısal davranış, 16. ve 84. yüzdelik log-normal dağılım güvenlik aralığında kalmaktadır. Bina yüksekliği arttıkça ve periyot büyüdükçe, yapısal davranışın izlediği dağılım medyan log-normal dağılımdan uzaklaşmaktadır. Tüm bu bulgulardan, benzer karakteristikteki binaların doğrusal olmayan dinamik analizlerinde kullanılacak ivme kayıtlarının seçilmesinde ve ölçeklendirilmesinde yararlanılabilir. Bu sayede, analiz sonuçlarında ortaya çıkması muhtemel saçılımlar azaltılabilir ve yapısal davranışın daha etkin bir şekilde bulunması sağlanabilir.

Teşekkür

Bu çalışma, Boğaziçi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Fonu tarafından desteklenmiştir (Proje no: 06T101D).

KAYNAKLAR

Araya, R., and G.R. Saragoni, 1980, "Capacity of the Strong Ground-Motion to Cause Structural Damage", Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, pp. 483-490, Istanbul.

Arias, A., (1970), "A Measure of Earthquake Intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, pp. 438-483, R.J. Hansen (editor), MIT Press, Cambridge.

Baker, J. W., (2007), "Probabilistic Structural Response Assessment Using Vector-valued Intensity Measures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, pp. 1861-1883.

Bertero, V.V., S. A. Mahin, and R. A. Herrera, 1978, "Aseismic Design Implications of Near-Fault San Fernando Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, pp. 31-42.

Bommer, J.J., G. Georgallides and I. J. Tromans, 2001, "Is There a Near-Field for Small-to-Moderate Magnitude Earthquakes?", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 395-423.

Bonelli, P., 1998a, "Long Seismic Velocity Pulse Effect and Damage", Structural Engineering World Wide, T227-3.

Bonelli, P., 1998b, "An Evaluation of the Effects of Long Acceleration Pulses on the Seismic Response of Structures", Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.

Bozorgnia, Y. and K. Campbell, (2004), "Engineering Characterization of Ground Motion", Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, ed. by Bozorgnia, Y. and V.V. Bertero, CRS Press LLC.

Chopra, A. K., (2001), Dynamics of Structures, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

Cornell, C. A. and H. Krawinkler, (2000), "Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment", PEER Center News, Vol. 3, http://peer.berkeley.edu/news/200spring/performance.html.

Cornell, C. A., F. Jalayer, R. O. Hamburger and D. A. Foutch, (2002), "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, 526, ASCE.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, (2007), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

Filippou, F. C. and G. L. Fenves, (2004), "Methods of Analysis for Earthquake-Resistant Structures", Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, ed. by Bozorgnia, Y. and V.V. Bertero, CRS Press LLC.

Hancılar, U., (2009), "Correlations between Ground Motion Intensity Measures and Structural Response Parameters through Nonlinear Dynamic Analyses", PhD Thesis, Bogazici University, Istanbul.

Jalayer, F. and C. A. Cornell, 2003, "A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats", PEER Report 2003/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center of University of California, Berkeley, USA.

Jamei, M.M., M. R. Eslahchi, M. Dehghan, (2005), "On Numerical Improvement of Gauss–Radau Quadrature Rules", Applied Mathematics and Computation, Vol. 168, No. 1, pp. 51-64.

Krawinkler, H. and E. Miranda, 2004, "Performance-Based Earthquake Engineering", Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, ed. by Bozorgnia, Y. and V.V. Bertero, CRS Press LLC.

Lehmann, E. L. and H. J. M. D'Abrera, 1998, Nonparametrics: Statistical Methods Based on Ranks, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

Mander, J.B., M. J. N. Priestley, and Park, (1989), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

McKenna, F., et al., (2008), "OpenSees v2.0 - Open System for Earthquake Engineering Simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center of University of California, Berkeley, USA.

Menegotto, M. and P.E. Pinto, (1973), "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending", Proceedings of Symposium on The Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on By Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Naeim, F., 1995, "On Seismic Design Implications of the 1994 Northridge Earthquake Records", Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 1, pp. 91-109.

Onem, G., 2008, Evaluation of Practice-Oriented Nonlinear Analysis Methods For Seismic Performance Assessment, Ph.D. Thesis, Bogazici University, Istanbul.

Priestley, M. J. N., G. M. Calvi and M. J. Kowalsky, 2007, Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.

Somerville, P.G., N.F. Smith, R. W. Graves and N. A. Abrahamson, 1997, "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", Seismological Research Letters, Vol. 68, No. 1, pp. 199-222.

Somerville, P., 2000 "New Developments in Seismic Hazard Estimation", Proceedings of the Sixth International Conference on Seismic Zonation, Palm Springs, California.

The MathWorks Inc., (2008), MATLAB v7.7.0, The Language of Technical Computing, USA.

Trifunac, M.D. and E. I. Novikova, 1995, "Duration of Earthquake Fault Motion in California", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 781-799.

Yamada, M., Kasahara and K., Kotoda, 1988, "Seismic Pulses Repeated in Coda Part of Strong Seismic Waves", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 313-318, Tokyo Japan.

PROPOSAL FOR A NEW STRUCTURE-DEPENDENT DISPLACEMENT-BASED INTENSITY MEASURE

DEPLASMAN TABANLI YAPISAL BİR ŞİDDET ÖLÇEĞİ ÖNERİSİ

İhsan Engin BAL[1], Helen CROWLEY[2], and Rui PINHO[3]

ÖZET

Bu makalede, deprem risk değerlendirmelerinde kullanılmak üzere yeni bir şiddet ölçeği önerilmektedir. Şiddet ölçekleri risk değerlendirmelerinde kuvvetli yer hareketi kayıtlarının yapısal veya yapısal olmayan hasar ile ilişkilendirilmelerinde kullanılırlar. İdeal olarak şiddet ölçeklerinin yapı hasarı ile korelasyonunun yüksek olması, hesaplanan davranışlarda yapılan hatanın standart sapmasının düşük olması ve son olarak da bu ölçeğin olasılıksal sismik tehlike analizleri ile bağlantılı olabilmesi aranır.
Burada önerilen şiddet ölçeği, çalışmada kullanılan birtakım çerçeveler ve bu çerçevelere uygulanan deprem kayıtları kullanılarak geliştirilmiştir. Kullanılan örnek çerçevelerin hesaplanan deplasman talepleri birkez de zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak bulunmuştur. Ayrıca, önerilen şiddet ölçeğinin etkinliğini artırabilecek birtakım hususlar da (örneğin kullanılan eşdeğer sönüm, periyot denklemleri v.s.) ayrıca makalede tartışılmıştır. Karşılaştırma amacı ile literatürde sık kullanılan diğer şiddet ölçeklerinin etkinlikleri ile de kıyaslamalar sunulmuştur.
Anahtar Kelimeler: şiddet ölçeği, yapısal şiddet, deprem hasarı, mevcut yapılar

ABSTRACT

The paper presents a newly proposed intensity measure for seismic risk assessment. Intensity measures are used in risk assessment to describe the characteristics of the ground motions from an earthquake and their effect on the response of engineered or non-engineered structures. Ideally, the intensity measure will be well correlated with the response of the structure, with little scatter between the two, and it will also be a parameter which can be easily predicted through probabilistic seismic hazard assessment.
The proposed intensity measure has been obtained using the response spectra from a number of accelerograms together with the structural characteristics of a number of case study frames. It has then been compared with the displacement response of the frames from nonlinear time history analyses. In addition, some of the factors which may influence the efficiency of the intensity measure, such as the equations related to equivalent bi-linearization and spectrum reduction factors, are discussed. A number of other structure-dependent and independent intensity measures have also been considered for comparison purposes.
Keywords: intensity measure, structural intensity, earthquake damage, existing structures

INTRODUCTION

Intensity measures can be described as simple methods or procedures to correlate certain properties of a ground motion to structural response. Ideally, the intensity measure will be well correlated with the response of the structure, with little scatter between the two, and it will also be a parameter which can be easily predicted through probabilistic seismic hazard assessment.

[1] Dr., EUCENTRE, Pavia, Italy *(the affiliation at the time of this research)*, ihsan.bal@eucentre.it
[2] Dr., EUCENTRE, Pavia, Italy, helen.crowley@eucentre.it
[3] Dr., University of Pavia, Italy, rui.pinho@unipv.it

Structural parameters will also be needed if the IM is required to be structure-dependent to reflect the interaction of the structure with the ground motion.

The size or intensity of strong ground shaking at a given site due to an earthquake can be measured in a number of different ways. Instrumental measurements of the ground shaking through accelerograms allow the definition of a number of descriptive parameters: (i) peak ground acceleration, velocity and displacement, which provide a snapshot description of the motion of the ground; (ii) spectral acceleration, velocity and displacement, which describe the peak response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems to the ground motion and thus also account for the frequency content of the shaking; (iii) and parameters which aim to describe the energy content of the ground motion.

The earthquake intensity refers to the damage on structures or their elements; thus, the Intensity Measure (IM) that is chosen to describe the strong ground shaking should be well correlated with the response of the elements at risk (which might be buildings, bridges or lifelines). As the Intensity Measure increases there should be an increase in the response of the structure, which for buildings might be measured through lateral displacement or drift. For this reason, recent developments are moving towards intensity measures which consider the characteristics of MDOF buildings from a static pushover analysis; these so-called nonlinear static procedures (see e.g. ATC 2005) provide a structure-specific intensity measure which should be well correlated with the response to the earthquake. This response parameter has been termed an Engineering Demand Parameter as it is the demand to the structure caused by the ground shaking which is known to cause damage through our knowledge of the principles of structural engineering. Depending on the level of demand in the structure, and knowing the capacity of the structure to resist this demand, the damage state (or Damage Measure) of the building may be obtained.

The aforementioned terminology, that includes Intensity Measure, Engineering Demand Parameter and Damage Measure, has been coined by the Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) (Cornell and Krawinkler 2000) together with the following probabilistic framework for calculating the annual frequency of exceeding a given decision variable (DV), which was later updated by Krawinkler (2002):

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM)\,dG(DM|EDP)\,dG(EDP|IM)\,d\lambda(IM) \quad (1)$$

In Equation (1), G(DV|DM) is the probability that the Decision Variable (DV, which might be the expected annual loss) exceeds specified values, given that the Damage Measure reaches a particular level or state (e.g. collapse); dG(DM|EDP) is the probability that the DM is equal to this value/state given that the Engineering Demand Parameter (EDP) takes on a given value; dG(EDP|IM) is the probability that the EDP is equal to this value, given a certain level of the Intensity Measure (IM). Finally, l(IM) is the mean annual frequency of exceedance of the Intensity measure(s).

This paper focuses on the dG(EDP/IM) component of Equation (1) and looks at the variability in an Engineering Demand Parameter, that is defined as the lateral displacement response at the top of a structure, for a number of different intensity measures. The parameter of top displacement has been estimated in a number of different ways by using several available NSPs and IMs. The efficiency, sufficiency, proficiency and homoscedasticity (Luco & Cornell, 2007; and Padgett et al. 2008) of the selected intensity measures as well as of the proposed displacement-based IM have been compared. The proposed IM and other IMs investigated by using non-linear time history (NTH) analysis of seven case-study reinforced concrete moment resisting frames using ordinary (i.e. not near field) earthquake records. The proposed IM is a modified version of the measure proposed as part of a displacement-based loss assessment methodology for urban areas (Crowley et al. 2004). A number of other approaches to obtain structure-dependent and independent intensity measures (PGA, Arias Intensity, Housner Intensity, Sa(T), N2, Displacement Coefficient Method, CSM, ACSM) have also been studied for comparison purposes.

Peak ground acceleration and peak ground velocity have been used frequently in the past as intensity measures, but it has been demonstrated that spectral ordinates such as the spectral acceleration with 5% damping at the fundamental period of vibration, Sa(T1), is a much more efficient intensity measure than PGA. However, the use of Sa(T1) ignores the spectral shape and thus the spectral ordinates at other periods of vibration, which are important for multi-degree-of-

freedom inelastic structures. Cordova et al. (2000) looked at intensity measures which accounted for period elongation due to stiffness degradation of the building during strong ground shaking. The proposed intensity measure combines the spectral accelerations at both the fundamental period and a period of vibration taken as twice the fundamental period. One problem with this intensity measure is that the period shift is always included regardless of whether the building remains elastic. Recent developments in the efficiency of intensity measures have looked at including epsilon, ε (the number of standard deviations by which an observed logarithmic spectral ordinate differs from the mean spectral ordinate from a ground-motion prediction equation) to account for the spectral shape (Baker and Cornell 2005; Baker and Cornell 2008). Epsilon is used together with the spectral acceleration at the fundamental period of vibration leading to a vector-valued intensity measure. This intensity measure has proved to be efficient because epsilon at a given period, T, tends to indicate whether Sa(T) is in a peak or valley of the response spectrum; records with positive ε (and thus peaks of the spectrum) tend to have smaller responses than records with negative ε values (troughs), given that they have the same Sa(T) values (Baker 2007). This is probably because the spectral ordinates at surrounding periods of vibration (which may reflect higher modes or inelastic periods of vibration) will be lower when the record has a positive ε at the fundamental period of vibration.

STRUCTURE-SPECIFIC DISPLACEMENT-BASED INTENSITY MEASURE

Description of the Proposed Displacement Spectrum Method

The displacement-based intensity measure, which is proposed in this paper, was originally defined to estimate the seismic demand to urban populations of buildings in an earthquake loss estimation methodology, DBELA (Crowley et al. 2004). The main premise of the methodology is that a multi-degree-of-freedom (MDOF) structure can be modelled as a single DOF system and the demand to the system will change during its response to the ground motion as a function of progressive damage leading to reduced stiffness and increased hysteretic damping within the building. The details of each step of the method are described in the following.

The first step involves the definition of a SDOF bilinear pushover curve for the structure from which the yield displacement capacity (Δy), the yield period (Ty) and the post-yield stiffness ratio (b) can be calculated. It is worth noting that the method can be employed by using any reliable pushover methodology. Together with the traditional 1st mode pushover analysis where the loading scheme follows the shape of the first mode and remains constant during the analysis, a displacement-based adaptive pushover (DAP) analysis proposed by Antoniou and Pinho (2004) has also been used herein to produce the capacity curve. The classical base shear – top displacement representation of the pushover curve for the MDOF building needs to be modified to that of a SDOF system by dividing the base shear force by the modal mass coefficient, whilst the displacement is divided by the modal participation factor (see e.g. ATC 1996) which gives a displacement that is equivalent to the displacement at the effective height of the building (see Priestley 2003). The SDOF pushover curve is then bilinearized by defining a yield stiffness through the point of first yield of the frame and following the identification of the collapse limit state displacement capacity, the post-yield stiffness, b, can be defined by equating the areas under the bilinear and the actual pushover curve (Figure 1). The collapse limit state top displacement (Δ_{LS3} in Figure 1) can readily be found e.g. by knowing the material strains in each section at each step of a fibre-based pushover analysis. Sectional limit states depend on the strains attained in the concrete (ε_c) and the steel (ε_s), and have been defined by Bal et al. (2008a and 2008b) for poorly confined structural members at the collapse limit state as follows: $\varepsilon_c = 0.0075$ and $\varepsilon_s = 0.035$. These sectional limit state strains are used to define global limit states (see Bal, 2008); when the first of these global limit states is reached, the top displacement of the frame is obtained from the pushover curve in order to define the displacement capacity at collapse.

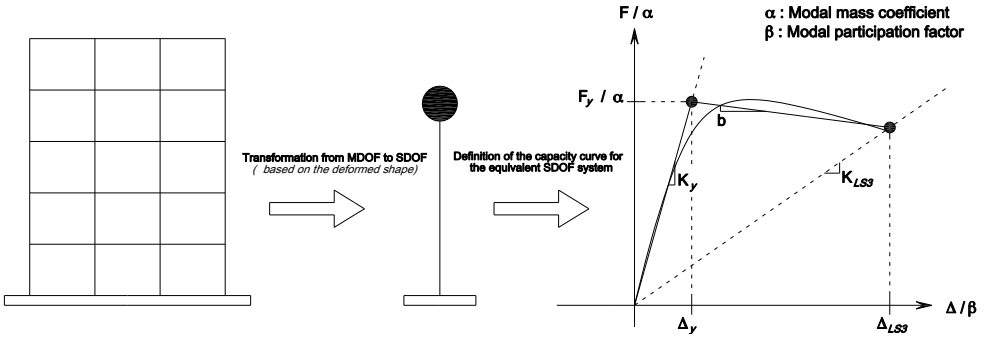


Figure 1. Transformation of a MDOF structure to a SDOF system and illustration of the procedure to define the bilinear pushover curve.

It is noted that different approaches can be followed in the bi-linearization process and the transformation of the capacity curve from MDOF to SDOF. The bi-linearization can be done by following the recommendations in FEMA 440 (ATC 2005) and EC8 (CEN 2004), amongst others. Similarly, the MDOF to SDOF transformation may be carried out using the 1st mode shape, or the displaced shape at the collapse limit state, or even better, the transformation can be executed for every step of the pushover capacity curve (i.e. in an 'adaptive' fashion) as described by Casarotti and Pinho (2007). These are all choices that affect the efficiency of DSM and are presented in detail in the rest of the paper.

Once the bilinear curve is obtained, the initial yield stiffness, K_y, can be used to calculate the yield period, T_y, as shown in Equation (2):

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{K_y}} \tag{2}$$

where m* is the mass participating in the first mode. The initial displacement demand, $S_d(T_y)$, when the building is vibrating with this initial (yield) period of vibration is obtained from the 5% damped displacement spectrum. If $S_d(T_y)$ is less than the yield displacement capacity of the building (Δ_y), the former is taken as the intensity measure and the analysis stops. Otherwise, the ductility (μ_i) at this step of the method, *i*, and the secant stiffness (and thus secant period of vibration, T_i) at the displacement demand $S_d(T_y)$ are calculated:

$$\mu_i = \frac{S_d(T_y)}{\Delta_y}, \tag{3}$$

$$T_i = T_y\sqrt{\frac{\mu_i}{1+b\mu_i - b}}, \tag{4}$$

where *b* is the post-yield stiffness ratio of the bilinear pushover curve.

The secant period of vibration is employed in this method which is based on an equivalent linearization approach; this means that the structure is assumed to behave linearly with reduced stiffness and strength properties, whilst the spectrum is reduced to account for the increased damping in the structure during nonlinear response (e.g. Shibata and Sozen 1976). Formulae for the estimation of the equivalent viscous damping of the structure as a function of the ductility, and sometimes period of vibration, have been proposed by various authors (e.g. Gulkan and Sozen 1974, ATC 1996, Kowalsky 1994, ATC 2005, Blandon and Priestley 2005, Dwairi et al. 2007, Priestley et al. 2007). The formula to calculate the equivalent viscous damping (ξ_i) of reinforced concrete structures that is currently implemented in the proposed intensity measure is as follows (Priestley et al. 2007):

$$\xi_i = 0.565\frac{(\mu_i - 1)}{\mu_i \cdot \pi} + 0.05, \tag{5}$$

where μ_i is the ductility at a given displacement demand (obtained by dividing the displacement demand by the yield displacement capacity as shown in Equation 3). It is noted that the aforementioned formulae do not account for strength degradation of the system, as this does not yet

appear to have been considered in such studies. However, stiffness and strength degradation is accounted for in the definition of the capacity curve of each structure (Figure 1) and thus it follows that these parameters are partially accounted for in the proposed intensity measure. Once the equivalent viscous damping has been calculated the displacement response spectrum can be multiplied by a spectral reduction factor, many of which have been proposed (e.g. Newmark and Hall 1982, Tolis and Faccioli 1999, Bommer et al 2000, Ramirez et al 2002, Lin and Chang 2003, Stafford et al. 2008).

Hence, the next step of the method requires the equivalent viscous damping to be estimated as a function of the ductility calculated from Equation (3) and the corresponding damped displacement spectrum is found; the displacement demand at the secant period of vibration, $S_d(T_i)$, is obtained and compared with the previous displacement demand, $S_d(T_y)$. If the difference between these two displacements is greater than a specified level of tolerance (e.g. 2%), the analysis continues using any iterative scheme available and used also for the other NSPs and IMs that require iteration. The suggested scheme is the *damped simple iteration* scheme (De Vahl Davis 1986). This iterative scheme accelerates the convergence since the assumed displacement of the new step is a linear combination of assumed and computed displacements in the previous iteration steps.

Once the difference in displacements between consecutive steps is within the aforementioned tolerance, the iterations stop and the converged displacement demand is identified. The converged displacement demand is compared with the initial displacement demand, $S_d(T_y)$, that is obtained before the structure reaches the converged displacement state, and the maximum of the two is taken as the SDOF maximum response of the structure. This is a key component of the proposed methodology. Other nonlinear static procedures with iteration concentrate on calculating the converged displacement and assign it as the response for a given accelerogram. The physical meaning of the converged point is that it is the displacement of a SDOF system that would respond during the whole record with the period of vibration obtained at that displacement. However, it is known that this is not the case and that the period is much smaller at the start of the ground shaking and then increases (e.g. Calvi et al. 2006). Hence, in the proposed method, a check is made to see if the converged displacement is smaller than the displacement demand found using the yield period of vibration of the building; if so, the latter displacement is taken as the intensity measure. Once the intensity measure in terms of spectral displacement is defined, it is transformed to the top displacement of the MDOF structure by multiplying by the modal participation factor.

An application of the proposed intensity measure is illustrated in Figure 2, where the initial displacement response based on the yield period of vibration is shown by a square and the final converged displacement is found after 4 iterations. The overdamped spectrum at the equivalent viscous damping at the convergence point is also shown. In this illustrative example, the maximum displacement response of the structure would be given by the converged displacement demand as it is higher than the displacement demand based on the yield period of vibration.

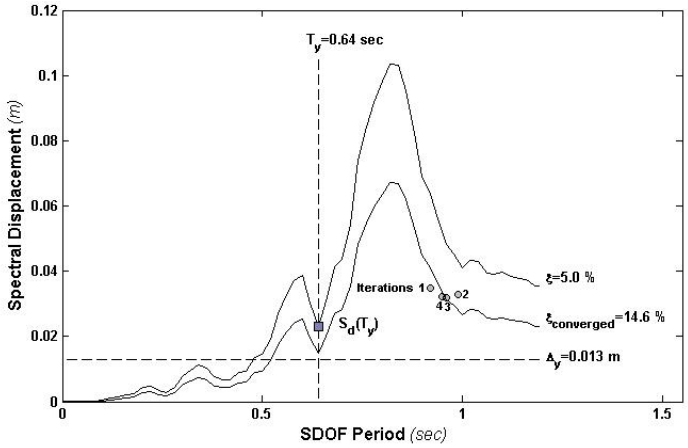


Figure 2. Illustration of an application of the Displacement Spectrum Method (DSM)

As can be noted from the description outlined above, the proposed method has many similarities to other nonlinear static procedures with iteration, but it does not suffer from the same iteration

problems that often occur with these methods when real acceleration records are used instead of smooth design spectra. Various iteration procedures have been proposed to overcome the issue of divergence when iterating with nonlinear static procedures and recommendations on which procedure to use and when have been provided (e.g. Chopra and Goel 2000, Akkar and Metin 2007). Akkar and Metin (2007) also suggest that the Capacity Spectrum Method of FEMA 440 (ATC 2005) has specific difficulties with convergence due to the discontinuous form of the equivalent bi-linearization equations used therein; in the proposed method a continuous equation is used (Equation 5) which further improves convergence.
Even if the aforementioned convergence difficulties can be overcome, another problem with methods which use the acceleration-displacement response spectrum (ADRS) occurs when there is more than one intersection point between the capacity curve and the demand curve; this will not be the case in the current methodology as each period of vibration has a unique spectral displacement. Furthermore, due to the relatively smooth shape of the displacement spectrum, any convergence issues for the iterations can be more easily solved with common iteration schemes.

Application of the Proposed Displacement Spectrum Method

In order to calculate the limit state period of vibration and displacement capacity of the SDOF system, the DBELA methodology for the loss assessment of urban populations of buildings makes use of an empirical relationship between the fundamental period of vibration and height of the building (see e.g. Crowley and Pinho 2004; Crowley and Pinho 2006; Bal 2008; Bal et al. 2010) and simple mechanics-based relationships to define the displacement capacity at the effective height (Crowley et al 2004). However, in the current study the aim is to identify the efficiency of the methodology to define the intensity measure and not the capacity of the structure, and hence these simplified equations will not be used herein. Instead, the capacity of the structure in terms of stiffness, strength and displacement capacity will be defined using a nonlinear static pushover of the case-study frames using the same software which is used to carry out the nonlinear dynamic analyses, as described further in the following Section. It is apparent that the proposed Intensity Measure and Engineering Demand Parameter would be the same for SDOF elastic systems, but differences between the spectral displacement from the spectrum and the demand in real buildings will arise due to higher mode effects and the nonlinear behavior of the structure (i.e. differences between cyclic and monotonic response); the former is not explicitly considered in the current intensity measure (though when an adaptive pushover curve has been used it aims partially to account for higher mode effects), but the latter aims to be accounted for through the estimation of the damping and the effective period of vibration. By comparing the IM with the EDP from a number of nonlinear time history analyses on MDOF structures, the variability in the EDP given the IM can be estimated and this will include the variability which arises both due to the use of the specific equivalent linearization approach applied herein and the "ignored" higher mode effects.

NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS OF CASE-STUDY FRAMES

Seven moment resisting reinforced concrete frames from European buildings have been modelled in a fibre-modelling Finite Elements program for seismic analysis of framed structures, OpenSees, an open-source software which can be freely downloaded from the Internet (OpenSees, 2009). The program is capable of predicting the behaviour of space frames under static or dynamic loading, taking into account material inelasticity. The spread of the material nonlinearity along the member length and across the section area is explicitly represented through the employment of a fibre modelling approach, implicit in the force-based formulation of the inelastic beam-column frame elements employed in the analyses. The modelled frames have been taken from existing buildings that were designed to outdated design codes without ductility requirements or capacity-design principles (see Bal 2008, Bal et al. 2008c and Bal et al. 2010 for more details of the buildings and frames). The case studies consist of one 2-storey, two 4-storey, two 5-storey and two 6-storey frames with the characteristics and bilinear pushover properties outlined in Table 1; the latter have been obtained through the application of a displacement-based adaptive pushover (Antoniou and

Pinho 2004) using an appropriate script in the OpenSees software and the criteria described in the previous Section. The characteristics presented in Table 1 have also been obtained by using 1st mode pushover analyses but they are not presented here due to space restrictions.
It should be noted that in Table 1, the ultimate displacement capacity of each frame (as defined previously) has been obtained from pushover analysis and may be different to the displacement obtained at the same limit state during dynamic analyses. This is due to differences in the static-monotonic and dynamic-cyclic nonlinear behaviour of the frame. Another issue in Table 1 is the negative post-yield stiffness ratio which is observed in all frames. The negative post-yield stiffness ratio, especially if force-based elements are used, may give rise to localization effects and thus an over-prediction of the strains attained during the analyses. This matter is out of scope of this study and the issue is still an open research topic in earthquake engineering.

Table 1. Case-study buildings *(see Bal 2008 and Bal et al 2010 for more details about these buildings)*

Building No.	Height (m)	Geometric Characteristics	Country, Year	SDOF Yield Period (s)	Base shear capacity (kN)	Post-yield stiffness ratio (b)	Δ_y (m)	$\Delta_{ultimate}$ (m)
1	9.0	2-storey, 7 bays	Italy, 60's	0.652	600	-0.025	0.038	0.162
2	12.0	4-storey, 2 bays	Greece, 80's	0.798	270	-0.007	0.040	0.184
3	11.2	4-storey, 3 bays	Turkey, 80's	0.829	145	-0.054	0.055	0.107
4	15.0	5-storey, 4 bays	Turkey, 80's	0.871	345	-0.059	0.060	0.106
5	16.5	5-storey, 4 bays	Turkey, 80's	1.175	270	-0.036	0.065	0.378
6	16.4	6-storey, 3 bays	Turkey, 60's	0.935	695	-0.117	0.130	0.343
7	18.0	6-storey, 4 bays	Turkey, 80's	0.791	545	-0.092	0.060	0.146

Nonlinear dynamic analysis has been applied to each case-study frame using 50 different real earthquake records. These records have been obtained from the NGA PEER database and have been selected based on the following criteria: strike-slip mechanism, moment magnitude between 6.2 and 7.4 and any distance from 15 to 150km. The maximum top displacement response of each frame has been obtained for each of the 50 records.

EFFICIENCY OF INTENSITY MEASURES

Proposed Intensity Measure

The relationship that has been obtained between the proposed displacement-based intensity measure, termed Displacement-Spectrum-Method (DSM), and the Engineering Demand Parameter is shown in Figure 3 based on a number of different assumptions related to the calculation of the effective period, the equivalent viscous damping, the spectrum reduction factor and the transformation of the MDOF building to a SDOF system. The bias of each approach is obtained by calculating the relationship between the IM and EDP (EDP=aIM^m where m is taken as 1.0 considering that the IM gives the same parameter as the EDP, i.e. top displacement) and the dispersion, β, is calculated as the standard deviation of the logarithmic residuals: ln(EDP)-ln(aIM^m).
In Figure 3, the secant period of vibration is based on Equation (4) and the equivalent viscous damping is taken from the proposals by Priestley et al (2007) (see Equation 5). Different spectrum reduction factors (η) can be used to obtain the results presented in Figure 3a, such as the one given in the 2004 version of EC8 (Equation 6) (CEN 2004) or as in the 1994 version of EC8 (Equation 7) (CEN 1994):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi_{eq}}} \tag{6}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi_{eq}}} \tag{7}$$

The MDOF to SDOF transformation can be done either based on the use of the deformed shape of the building from the pushover analysis at the limit state 3 (collapse) displacement, or based on the Adaptive Capacity Spectrum Method proposed by Casarotti and Pinho (2007), where the MDOF pushover curve is transformed step-by-step using the deformed shape at each step, calculated as part of the adaptive pushover.

The results in Figure 3 show how the least biased (i.e. value of *a* closest to 1.0) and most efficient IM (i.e. lowest value of β) is given through the use of Equation (4) for the post-yield period of vibration, Equation (5) for the equivalent viscous damping ratio, Equation (7) for the spectrum reduction factor and the method of Casarotti and Pinho (2007) for transforming the MDOF curve to that of a SDOF system.

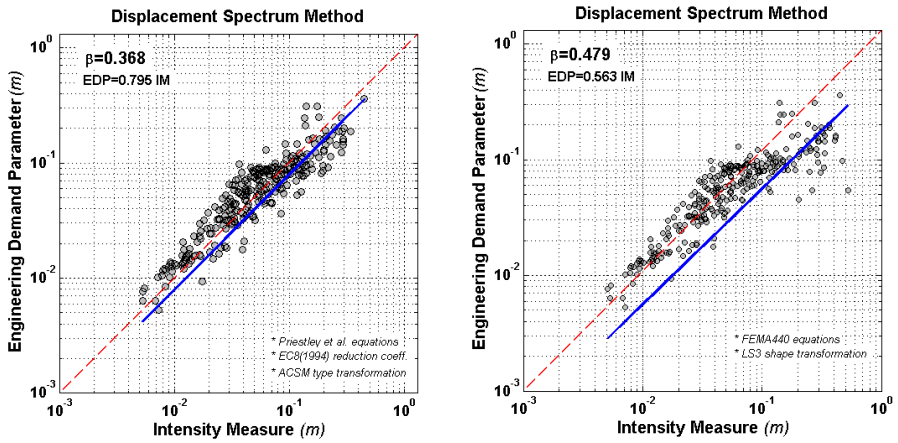


Figure 3. EDP-IM comparisons of the proposed Intensity Measure for two different set of formulae: (left) the same with (b) but the MDOF to SDOF transformation is done in an adaptive fashion, and (right) the formulae from FEMA440. The efficiency of DSM has also been calculated by using conventional 1st mode pushover analysis and MDOF to SDOF transformation by employing the 1st mode elastic displaced shape, but only the summary results are presented in Table 2.

Sufficiency, homoscedasticity, and proficiency of the proposed as well as the investigated IMs have also been determined but not mentioned in this paper due to space restrictions.

Other Intensity Measures

In addition to the proposed structure-specific displacement-based intensity measure presented above, a number of other intensity measures have also been considered herein:

- Peak ground acceleration, PGA: this is readily obtained from each of the 50 records.
- Arias Intensity (Arias 1970): obtained by integrating the acceleration time history.
- Housner Intensity (Housner 1952): the area under the velocity spectrum over a period range of 0.1 to 2.5 seconds.
- Spectral acceleration at the fundamental period of vibration, Sa(T1): the initial period is calculated by using the period that is found from Eigenvalue analysis and the spectral acceleration at 5% damping is calculated for each record.
- N2 Method (Fajfar and Gaspersic 1994, CEN 2004): the inelastic displacement demand is predicted from the elastic displacement demand at the yield period of vibration (from an elasto-plastic bilinear pushover curve) and is modified using the behaviour factor of the system, unless the period of vibration is higher than the corner period (which divides the constant acceleration and constant velocity portions of the spectrum) and the equal displacement principle is applied. The non-iterative procedure is used.
- Displacement Coefficient Method (ATC 2005, Ruiz-García and Miranda, 2003): the inelastic displacement demand is predicted from the elastic displacement demand at the

effective (yield) period of vibration (from the bilinear pushover curve) which is modified using a number of coefficients that account for inelastic response, and stiffness and strength degradation.

- Capacity Spectrum Method (Freeman 1998, and ATC 1996): the bilinear pushover curve of the SDOF system is plotted together with the acceleration-displacement response spectrum and, through iteration, the equivalent viscous damping of the system is obtained, and the displacement demand is found by the intersection of the capacity curve and the spectrum. CSM has been applied in two different ways in this present study for comparison purposes: the CSM method with the improved FEMA440 equivalent bi-linearization and spectrum reduction equations (ATC 2005) and using those equations that were identified as the most efficient with DSM in the previous section.
- Adaptive Capacity Spectrum Method (Casarotti and Pinho 2007) (ACSM); this method incorporates the traditional Capacity Spectrum Method (CSM) (Freeman 1998, and ATC 1996), with the elements of Direct Displacement-Based Design (Priestley et al. 2007). The method is quite similar to the CSM with the main difference being that the displacement profile, and thus the modal participation and the modal mass coefficients, are calculated for each step of the analysis using the results of an adaptive pushover.

The N2 method leads to predictions of the inelastic displacement response that are heavily biased and with a large amount of scatter, as can be seen in Table 2. The reason for this is most likely due to the uncertainty in the parameters that are applied to modify the elastic displacement and could also be due to the use of an elasto-plastic pushover curve with no consideration of strength degradation. Another reason for the high level of scatter of the N2 method could be related to the plateau corner period of the spectrum that needs to be defined. This parameter can be easily obtained when smooth code spectra are used, but it is difficult to define such a parameter for real acceleration records. In the present study the corner period of each record is defined according to the procedure described in FEMA 356 (ASCE 2000). The extensive parametric study of FEMA 440 (ATC 2005) to produce the parameters of the DCM leads to less scatter (see Table 2), and Akkar and Metin (2007) believe that the scatter in the DCM could be further reduced by considering the influence of the post-yield stiffness ratio.

The CSM of FEMA 440 (ATC 2005) is seen in Table 2 to be less efficient than the DCM, which is in agreement with the conclusions of FEMA 440. The equations used to calculate the post-yield stiffness and equivalent viscous damping from FEMA 440 with CSM lead to more efficient and less biased results than those proposed for the DSM method. This demonstrates that the reliability of such equations depends on the approach used to calculate the displacement response.

The ACSM method leads to lower scatter than CSM, but more biased results, whilst the use of the spectral acceleration at the fundamental period of vibration has a surprisingly low level of scatter which raises the question of the need for complex nonlinear static procedures, though it is likely that more calibration of this IM vs. EDP relationship would be required for buildings with different structural characteristics.

The intensity measures that are independent of the characteristics of the structure and are obtained directly from the accelerogram are also presented in Table 2. In these cases, since the top displacement relates to a different quantity (i.e. to acceleration), the value of m is allowed to vary. However, the main disadvantage of these structure-independent measures is that the coefficients (i.e. a and m coefficients in $EDP=aIM^m$) need to be calibrated for different structural types (for example from low-rise to mid-rise) and this requires a large number of nonlinear time-history analyses to be carried out.

A summary of the different intensity measures employed herein and their results is provided in Table 2. The most efficient IM for both the structure-dependent and structure-independent cases is shown in bold; for the former case, the proposed DSM is shown to be the most efficient, with its efficiency increasing with the use of certain equations for the equivalent SDOF system, for the latter case the Housner Intensity is found to be particularly efficient. However, as mentioned previously, this IM would need to be calibrated for different building typologies.

Table 2. Summary of the Intensity Measure test results

Intensity Measure	Nonlinear Analysis	Transformation Equations[1]	*a*	*m*	Efficiency (β)
Structure Dependent					
Proposed DSM	DAP[3]	FEMA440	0.56	1.0	0.48
		Equations (4,5&6)	0.75	1.0	0.39
		Equations (4,5&7)	0.77	1.0	0.38
		Equations (4,5&7)	0.80	1.0	0.37[2]
	1st Mode Pushover	Equations (4,5&7)	0.76	1.0	0.39
		Equations (4,5&6)	0.73	1.0	0.41
N2	1st Mode Pushover	-	1.53	1.0	0.68
FEMA440 CSM	1st Mode Pushover	Equations (4,5&7)	0.69	1.0	0.53
		FEMA440	0.97	1.0	0.52
ACSM	DAP	Equations (5&7)	0.72	1.0	0.51
FEMA 440 Displacement Coeff. Method	1st Mode Pushover	-	0.64	1.0	0.42
Spectral Acceleration at T_1	1st Mode Pushover	-	0.04	0.69	0.48
Structure Independent					
Arias Intensity	-	-	0.09	0.55	0.50
PGA	-	-	0.04	0.75	0.57
Housner Intensity (VSI)	-	-	0.12	0.84	0.42

[1] Transformation equations refer to the equivalent damping, equivalent period and spectrum reduction equations.
[2] ACSM-type MDOF to SDOF transformation is used (i.e. transformation is carried out at every step of the pushover curve based on the displaced shape, as opposed to using the deformed shape at the collapse limit state).
[3] DAP stands for Displacement-Based Adaptive Pushover.

CONCLUSIONS

A structure-dependent displacement-based intensity measure (DSM) has been proposed herein. The methodology makes use of a pushover analysis of a building and a progressive procedure which considers increasing periods of vibration and equivalent viscous damping as the displacement demand to the building increases. The proposed method has similar aspects to nonlinear static procedures with iteration but does not suffer from the common problems of iteration and of multiple points of intersection between the capacity curve and the acceleration displacement response spectrum (ADRS) when real accelerograms are employed.

The proposed DSM has been applied to 7 different existing reinforced concrete structures to estimate their nonlinear time history response from 50 different real accelerograms. Other common intensity measures have also been applied and the proposed IM has been found to be the most efficient. It is found that the proposed IM does not perform well in terms of sufficiency, but it is satisfactory in terms of other criteria. Future analyses will look into further improving the procedure by modifying the equivalent period of vibration equations (which currently appear to over-predict the response period of vibration) and looking further into equivalent viscous damping equations for degrading systems.

Acknowledgements

The authors would like to thank Sinan Akkar for providing material related to the iterative scheme used in the current application. Part of the current work was carried out under the financial auspices of the European Commission through the SYNER-G FP7 Project.

REFERENCES

Akkar S, and Metin A (2007) "Assessment of improved nonlinear static procedures in FEMA-440," *Journal of Structural Engineering* 133(9), 1237-1246.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000) "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," prepared for the SAC Joint Venture, published by the Federal Emergency Management Agency, FEMA-356, Washington D.C.

Antoniou S, and Pinho R (2004) "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure," *Journal of Earthquake Engineering* 8, 643–661.

Applied Technology Council (1996) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Applied Technology Council (2005) "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures," FEMA-440, ATC, California, U.S.A.

Baker J W, and Cornell C A (2005) "A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34, 1193-1217.

Baker J W, and Cornell C A (2006) "Correlation of response spectral values for multicomponent ground motions," *Bulletin of Seismological Society of America*, 96, 215-227.

Baker J W, and Cornell C A (2008) "Vector-valued intensity measures incorporating spectral shape for prediction of structural response," *Journal of Earthquake Engineering* 12, 534-554.

Baker J W and Jayaram N (2008) "Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models," *Earthquake Spectra* 24(1), 299-317.

Baker J W (2007) "Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36, 1861-1883

Bal İ E (2008) "Displacement-Based Earthquake Loss Assessment: Method Development and Application to Turkish Building Stock," *PhD Thesis,* ROSE School, Pavia, Italy.

Bal İ E, Crowley H, and Pinho R (2008) "Development of a displacement-based earthquake loss assessment method for Turkish buildings," Proceedings of 14th WCEE, Beijing, China.

Bal İ E, Crowley H and Pinho R (2008) "Displacement-based earthquake loss assessment for an earthquake scenario in İstanbul," *Journal of Earthquake Engineering* 12(1), 12-22.

Bal İ E, Crowley H, Pinho R and Gülay G (2008) "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10-11), 914-932.

Bal İ E, Crowley H and Pinho R (2010) "Displacement-based earthquake loss assessment: method development and application to Turkish building stock," IUSS Press, Research Report No: ROSE-2010/02.

Bazzurro P, and Cornell C A (2002) "Vector-valued probabilistic seismic hazard analysis (VPSHA)," Proceedings of the Seventh US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, MA.

Bommer J J, Elnashai A S, Weir A G (2000) "Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, paper 207.

Calvi G M, Pinho R and Crowley H (2006) "State-of-the-knowledge on the period elongation of RC buildings during strong ground shaking," Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Geneva, Switzerland, paper 1535.

Casarotti C and Pinho R (2007) "An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 377-390.

CEN (1994) "Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1–1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures," prEN 1998-1-1, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

CEN (2004) "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings," EN 1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels.

Chopra A K, and Goel R K (2000) "Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems," *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 482–490.

Cordova P P, Deierlein G G, Mehanny S S F, and Cornell C A (2000) "Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure," PEER Report 2000/10, Proceedings of the 2nd US-Japan Workshop on Performance-Based Seismic Design Methodology for RC Building Structures.

Cornell C. A. and Krawinkler H. (2000) "Progress and challenges in seismic performance assessment," PEER Center News 3(2).

Crowley H, and Pinho R (2004) "Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings," *Journal of Earthquake Engineering* 8(Special Issue 1), 93-119.

Crowley H, and Pinho R (2006) "Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings," Proceedings of 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, paper 1122.

Crowley H, Pinho R, and Bommer J J (2004) "A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation", *Bulletin of Earthquake Engineering* 2, 173-219.

Crowley H, Bommer J J, and Stafford P J (2008) "Recent developments in the treatment of ground-motion variability in earthquake loss models," *Journal of Earthquake Engineering* 12 (S2), 71-80.

De Vahl Davis G (1986) "Numerical methods in Engineering & Science," Allen and Unwin Ltd., London.

Dwairi H M, Kowalsky M J, Nau J M (2007) "Equivalent damping in support of direct displacement-based design," *Journal of Earthquake Engineering* 11, 512–530.

Fajfar P, and Gasperic P (1994) "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, 31-46.

Freeman S A (1998) "Development and use of capacity spectrum method," Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland

Goda K and Hong H P (2008) "Spatial correlation of peak ground motions and response spectra," *Bulletin of the Seismological Society of America* 98(1), 354-365.

Gulkan P and Sozen M (1974) "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions," *ACI Journal,* 71, 604-610.

Hall J F (2006) "Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35, 525-545.

Kowalsky M J (1994) "Displacement-based design-a methodology for seismic design applied to RC bridge columns," MSc Thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.

Krawinkler H (2002) "A general approach to seismic performance assessment," in Proceedings of International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering, Research, ICANCEER 2002, Hong Kong, August 19-20.

Lin Y Y, Chang K C (2003) "Study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motions," *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 129(2), 206 – 214.

Luco N, and Cornell C A (2007) "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions," *Earthquake Spectra* 23, 357-392.

Newmark N M, and Hall W J (1982) "Earthquake spectra and design," EERI Monograph, Earthquake Engineering Research Institute.

Priestley M J N (2003) "Myths and fallacies in earthquake engineering – revisited," in The Mallet-Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, Italy.

Priestley M J N, and Grant D N (2005) "Viscous damping in seismic design and analysis," *Journal of Earthquake Engineering,* 9 (S2), 229-255.

Priestley M J N, Calvi G M and Kowalsky M J (2007) "Displacement-Based Seismic Design of Structures," *IUSS Press*, Pavia, Italy.

OpenSees (2009) "Open System for Earthquake Engineering Simulation (online)," University of California, Berkeley. Available from URL: http://www.berkeley.edu/OpenSees.

Padgett J E, Nielson B G, and DesRoches R (2008) "Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 711-725

Ramirez O M, Constantinou M C, Whittaker A S, Kircher C A, and Chrysostomou C Z (2002) "Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems," *Earthquake Spectra*, 18(3), 531-547.

Ruiz-Garcìa J. and Miranda E (2003) "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1237-1258.

Shibata A, and Sözen M (1976) "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, 102, 1-8.

Stafford P J, Mendis R, Bommer J J (2008) "Dependence of damping correction Factors for response spectra on duration and numbers of cycles," *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 134(8), 1364-1373

Tolis S V, and Faccioli E (1999) "Displacement design spectra," *Journal of Earthquake Engineering* 3, 7–125.

KUM ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLEN TAŞ DOLGU DALGAKIRANLARIN DİNAMİK DAVRANIŞININ MODEL DENEYLER İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF DYNAMIC BEHAVIOR OF RUBBLE MOUND BREAKWATERS SEATED ON SAND LAYER BY MODEL TESTS

Murat E. SELÇUK[1], Mehmet BERİLGEN[2], Kutay ÖZAYDIN[3]

ÖZET

Üç tarafı denizlerle çevrili ülkemizde liman yapıları ekonomimiz için büyük öneme sahiptir. Liman yapılarının bir deprem sonrası işlevine devam etmesi ekonomik, sosyal ve ulusal güvenlik bakımlarından son derece önemlidir. Bu nedenle liman yapılarını koruyan dalgakıranların deprem sonrası işlevini sürdürmesi beklenmektedir. Bu bildiride sıvılaşabilen zeminler üzerine inşa edilmiş dalgakıranların deprem etkileri altındaki davranışını belirlemek için laboratuarda yapılan 1g ölçekli model deneylerden elde edilen ön bulgularının sunulması amaçlanmıştır. Laboratuar modelleri için 1.0mx1.0mx4.5m boyutlarındaki bir sarsma tankı içinde özel bir serme düzeneği ile yerleştirilen 40 cm kalınlığında %40 rölatif sıkılığa sahip temel zeminini teşkil eden kum tabakası üzerinde 1:2 şev eğiminde 40 cm yüksekliğinde bir dalgakıran kesiti oluşturulmuştur. Model deneylerde sarsma tablası tabanında tek yönlü bir harmonik hareket uygulanarak dalgasız ortamda deprem etkisindeki temel zemininin sıvılaşma davranışı ve bunun dalgakıran üzerindeki etkisi ivme ve boşluksuyu basıncı ölçümleri ile incelenmiştir. Uygulanan tekrarlı yüklemenin şiddeti arttıkça boşluksuyu basıncının ilk çevrimlerden itibaren hızla arttığı ve kısa sürede efektif gerilme seviyelerinin kritik duruma ulaştığı, buna bağlı olarak gevşek kum zemin üzerine inşa edilen dalgakıran kesitinde büyük çaplı değişiklikler meydana geldiği gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Geoteknik Deprem Mühendisliği, Model Deney

ABSTRACT

Port structures have a great importance for the economy in our country which is surrounded by seas on three sides. The uninterrupted functioning port structures after an earthquake is extremely important in terms of economical, social and security aspects. Thus, breakwaters protecting the port structures are expected to continue to function properly after an earthquake. In this paper, it is aimed to present observations of a 1g scale model test executed in the laboratory to study the behavior of a breakwater seated on a liquefiable soil layer subjected to earthquake loading. Laboratory model consisted of a 40cm high breakwater with side slopes of 1:2 seated on a 40cm thick sand layer at 40% relative density. It is built in a tank of 4.5mx 1.0m x 1.0m dimensions by a fluviation mechanism developed for the model experiment study. The liquefaction behavior of the sand foundation layer under earthquake effect and its impact on breakwater are investigated by measurement of water pore pressures and accelerations developed under the influence a harmonic motion applied at the base of shaking table in a wave free medium. As the magnitude of applied cyclic stress increased, pore pressures in the sand deposit are observed to increase rapidly starting from the first load cycles and effective stress levels have reached to critical values leading to strength and rigidity loss. Consequently, large deformations have occurred in cross section of the breakwater built on loose sand deposit.

Keywords: Liquefaction, Geotechnical Earthquake Engineering, Model Test

[1] Arş. Gör, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul , meselcuk@yildiz.edu.tr
2 Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, berilgen@yildiz.edu.tr
3 Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, ozaydın@yildiz.edu.tr

GİRİŞ

Depremler, mevcut yerleşim şartlarına da bağlı olarak büyük can ve mal kayıplarına sebep olmaktadır. Modern kentlerin deprem etkilerine karşı dayanıklı yapılarla donatılması gerektiği açıktır. Liman yapılarının bir deprem sonrası sahip olduğu ekomik değeri devam ettirebilmesi ve deprem sonrası yardımların kentlere ulaştırılabilmesindeki görevini yerine getirebilmesi için depreme karşı dayanıklı yapılar olması gerekmektedir. Beklenen bu performansı sağlayabilmesi için, normal koşullarda dalgaların etkilerini sınırlamak için oluşturulan dalgakıranlar, deprem etkilerine de dayanacak şekilde tasarlanmalıdır.

Depremlerde ortaya çıkan büyük enerjiler karşısında yapıların verdiği tepkiler, üzerinde yeraldıkları zeminlere bağlı olarak değişmektedir. Depremde oluşan zemin problemlerinden birisi de sıvılaşmadır. Sıvılaşma, gevşek suya doygun zeminlerde deprem dalgaları altında oluşan boşluksuyu basınç artışlarının efektif gerilmeleri sıfır seviyelerine yaklaştırması sonucunda zeminin viskoz sıvı gibi davranması olarak açıklanabilir. Konuya ilişkin ilk çalışmalar 1964 Niagata Depremi ile birlikte başlamıştır. Zeminde görülen sıvılaşma nedeniyle yapılar zemin içerisine çökmekte veya yan yatmakta, boru hatları zemin yüzeyine çıkmakta, liman yapıları zemin içerisine batmaktadır. Geçmiş depremlerde liman yapılarında sıvılaşma kaynaklı hasarların ortaya çıktığı görülmüştür(Şekil1).



Şekil 1. Liman yapısında hasarlar 1995,Kobe (EERC 1995)

Dalgakıranlar, limanyapılarını koruyan, genelde daha küçük çaplı danelerden oluşan çekirdek bölge ve onun koruyan büyük çaplı koruma tabakasından oluşmaktadır. Koruma tabakası özel formlara sahip patentli beton blok veya büyük çaplı ocak taşlarından oluşmaktadır. Bu koruma tabakasının dalga etkilerine karşı koyacak büyüklükte ve ağırlıkta olması için stabilite analizleri yapılmakta, ancak sismik etkiler altındaki davranışı çoğunlukla dikkate alınmamaktadır.

Şiddetli bir depremde önemli bir limanı koruyan bir dalgakıranın ağır hasar alarak fonksiyonunu yitirmesi büyük sorunlara yol açmaktadır. Limanın deprem sonrası ekonomik işlevini devam ettirememesi ekonomik açıdan büyük sorunlara yolaçabilmektedir. Buna örnek olarak, 1994 Los Angeles, 1995 Kobe ve 1999 Kocaeli depremleri verilebilir (Yüksel vd., 2004).

Deniz yapılarından taş dolgu dalgakıranların sismik etkiler altındaki davranışını inceleyen çalışmalar literatürde oldukça sınırlıdır. Memos vd.(2000) çalışmasında, sarsma tankı üzerinde iki farklı dalgakıran modeli oluşturarak dalgakıranların sismik etkiler altındaki davranış incelenmiştir. Birinci modelde sert bir zemin üzerine oturan dalgakıran modellenmiş, ikinci modelde ise yumuşak bir zemin üzerine oturan dalgakıran modellenmiştir. Model deney kesiti üzerinde sadece ivme büyüklükleri ölçülmüştür.Uygulanan sinuzoidal tekrarlı yükler etkisi altında hasar dağılımına bakılmıştır.

MODEL DENEY ÇALIŞMASI

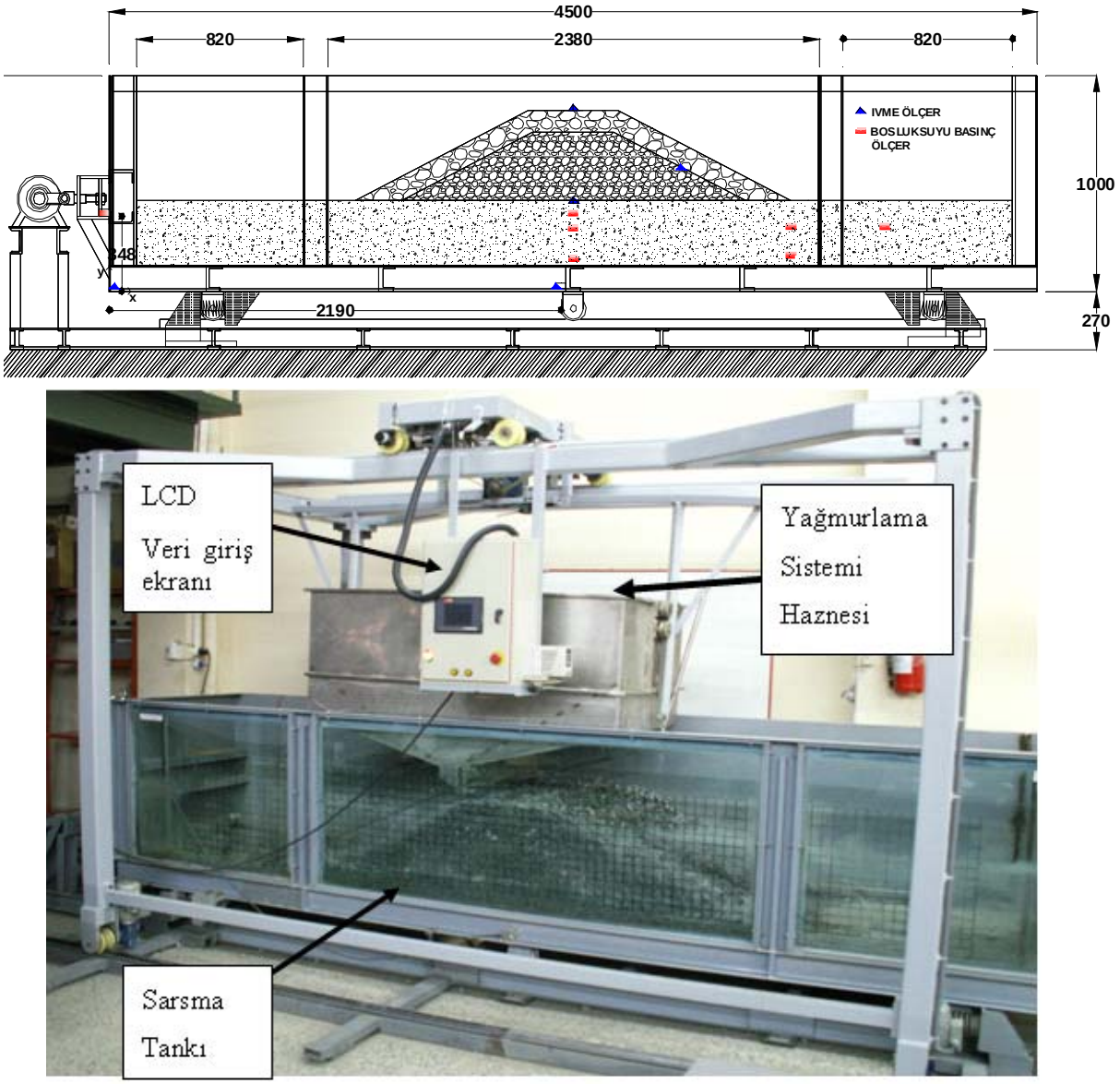
Bu çalışmada taş dolgu dalgakıranların tekrarlı yükler altındaki davranışını incelemek için tek eksenli sarsma tablasında sıvılaşabilen bir tabaka üzerinde oluşturulan dalgakıranın tabanında

çevrimli hareket uygulanarak, kum temel tabakası içerisinde değişik noktalarda boşluksuyu basıncı ve dalgakıran kesitinde ivme ölçümleri alınmıştır.

Deney Sistemi

Deney sistemi, tek eksenli sarsma tankı, homojen kesit oluşturabilmek için kullanılan yağmurlama sistemi ve data toplama sisteminden oluşmaktadır.

Sarsma tankı, 4.5m uzunluğunda, 1.0m genişliğinde ve 1.0m yüksekliğinde olup, tabanında farklı frekans ve deplasman değerlerine sahip tek eksenli sinüzoidal hareketler uygulanabilmektedir (Şekil2). Tekrarlı hareket sonrası oluşan deformasyonların incelenebilmesine için tankın ön cephesi camdan imal edilmiştir.

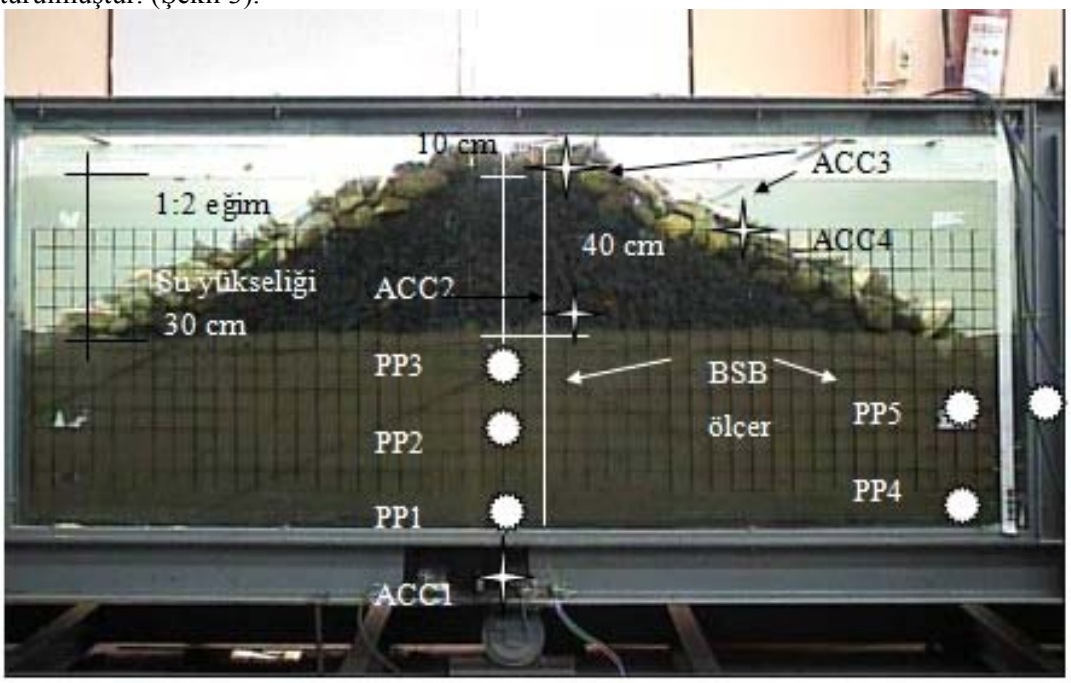


Şekil 2.Model deney sistemi

Model deney kesiti:

Model deney kesitinin homojen şekilde oluşturulabilmesi için yatay ve düşey eksende hareketi programlanabilen, malzeme dökme ağız açıklığı ayarlanabilir bir yağmurlama sisteminden

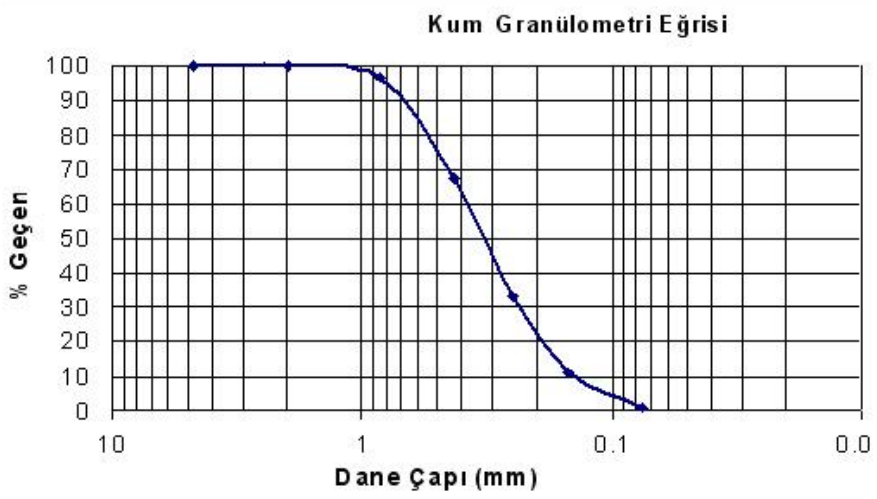
yararlanılmıştır. Yapılan model deneylerde, kullanılan malzemeler 30cm su yüksekliği içerisine 20 cm yükseklikten bırakılarak homojen temel zemini kesitleri oluşturulmuştur. 40cm kalınlığında %40 rölatif sıkılığa sahip sıvılaşabilen kum tabaka üzerinde yağmurlama sistemiyle 1:2 kenar şev eğiminde, 40cm yüksekliğinde dalgakıran kesiti oluşturulmuştur. Dalgakıran kesitinde kret genişliği 20cm, çekirdek bölge yüksekliği 30cm ve koruyucu tabaka kalınlığı 10cm olarak oluşturulmuştur. (Şekil 3).



Şekil 3. Model kesiti ve sensör yerleşimi

Malzeme Özellikleri

Model deneylerde, sıvılaşabilen kum tabakası oluşturulması için kullanılan zeminin indeks özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Kum malzemesinin özgül yoğunluğu 2.65 en büyük boşluk oranı 0.87, en küçük boşluk oranı ise 0.52 olup, birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre kötü derecelenmiş kum (SP) sınıfına girmektedir(Şekil 4, Tablo1). Basit kesme deneylerinden kum malzemenin içsel sürtünme açısı değeri Dr=%50 rölatif sıkılıkta 33.1^{o} , Dr=%70 rölatif sıkılıkta ise 35.8^{o} olarak bulunmuştur(Tablo2).Dalgakıran kesitinin oluşturulması için ise özgül yoğunluğu 2.68 olan, çekirdek bölgesinde çapı 1 -2 cm arasında değişen iri çakıl, anroşman bölgesinde ise dane çapı 4.5-6.0 cm aralığında olan taş elemanlar seçilmiştir.



Şekil 4.Kum malzemesine ait granülometri eğrisi

Tablo 1.Kum malzemesine ait özellikler

BirleştirilmişZemin Sınıflandırma Sembolü	**SP**
Gs	**2.65**
e_{max}	**0.87**
e_{min}	**0.52**
∅ (^{0}) D_r =%50 için	**33.1**
D_r =%70 için	**35.8**

Data Toplama Sistemi

Model deneylerde temel zemini ve dalgakıran kesiti içerisinde oluşacak ivme dağılımlarını belirlemek için 4 adet ivme ölçer kullanılmıştır. Kullanılan ivme ölçerler uygulanan taban hareketini ölçmek için kesit tabanına, kum temel üzerine, dalgakıran kretine ve şevine yerleştirilmiştir. Ayrıca, uygulanan çevrimli hareket nedeniyle sıvılaşabilen kum tabakada oluşacak boşluksuyu basınçları, altı adet boşluksuyu basıncı sensörü ile ölçülmüştür. Boşluksuyu basıncı sensörleri dalgakıran merkezi altında, taban seviyesinde, kum tabaka ortasında ve yüzeyinde; topukta, kum tabaka taban seviyesinde ve tabaka ortasında; açık alanda ise tabaka ortasında olacak şekilde yerleştirilmiştir. Yapılan tüm ölçümler labview ortamında yazılan data toplama yazılımı ile saniyede 1000 örnekleme ile bilgisayar ortamına kaydedilmiştir. Tekrarlı hareket sonrası dalgakıran kesitinde oluşan deformasyonlar, saniyede bir kare jpg formatında kaydedilen resimler üzerinden resim işleme programı ile ölçülmüştür.

DENEY SONUÇLARI

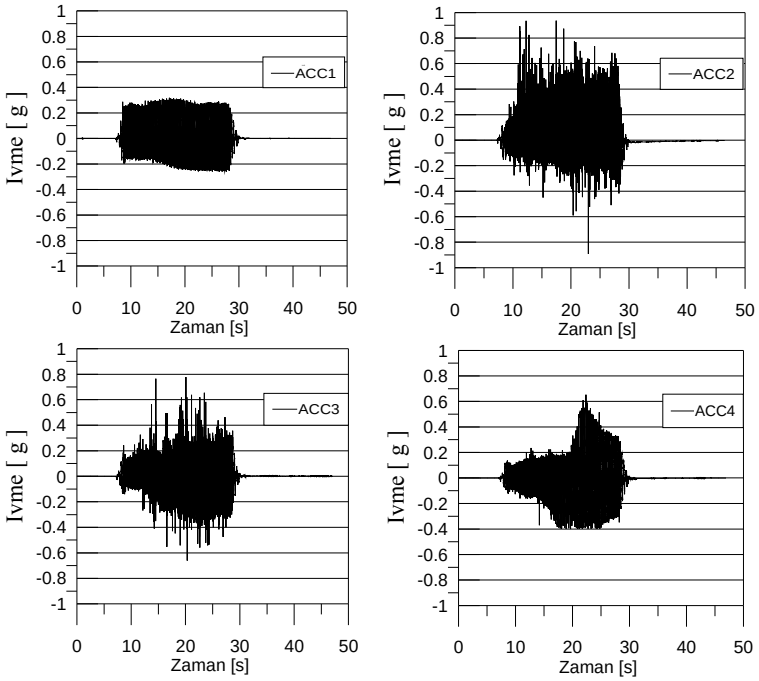
Sıvılaşabilen kum tabaka üzerinde yeralan dalgakıranın sismik davranışını incelemek üzere 40cm kalınlığında Dr=%40 rölatif sıkılığa sahip bir kum tabakası oluşturularak üzerine 40 cm yüksekliğinde dalgakıran kesiti yerleştirilmiştir. Deneyler, su yüksekliği kum tabaka üst yüzeyinden 30cm olacak şekilde su altında gerçekleştirilmiştir. Oluşacak dalga etkilerini sönümlemek için tank kenarlarına dalga sönümleyici materyaller yerleştirilmiştir. Model deney sisteminin tanıtılması ve konuya ilişkin ön araştırma sonuçlarının sunulması amaçlanan bu bildiride, bir adet model deneyde gözlemlenen davranışa ilişkin bilgiler sunulmaktadır.

Model deney kesitinin tabanında uygulanan çevrimli hareketin ivme büyüklüğü 0.22g olarak ölçülmüştür. Kum tabaka ile dalgakıran tabanı ara yüzeyinde anlık yüksek yerel pik ivme değerleri ölçülmüş olmakla birlikte, ortalama ivme büyüklüğünün tabanda uygulanan ivme büyüklüğü seviyelerinde olduğu görülmektedir. Dalgakıran kesiti üzerinde ise tekrarlı taban hareketi etkisinde koruma tabakasındaki taşların çarpma etkisi nedeniyle anlık yüksek ivmeler gözlemlenmiştir. Benzer şekilde, dalgakıran kretinde ve şevinde ölçülen ivme zaman grafikleri incelendiğinde yüksek yerel piklerin yeraldığı görülmektedir. Ayrıca çevrimli hareket sırasında ivme ölçerlerin konumlarında değişikliklerin oluştuğu gözlemlenmiştir. Ölçülen ivme-zaman değişimleri Şekil 5'te gösterilmiştir.

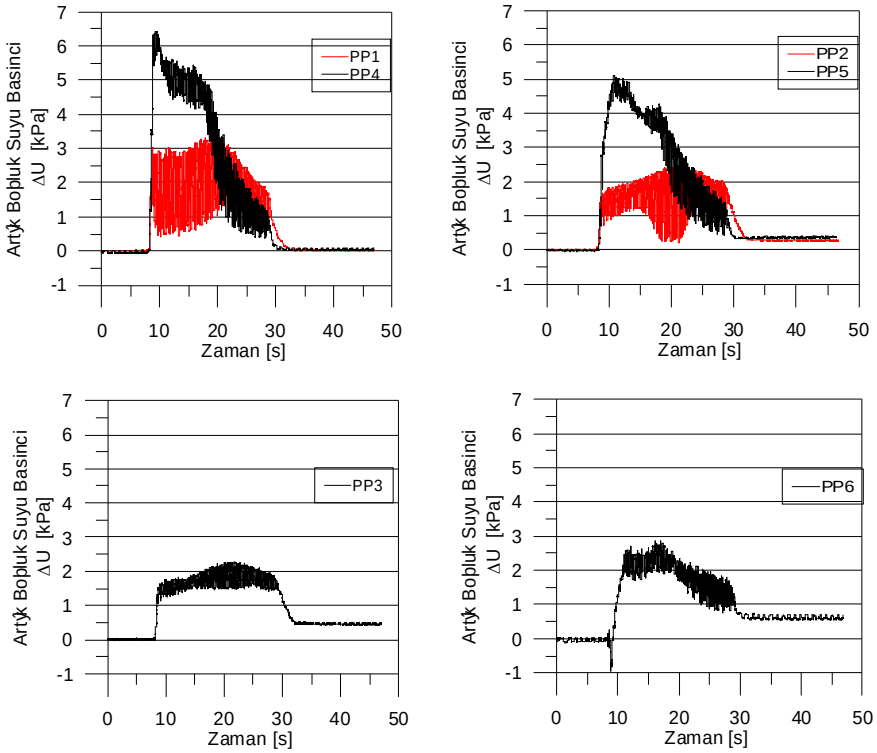
Artık boşluksuyu basıncı – zaman ölçümleri incelendiğinde(Şekil 6), dalgakıran merkezi altında kum tabaka tabanında(PP1) ölçülen maksimum boşluksuyu basıncı değeri 3 kPa seviyesinde ölçülürken, topuk bölgesi altında iki farklı derinlikte (PP4 ve PP5) ölçülen boşluksuyu basınçlarının 5-6 kPa seviyesinde olduğu görülmektedir.

Boşluksuyu basıncı oranı r_u-zaman ilişkileri (Şekil 7) incelendiğinde, dalgakıran merkezi altında kum tabaka tabanında(PP1), ortasında(PP2) ve yüzeyinde(PP3) maksimum r_u değerlerinin 0.3, 0.4 ve 0.5 mertebesinde olduğu görülmektedir. Açık alanda ve topuk bölgesinde düşey gerilmenin düşük olması, bunun yanında yüksek su seviyesi nedeniyle yüksek r_u değerleri

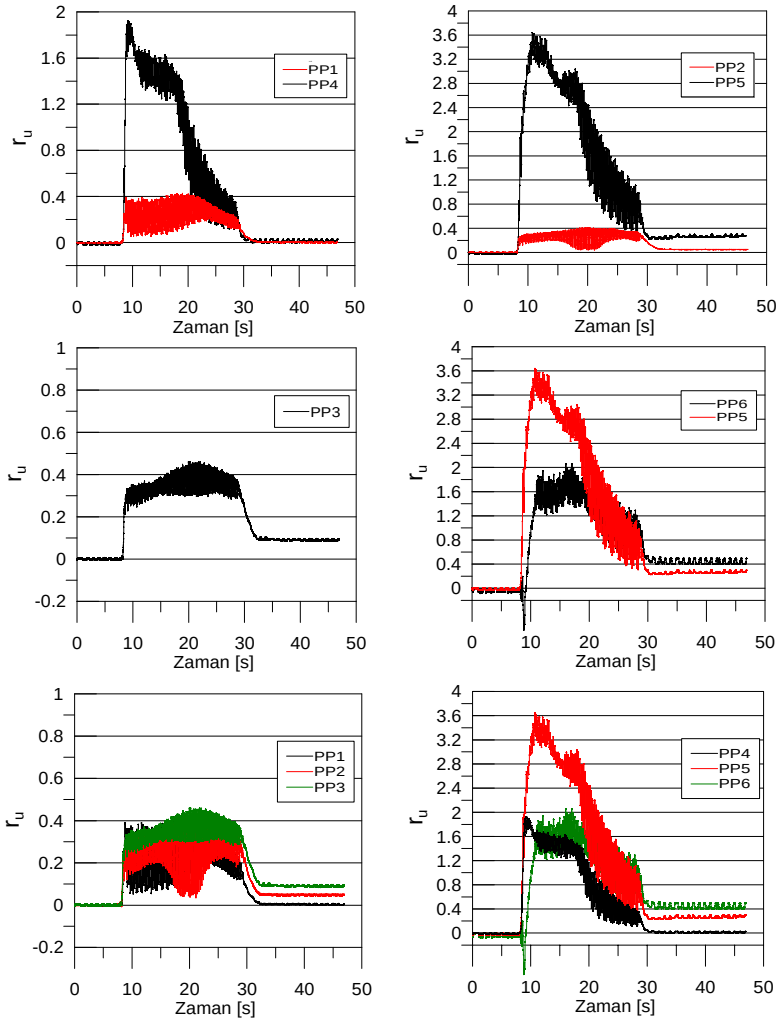
hesaplanmıştır. Dalgakıran topuğu altında ve açık alanda hesaplanan r_u değerlerinin 1 seviyesinin üzerinde olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Model deneyde ölçülen ivme büyüklükleri

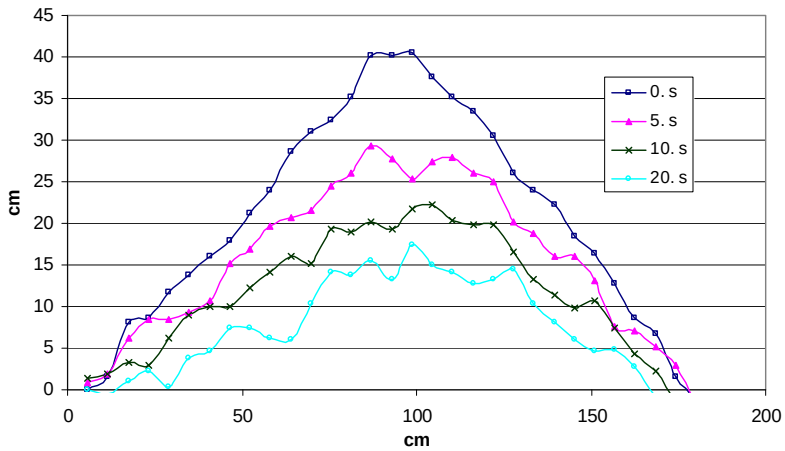


Şekil 6. Ölçülen artık boşluksuyu basınçları



Şekil 7. r_u-zaman ilişkisi

Dalgakıran kesiti geometrisinde uygulanan sarsıntı etkisi ile oluşan değişimler, resim işlem tekniği ile ölçülmüştür. Zaman bağlı değişimler incelendiğinde, dalgakıran kretinde oluşan deformasyonun ilk 5 saniye sonunda nihai deformasyonun yarısı mertebesinde gerçekleştiği görülmektedir. Uygulanan tekrarlı hareketin sonunda(20 s sonunda) krette toplam 25cm seviyesinde çökme ölçülmüştür(Şekil 8).



Şekil 8.Dalgakıran kesitine ait zaman bağlı deformasyon

SONUÇLAR

Taş dolgu dalgakıranların sıvılaşan tabakalar üzerindeki davranışını incelemek üzere bir model deney sistemi geliştirilmiştir. Model deney kesiti, 40 cm kalınlığında Dr=%40 rölatif sıkılıkta kum temel tabakası üzerinde 40cm yüksekliğinde dalgakıran kesitinden oluşmaktadır. Kum temel ile dalgakıran kesiti suya yağmurlama tekniği ile hazırlanmıştır. Bu bildiride bir model deneyde gözlemlenen davranışa ilişkin bilgiler sunulmaktadır. Tek eksenli dinamik hareket olarak 20 saniye süresince 0.22g büyüklüğünde sinuzoidal yatay hareket model deney sistemi tabanında uygulanmıştır. Kum tabaka ile dalgakıran ara kesitinde, anlık yerel pikler gözlenmekle birlikte, taban seviyesinde uygulanan mertebede ivme değeri ölçülmüştür. Dalgakıran kreti ve şev kesitine yerleştirilen ivmeölçerlerin deney sırasında konumlarının değişmesi ve taşların çarpma etkileri nedeniyle, ölçülen ivmelerde yüksek yerel piklerin olduğu görülmektedir.

Model deney sisteminde, uygulanan dinamik yükleme etkisi altında kum temel tabakası içinde oluşan boşluksuyu basınçları, dalgakıran merkezi altında, topuğu altında ve açık alanda ölçülmüştür. Dalgakıran merkezi altında düşey efektif gerilmenin açık alana göre yüksek olması sebebiyle daha düşük boşluksuyu basınçları oluştuğu gözlenmiştir. Boşluksuyu basıncı oranı (r_u) değerleri incelendiğinde, dalgakıran merkezi altında kum tabakası içinde derinliğe bağlı olarak r_u oranlarının 0.3-0.5 seviyelerinde olduğu, açık alanda ve topukta ise düşey gerilmenin az olması ve su seviyesinin yüksek olması sebebiyle r_u değerlerinin çevrimli hareketin başladığı ilk anlardan itibaren hızla arttığı ve 1.0 değerini aştığı görülmektedir.

Dalgakıran kesitinde dinamik yükleme sonucu oluşan deformasyonlar incelendiğinde, ilk 5 saniye sonunda nihai deformasyonun yarısının gerçekleştiği, 20 saniyelik çevrimli hareket sonunda krette 25 cm toplam düşey yer değiştirme dalgakıran kesitinde yanlara doğru yayılma meydana geldiği gözlemlenmiştir.

Bu bildiri kapsamında elde edilen model deney gözlemlerinin taş dolgu dalgakıranların sismik davranışı hakkında önemli ip uçları verdiği, sıvılaşabilen tabaka üzerinde yeralan bir dalgakıranın maruz kaldığı tekrarlı hareket sonunda büyük oranda deformasyona uğramasıyla fonksiyonunu yitirdiği gözlemlenmiştir. Dalgakıranların sismik davranışı devam etmekte olan deneysel ve analitik çalışmalar ile incelenmektedir.

KAYNAKLAR

EERC(1995), Geotechnical Reconnaissance of the Effects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nanbu Earthquake, Japan, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

Memos, C., Bouckovalas, M. and Tsiachris, A., 2000. "Stability of Rubble-Mound Breakwaters Under Seismic Action*", Procedings of the Conference ASCE,* Sydney Australia, pp. 1585-1598.

Yuksel, Y., Çetin, K.O., Ozguven, O., Isik, N.S., Cevik, E. and Sumer, B.M 2004. "Seismic Response of a Rubble-Mound Breakwater in Turkey*" J. of Maritime Engr*., 157, ICE, pp. 151-161.

BOĞAZİÇİ KÖPRÜSÜ TRAFİĞİ ERKEN UYARI SİSTEMLİ ZAMAN GÜVENİLİRLİĞİ RİSK ANALİZİ

TIME RELAIBILITY RISK ANALYSIS OF BOSPHORUS BRIDGE THROUGH EARLY WARNING SYSTEM

Serdar KÜYÜK[1], Muharrem AKTAŞ[2] ve Hakan ASLAN[3]

ÖZET

Günümüz dünyasının en önemli olgularından biri olan deprem gerçeği, İstanbul için de yakın gelecekte önemli bir tehlike arz etmektedir. Depremin İstanbul`a olacak etkilerinin çok boyutlu ve uzun vadeli olacağı, bu etkilerden en önemlilerinden birisinin de ulaşım boyutunu ilgilendirdiği bilinmektedir. Bu çalışmada, erken uyarı sistemi ve köprü trafiği hız analizleri çerçevesinde, köprü üzerinde oluşması beklenen tehlike bölgelerinin uzunluklarının olasılıksal dağılımı da dikkate alınarak, erken uyarı sistemi için gerekli olan optimize edilmiş minimum uyarı süresi belirlenmeye çalışılmıştır. Belirlenen bu süre minimum süre olup, bu süreyi aşabilecek erken uyarı sistemi verileri ve bu verileri sağlayacak teknolojiler, deprem oluşumu esnasında ortaya çıkabilecek can ve mal kayıplarının en aza indirilmesinde önemli bir katkı sağlayacaktır.
Anahtar Kelimeler: Risk yönetimi, ulaşım şebeke güvenirlik analizi, deprem erken uyarı sistemleri

ABSTRACT

Earthquake reality, as being one of the most important facts of the world is also putting Istanbul in danger for near future. Earthquake will have long term effects on Istanbul infrastructure especially on transportation system. In this study optimized available warning time necessary for earthquake early warning system is identified by considering bridge traffic speeds along with probabilistic distribution of danger zones on the bridge. This available warning time is the minimum time and it will contribute a lot for minimizing casualties when early warning technologies are effectively used as far as risk management of network reliablity analysis is concerned.
Keywords: Risk management, transportation network reliability analysis, earthquake early warning system

GİRİŞ

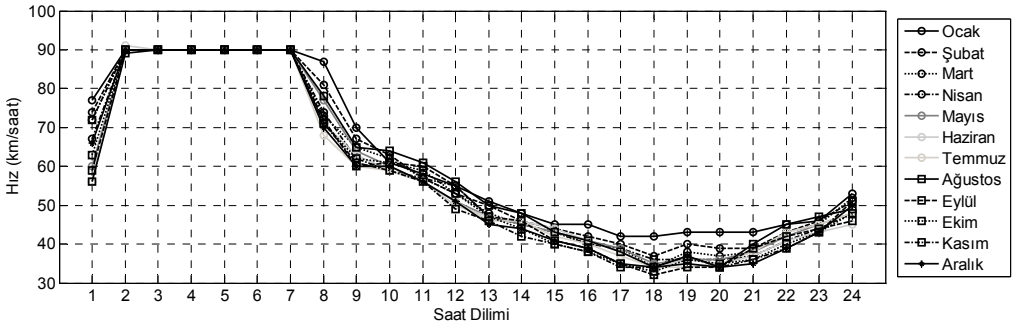
İstanbul, karmaşık trafik problemleri ile karşı karşıya olan ve 15 milyona yaklaşan nüfusu ile, Türkiye' nin en önemli metropolüdür. Şehrin Marmara denizinden geçen aktif sismik bölgeye yakın olması, beklenen deprem riskini yükseltmekte ve şehri deprem afetine daha da kırılgan hale getirmektedir. Asya ve Avrupa kıtalarını birbirine bağlayarak günlük bazda aşırı trafik yoğunluğu ile mücadele etmekte olan iki köprü, olası bir Marmara depreminde çok kritik bir görev icra etmek durumunda kalacaktır. Mevcut trafik yoğunluğunun üzerine eklenecek olan deprem anı ve

[1] Yrd. Doç Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, skuyuk@sakarya.edu.tr
[2] Yrd. Doç Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, maktas@sakarya.edu.tr
[3]Yrd. Doç Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, haslan@sakarya.edu.tr

sonrasındaki trafik yoğunluğu, köprülerin güvenliği ile ilgili risk analizi çalışmalarının önemini had safhaya çıkartmaktadır.

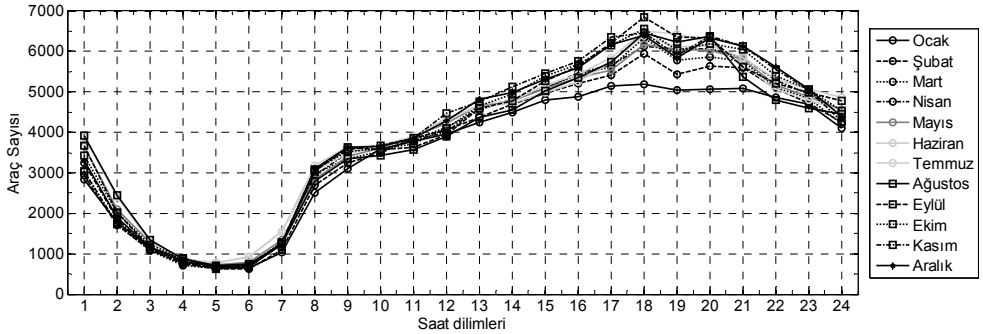
Kuzey Anadolu fay hattı boyunca olan depremler, özelliklede on bir yıl önceki 17 Ağustos 1999 depremi, fay hattının batısında olası bir deprem oluşumunun yakın bir gelecekte meydana geleceğinin sinyallerini vermektedir. Oluşacak büyük bir sarsıntının sebep olabileceği sonuçlara bakıldığında büyük bir can ve mal kaybının söz konusu olabileceği ortaya çıkmaktadır. Bu anlamda bilhassa, acil müdahale edilmesi gereken ihtiyaç bölgelerine yardımın ulaştırılmasında yol altyapısının etkin ve işlevsel bir yapıda olmasının önemi büyük olacaktır. Bu kapsamda, şehirde bulunan iki ana arter üzerindeki 17 köprü ile ilgili güçlendirme çalışmaları, Japonya ve Boğaziçi Kandilli Rasathanesinin ortak işbirliğiyle neredeyse bitirilmek üzere iken, öte yandan da Dr. Erdik ve ekibi İstanbul için bir deprem erken uyarı sistemi kurmuş ve hal-ı hazırda geliştirmektedirler.

BOĞAZİÇİ KÖPRÜSÜ TRAFİK ANALİZLERİ



Şekil 1. Günlük saatlik ortalama hızlar.

Şekil 1' de, 2009 yılı bazlı on iki aya ait saatlik dilimlere tekabül eden ortalama hızlar gösterilmiştir. 02^{00} - 07^{00} saat dilimleri arasındaki trafik akım değerleri düşük olduğundan, tekabül eden hızlar için köprüdeki maksimum yasal hız limiti dikkate alınmıştır. Görüldüğü üzere akşam saatlerinde yoğunluk maksimum düzeye çıkmakta ve ortalama hızlar 30 km/saat'e kadar düşmektedir. Ayların ilk günlerine ait 00^{00}- 01^{00} saatlik dilimlerindeki ortalama hız değerleri arasındaki göreceli yüksek farkların, yılbaşı gününün hafta içi veya hafta sonuna rastlaması veya bu günlerin hafta sonuna rastlaması durumundaki trafik miktarları arasında ortaya çıkan değişkenlikten kaynaklandığını vurgulamak gerekir.



Şekil 2 Bir gün içindeki saatlik ortalama araç sayısı. (araç/saat)

Aynı yıla ait aylık ortalama geçen araç sayısına (trafik akımına) bakıldığında, Şekil 2., gece saat dilimlerinde köprüdeki tek yönlü trafik miktarının 1000 taşıt/saat`in altına düştüğü, yoğun saatlerde ise bu değerin 6000 taşıt/saat`in üzerine çıktığı görülmektedir.. Trafik yoğunluğunun Ocak, Şubat aylarında göreceli olarak düşük olduğu, Eylül ayında ise en yüksek değerde olduğu şekilden de görülebilmektedir.

KÖPRÜ TRAFİK AKIMI RİSK ANALİZ DEĞERLENDİRMESİ

Mevcut trafik akım ve hız değerlerine ait değişkenlikler bu şekilde ortaya konulduktan sonra, bu matematiksel veriler ışığında ve ilgili trafik kompozisyonu dikkate alınarak risk analizi odaklı

çalışma içeriğinde kullanılmak üzere, deprem olması durumunda köprü üzerinde oluşacak tehlike bölgesini boşaltmak için trafik akım hızlarına ve bu hızların görülebilme olasılıklarına bağlı olarak ihtiyaç duyulan süreler aşağıdaki tabloda görülmektedir.

Tablo1. Tehlike zon'u uzunlukları ve hızlara bağlı olarak tehlike zon'unun boşaltılması için gereken zamanlar (sn.)

HIZ		**TEHLİKE ZON UZUNLUĞU (M)**																
km/ saat	**m/sn**	**100**	**125**	**150**	**175**	**200**	**225**	**250**	**275**	**300**	**325**	**350**	**375**	**400**	**425**	**450**	**475**	**500**
20	5.5	18.00	22.50	27.00	31.50	36.00	40.50	45.00	49.50	54.00	58.50	63.00	67.50	72.00	76.50	81.00	85.50	90.00
30	8.3	12.00	15.00	18.00	21.00	24.00	27.00	30.00	33.00	36.00	39.00	42.00	45.00	48.00	51.00	54.00	57.00	60.00
40	11.1	9.00	11.25	13.50	15.75	18.00	20.25	22.50	24.75	27.00	29.25	31.50	33.75	36.00	38.25	40.50	42.75	45.00
50	13.8	7.20	9.00	10.80	12.60	14.40	16.20	18.00	19.80	21.60	23.40	25.20	27.00	28.80	30.60	32.40	34.20	36.00
60	16.6	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	15.00	16.50	18.00	19.50	21.00	22.50	24.00	25.50	27.00	28.50	30.00
70	19.4	5.14	6.43	7.71	9.00	10.29	11.57	12.86	14.14	15.43	16.71	18.00	19.29	20.57	21.86	23.14	24.43	25.71
80	22.2	4.50	5.63	6.75	7.88	9.00	10.13	11.25	12.38	13.50	14.63	15.75	16.88	18.00	19.13	20.25	21.38	22.50
90	25.0	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
100	27.7	3.60	4.50	5.40	6.30	7.20	8.10	9.00	9.90	10.80	11.70	12.60	13.50	14.40	15.30	16.20	17.10	18.00
110	30.5	3.27	4.09	4.91	5.73	6.55	7.36	8.18	9.00	9.82	10.64	11.45	12.27	13.09	13.91	14.73	15.55	16.36

Bu tablodaki tahliye süreleri mevcut trafik akım değerleri ve hız-yoğunluk-akım arasındaki;

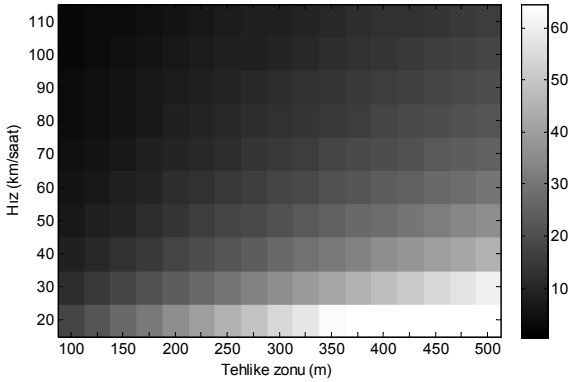
$V = \frac{A}{D}$ bağıntısı kullanılarak elde edilmiştir.

Burada,

V: hızı (mil / saat)
A: trafik akımını (araç / saat)
D: yoğunluğu (araç/mil)

Elde edilen hız değerleri ile, araç boyları 4.5m ve takip mesafeleri 1m alınarak tehlike bölgelerine ait tahliye süreleri hesap edilmiştir.

Tablo 1' de verilen süreler, seçilen tehlike zonları ve bu zonlarda olası ortalama araç seyahat hızları düşünüldüğünde, tehlikeninin sıfır mertebesine inmesi için gereken süreler olarak da değerlendirilebilir. Beklendiği üzere tehlike zonu uzunluğunun artması ve ortalama hızların düşmesi ile bu bölgenin boşaltılması için gereken süre de artmaktadır. 500 m'lik bir zon uzunluğu için en düşük akım hızına tekabül eden bu süre 90 saniyeyi bulabilmekte iken, aynı tehlike bölgesi, 90 km/saat hız için 20 saniye içerisinde boşaltılabilmektedir. Tablo 1' de okunan bu ilişkiler Şekil 3` de gösterilmiştir.

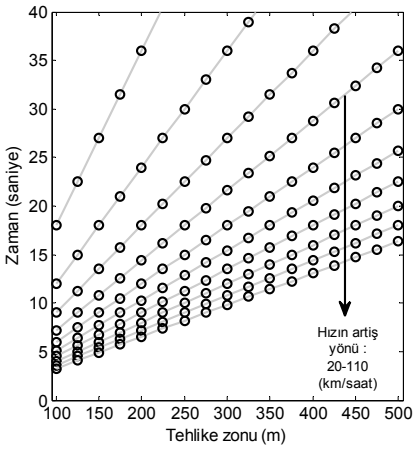


Şekil 3. Tehlike zonu ve hızlara göre zonun boşaltılması için gereken süreler

Şekil 3`de de görülebilecek bu yirmi saniye, tehlike bölgesine giriş yapan araçlar için gerekli olan süre olup, daha önceden bu bölgeye giriş yapmış olan araçlar için ihtiyaç duyulacak boşaltım süresi daha düşük olacaktır. Dolayısı ile şekilde görülen değerler en kötü durum senaryoları için verilen tehlike zonunun tamamen boşaltılmasına imkan veren sürelerdir. Bununla beraber, tehlike zonunun tam olarak olmasa bile, belirli bir miktarının boşaltılması için gerekecek süreler yine Şekil 3 kullanarak okunabilir. Örneğin 50 km/saat ortalama hız ile seyahat etmekte olan araçların 15 saniyede 200 metrelik bir alanı boşaltılabileceği yukardaki şekile bakılarak çıkartılabilmektedir.

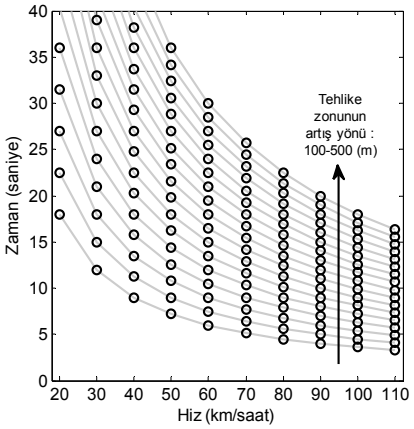
Renk skalasının açık renge dönüşmesi, gereken tahliye sürenin artması ifadesini taşırken, koyu renkler daha az zaman gereksinimini temsil etmektedir.

Tehlike zonu uzunluğunun değişimi ile, bu alanın boşaltılması için gereken süreler Şekil 4' de gösterilmiştir. Diyagonal çizgilerin eğiminin azalması, ortalama hızın artmasını temsil etmektedir. 70km/saat ortalama hıza sahip seyir halindeki araçlar 500 metrelik tehlike zonunun tamamını 25 saniyelik bir zaman diliminde boşaltabilmekte iken, aynı zaman diliminde ortalama 40 km/saat lik seyir hızına sahip olan araçlar ise, aynı tehlike bölgesinin yaklaşık 275 metrelik bir bölgesini boşaltabilmektedir. Bir diğer ifade ile tehlike bölgesinde bulunan araçların %45`i için tehlike devam ediyor olacaktır.



Şekil 4 Farklı tehlike zonlarının boşaltılması için gereken süreler: Hızın artması ile gereken süreler azalmaktadır.

Şekil 5' de Tablo1'de verilen değerlerin, ortalama hız ile değişimi tehlike zonu uzunluğuna bağlı olarak gösterilmiştir. Köprüde sahip olunan ortalama hıza bağlı olarak, tahliye için ihtiyaç duyulan minimum ve maksimum süreler, en kötü durum senaryosu için Şekil 5`den okunabilmektedir. Örneğin 50km/saat ortalama hıza sahip araç akışı farzedildiğinde, tehlike zonunun uzunluğuna bağlı olarak minumum gereken boşaltma süresi 7.5 saniye iken, zonun tamamen boşaltılması için ihtiyaç duyulan süre 35 saniyenin üzerine çıkmaktadır.

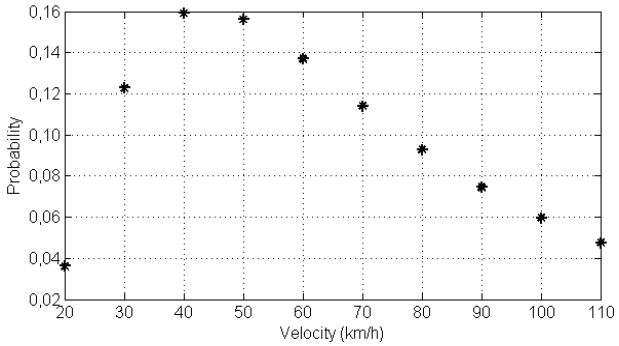


Şekil 5 Farklı hızlar ve tehlike zonları için gereken süreler: Tehlike zonu` nun artması ile gereken süreler artmaktadır.

OLASILIKSAL METODOLOJİ

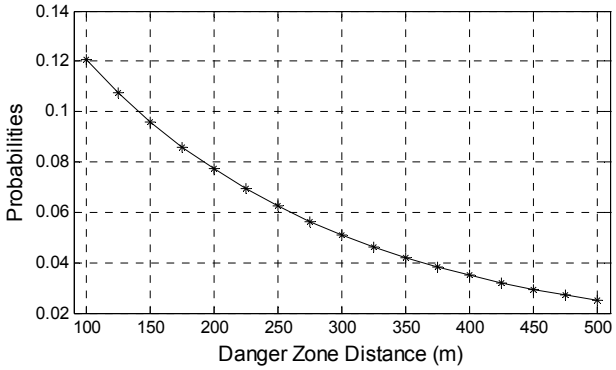
Bu çalışmada köprü üzerindeki taşıt ortalama hızlarına bağlı olarak, olası tehlike bölgesi uzunluklarını da dikkate alarak, optimize edilmiş minimum köprü tahliye süresinin stokastik hesaplanması hedeflenmiştir.

Aşağıdaki şekil hesaplarda kullanılan ortalalama hızların log-normal dağılımını göstermektedir.



Şekil 6. Lognormal hız dağılımları

Benzer şekilde, Şekil 7 tehlike zonu uzunluklarının oluşma olasılıklarını ifade etmektedir.



Şekil 7. Tehlike zon uzunluklarının varsayılan gerçekleşme olasılıkları

Tablo 1 de, verilen deterministik hızlar ve tehlike bölgesi uzunluklarına bağlı olarak bu bölgelerdeki araçların, erken uyarı sinyali verilmesinden sonra tam tahliye için ihtiyaç duydukları minimum süreleri görebilmekteyiz.

Buradaki süreler problemin doğası gereği ihtiyaç duyulacak olan olasılıksal risk analiz modellemesi için temel değerleri temsil etmekle beraber, stokastik yaklaşımın temel pragmatik boyutundan uzaktırlar.

Şekil 6 ve 7 de ifade edilen tüm hız değerleri ve tehlike bölgesi uzunluklarının görülebilme olasılıklarına bağlı olarak tüm sisteme ait beklenen zaman maliyeti fonksiyonunu aşağıdaki bağıntı ile ifade edebiliriz.

$$SBZM = \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} P_{V_{ij}} P_{L_{ij}} T_{ij}$$

burada;

SBZM, tüm sisteme ait beklenen total zaman maliyetini
i: ilgili hız değerlerini
j: olası senaryoları
$P_{V_{ij}}$: tehlike zonunun uzunluğunun j`inci durumda olmasına tekabül edecek i`ci hızın görülebilme olasılığını;

$P_{L_{ij}}$: araç ortalama hız değerinin i`inci değerde olması durumunda tehlike zonunun j`inci senaryoda olma olasılığını

T_{ij} : i`inci ve j`inci senaryonun oluşması durumunda Tablo 1 den elde edilebilecek tehlike zonu tahliyesi minimum sürelerini

ifade etmektedir.

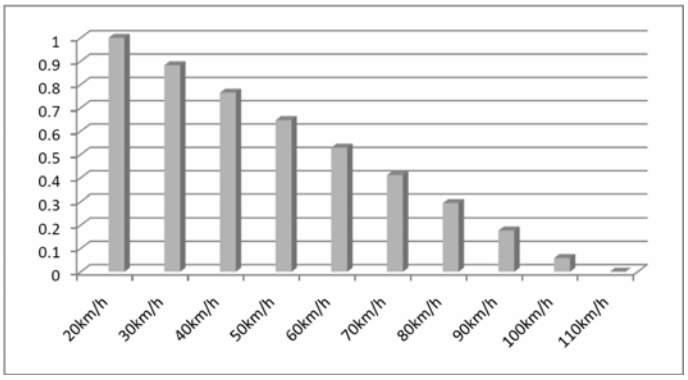
Şekil 6, 7 ve Tablo 1 de ifade edilen verilerin kullanılması durumunda her bir tahliye süresinin toplam beklenen zaman maliyetine katkılarını aşağıdaki tabloda görebiliriz.

Tablo 2. Tehlike zon'u uzunlukları ve hızların olasılıklarına bağlı olarak tehlike zon'unun toplam beklenen boşaltılma süresine katkıları

HIZ		**TEHLİKE ZONE UZUNLUĞU (m)**																
km/s	**m/sn**	**100**	**125**	**150**	**175**	**200**	**225**	**250**	**275**	**300**	**325**	**350**	**375**	**400**	**425**	**450**	**475**	**500**
20	5.5	0.08	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.08	0.08
30	8.3	0.18	0.20	0.21	0.22	0.23	0.23	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.20	0.19	0.19	0.19
40	11.1	0.17	0.19	0.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20	0.19	0.19	0.18	0.18
50	13.8	0.14	0.15	0.16	0.17	0.17	0.18	0.18	0.17	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14
60	16.6	0.10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10
70	19.4	0.07	0.08	0.08	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07
80	22.2	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05
90	25.0	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
100	27.7	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
110	30.5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Sistem için beklenen total tahliye süresi, verilen hız ve tehlike bölgelesi uzunluklarının olasılıksal dağılımları üzerinden yukarıda verilen bağıntı kullanılarak hesap edildiğinde 17.38sn olarak bulunur. Bu değer bize temelde, sistemin maruz kalabileceği tüm mevcut olası hız ve tehlike bölgesi uzunlukları senaryoları dikkate alındığında, erken uyarı sistemi ile yapılacak bir uyarıdan sonra gerek duyulacak olan minimum tahliye süresini ifade etmektedir. Dolayısı ile olasılıksal yaklaşım çerçevesinde, en az 17.38 sn lik bir erken uyarı sistemi, tahliye amaçlı stratejiler için en uygun strateji olarak ortaya çıkmaktadır. Bu süreden daha düşük zaman dilimlerinde devreye sokulacak erken uyarı sistemleri, boşaltma işlemlerini geciktireceği için can ve mal kaybına bağlı maliyetlerin artması sonucunu doğuracaktır.

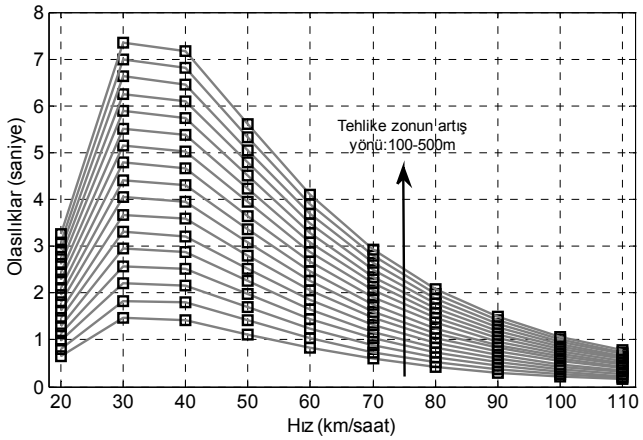
Tablo 1 de ki veriler deterministik, yani ilgili hız ve uzunlukların mutlak gerçekleşmesine tekabül eden tahliye sürelerini verdiğine gore, olasılıksal dağılımlar çerçevesinde elde edilmiş olan bu total sistem zaman maliyet değeri, bu tablodaki verilerle karşılaştırılabilir. Aşağıdaki şekilde sistem total beklenen tahliye süresi bazlı, ilgili tehlike bölgeleri uzunluklarına gore hızların bu süreyi aşma yüzdeleri görülmektedir.



Şekil 8.Hızlara bağlı tehlike bölgesini boşaltım süresinin 17.38sn (SBZM) den büyük olma yüzdeleri

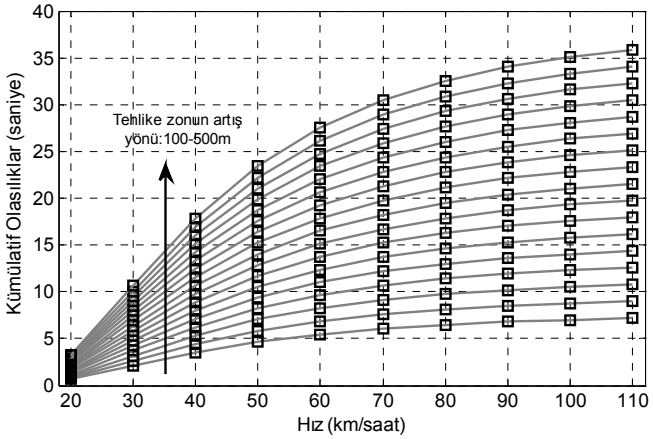
Şekilden de görülebileceği gibi, ortalama akım hızının 20km/saat olması durumunda, hesap edilen sistem optimum tahliye zamanı tüm zon uzunlukları için yinede yetersiz kalırken, 60 km/s hız değeri için 300m altında oluşacak olan tüm tehlike bölgelerinde, ki bu tüm olası zonların %47 lik dilimini temsil etmektedir, belirlenen optimum uyarı süresi tam tahliyenin sağlanmasına imkan verecektir. 100km/s'lik hız için ise bu oran %94' e kadar çıkmaktadır.

Şekil 9' da ortlama hızlar ile bunların olasılıklarının çarpımı sonucu elde edilen olasılık (tehlike zonunun oluşma olasılıkları dikkate alınmadan) zaman vektörlerinin, tehlike zonunun artışı ile değişimi gösterilmiştir. Düşey eksendeki olasılıkların azalması, araçların tehlike zonundan en kısa zamanda çıkmasını ifade etmektedir. Şekilden anlaşılacağı gibi, tehlike zonu dikkate alındığında en istenmeyen zaman dilimi 30-40 km/s arasıdır. Olasılıksal hız yoğunluğunun en fazla bu aralıkta olmasından dolayı, tehlike zonunundan bağımsız olarak, afet ile karşı karşıya gelecek insan sayısı en çok bu aralıkta seyir edildiğinde olacaktır. Ayrıca olasılıksal belirsizlik hız arttıkça azalmaktadır. Örneğin bu belirsizlik 60 km/s' te yaklaşık olarak 0.8 ile 4.2 iken ortalama hızın 90 km/s olması durumunda 0.3-1.2 aralığındadır. Köprü üzerinde ortalama işletim hızının artırılması afetten etkilenecek insan sayısını azaltacağı gibi, risk yönetimi ile ilgilenen mühendisler için var olan belirsizlik azalacaktır.



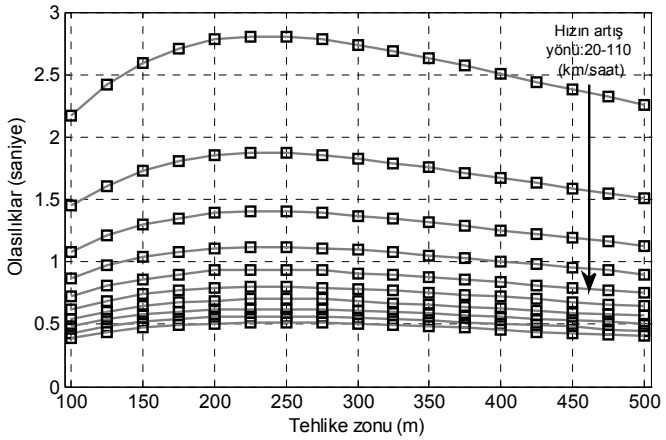
Şekil 9. Hızlara bağlı beklenen olası tahliye süreleri

Belirli tehlike zonlarına ait bir önceki şekilde gösterilmiş olan olaslıkların toplanması ile elde edilmiş kümülatif beklenen olasılıklar aşağıda gösterilmiştir. Bu olasılık eğrilerinin eğimleri, hızlar arttıkça azalmaktadır. Bu, olasılıksal farkların düşük hızlara göre yüksek hızlarda azalmasından kaynaklanmaktadır.



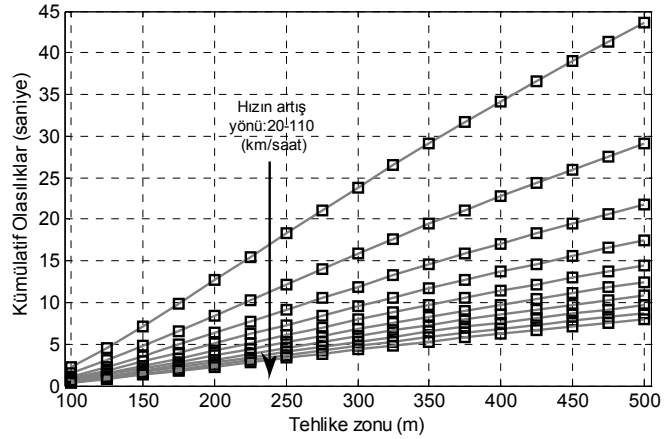
Şekil 10. Köprü üzerindeki ortalama hızlara bağlı beklenen kümülatif olasılıklar

Aynı risk yönetimi yaklaşımı, tehlike zonunun uzunluğuna bağlı olasıklara uygulanmıştır. Şekil 7'de gösterilmiş olan tehlike zonu uzunluklarının olasılıkları dikkate alnırak sabit bir ortalama hıza göre sonuçlar incelenmiştir. Şekil 11, lognormal dağılıma sahip tehlike zonu uzunluğu olasıklarının sabit hızlardaki etkisini temsil etmektedir. En üstteki çizgi ortalama hızın 20km/s olduğunu en alttakı çizgi ise hızın 110 km/s olduğundaki olasılıkları göstermektedir. Hızları temsil eden çizgiler arasındaki mesafenin azalması, hızın artması ile, tehlike zonunun boşaltılması için gereken sürenin doğrusal olmayan bir şekilde azalmakta olduğunu göstermektedir. Ayrıca hız arttıkça, hız çizgilerinin eğiminin azalıp düzleşmesi, tehlike zonunun boşaltılma olasılığının, tehlike zonu uzunluğundan gittikçe bağımsızlaşmakta olduğunu göstermektedir.



Şekil 11Tehlike zon'una bağlı beklenen olası zamanlar

Şekil 12, hızlar sabitlendiğinde beklenen olasılıkların kümülatif yapısını açıklamaktadır. Çizgilerin eğimi, afetten etkilenecek insan sayısının tehlike zon'u uzunluğu arttıkça hızlı bir şekilde artacağını net bir şekilde ifade etmektedir..



Şekil 12. Köprü üzerindeki tehlike zon'u uzunluğuna bağlı beklenen kümülatif olasılıklar

SONUÇ ve DEĞERLENDİRME

Bu çalışmanın sonuçları erken uyarı sistemleri ile trafik risk yönetimi tekniklerinin birlikte uygulanmasının, sistem kullanıcılarının can ve mal kaybını minimize etmekte son derece önemli ve etkin bir sonuç doğuracağını ortaya koymaktadır. Erken uyarı sistemlerinde ortaya çıkabilecek teknik gelişmeler, trafik mühendislerinin risk altında karar alma ve uygulama becerilerini artıracaktır. Boğaziçi köprüsü örneğinde görülebileceği gibi elde edilen optimum 17.38 sn lik deprem öncesi erken tahmin süresi, olası deprem etkilerinin olumsuzluklarını minimize etmekte oldukça faydalı olacaktır. Depremin hangi büyüklükte meydana geleceği, dolayısı ile buna bağlı olarak oluşacak tehlike bölgesi uzunluklarının ve o andaki olası ortalama taşıt hızlarının stokastik yapıda olması, çalışmada olasılıksal yaklaşımların kullanılmasına neden olmuştur. Bununla beraber, mevcut trafik akım verileri kullanılarak, köprü üzerinde oluşacak hızların deterministik yaklaşımla tespiti ve bu hızlara bağlı olarak deterministik analizlerin yapılabileceği aşikârdır. Mamafih, spesifik hızlar ve tehlike bölgesi uzunlukları için yapılabilecek deterministik analizin, tüm sistem ve senaryolar dikkate alındığında gerçekleştirilecek risk analizi modellemesinde yine stokastik karaktere bürüneceği de dikkatlerden uzak tutulmamalıdır.

Teşekkür

Bu makalenin yazarları, köprü trafiği ile ilgili verilerin sağlanmasındaki katkılarından dolayı Boğaziçi köprüsü teknik mühendislik çalışma grubundan Sayın Baki Erdoğan ve Ertaç Çelikel ile Karayolları Genel Müdürlüğünden sayın Ramazan Yüksel`e minnettardırlar.

KAYNAKLAR

Aktas M, Kuyuk HS, Aslan H (2010) "Traffic Management for Bosphorus Suspended Bridge, Istanbul information based on earthquake real-time information", *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 30th August–3rd September

Aslan H, Kuyuk HS, Aktas M (2011) "Transportation Risk Analysis (TRA) of Bosphorus Bridge, Istanbul, using Real-Time Earthquake Information: Game Theoretic Approach", *First International Conference on Vulnerability and Risk Analysis and Management (ICVRAM)–Fifth International Symposium on Uncertainty Modeling and Analysis*, Maryland, USA

Kuyuk HS, Aslan H, Aktas M (2011) "Probabilistic Causality Analysis of Bosphorus Bridge, Istanbul, using Real-Time Earthquake Information", *8th International Conference on Urban Earthquake Engineering (CUEE) Conference,* 7-8 March, Tokyo, Japan

Apaydin NM (2010) "Earthquake performance assessment and retrofit investigations of two suspension bridges in Istanbul", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 702–710

General Directorate of Turkish Highways, www.kgm.gov.tr

Greenshields BD (1935) "A study of traffic capacity", *Highway Research and Board Proceedings,* 14, 448-477

COĞRAFİ BİLGİ SİSTEMLERİNE DAYALI KENTSEL ZARARGÖREBİLİRLİK MODELİ

URBAN VULNERABILITY MODEL BASED ON GIS

H. Şebnem DÜZGÜN[1] M. Semih YÜCEMEN[2] H. Sibel KALAYCIOĞLU[3]

ÖZET

Bir kentsel alanın belirli bir deprem büyüklüğü için zarargörebilirliği, kent mekanını oluşturan yapısal öğelerin (binalar, can damarları, altyapı, vb) yanında bu öğelerin hasar görmesi sonucu etkilenen diğer öğelerin (acil durum erişebilirliği, sosyo-ekonomik yapı, vb.) bütünleşik bir yaklaşımla ele alınması ile belirlenebilir. Kentsel alanın sözkonusu zarargörebilirliğinin belirlenmesi, alanda öncelikli zarargörebilir mekanların ortaya çıkarılarak risk azaltılmasında bu bölgelerin önceliklendirilmesi için önemli bir altlık oluşturmaktadır. Bu nedenle kentsel mekanın bütünleşik zarargörebilirliğinin belirlenmesi için alanın belirli coğrafi üniteler özelinde zarargörebilirliğinin analiz edilerek, zarargörebilirlik haritalarının oluşturulması gerekmektedir. Bu çalışma, bir kentsel alanda mahalle ölçeğinde yapısal hasargörebilirlik ile acil durum erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik ve sosyo ekonomik zarar görebilirliğin belirlenerek Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS)'de haritalanmasına dair bir metodoloji sunmaktadır. Sunulan metodolojide binaların yapısal hasargörebilirliği olasılığa dayalı deprem tehlikesi yaklaşımına dayalı bulunurken, acil durum erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik, mahallelerin acil durum servisleri (itfaiye ve ambulans) tarafından erişebilirliğinin zona dayalı erişebilirlik yaklaşımı ile elde edilmiştir. Mahallelerin sosyo-ekonomik zarargörebilirliği ise hanehalkı anketleri ile elde edilen sosyo-ekonomik göstergelerin zarargörebilirlik endeksi olarak belirlenmesi ile elde edilmiştir. Her bir zarargörebilirlik faktörünün mahalle ölçeğinde hesaplanmasından sonra bütünleşik zarargörebilirlik modeli çok ölçütlü karar verme metodu ile elde edilmiş ve mahalle ölçeğinde haritalanmıştır. Sunulan yaklaşım Eskişehir Odunpazarı Belediyesi sınırları içindeki mahalleler için uygulanmış ve mahalleler arasında zarargörebilirlik bakımından ortaya çıkan ayrışma analiz edilmiştir. Odunpazarı Belediyesi'nde yapısal hasargörebilirliğin yüksek olduğu mahallelerde, sosyo-ekonomik zarargörebilirliğin düşük olduğu görülmüştür. Acil durum erişebilirliğinden kaynaklanan zarargörebilirliğin ise kentteki acil durum servislerinin dağılımına göre farklılık gösterdiği belirlenmiştir. Bulgular kent mekanında zarargörebilirliğin azaltılması için öncelikli mahallelerin listelenerek hangi zarargörebilirlik faktörünün iyileştirilmesi gerektiğine dair mekansal planlama yaklaşımlarına altlık teşkil edecek niteliktedir.

Anahtar Kelimeler: Kentsel zarar görebilirlik, bina hasargörebilirliği, acil durum erişebilirliği, sosyo ekonomik zarargörebilirlik, coğrafi bilgi sistemleri

ABSTRACT

Vulnerability of an urban area for a given earthquake magnitude, can be determined by considering the vulnerability of structural elements of the urban area (buildings, lifelines, infrastructure, etc.) as well as vulnerability of other urban elements (emergency accessibility, socio-economic structure etc.) due to damage in the structural elements in an integrated vulnerability assessment framework. Assessment of urban vulnerability based on an integrated

[1] Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi,Maden Müh. Böl. ve Deprem Çalışmaları EABD, Ankara, duzgun@metu.edu.tr
[2] Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl. ve Deprem Çalışmaları EABD, Ankara, yucemen@metu.edu.tr
[3] Doç.. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Sosyoloji Bölümü , Ankara, ksibel@metu.edu.tr

approach provides identification of priority zones in the urban area and forms the basis of risk reduction strategies. For this reason it is necessary to analyze urban vulnerability in neighborhood scale in an integrated framework and obtain vulnerability maps for each neighborhood in the urban area. This study presents a methodology for assessing the structural, socio-economic and accessibility of emergency services vulnerabilities in neighborhood scale and mapping them in geographical information systems (GIS). In the proposed methodology, while the building vulnerability is assessed by using probability-based earthquake hazard assessment method, the vulnerability due to emergency accessibility is obtained by using zone-based accessibility approach for the accessibility of neighborhoods by the emergency services (ambulance and fire brigades). The socio-economic vulnerability of neighborhoods is determined by using socio-economic vulnerability index, which is evaluated based on the vulnerability indicators obtained from household questioners. After calculating vulnerability components for each neighborhood, an overall vulnerability index is calculated by using multi attribute decision analysis and they are mapped for each neighborhood in GIS. The proposed approach is implemented for the neighborhoods of Eskişehir Odunpazarı Municipality and the variation of vulnerability for the municipality is analyzed. It is seen that in Odunpazarı Municipality, the neighborhoods with high structural vulnerability have low socio-economic vulnerability. The vulnerability due to emergency accessibility differs depending on the spatial distribution of the emergency services in the urban area. The findings of this study form the basis of spatial planning for decreasing the vulnerability by prioritizing the neighborhoods.

Keywords: Urban vulnerability, bulding vulnerability, emergency acessibility, socio-economic vulnerability, geographic information systems

GİRİŞ

Kentleşme hızının giderek artan ivmesi doğal afet risklerini de hızla artırmaktadır. Riski artıran başlıca faktörler arasında kentsel alanlardaki nüfus artışı, kentsel büyümenin doğal afet tehlikesi içeren bölgelere doğru olması, kentsel yaşamda artan refah düzeyi sayılabilir (Tucker ve ark. 1994 ve Kakhandiki ve Shah, 1998). Ketsel bir alanın deprem tehlikesinden kaynaklı riskinin belirlenmesi için kompleks kent dokusu öğelerinin zarargörebilirliklerinin analiz edilerek bunlara ait kayıpların belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle kentsel alanı oluşturan öğelerin zaragörebilirliklerinin disiplinlerarası bir yaklaşımla ele alınması gerekmektedir. Kentsel alan öğelerinin zarargörebilirliğinin belirlenmesi için geliştirilen yaklaşımların arasında Davidson ve Shah (1997) tarafından geliştirilen disiplinlerarası yaklaşım öncü çalışmalardandır. Bu yaklaşımda kentin tamamı için bir Deprem Afet Riski Indeksi (DARI, Earthquake Disaster Risk Index, EDRI) geliştirilmiş farklı kentler birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Ancak bu yaklaşımda bir kentsel alanı içindeki risk ayrışmalarını ve kentsel alan öğelerinin zarargörebilirliklerini analiz etmek mümkün olmamaktadır. Kentsel alanlardaki deprem zarargörebilirliğinin ve riskinin belirlemesinde coğrafi bilgi sistemlerinin (CBS) etkin rol oynayabileceğinin anlaşılması ile CBS'ye dayalı kentsel kayıp haritalarının oluşturulmasına yönelik yaklaşımlar da geliştirilmiştir. Söz gelimi Radius (1999) projesinde Asya, Avrupa, Orta Doğu, Afrika ve Latin Amerika'daki yirmiyedi kent için CBS'ye dayalı kentsel risk haritaları üretilmiştir. FEMA-NIBS (1999) tarafından geliştirilen HAZUS yaklaşımında kentsel alan için yapısal hasargörebilirliğin yanında sosyo-ekonomik zarargörebilirlik de kentsel risk analizinde ele alınmıştır. Ayrıca HAZUS yaklaşımı kentsel riskin haritalanması için CBS entegrasyonuna uygun çıktılar üretmektedir. HAZUS metodolojisi kentsel riskin tayininde olukça etkin sonuçlar üretmesine rağmen riskin belirlenmesi için göz önüne alınan parametreler ABD koşulları için tasarlandığından başka ülke koşullarında birebir kullanılması mümkün olmamaktadır. Dolayısı ile Avrupa ve başka ülke koşullarına uygun kayıp belirleme yaklaşımlarının geliştirilmesi için farklı çalışmalar yapılmaktadır. Söz konusu yaklaşımlara örnek olarak King ve Kiremidjian (1994), Hewitt (1997), Mileti (1999), Alexander (2000), Dowrick (2002), Dowrick (2003) Morales (2002), Plattner (2005), Mourouse ve Brun (2006), Karaman vd. (2008) tarafından geliştirilen metodular verilebilir. Geliştirilen yaklaşımların HAZUS gibi yazılım araçları ile desteklenmesi için de farklı araçlar sunulmuştur. Strasser vd. (2008) Avrupa'daki

KOERILOSS, SELENA, ESCENARIS, SIGE-DPC ve DBELA adlı beş temel deprem kayıp modelleme aracını karşılaştırmış ve bu araçların aynı sismik tehlike ve bina stoğu özellikleri için farklı kayıp sonuçları ürettiğini belirtmiştir. Strasser vd. (2008) beş farklı modelin farklı sonuçlar üretmesini kullanılan hasargörebilirlik fonksiyonlarının farklı olmasına bağlamıştır. Ayrıca literatürdeki yaklaşımların büyük bir bölümü, kentsel riskin yapısal (binalar, can damarları, altyapı) öğelerin kayıplarının belirlenmesini içermektedir. Gerçekçi bir kentsel deprem riski analizi için kentsel dokuyu oluşturan sosyo-ekonomik yapı, acil durum servislerine erişebilirlik vb. faktörlerin de ele alındığı kentsel kayıp modellerine ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca kentsel bir alanda zarargörebilirliğin azaltılmasına yönelik stratejiler geliştirilirken karar vericilerin kısıtlı kaynakları önceliklendirmesi için kentsel alan içindeki idari bölünmeler özelinde zarargörebilirlik ayrışmalarının belirlenmesi etkin bir afete hazırlık planlamasının temel girdilerinden biridir.

Bu çalışmanın temel amacı ülkemiz kentlerinde afete hazırlık planlamasında kullanılabilecek bütünleşik zarargörebilirlik tayini için geliştirilen yaklaşımı sunmaktır. Geliştirilen yaklaşım bir kentsel alanda mahalle ölçeğinde yapısal hasargörebilirlik, sosyo-ekonomik zarargörebilirlik ve acil durum servislerinin erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik endekslerinin bulunması ve bunların çok ölçütlü karar verme yaklaşımı ile coğrafi bilgi sistemlerinde bütünleştirilmesini içermektedir. Sunulan kentsel zarargörebilirlik metodolojisi Eskişehir Odunpazarı Belediyesi sınırları içindeki mahalleler için uygulanmış ve yaklaşımın Türkiye kentleri için kullanılabilirliği gösterilmiştir.

BÜTÜNLEŞİK KENTSEL ZARARGÖREBİLİRLİK YAKLAŞIMI

Bu çalışmada sunulan bütünleşik kentsel zarargörebilirlik yaklaşımının beş temel aşaması vardır:

1. Sismik tehlike analizi
2. Yapısal hasargörebilirlik analizi
3. Sosyo-ekonomik zarargörebilirlik analizi
4. Acil durum erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik analizi
5. CBS'de bütünleşik zarargörebilirlik analizi

Sismik tehlike analizi olasılık ve istatistik yöntemlerine dayanmaktadır. Olasılık yönteme dayalı sismik tehlike analizi deterministik yaklaşımların tersine, zemin hareketi değişkenleri için tek bir değer yerine bir değerler kümesi ile bu küme üzerinde tanımlanmış bir olasılık dağılımının belirlenmesine dayanır. Olasılık sismik tehlike analizinde (OSTA) amaç, eskiden olmuş deprem olaylarına ait eldeki verileri jeolojik, sismolojik, istatistiksel ve diğer bilgilerle sistematik bir şekilde birleştirerek, göz önünde tutulan inşaat sahasında, değişik zemin hareketi değerlerinin birim zaman içinde aşılma olasılıklarını saptamaktır. Sismik tehlike analizinin sonucu, genellikle belirli bir zemin hareketi parametresinin veya deprem şiddetinin bir yıldaki aşılma olasılığını (veya ortalama tekerrür süresini) gösteren bir eğri şeklindedir. Buna ek olarak yer hareketinin belirli tekerrür sürelerine göre mekansal dağılımını gösteren haritalar da elde edilebilir.

Yapısal hasargörebilirlik analizi sismik tehlike analizlerinin sonuçları göz önüne alınarak yapıların yer hareketine bağlı olarak hasargörebilirliğin tahminine dayanmaktadır. Bir yapının belirli bir şiddetteki depremde ne kadar hasar göreceğini kesin olarak bilmek mümkün değildir. Aynı tip ve aynı şiddette bir depreme maruz kalan yapılarda bile zemin etkisi, işçilik ve malzeme farklılıkları ya da deprem süresinin farklı olması gibi nedenlerden dolayı, ortaya çıkacak hasar aynı oranda olmayacaktır. Dolayısı ile yapıların depremlerde maruz kalacakları hasarları olasılık kuramları çerçevesinde incelemek ve istatistiksel tahmin yöntemleri geliştirmek en gerçekçi ve en etkin yaklaşımdır. Önerilen modelde de yapısal hasargörebilirlik analizi olasılık yöntemlerine dayanmaktadır.

Sosyo-ekonomik zarargörebilirlik kentsel bir afetin olumsuz etkilerine maruz kalan toplumsal katmanların belirlenmesini ve bunun yol açabileceği afet öncesi hazırlık çalışmalarında yerel yönetimlerin göz önüne alması gereken toplum tabakalarının neler ve kentin nerelerinde olduğunun saptanmasını içerir. Ayrıca sosyo-ekonomik zarargörebilirlik afet anında ve sonrasındaki rehabilitasyon sürecinde toplumun ne kadar zarar görebileceğini, iyileşme süreçlerinin ne kadar süreceğinin tahmin edilmesinde de önemli bilgiler sağlar. Kentsel alandaki iktisadi

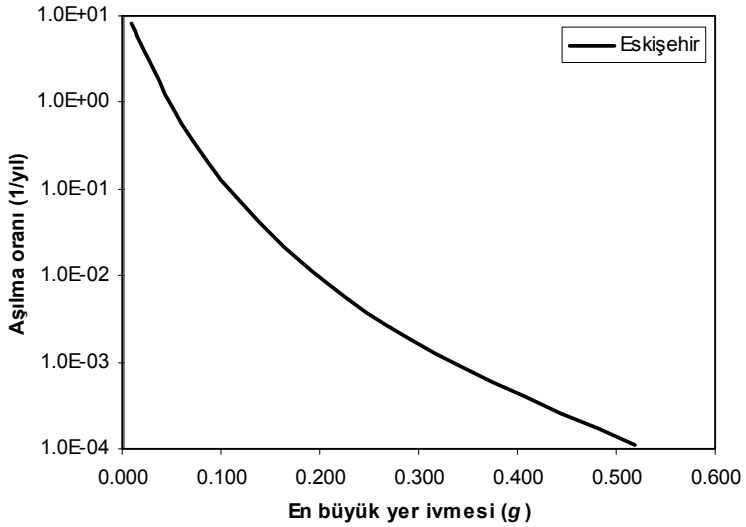
faaliyetlerin ve olası afetin bu faaliyetler üzerine etkisinin saptanması da sosyo-ekonomik zarargörebilirliğin içinde yer almaktadır. Kentsel alanda iktisadi faaliyetlerin çeşitliliği ile sosyo-ekonomik katmanların bu faaliyetlerde ne şekilde yer aldığı bu çerçevede önem kazanmaktadır.

Acil durum erişebilirliği analizinin amacı kent alanı için, sağlık ve yangın ile ilgili acil durum servislerinin hizmet edebileceği bölgelerin saptanabilmesi ve mekansal erişilebilirlik endekslerinin geliştirilebilmesidir. Elde edilen mekansal erişilebilirlik bölgeleri ve bu bölgelerin erişilebilirlik endeksleri, geliştirilen bütünleşik risk modelinin girdilerinden biridir. Acil durum açısından kentsel erişilebilirlik endeksleri oluşturmak için, acil durum kuruluşlarının yerlerinin ve hizmet alanı bilgilerinin, mevcut ulaşım altyapısının, kentsel alan kullanımlarının ve idari sınırların CBS katmanları olarak düzenlenmesi gerekmektedir. Söz konusu CBS katmanları oluşturulduktan sonra acil durum servislerinin mahallere erişebilirliği CBS'de ağ analizi fonksiyonları kullanılarak elde edilir.

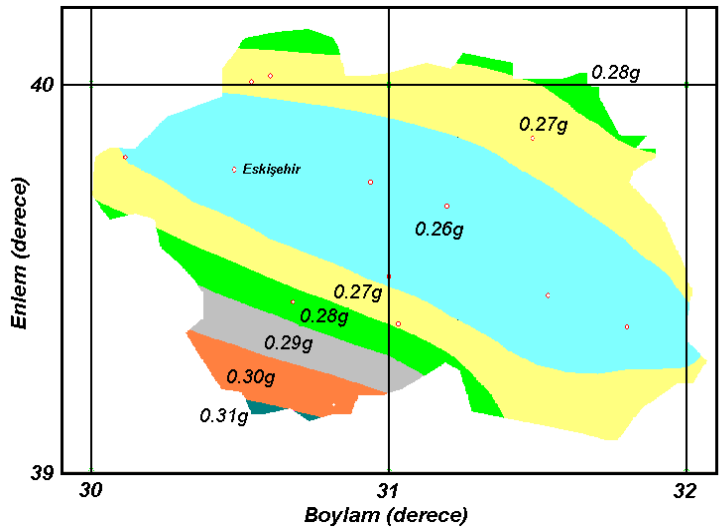
Bütünleşik zarargörebilirlik analizi, çok ölçütlü karar kuramı yaklaşımı ile her mahalle için oluşturulmuş zarargörebilirlik (yapısal, sosyo-ekonomik, acil durum erişebilirliği) endekslerinin belirli ağırlıklandırma stratejileri kullanılarak bütünleşik zarargörebilirlik endeksine dönüştürülmesini içerir. Geliştirilen yaklaşım coğrafi bilgi sistemlerinde mahallelerin her bir zarargörebilirlik değeri ile bütünleşik zarargörebilirlik değerinin haritalanmasına olanak tanımaktadır. Böylece mahaller arasındaki zarargörebilirlik ayrışması incelenerek zarar azaltma stratejilerinin geliştirilmesinde öncelik verilecek mahalleler ortaya çıkmaktadır.

ODUNPAZARI UYGULAMASI

Önerilen yöntemin ilk aşaması sismik tehlike analizidir. Sismik tehlike analizi için kentsel alanı etkileyecek olan yer hareketinin daha geniş bir alan için ele alınması gerekmektedir. Bu nedenle Eskişehir Büyükşehir Belediyesi'nin iki ilçe belediyesinden biri olan Odunpazarı belediyesi sınırları içinde yer alan ve 31 adet mahalleyi içeren kentsel alanı etkileyecek olan sismik tehlike Eskişehir ili için oluşturulmuştur. Eskişehir mevcut Deprem Bölgeleri Haritası'na göre (Yönetmelik, 1997) İnönü ilçesi tarafında II. dereceden, Günyüzü tarafında IV. dereceye kadar bütün deprem bölgelerini içermektedir. Olasılık yöntemine dayalı sismik tehlike analizinin ilk basamağı deprem tehlikesinin tespit edileceği bölge için geçmiş deprem kayıtlarının derlenmesi yoluyla güvenilir bir deprem katalogunun elde edilmesidir. Derlenen deprem kataloğunda bulunan kayıtların her biri, incelenen bölgedeki deprem kaynak bölgeleri ile ilişkilendirilerek, kaynak bölgelerinin deprem yaratma kapasiteleri ve depremsellik parametreleri hesaplanabilir. Diğer önemli bir analiz girdisi de azalım ilişkisidir. Bu çalışmada Eskişehir yöresi için Bommer vd. (2002) tarafından önerilen kaynak bölgeleri temel alınmış, ancak uzman görüşüne dayanan yerel uyarlamalarla bazı sismik kaynak bölge sınırları düzeltilmiştir. Çalışmada yapılan değişik varsayımlar ve bunların birbirlerine göre doğru olma olasılığını yansıtan öznel olasılık değerleri bulunup mantık ağacı yöntemine dayanarak ve Bayesci bir yaklaşımla bu varsayımlardan elde edilen sonuçları birleştirerek "en iyi tahmin" sismik tehlike değerleri elde edilmiştir. Bunu için bir kombinasyonda yer alan varsayımlara göre hesaplanan sismik tehlike değerinin, o kombinasyon için bulunan birleşik olasılık değeri ile çarpılması ve 48 farklı kombinasyonun her biri için benzer şekilde bulunan sismik tehlike değerlerinin toplanması ile ağırlıklı ortalama sismik tehlike değerleri bulunmuştur. Eskişehir için çeşitli tekerrür sürelerine göre "en iyi tahmin" deprem tehlikesi yukarıda bahsedilen kombinasyonların birleştirilmesi ile elde edilmiştir (Şekil 1). 475 yıllık tekerrür süresi için en büyük yer ivmesi 0.28g, en büyük deprem şiddeti ise 8.2 (MSK) olarak elde edilmiştir. 475 yıllık tekerrür süresine karşılık gelen sismik tehlike haritası Şekil 2'de sunulmuştur. Türkiye Deprem Bölgeleri haritasına göre Odunpazarı ikinci derecede deprem bölgesinde yer almaktadır. Odunpazarı'nda yer alan mahalleler bazında beklenen hasarda biraz daha ayrıntıya girebilmek için bu mahallelerde yer alan yapıların özelliklerini ve civardaki en kritik faya ya da faylara olan uzaklıklarını göz önünde tutarak bir değerlendirme yapılmıştır.

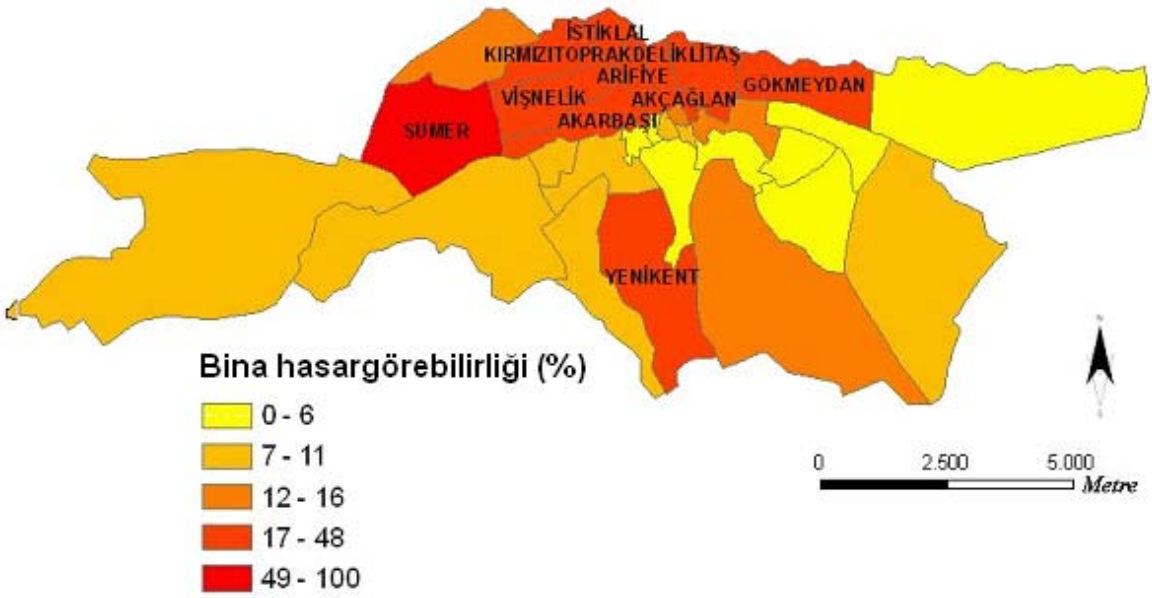


Şekil 1. En büyük yer ivmesi cinsinden "en iyi tahmin" sismik tehlike değerleri

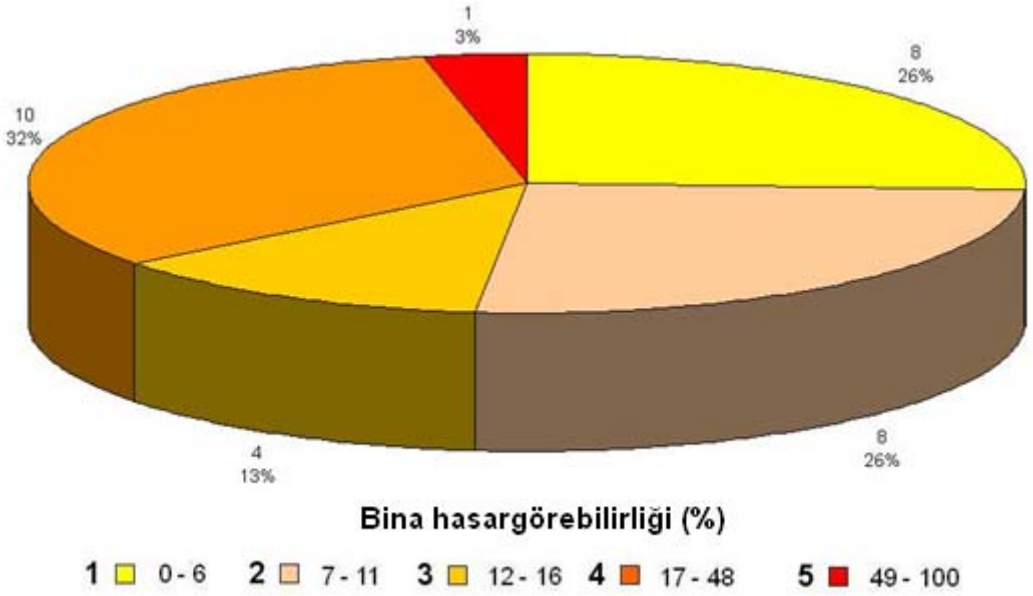


Şekil 2. En olası varsayımların kombinasyonu için 475 yıllık tekerrür süresine karşılık gelen sismik tehlike haritası

Sunulan bütünleşik zaragörebilirlik yaklaşımının ikinci basamağı yapısal hasargörebilirlik analizidir. Odunpazarı belediye sınırları içindeki 31 mahallede yer alan toplam 27904 binanın konumunu, kat sayısını, zemin sınıfını (Z1, Z2, Z3, Z4), yapının durumunu (çok kötü, kötü, orta, iyi), yapı türünü (betonarme, yığma, ahşap) içeren bir veri tabanından yararlanılmıştır (Servi 2004). Bu veri tabanının oluşturulmasında Eskişehir Büyükşehir belediyesinden sağlanan verilerden yararlanılmıştır. Odunpazarı belediyesi sınırları içindeki yapı stoğu için oluşturulan söz konusu veritabanı kullanılarak belirli bir deprem senaryosuna göre bu yapıların görebileceği hasarın tahmini için Küçükçoban (2004) tarafından geliştirilen Seismic Risk Analysis Software (SRAS) yazılımı ile mahalle ölçeğinde yapısal hasargörebilirlik değerleri bulunmuştur (Şekil 3). Şekil 3'de de görüleceği gibi Odunpazarı Belediyesinin kuzey kesimleri orta hasarın üst sınırına yakın hasargörebilirlik değerlerine sahip iken, şehrin ana ekseninde yer alan mahallelerde hasargörebilirlikler orta ve az hasar derecesindedir. Şekil 4'de bina hasargörebilirliğinin toplam yapı stoğundaki dağılımı verilmiştir. Şekil 4'den de görüleceği gibi binaların % 35'i orta hasarın üst sınırına yakın hasargörebilirlik değerine sahiptir.



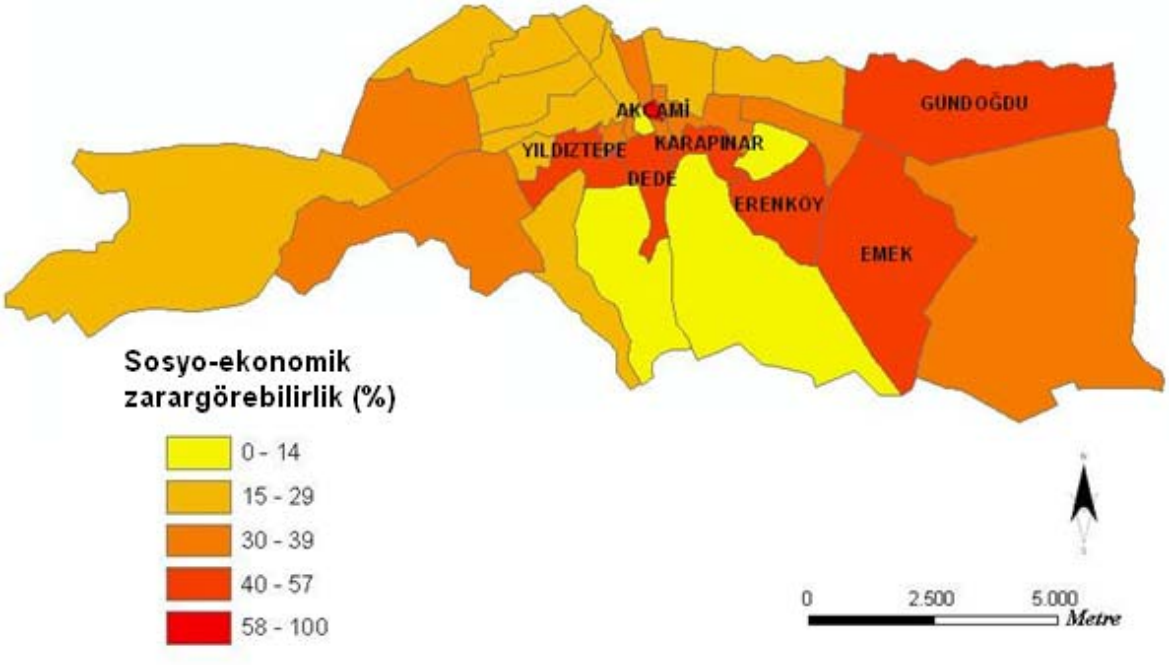
Şekil 3. Odunpazarı Belediyesi'nde bina hasargörebilirliğinin mekansal dağılımı



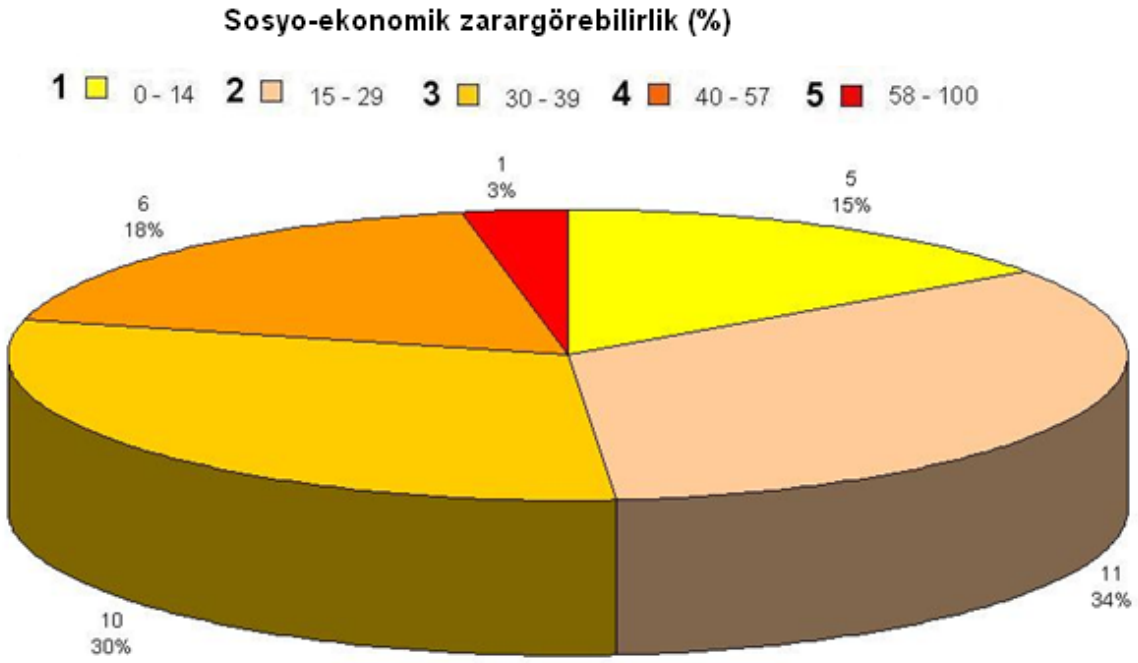
Şekil 4. Odunpazarı Belediyesi'nde bina hasargörebilirliğinin toplam yapı stoğundaki dağılımı

Bütünleşik zarargörebilirlik modelinin üçüncü aşaması olan sosyo-ekonomik zarargörebilirlik, zarargörebilirlik göstergeleri yardımı ile bulunmuştur. Bu göstergeler beş grup altında incelenebilir. Birinci grup demografik göstergeleri içerir (yaş, cinsiyet, hane halkı büyüklüğü, göç durumu, vb.), ikinci grupta gelir ve mülkiyet ile ilgili göstergeler (gelir dağılımı, ev sahipliği, sosyal güvence, tüketim alışkanlıkları, vb.) vardır. Üçüncü grup göstergeler iş ve eğitim durumu ile ilgili (işteki statü, çalışma süresi, iş eğitimi, eğitim, vb.), dördüncü grup göstergeler sosyal ve beşeri sermaye ile ilgili (aile-akrabalık-hemşehri dayanışması, kişisel yapabilirlik, vb.) ve son grup göstergeler de afet ve kriz dönemlerine karşı tutum ve algılar ile ilgili (önlem alabilme, riske duyarlılık, vb.) göstergelerdir. Bu göstergelerin mahalleler düzeyinde belirlenmesi için 1500 adet anket çalışması yapılmış ve Odunpazarı Belediyesindeki mahallelerde sosyo-ekonomik zarargörebilirlik indeksi faktör analizi ile elde edilmiştir (Şekil 5). 5'den de görüleceği gibi Odunpazarı Belediyesi'nde merkezde yer alan mahalleler sosyo-ekonomik bakımdan en çok zarar görebilir mahallelerdir. Bu

mahalleler tüm mahalleler arasında % 21'lik bir bölümü oluşturmaktadır (Şekil 6). Odunpazarı'nın çeperleri ise sosyo-ekonomik açıdan daha az zarar görebilir durumdadır ve tüm mahallelerin % 79'luk bir bölümü düşük sosyo-eknomik zarargörebilirlik özelliliğine sahiptir.



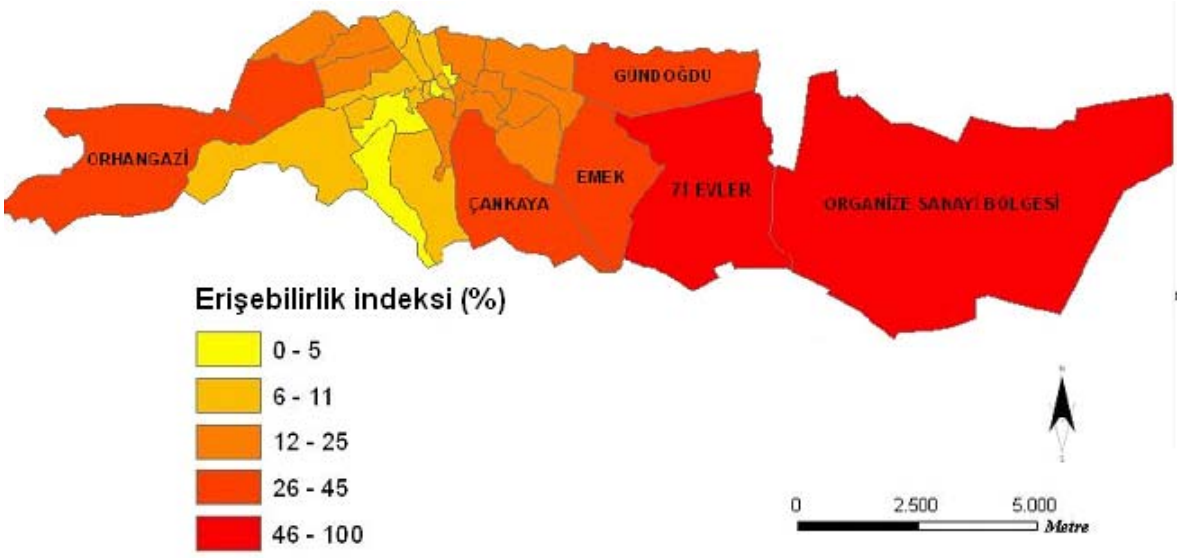
Şekil 5. Odunpazarı Belediyesi'nde sosyo-ekonomik zarargörebilirliğin mekansal dağılımı



Şekil 6. Odunpazarı Belediyesi'nde sosyo-ekonomik zarargörebilirliğin mahallelere göre dağılımı

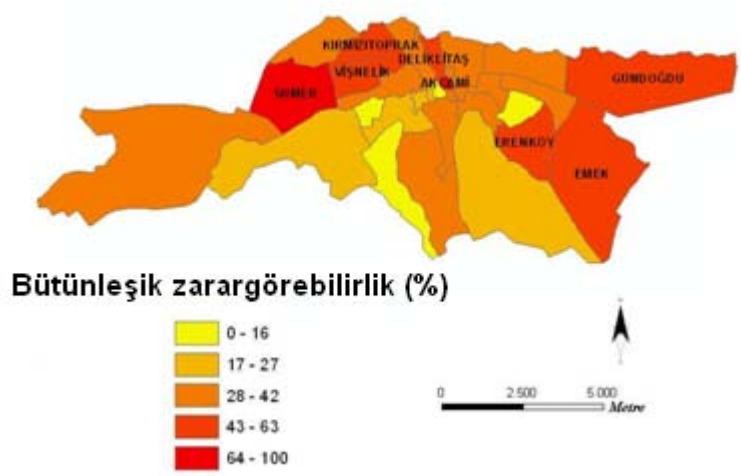
Bütünleşik zarargörebilirlik modelinin dördüncü aşaması acil durum servislerinden kaynaklı zarargörebilirlik analizidir. Bu çalışmada acil durum servisleri olarak itfaiye ve ambulans göz önüne alınmıştır. Odunpazarı Belediyesi sınırları içinde yer alan itfaiye ve ambulans servislerinin mahallelere erişebiliriliği ayrı ayrı hesaplandıktan sonra ağrılıklı ortalama ile her mahalle için acil

durum erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik endeksi hesaplanmıştır (Şekil 7). Odunpazarı Belediyesi mahallelerine acil durum anında itfaiye ve ambulansların erişebilirliği bina hasargörebilirliğinden farklı bir desen arzetmektedir. Alanın doğusundaki mahallelerin bu servislere erişimi oldukça kısıtlıdır. Bu nedenle afet anında bu mahallelerin zarargörebilirliği daha da artacaktır.

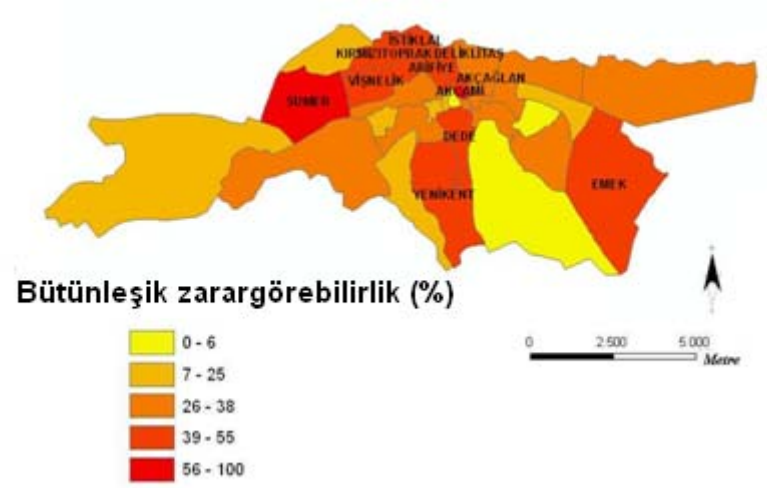


Şekil 7. Odunpazarı Belediyesi'nde acil durum servisleri erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirliğin mekansal dağılımı

Tüm zarargörebilirlik endekslerinin CBS'de çok ölçütlü karar verme kuramına göre eşit ağrılıklarla birleştirilmesi sonucunda Odunpazarı Belediyesi için bütünleşik zarargörebilirlik haritası elde edilebilir. Bütünleşik zarargörebilirlik haritası, yapısal, sosyo-ekonomik ve erişebilirlik zarargörebilirliğin afetin çeşitli dönemleri için farklı ağırlıklandırılması ile değişik zamansal boyutlar için oluşturulabilir. Odunpazarı Belediyesi için depremin hemen sonrasındaki 72 saatlik süreçte acil durum erişebilirliği önemli bir faktör olabileceğinden, Şekil 8'de verilen bütünleşik zarargörebilirlik haritası acil durum erişebilirliğinden kaynaklı zarargörebilirlik endeksinin diğerlerine göre daha fazla ağırlıklandırılması ile oluşturulmuştur. Afetten bir hafta sonra acil durum erişebilirliğinin ağrılığı azalacağından bu süreç için zarargörebilirlik haritası ise yapısal ve sosyo-ekonomik zarargörebilirliğin daha fazla ağırlıklandırılması ile elde edilmiş ve Şekil 9'da verilmiştir.



Şekil 8. Odunpazarı Belediyesi'nde afetten 72 saat sonraki süreç için zarargörebilirliğin mekansal dağılımı



Şekil 9. Odunpazarı Belediyesi'nde afetten bir hafta sonraki süreç için zarargörebilirliğin mekansal dağılımı

Şekil 8 ve 9'dan da görüleceği gibi afetin farklı dönemleri için kentsel alanda zarargörebilirlik deseni değişmektedir ki afet yönetiminde bu desene göre kaynak tahsisi kısıtlı kaynakların etkin kullanımı bakımından oldukça kritik bir öneme sahiptir.

SONUÇ

Bu çalışmada sunulan bütünleşik zarargörebilirlik modeli afet yönetiminin en etkin şekilde uygulanabileceği afet öncesi hazırlık ve zarar azaltma stratejilerinin geliştirilmesi için bir karar destek aracı niteliğindedir. Model, bir kentsel alanda farklı zarargörebilirliklerin mahalleler arasındaki ayrışmasını verdiğinden afet yöneticilerinin kısıtlı kaynaklarını belli önceliklendirmeler ile daha verimli kullanmaları için olanaklar sunmaktadır.

Ayrıca zarargörebilirliğin kent ortamında zaman içinde değişimi de modelde ele alınabildiğinden afet yönetiminde kaynakların zamana göre dağılımının da yapılması mümkün olabilmektedir. Model Odunpazarı kentsel alanı için başarı ile uygulanmış ve Türkiye kentleri için, gerekli veriler sağlandığı taktirde, kullanılabilirliği kanıtlanmıştır.

Teşekkür

Yazarlar çalışmanın gerçekleştirilebilmesi için katkılarından dolayı Eskişehir Büyükşehir ve Odunpazarı Belediyeleri'ne, Anadolu Üniversitesi Sosyoloji Bölümü Öğretim Üyesi Dr. Fatima Güneş ve öğrencilerine, Orta Doğu Teknik Üniversitesi (ODTÜ) Bilimsel Araştırmalar Koordinatörlüğü'ne, ODTÜ Jeodezi ve Coğrafi Bilgi Teknolojileri doktora öğrencileri Ser kan Kemeç ve Kıvanç Ertuğay'a ve Aykut Deniz'e (Teknolojik Mühendislik Servisleri Şti. Ltd., Antalya) teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

Alexander, D., (2000) "Confronting Catastrophe: New Perspectives on Natural Disasters," Oxford University Press New York, NY.

Bommer, J., Spence, R., Erdik, M., Tabuchi, S., Aydınoğlu, N., Booth, E., del Re, D., Peterken, O., (2002) "Development of an Earthquake Loss Model for Turkish Catastrophe Insurance", Journal of Seismology, Vol. 6, 431-446.

Davidson, R. And Shah, H.C., (1997) "A multidisciplinary urban earthquake disaster risk index". Earthquake Spectra Vol. 13, No.2:211-223.

Dowrick, D.J. (2002) " Earthquake risk reduction actions for New Zealand", Technical Conference of New Zealand Society of Earthquake engineering, Napier.

Dowrick, D.J., (2003) "Earthquake risk reduction", Wiley.

FEMA-NIBS (1999) "HAZUS: User's manual and Technical Manuals", Vols. 1-4, Washington DC: Fedeal emergency Management Agency and Institute of Building Sciences.

Hewitt, K. (1997) "Regions of risk: A geographical Introduction to Disasters", Harlow, Logman.

Kakhandiki, A. And Shah, H., (1998) "Understanding time variation of risk crucial implications for megacities worldwide". Applied Geography, Vol. 18, No. 1: 47-53.

Karaman, H., Sahin, M. and Elnashai, S., (2008) "Earthquake loss assessment features of Meaviz-Istanbul (Hazturk)", Journal of earthquake Engineering, Vol 12, No.S2:175-186.

King, S.A. and Kiremidjian, A.S. (1994). "Regional seismic hazard and risk analysis through geographic information systems". The John A. Blume Earthquake Center Report No: 111, Stanford California: Blume Center.

Kucukcoban, S. (2004) "Development of a software for seismic damage estimation: Case studies", Y. Lisans tezi, İnşaat Müh. Böl., ODTÜ, Ankara.

Mileti, D.S. (1999) "Disasters by design: A reassessment of natural hazards in the United States", Washington DC, Joseph Henry Press.

Morales, A.L.M., (2002) "Urban Disaster Management: A case study of Earthquake Risk assessment in Cartago, Costa Rica", ITC Publication Series, No. 96, International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation (ITC), Enschede, The Netherlands.

Mourouse, P and Brun, B. (2006) "Presentation of Risk-EU Project," Bulletin of Earthquake engineering, vol. 4:323-339.

Plattner, T. (2005) "Modeling public risk evaluation of natural hazards: A conceptual Approach", Natural Hazards and earth Systems Sciences, Vol. 5: 357-366.

Radius (1999) "Risk assessment tools for diagnosis of Urban Areas Against Seismic Disasters Report", http://www.geohaz.org/contents/publications/RADIUS_RiskAssessment.pdf.

Servi, M. (2004) "Assessment of Vulnerability to Earthquake Hazards Using Spatial Multicriteria Analysis: Odunpazarı, Eskişehir Case Study", Y. Lisans tezi, Jeodezi ve Coğrafi Bilgi Teknolojileri, ODTÜ, Ankara.

Strasser, F.O, Bommer, J.J., Şeşetyan, K., Erdik, M., Çağnan, Z., Irizary, J., Goula, X., Lucantoni, A., Sabetta, F., Bal, I.E., Crowley, H. and Lindholm, C., (2008). "A comparative study of European earthquake loss estimation tools for Scenario in Istanbul" Journal of Earthquake, Vol. 12, No.S2:246-25.

Tucker, B.E., Trumbull, J.G. and Wyss, S.J., (1994) "Some remarks concerning worldwide urban earthquake hazard and earthquake hazard mitigation" In Issues in Urban Earthquake Risk, eds. B.E. Tucker and M. Erdik:1-10, Kluwer, Dordrecht.

Yönetmelik (1997) "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

ANITSAL YIĞMA BİNALARIN RİSK DÜZEYİ TESPİTİNDE ÖNDEĞERLENDİRME ÖLÇÜTLERİ

PRE-ASSESSMENT CRITERIA FOR DETERMINING THE RISK LEVEL OF MONUMENTAL MASONRY STRUCTURES

Meltem VATAN[1] ve Görün ARUN[2]

ÖZET

Taş, tuğla, kerpiç ve harç ile inşa edilmiş anıtsal tarihi yığma yapıların geometrisi ve yapım biçimi oldukça karmaşıktır. Yapım dönemi, geometrik tipoloji, yapım biçimi, yapım tekniği, yapı elemanlarının boyutları ve malzemelerine göre anıtsal tarihi yığma yapılar çeşitlilik gösterir.

Betonarme yapılar, konut tipi yığma yapılar vb yapıların afet sonrası hasar durumunun tespitine ilişkin çeşitli yöntemler mevcuttur. Ancak, afet öncesi anıtsal tarihi yapıların risk potansiyelinin belirlenmesine ilişkin çalışmalar yaygın değildir. Yeni yapılar için geçerli yönetmelikler tarihi yapılarda uygulanamaz. Bunun için anıtsal tarihi yapıların güvenlik değerlendirmesine yönelik farklı ve bu yapılara özel yöntemlerin geliştirilmesi çok önemlidir.

Herhangi bir müdahale kararı alınmadan önce tarihi yapıya ilişkin nitel ve nicel verilerin elde edilmesi gerekir. Anıtsal yığma tarihi binalar çok karmaşık olduğu için kesin sonuçlar elde etmek güçtür.

Gözleme dayalı veri toplama ile yapılacak öndeğerlendirme bu alandaki uzmanlara zaman kazandırarak iş verimini artıracaktır. Bu çalışmada; çok sayıda olan anıtsal yığma kagir binanın, afet öncesi görece hızlı bir biçimde taranıp mevcut durum tespitinin yapılması ve risk düzeyine göre sınıflandırılarak ivedi müdahale gerektiren yapıların belirlenmesi için geliştirilen öndeğerlendirme yöntemi ve değerlendirme ölçütleri sunulmuştur.

Geliştirilen öndeğerlendirme yöntemi puanlama sistemine dayanmaktadır ve puan cetveli oluşturularak incelenen yapılar; "risk yok", "az riskli", "orta riskli", "riskli" ve "yüksek riskli" olmak üzere sınıflandırılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Yığma tarihi yapı, Risk düzeyi, Öndeğerlendirme, Görsel tespit

ABSTRACT

The masonry structures constructed with bricks, stones, adobe and mortar have very complex structural and geometrical layout. Depending on the construction period; geometrical typology, construction and organization of the structure, element size and construction material are diverse.

There are different approaches and methodologies for assessing the damage state of vernacular masonry buildings, concrete buildings and new constructions after natural hazards such as earthquake. But evaluation of the potential risk of historic structures before hazards is not common. It is obvious that technical codes and guidelines for new constructions are not applicable to the historic heritage buildings. Historic monumental structures are unique themselves. Due to this fact it is very important to develop and use specific methods and approaches for assessing the safety condition of those structures. In the assessment of material decay and damages on the building it is important to take into account each structure in its own condition and consider building as a whole in the evaluation process.

The aim of this paper is to present a method for classifying the risk level of the historic monumental structures in the hazard prone areas in order to evaluate the present condition

[1] Dr., IAU, Mühendislik – Mimarlık Fakültesi, İstanbul, meltemvatan@aydin.edu.tr
[2] Prof. Dr., YTÜ, Mimarlık Bölümü, İstanbul, gorun@yildiz.edu.tr

and potential risk of these buildings. In case of high risk level building it will be possible to orient the information to the team of specialists for making any further detailed investigation. This method is a scoring system method and risk levels are "no risk", "minor risk", "slight risk", "moderate risk and, "high risk".
Keywords: Monumental historic structure, Risk level, Pre-assessment, Visual observation

GİRİŞ

Kültür mirasının önemli bir bölümünü oluşturan, yüzyıllardır çeşitli etkilere karşı koyup ayakta kalan anıtsal tarihi yapılar korunması gerekli kültür mirası yapılarıdır. Tarihi yapılar; sanatsal değeri büyük, insanlık ve mimarlık tarihi için önemli, bulundukları yerin yaşam biçimini ve kültürel değişimini yansıtarak bölgenin kültürel kimliğini ortaya koyar.

Yüzlerce yıllık geçmişi olan tarihi yapılar doğadan ve insanlardan kaynaklanan tehditler altındadır. Aktif bir deprem kuşağında yer alan Türkiye, tarih boyunca çok sayıda yıkıcı deprem yaşamıştır. Bunun yanı sıra yangınlar, seller ve savaşlar da tarihi yapılarda büyük hasarlara neden olmuştur. Bugün insanların neden olduğu zararlar doğa olaylarının önüne geçmektedir.

Türkiye'de çok sayıda tarihi yapı mevcuttur ancak bu yapıların bir kısmı bakımsızlık, yanlış müdahale ya da terk edilmişlik nedeniyle yok olmaktadır. Bunun için tarihi yapıların güvenlik durumuna ilişkin risk potansiyelinin belirlenmesi kültür mirasının korunması alanında önemli bir ihtiyaçtır.

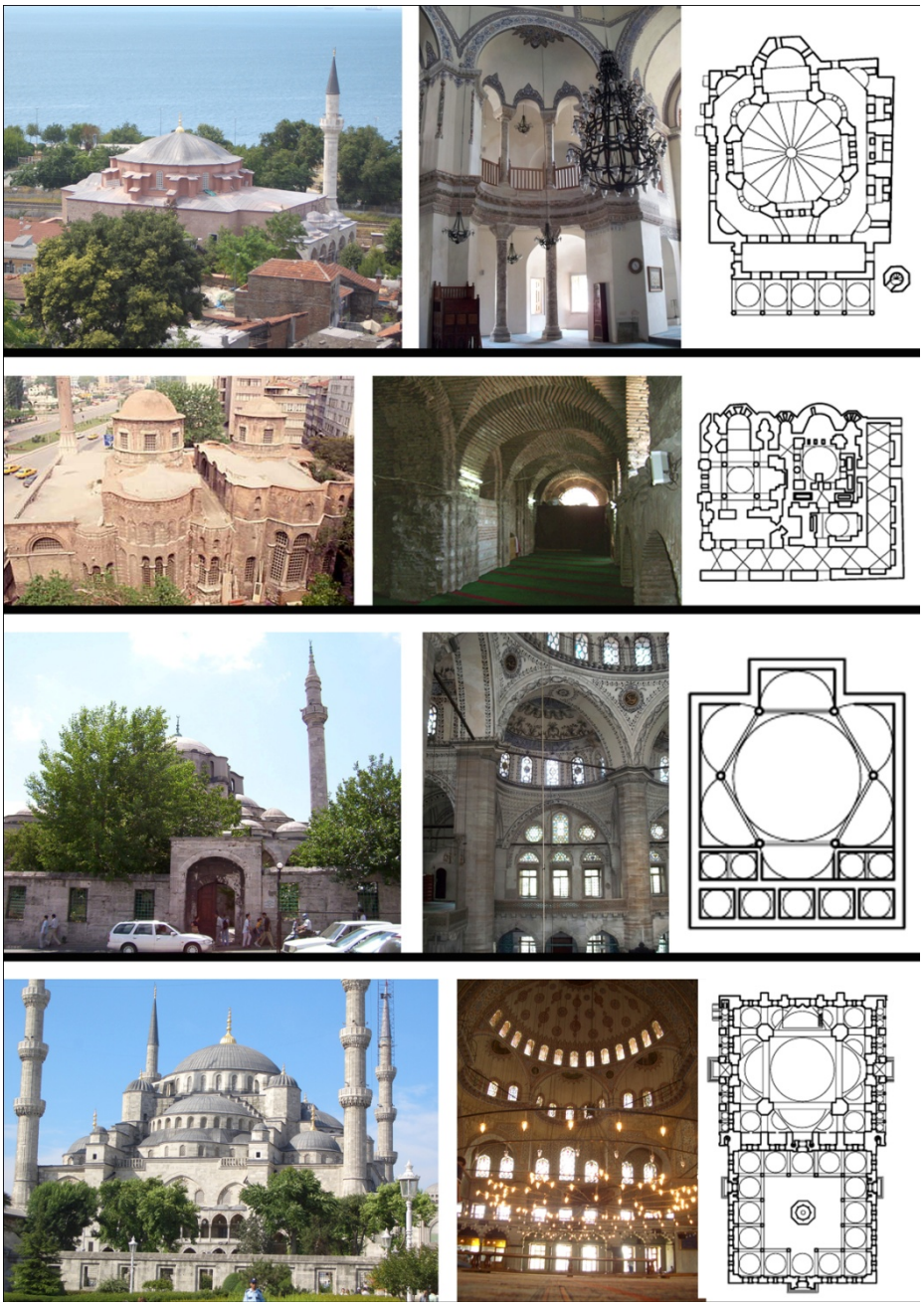
Türkiye'de ve pek çok ülkede; yeni inşa edilecek yapıların güvenliği yönetmelikler, standartlar ve şartnameler ile sağlanmaktadır. Tarihi yapılar genellikle doğal taş, tuğla, kerpiç ve harç gibi kagir malzeme ile inşa edilen yığma yapılardır ve malzeme, geometri, yapım sistemi, yapı elemanlarının düzeni, tarihsel değer, tarih boyunca yapılan müdahaleler ve ekler bakımından oldukça karmaşıktır (Şekil 1). Bu yapıların korunmasına ve müdahale kararlarına ilişkin genel yöntemler ve ölçütler yaygın değildir. Yönetmelikler tarihi yapıları kapsam dışı bırakmaktadır. Bunun için her yapı kendi özelinde değerlendirilmektedir. Yapısal değerlendirme için deneyimli uzmanlardan oluşan disiplinler arası bir ekip gerekmektedir.

Yapı güvenliğini değerlendirebilmek için nitel ve nicel verilere ihtiyaç vardır. Nitel veriler gözleme dayalı yöntemler ile elde edilirken; nicel veriler malzeme deneyleri, nümerik modeller, alanda yapılan tahribatsız deneyler gibi daha ayrıntılı, yüksek bütçeli ve uzman gerektiren çalışmalardır. Bunun için nicel verilere dayalı çalışmalar sınırlı sayıdaki yapılara uygulanabilmektedir.

Türkiye'de, tarihi yapı stoku çok zengin ve bu alanda çalışan uzman sayısı azdır. Bu nedenle uzmanların tüm yapıları ayrıntılı bir biçimde incelemesi fiziksel olarak mümkün değildir. Koruma çalışmalarında ilk adımı oluşturacak görece hızlı bir biçimde tüm yapıların taranmasına olanak sağlayacak ön-değerlendirme yöntemlerinin geliştirilmesi bu alanda önemli bir ihtiyaçtır.

Konut türü yığma yapılar, betonarme yapılar ve yeni inşa edilen yapı türleri için afet sonrası yapı güvenliği ve hasar tespitinde çeşitli yöntemler mevcuttur. Ancak afet öncesi anıtsal tarihi yapıların potansiyel riskini belirlemek için yapı tespit yöntemleri yoktur. Yeni yapılan yapılar için geçerli olan yönetmelikler ve şartnameler anıtsal tarihi yapıların güvenlik durumunun tespitinde kullanılamaz. Bu nedenle anıtsal tarihi yapıların güvenlik durumu tespiti için özel yöntemlerin geliştirilmesi gereği açıktır. Anıtsal tarihi yapılarda durum tespitinde her bir yapı elemanı ayrı ayrı incelenerek bozulma ve hasarların tespit edilmesi ve sonuçta yapının bir bütün olarak değerlendirilmesi oldukça önemlidir.

Bu çalışmanın amacı; çok sayıdaki anıtsal tarihi yığma yapının, göreceli olarak kısa zamanda incelenmesi ile koruma ve müdahale çalışmaları için ilk adım olan potansiyel riskin belirlenmesi ve risk düzeyine göre sınıflandırmanın yapılması için geliştirilen ön-değerlendirme yönteminin ve değerlendirme ölçütlerinin sunulmasıdır (Vatan, 2010).



Şekil 1. Anıtsal yığma binalara ilişkin bazı örnekler (Vatan ve Arun, 2009)

TARİHİ YAPILARDA RİSK DEĞERLENDİRMESİ

Risk durumu, risk analizi ve risk değerlendirmesi sonucu ortaya çıkar. Risk analizi; insan yaşamı, can, mal ya da çevreye karşı olumsuz sonuçlar meydana getirecek elverişsiz durumları tespit etmek için yapılan sayısal hesaptır. Risk değerlendirmesi ise tehlikeler, hasarlar ve hasarlar arasında ilişki kurarak çeşitli risk olasılıklarını karşılaştırır. Risk tespitinde bu karşılaştırma ve çeşitli tehlikelerin bir arada değerlendirilmesi ile risk sınıfları oluşturulur ve bu sınıflara göre risk derecesi belirlenir. Risk tespiti için bu karşılaştırmaları yapabilecek, risk olasılıklarını birlikte değerlendirebilecek ve buna göre sınıflandırabilecek yöntemler ve modeller kullanılır (Marcel, 2006).

Yapıların mevcut durumunun tespiti çalışmaları; meydana gelen bir afetin ardından yapının kullanılabilir halde olup olmadığına karar verilmesi ya da afet öncesi yapının potansiyel riskinin

belirlenmesi, afet sırasında oluşacak hasarların azaltılması, mevcut hasarların iyileştirilmesi ya da ilerlemesinin engellenmesi amacıyla yapılır.

Yapıların mevcut durumu araştırılırken en önemli ölçüt yapıda daha önceden meydana gelen hasarlar ve nedenleridir. Gerek afet öncesi gerekse afet sonrası yapılan hasar tespiti çalışmalarındaki amaç; incelenen yapının taşıyıcı sistemindeki zayıflıkların tanımlanması, inceleme yapılan bölgedeki zayıf yapıların ve ayrıntılı inceleme gerektiren yapıların tespiti ile taşıyıcı sistemin iyileştirilmesi için en uygun müdahale yöntemlerinin belirlenmesidir.

Afet sonrası yapı durumu tespit yöntemleri (hızlı) genellikle sokaktan taramaya dayanır. Bu durumda yapı güvenliği hakkında temel bilgi edinmek için yapının hasar durumu ve çatlak dağılımları gibi bilgileri edinmek yeterli olabilir. Buna karşın potansiyel riskin belirlenmesi ve afet öncesi yapısal durum değerlendirmesinin yapılması daha fazla bilgi gerektirir. Yapı güvenliği ve potansiyel riski belirlemeye ilişkin çalışma yaparken; incelenen yapının geometrisi, plan tipi, komşu yapılar ile ilişkisi, taşıyıcı elemanları, yük aktarma ve geçiş elemanları, mevcut hasarlar gibi bilgilere gereksinim duyulur.

Yapı güvenliği ve yapının mevcut durumu araştırılırken bazen sadece gözleme dayalı tespit yeterli olsa da bazen sayısal modeller, laboratuar modelleri ya da tahribatsız, az tahribatlı veya tahribatlı deneyler gibi ayrıntılı çalışmalar gerekebilir (Tablo 1). Tüm tespit çalışmalarında önemli olan yapının düzenli bir şekilde izlenmesi, verilerin sistematik bir şekilde toplanması ve sonuç için elde edilen verilerin doğru bir şekilde değerlendirilmesidir.

Tablo 1. Yapısal durum tespit yöntemleri

Gözleme dayalı tespitler	**Ayrıntılı tespitler**
Görsel verilere dayanır	Ayrıntılı çalışmalar (tahribatsız, az tahribatlı veya tahribatlı deneyler) gerektirir
Daha kısa sürede sonuç alınır ve az bütçe gerektirir	Sonuç daha uzun zamanda alınır ve daha büyük bütçe gerektirir
Bu konuda eğitilmiş kişiler tarafından yapılabilir	Uzman kişiler tarafından gerçekleştirilir
Çok sayıda yapıya uygulanabilir	Sınırlı sayıdaki yapıya uygulanabilir

Türkiye'de kültürel, sosyal ve tarihi değer taşıyan, korunması gerekli anıtsal tarihi yapı stoku çok büyük olduğu için bu yapılarda risk tespiti çalışmaları çok önemlidir. Kültür ve tarihi mirasın korunması, yapı ve çevre ölçeğinde belgeleme, koruma, müdahale kararları gibi çalışmaları kapsamaktadır. Tarihi yapıların korunmasında en önemli çalışma yapı güvenliğin araştırılması ve mevcut durum tespitidir.

Yeni yapılarda yapım kuralları, yapı davranışı ve malzeme bilgisi kesin olarak bilinmektedir. Sayısal hesaplarda kullanılacak veriler, hesap yöntemleri ve depremin yapıya etkisinin hesaba katılması yönetmeliklerle belirlendiği için yeni yapıların değerlendirilmesi kurallara bağlı olarak yapılabilir. Tarihi yapılarda ise yapısal hesap yapılırken; yeni yapılacak yapılar için geliştirilen modern şartnamelerin doğrudan kullanılması uygun değildir. Şartnameler, çeşitli belirsizlikleri dikkate almak için güvenlik faktörleri ile daha emniyetli hesap koşulunu sağlamaktadır. Ancak tarihi yapılarda, bu güvenlik şartları dayanımı artırırken malzeme kaybına ve yapı sistem kurgusu değişimine de yol açabilir. Tarihi yapılarda hesap yapılırken tek bir yöntem değil; yapı davranışına uygun, insan hayatı riskini önleyecek en az müdahaleye dayanan geniş bir yaklaşım kabul edilmelidir. Her yapı; yapım dönemi, malzemesi ve yapım tekniği ile özgündür (Feilden, 1982).

Tarihi yapılarda güvenlik değerlendirmesi birbirini takip eden teşhis, yapısal değerlendirme ve müdahale kararı aşamalarından oluşur. Teşhis, bozulma ve hasar nedenlerinin tespit edilmesi; yapısal değerlendirme ise yapının mevcut durumunun analizi ile malzeme analizi çalışmalarıdır. Bu çalışmalar yöntem ve yaklaşım olarak birbirini takip etmeli ve elde edilen veriler doğrultusunda gerekirse müdahale kararı verilmelidir. Tarihi yapılar çok karmaşık olduğu ve kültür mirasının önemli bir bölümünü oluşturduğu için yapılan çalışmalar farklı disiplinlerden oluşan uzman ekibi tarafından gerçekleştirilmelidir (ISCARSAH Recommendations, 2005).

Mevcut Yöntemler

Çeşitli yapı türleri için afet sonrası hasar ve durum tespitine ilişkin çeşitli yöntemler geliştirilmiştir, ancak anıtsal tarihi binalar için afet öncesi öndeğerlendirme ve yapıların potansiyel riskinin belirlenmesi yaygın değildir. Yığma yapıların durum tespiti için kullanılan mevcut yöntemler aşağıda sıralanmıştır:

- FEMA Belgeleri: FEMA-Federal Emergency Management Agency; merkezi Amerika Birleşik Devletleri, Vaşington D.C. eyaletinde olan ve ulusal pek çok ofisi bünyesinde barındıran acil durum yönetimi birimidir. FEMA'nın amacı; afet durumunda ülke vatandaşlarına ilk müdahalede destek vermek, arama-kurtarma çalışmalarını yürütmek, tehlikelerin azaltılması için çalışmalar yapmak, afetlere karşı vatandaşların hazırlıklı olmalarını sağlamak için çalışmalar yürütmektir.
- TOSQA 99: D'Ayala ve Speranza tarafından geliştirilen, ilk kez 1995'te ortaya konan, 1996'da ilk kez Lisbon'da uygulanan ve ardından geliştirilerek pek çok yapıda uygulanmış bir yöntemdir. Yöntem, yapıların strüktürel davranışını basitleştirerek analiz yapan mekanik denklemlere dayanır.
- FaMIVE: Yığma yapıyı oluşturan duvarların sınır şartları ve dış duvarların alt sınır analizine dayanan FaMIVE programı, TOSQA 99 yönteminden geliştirilen bir programdır. Deprem tehlikesi altındaki yığma yapıların etkilenebilirlik değerlendirmesini amaçlamıştr (D'Ayala ve Speranza, 2001).
- VULNUS: Yığma yapıların etkilenebilirlik değerlendirme işlemi, programı 1980'leirn sonlarında İtalya, Padova Üniversitesi'nde geliştirilmiştir (Binda vd., 2007). Yöntemde, yığma duvarlarda düzlem içi ve düzlem dışı göçme mekanizmalarının tanımlayan Index I1 ile Index I2 tanımlanmıştır (Munari vd., 2009).
- VULNeT: Kule tipi yapıların etkilenebilirliği, özellikle kuleler gibi narin yapıların etkilenebilirliğini değerlendirmek için geliştirilen bir yöntemdir. VULNeT yöntemi yapı tespit formu ile toplanan nitel verilere dayanır. Veri depolama işlemi bilgisayar ortamında yapılmakta ve geliştirilen veri tabanı ile bazı yapısal analizler yapılmaktadır (Sepe vd., 2008).
- RVS: Ayrıntılı risk değerlendirmesi yapmak karmaşık ve yüksek bütçeli bir çalışma olduğu için sadece sınırlı sayıdaki yapıya uygulanabilir. Bunun için, farklı tipteki yapıların etkilenebilirlik durumunu kısa sürede belirleyen, basitleştirilmiş yöntemler kullanmak son derece önemlidir. Böylece karmaşık ve ayrıntılı çalışmalar sadece gerekli olan yapılara uygulanabilir. Buna göre Hindistan İçişleri Bakanlığı Afet Yönetimi Merkezi, afet ve risk yönetimi çalışmaları kapsamında, Hindistan Ulusal Etkilenebilirlik Yöntemi RVS'nin (Rapid Visual Screening – hızlı görsel inceleme) geliştirilmesini istemiştir (Sinha ve Goyal, 2004).
- DARCH: İtalya Cumhuriyeti, Sivil Savunma Bakanlığı Danışma Kurulu (Italian Republic, Presidency of the Council of Ministry, Department of Civil Protection) afet sonrası, alan çalışmasında kullanılmak üzere hasar tespit yöntemi geliştirilmesini talep etmiştir. Bu talep doğrultusunda Padova Üniversitesi ve Milano Politeknik Üniversitesi işbirliğinde, afet sonrasında kullanılmak üzere, kilise ve saray yapılarına yönelik, hasar tespiti ve etkilenebilirlik indekslerine dayalı görsel tespit formu oluşturulmuştur.
- MDDS: Yığma yapılarda teşhis yöntemlerini geliştirmeyi hedefleyen ve geniş bir hasar atlası içeren yöntem, tuğla ile inşa edilmiş tarihi yapılara yönelik 1999'da geliştirilen bir yöntemdir. MDDS yöntemi herhangi bir müdahale yapılmadan önce hasar türü ve nedenlerini belirlemek için kullanılmakta, aynı zamanda daha önceki müdahaleleri değerlendirmek ve yapıdaki değişiklikleri izlemek için de arşiv bilgisi oluşturmaktadır (Van Balen, 2001; Binda vd., 2010; Van Hees vd, 2008).

Anıtsal Yığma Yapıların Risk Düzeyinin Tespiti İçin Öndeğerlendirme Yöntemi

Yukarıda anlatılan mevcut yöntemlerde kullanılan hasar tespit ölçütleri, görsel hasar türleri, yapı inceleme ve veri toplama yöntemleri, hasar sınıfları, (check list, hasar türü atlası, hasar indeksleri vb.) alanda elde edilen verilerin değerlendirme biçimleri incelenip bu alandaki eksikler göz önünde bulundurularak aşağıda anlatılan yöntem geliştirilmiştir. Özellikle, Türkiye'deki anıtsal yapı stoku, bu yapıların geometrisi ve tipolojisi vb. ile koruma alanında çalışan uzmanların sayısı yöntemin geliştirilmesinde belirleyici olmuştur.

Önerilen yöntem; yapının görsel olarak, hem dışarıdan hem içeriden taşıyıcı eleman düzeyinde incelenerek ve sonuç hesabında tüm taşıyıcı elemanlara ilişkin veriler birbiri ile ilişkilendirilerek yapının bir bütün olarak değerlendirilmesini sağlayan, ayrıntılı yapı tespit yöntemleri için temel bilgileri içeren, görsel verilere dayalı, mevcut anıtsal yığma binaları risk düzeyine göre sınıflandıran bir öndeğerlendirme yöntemidir. Yapılan değerlendirmenin sonucu, yapının toplam risk puanını vererek, risk sınıfı, puan cetvelinde belirlenen puan aralığına göre "risk yok, az riskli, orta riskli, riskli ve yüksek riskli" olarak belirlenir. Yapılan inceleme sonucunda yüksek risk grubundaki yapılar uzmanlara yönlendirilebilir ve disiplinler arası bir çalışma ile ayrıntılı tespit yapılabilir.

Alan çalışmasında kullanılmak üzere tüm yapı tipleri için geçerli olan, "Yapı tespit formu" oluşturulmuştur. Yapı tespit formunda tespiti yapan kişinin doldurması için seçenekler önceden belirlenmiş ve kişiye herhangi bir yorum bırakılmamıştır. Yapılara ilişkin verilerin değerlendirilmesi ve yapı risk puanı hesaplanarak risk düzeyinin belirlenmesi için bilgisayar veri tabanı geliştirilmiştir. Alan çalışmasında elde edilen verilerin depolanması, kolaylıkla süzülmesi, yapılmış çalışmaların listelenmesi ve bu çalışmalarda çeşitli ölçütlere göre arama yapılabilmesi için bilgisayar veri tabanı web tabanlı oluşturulmuştur.

Puanlamaya dayalı değerlendirme, DBYBHY 2007 ve Eurocode 8 yönetmelik esaslarına dayalı formüller ve yapı tespit formundaki puan değeri olan sorguların birlikte değerlendirilmesi ile gerçekleştirilmiştir.

Yapı Tespit Formu

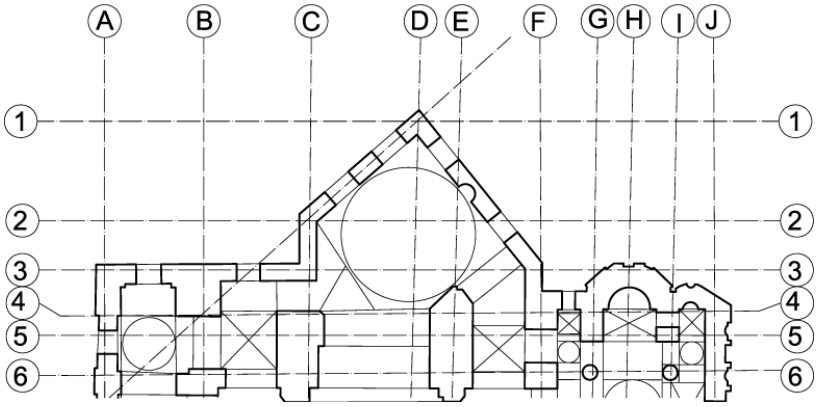
"Yapı tespit formu", formun kullanılması konusunda kısa süreli bir eğitim alan mimar ve mühendisler ile bu meslek alanlarındaki öğrenciler tarafından gözleme dayalı veri toplama işleminin yapılması ve bu alandaki uzmanlara zaman kazandırılması, aynı zamanda veri toplamada iş yükünün hafifletilmesi amacıyla geliştirilmiştir. Böylece çok sayıda olan anıtsal yığma kagir bina, afet öncesi görece hızlı bir biçimde taranıp mevcut durum tespiti yapılarak ve risk düzeyine göre sınıflandırılarak ivedi müdahale gerektiren yapılar belirlenebilir.

Değerlendirme ve risk sınıflandırması bilgisayar ortamında yapılacağı için her yapı elemanının, bilgisayar veri tabanına tanıtılması ve yapının bütün olarak değerlendirilmesi için elemanlar ve hasarları arasında ilişkinin otomatik olarak kurulması gerekmektedir.

Bozulma ve hasar tespitinde; hasarın hangi yapı elemanında olduğu, hasarın elemanın her iki yüzeyinde ya da komşu elemanda devam edip etmediği ve yapı elemanları arasındaki ilişkinin belirlenmesi, yapının bütün olarak değerlendirilmesinde son derece önemlidir. Bu işlemin bilgisayar ortamında otomatik olarak yapılabilmesi için her elemanın bir kodu/kimliği olmalıdır.

Yapı elemanlarının isimlendirilmesinde/kodlanmasında tüm anıtsal tarihi binalarda geçerli olabilecek bir yöntem gerektiği için mevcut yapılara aks sistemi verilmesi ve yapı elemanlarının isimlendirilmesinin/kodlanmasının verilen aks sistemine göre yapılması uygun görülmüştür (Şekil 2). Her yapı elemanı bir aks kodu ile tanımlanarak veri tabanına bir girdi olacaktır.

Her bir aks kodu yapı elemanının türüne işaret etmektedir. Şekil 2'de ayak ve sütun elemanları bir harf ve bir rakam olmak üzere iki haneli - G6 ve I6, doğrusal dik konumlu duvar elemanları iki harf ve iki rakam olmak üzere dört haneli - A3C3, doğrusal eğik konumlu duvar elemanları iki harf ve iki rakam olmak üzere dört haneli - C2D1, eğrisel duvar elemanları üç harf ve üç rakam olmak üzere altı haneli - G4H3I4, kemer ve lento elemanları iki harf ve iki rakam olmak üzere dört haneli - B6C6 olarak kodlanmıştır.



Şekil 2. Yapıya aks şeması verilmesi

Bu çalışmada verilecek aks şeması, yapı elemanlarını kodlamak için kullanılacağı için yeni yapılarda olduğu gibi ayrıntılı ve aplikasyona uygun hassasiyette olmasına gerek yoktur. Amaç, karmaşık geometrisi olan yapıda taşıyıcı elemanların tamamının en az sayıda aks çizgisi ile ifade edilmesidir. Bunun için aks çizgilerinin taşıyıcı elemanın ortasından geçmesi zorunlu değildir, tek bir çizgi bir kaç elemanı aynı anda kesebiliyorsa yapı elemanının ortasından geçmese de kullanılması kabul edilmiştir.

"Yapı tespit formu" ile taşıyıcı sistem elemanlarının boyutları, yapı geometrisi, topografya, bozulma ve hasar durumları, var ise yapısal müdahaleler eleman düzeyinde incelenerek yapıya ilişkin veri toplanması ve toplanan verilerin değerlendirilmesi sonucu yapı risk düzeyinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Öndeğerlendirme yönteminde, yapı hem dıştan hem içten incelenerek her bir yapı elemanının her iki tarafındaki bozulma ve hasar durumu tespit edilir ve var ise hasarların yapı elemanının her iki tarafında devam edip etmediğine bakılır. "Yapı tespit formu", yapıya ilişkin genel bilgiler ve her yapı elemanının mevcut durumunu ve hasarlarını belgeleyecek şekilde oluşturulmuştur. "Yapı tespit formu" kullanılarak yapılacak incelemenin öznel bir inceleme olmasını önlemek için form sorguları seçenekli olarak hazırlanmıştır. Alanda yapıya ilişkin bilgilerin toplanması için oluşturulan form yedi ana bölüm içermektedir:

- A. Genel bilgiler,
- B. Fiziki tanım bilgileri,
- C. Yapı fotoğrafları,
- D. Yapı taşıyıcı elemanlarının ölçüleri,
- E. Çatı taşıyıcı sistemi,
- F. Kat bilgisi,
- G. Yapı taşıyıcı elemanları (Cephede ve yapı iç kısmında)

"Yapı tespit formu" mimar ve inşaat mühendisleri ile Mimarlık Bölümü'nde öğrenim gören öğrencilerden oluşan farklı ekiplerle denenerek işlerliği test edilmiştir. Kullanıcılardan gelen geri bildirimler doğrultusunda form sorguları ve formun biçimlenmesi değiştirilip geliştirilmiştir.

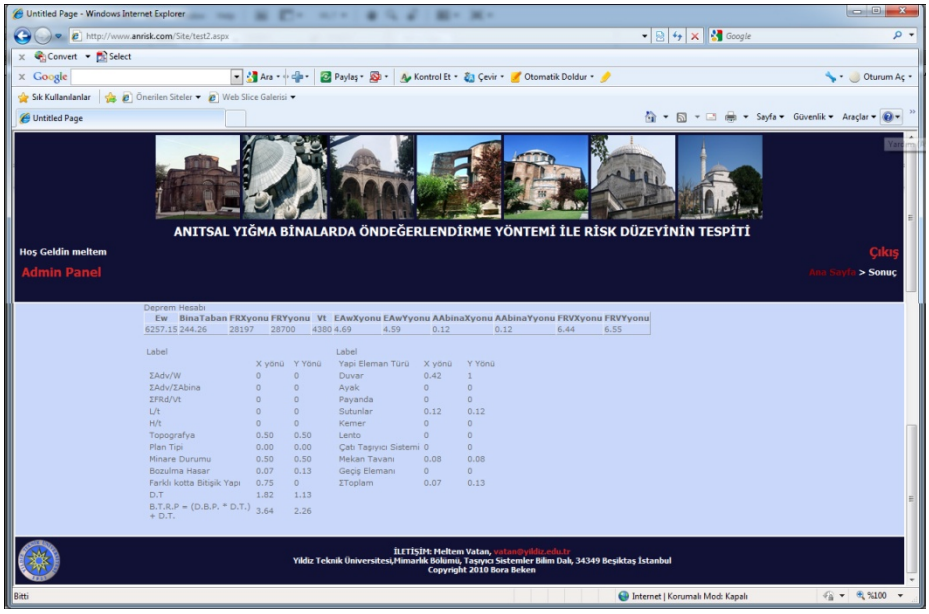
Genel Bilgiler bölümü; yapı adı, yapım yılı/yüzyılı, yapının adresi, ili, ilçesi, deprem bölgesi bilgisi, yapının CBS (GPS) koordinatları, plan çiziminin olup olmadığı bilgisi, mülk sahibi, kullanıcı, kullanım durumu, fonksiyon değişikliği bilgilerini içermektedir. Fiziki tanım bilgilerinde; yapının topoğrafik durumu, yapının plan tipi, yapıyı oluşturan birimler ve aks sistemi oluşturulmuş yapı planı yer almaktadır. Yapı tespiti sırasında sistematik fotoğraf çekilmesi ve yapının belgelenmesi yapı tespit formunun önemli bir bölümünü oluşturmaktadır. Fotoğrafların; yapının geometrisini, var ise müdahaleleri ve bozulma ve hasarları belgeleyecek nitelikte çekilmesi önemlidir. Değerlendirme ölçütlerinin kontrolü için yapı taşıyıcı elemanlarının ölçüleri gerekmektedir. Çatı taşıyıcı sistemi bölümü; çatı elemanı formu, çatı örtüsü malzemesi ve çatı sistemindeki bozulma ve hasar seçeneklerinden oluşturulmuştur. Kat bilgisi bölümünde incelenen kat belirtilmektedir. Yapı taşıyıcı elemanları bölümü, cephe bilgileri ve yapı iç bölümleri bilgileri olmak üzere ikiye ayrılmıştır.

Alanda tespit yapan kullanıcılara kolaylık sağlaması ve bozulma/hasar tespitinin yoruma açık bırakılmadan yapılması için bozulma ve hasar sözlüğü oluşturulmuştur. Yapı tespit formunda seçeneklerde verilen tüm bozulma/hasarlar resimli açıklamalarla sözlükte belirtilmiştir.

Yapı tespiti, yapının tarihçesinin, plan çizimlerinin olup olmadığının araştırılması, aks şeması verilmesi gibi işlemlerin yapılması için ofis çalışması; yapı mevcut durum tespiti için alan çalışması ve verilerin bilgisayar ortamına aktarılması olmak üzere üç aşamada gerçekleştirilmektedir.

Verilerin Değerlendirilmesi

Geliştirilen öndeğerlendirme yönteminde bilgisayar veri tabanı ile otomatik olarak yapılan değerlendirme puanlama sistemine dayanmaktadır (Şekil 3). Değerlendirme ölçütleri; yapı taşıyıcı elemanlarının, DBYBHY 2007-Bölüm 5: Yığma Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları ile Eurocode 6 ve Eurocode 8 dikkate alınarak deprem güvenliği ölçütleri ve yapı tespit formunda elde edilen bilgilerin ilişkilendirilmesi ile oluşturulmuştur (DBYBHY, 2007; Lourenco ve Roque, 2006). Yapı tespit formundaki sorguların puan değerleri belirlenmiş ve değerlendirme hesabının bir ölçütü olarak alınmıştır. Yapı tespit formunda her bir yapı elemanı için elde edilen veriler, değerlendirmede birbiri ile ilişkilendirilerek, yapının bir bütün olarak değerlendirilmesi sağlanmıştır.



Şekil 3. Veri tabanı hesap sayfası

Hesaplama ölçütleri; taşıyıcı duvar alanı toplamının bina ağırlığına oranı (1), taşıyıcı duvar alanı toplamının bina brüt taban alanına oranı (2), taşıyıcı duvarların taşıyabileceği kesme kuvvetinin bina eşdeğer deprem yüküne oranı (3), duvarların uzunluk ve yükseklik narinlikleri (4 ve 5) olarak belirlenmiştir. Bu hesaplar binanın her iki doğrultusu için (X,Y) ayrı ayrı yapılmıştır.

$$\Sigma A_{dvX,Y} / W \quad (1)$$

$$\Sigma A_{dvX,Y} / \Sigma A_{bina} \quad (2)$$

$$FR_{dX,Y} / V_t \quad (3)$$

$$L_{dv.} / t_{dv.} \quad (4)$$

$$H_{dv.} / t_{dv.} \quad (5)$$

Bu bağıntılarda; $\Sigma A_{dvX,Y}$ dikkate alınan deprem yükü doğrultusundaki taşıyıcı duvar toplam alanını, W bina ağırlığını, ΣA_{bina} binanın brüt (toplam) taban alanını, $FR_{dX,Y}$ dikkate alınan deprem yükü doğrultusundaki duvar kesme kapasitesi, V_t eşdeğer deprem yükünü, $L_{i\ dv}$ duvar uzunluğunu, $t_{i\ dv.}$ duvar kalınlığını, $H_{i\ dv}$ duvar yüksekliğini ifade etmektedir.

$FR_{dX,Y}$ dikkate alınan deprem yükü doğrultusundaki duvar kesme kapasitesi, τ kayma emniyet gerilmesinden yararlanarak hesaplanmaktadır (6). Malzeme deneylerine göre kavkılı kalker için, τ = 1MPa=1N/mm^2=1000kN/m^2 olarak alınmıştır (Aköz ve Yüzer, 2009).

$$FR_{dX,Y} = \Sigma A_{dvX,Y} * \tau \quad (6)$$

V_t eşdeğer deprem yükünün hesabı bina ağırlığı, spektral ivme katsayısı ve taşıyıcı sistem davranışı katsayısından yararlanarak hesaplanmıştır (7).

$$V_t = W*A(T)/R \quad (7)$$

Literatür araştırmasına göre, taşıyıcı sistem davranış katsayısının değeri R=2.0 olarak alınmıştır (Lourenco ve Roque, 2006). A(T) spektral ivme katsayısının değeri bina önem katsayısı ve binanın bulunduğu deprem bölgesinin etkin ivmesine göre hesaplanmıştır (8).

$$A(T) = A_0*I*S(T) \quad (8)$$

Anıtsal yığma binalarda kullanmak üzere, I bina önem katsayısı DBYBHY 2007 Tablo 2.3'e göre, 1,4 ve S(T)=2,5 alınmıştır. Deprem bölgelerine göre A_0 etkin yer ivmesi katsayıları DBYBHY 2007 Tablo 2.2'ye göre alınmıştır.

Bu değerlere göre; 1. Derece deprem bölgesinde yer alan anıtsal yığma bir yapı için A(T) spektral ivme katsayısı ve V_t eşdeğer deprem yükünün hesabı (9 ve 10) bağıntılarında verilmiştir.

$$A(T) = 0{,}4 * 1{,}4 * 2{,}5 = 1{,}4 \quad (9)$$

$$V_t = W*1{,}4 / 2 \quad (10)$$

W bina ağırlığı hesabı, V_t taşıyıcı elemanların hacmi ve γ malzeme birim ağırlığına göre hesaplanmıştır (11).

$$W = V * \gamma \quad (11)$$

γ malzeme birim ağırlığı değerleri; taş ve tuğla için, Aköz ve Yüzer tarafından verilen değerlere göre belirlenmiştir. Almaşık malzeme birim ağırlığı değeri literatürden alınmıştır (Lourenco ve Roque, 2006). Buna göre anıtsal yığma binalarda kullanılan malzemelerin birim ağırlıkları Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Yığma kagir yapı malzeme birim ağırlıkları

Malzeme türü	**γ Birim ağırlığı (kN/m^3)**
Taş (kavkılı kalker)	24
Tuğla	15,8
Almaşık	20

Yukarıda açıklanan formüllerle yapılan hesaplara göre elde edilen sonuçların uygunluk koşullarının değerleri Tablo 3'te verilmiştir (Lourenco ve Roque, 2006).

Tablo 3. Bina değerlendirme ölçütlerinin uygunluk koşulları

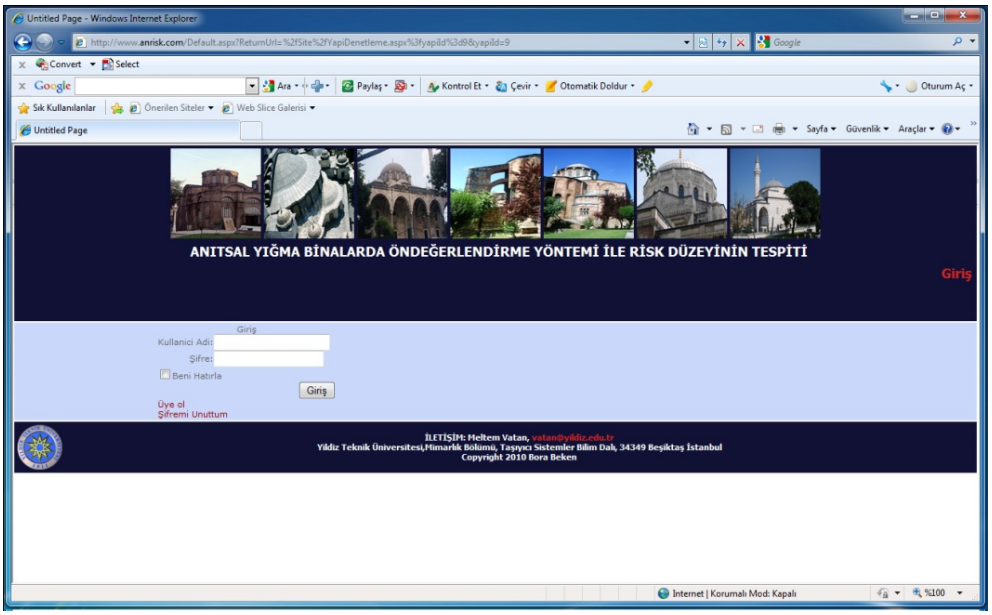
Ölçüt	**Uygunluk koşulu**
$\Sigma A_{dvX,Y}/W$	$\geq$ 1,2 m²/MN
$\Sigma A_{dvX,Y} / \Sigma A_{bina}$	$\geq$ 0,1
$FR_{dX,Y} / V_t$	> 1
$L_{dv.} / t_{dv.}$	$\leq$ 18
$H_{dv.} / t_{dv.}$	$\leq$ 9

Web Veri Tabanı

Geliştirilen yöntemin yaygın bir şekilde kullanılması ve elde edilen sonuçların geniş bir kitle ile paylaşılması için yapı tespiti sırasında toplanan verilerin web ortamında depolanmasına karar verilmiştir. Web veri tabanı geliştirilerek, alandaki veriler dijital hale getirilmiş ve

değerlendirmenin bilgisayar ortamında otomatik olarak yapılması sağlanmıştır (Şekil 4). Verilere her yerden ve hızlı bir biçimde ulaşmak web ortamı ile kolay hale gelmiştir.

Veri tabanı ile yapı tespit formundaki bilgilerin sadece gerekli olanları listelenebilir ve değerlendirme hesabı kolayca yapılabilir. Ayrıca tespiti yapılan her yapı için elde edilen veriler özet halde çıktı olarak elde edilebilir ve arşiv belgesi olarak saklanabilir. Veri tabanı kullanılarak, tespiti yapılan yapılar arasında, çeşitli amaçlarla aramalar ve listelemeler yapılabilir ve istenilen sonuçlara kolayca ulaşılabilir. Verilerin dijital olarak saklanmasının diğer bir olumlu yönü de incelenen yapının izlenmesi için veri oluşturmasıdır. Belirli aralıklarla incelenen bir yapının zaman içindeki gelişimi izlenebilir, istenilen ölçütlere göre karşılaştırmalar yapılabilir.



Şekil 4. Web veri tabanı giriş sayfası

Yapı tespit formu ile elde edilen verilerin depolanması için SqL Server 2008 veri tabanı seçilmiştir. SqL Server 2008 veri tabanı, birçok veriyi bütünlüğünü koruyarak depolayabilen, eldeki verileri istenilen niteliklere göre süzebilen, kullanıcı yüzünde istenilen bilgilerin gösterilmesine, kullanıcı tarafından görülmesi istenmeyen ancak sistemde gerekli olan bilgilerin arka yüzde gizli tutulmasına olanak sağlayan, hızlı bir biçimde verileri birleştirilip birbiri ile ilişkilendirilerek geri alabilen bir yönetim sistemidir.

Yazılım programı olarak ASP .NET 3.5 Framework ve C# diliyle geliştirilen web arayüzü kullanılmıştır. Bu yazılım, web tarayıcısı ile internet erişimi olan her yerden programa ulaşımı sağlamaktadır.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Ön-değerlendirme yöntemi ve değerlendirme ölçütleri örnek yapılar üzerinde uygulanmış ve işlerliği test edilmiştir (Tablo 4). Bunun için İtalya Padova Üniversitesi'nden bir ekip ile birlikte bir haftalık çalışma yapılmış ve öndeğerlendirme yöntemi ve değerlendirme ölçütleri, 2009 L'Aquila depremi ardından hasar tespiti yapılmış olan iki kilise yapısında denenmiş ve elde edilen sonuçlar, mevcut hasar tespiti sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yapılan bu çalışma sonucunda yöntem doğrulanmıştır.

L'Aquila depreminde çok hasar gören ve az hasar gören iki yapı örneği (San Pietro ve San Marco kiliseleri) ele alınmıştır. Depremden önceki mevcut durumları ile yapılar hakkındaki ayrıntılı bilgilerden yararlanarak önerilen yöntemde geliştirilen yapı tespit formu doldurulmuş ve ilk değerlendirmede hasar puanı eklenmeden bir hesap yapılmıştır. Binaların geometri, topoğrafya, yapılan ekler gibi diğer parametreleri incelenmiş ve bu durumdaki skorlara bakılmıştır. Daha sonra minimal hasar puanı eklenerek yeniden hesap yapılmıştır. Puan sonuçları, önerilen yöntemdeki risk

puanları ile karşılaştırılarak yöntemin işlerliği test edilmiş ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Hasar puanı eklenmeden önce bile yapı geometrisine ilişkin ölçütlerin önemi ve sonuca olan önemli etkisi görülmüştür.

Tablo 4. Tespiti yapılan yapı örneklerinin risk düzeyi (Vatan, 2010)

Bina adı	**Risk düzeyi**
Firuz Ağa Cami	Risk yok
Bali Paşa Cami	Risk yok
Davut Paşa Cami	Az riskli
Atik Ali Cami-Çemberlitaş	Az riskli
Murat Paşa Cami	Az riskli
Atik Ali Cami-Zincirlikuyu	Risk yok
Cerrah Mehmet Paşa Cami	Az riskli
Hekimoğlu Ali Paşa Cami	Az riskli

Kültürel mirasın korunması için anıtsal tarihi yapıların risk potansiyelinin tespit edilmesinin bu alanda önemli bir ihtiyaç olduğu gerçeğine dayanan bu çalışma, çok sayıda olan tarihi yapının mevcut durumunun değerlendirilmesi için ilk adım çalışması olarak bir ön-değerlendirme yöntemidir. Anıtsal tarihi yapı stokunun mevcut durumunun tespit edilmesi ve yapıların risk düzeyine göre sınıflandırılarak müdahale için öncelik sırasının belirlenmesi için görsel verilere dayalı ön-değerlendirme ölçütleri belirlenmiştir. Ayrıntılı çalışmalar dikkate alındığında göreceli olarak hızlı bir şekilde pek çok yapının taranması ve yüksek risk altındaki yapıların uzmanlara yönlendirilmesi hedeflenmiştir.

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda sıralanmıştır:

- Betonarme yapılar, yeni yapılacak yapılar ve konut tipi yığma yapıların hasar durumunu belirlemek için çeşitli çalışmalar mevcuttur. Ancak anıtsal yığma tarihi yapıların, afet öncesi, potansiyel riskini belirlemeye yönelik çalışmalar bu alanda önemli bir ihtiyaçtır. Yeni yapılacak yapılarda geçerli olan yönetmeliklerin anıtsal yığma tarihi yapılarda uygulanması sakıncalıdır ve doğru sonuca ulaştırmaz. Bunun için anıtsal yığma tarihi binalarda uygulanacak özel yöntemler geliştirilmesi çok önemlidir.
- Anıtsal yığma binaların yapısal özellikleri, geometrisi, yapım sistemi, tarihi değeri, malzeme özellikleri dikkate alınarak afet öncesi risk durumunu belirlemeye ilişkin, gözleme dayalı göreceli olarak hızlı tespit yöntemleri geliştirilmesi bu çalışma alanında önemli bir ihtiyaçtır.
- Türkiye'de anıtsal yığma yapı stokunun büyüklüğü ve bu konudaki uzman sayısının az olması gerçeği dikkate alındığında anıtsal tarihi binaların mevcut durumunun tespiti çalışmalarının birkaç adımdan oluşması gereği açıktır.
- Anıtsal yığma binalarda bina davranışını etkileyen; tarihsel süreç, yapı geometrisi ve malzemesinin karmaşıklığı, geçirilen afetler, müdahaleler gibi pek çok etmen vardır. Bu etmenler pek çok soru işareti ve belirsizlik içermektedir. Değerlendirmede belirsizlikler artıkça varsayımlar ve kabuller de artar. Buna göre "güvenlik değerlendirmesi sonucu" bazı olasılıklara göre belirlenir. Bunun için anıtsal tarihi yapıların mevcut durumunun tespiti, uzmanlar ekibi tarafından, nitel ve nicel verilerin birlikte değerlendirilmesini gerektirir.
- Risk tespitinde deprem etkisi en önemli ölçüt olmakla birlikte söz konusu anıtsal tarihi binalar olduğunda tüm hasar nedenlerinin karar aşamasında dikkate alınması ve yapının bir bütün olarak değerlendirilmesi doğru karar için oldukça önemlidir.
- Mevcut yöntemler vb çalışmalardan yararlanarak ulusal düzeyde tüm yapıları kapsayacak bir veri tabanı ile mevcut yapı stokunun kayıt altına alınması ve istatistiki veri olarak depolanarak yapıların izlenmesi ve bu verilerin risk yönetimi çalışmaları ile bütünleştirilmesi kültür mirasını koruma alanına önemli katkı sağlayacaktır.

- Kültür mirasının önemli bir bölümünü oluşturan anıtsal tarihi yapıların korunması ve gelecek nesillere aktarılması için bu yapılarda yapılacak çalışma ilkelerinin belirlenmesi için "Anıtsal Tarihi Yığma Yapı" yönetmeliğinin oluşturulması koruma alanına önemli katkı sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

Aköz F ve Yüzer N (2009) "Tarihi Yapılarda Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesinde Uygulanan Yöntemler", *İMO - 1. İnşaat Mühendisliği Eğitimi Sempozyum Kitabı*, 6-7 Kasım 2009, Antalya.

Binda L, Saisi A, de Vent I A E, van Hees R P J ve Naldini S (2010), "Structural Damage in Masonry, Description and Interpretation of Crack Patterns: Basis for Finding the Damage Causes", Restoration of Buildings and Monuments–Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, 16 (2): 77-98.

D'Ayala, D ve Speranza, E (2001) "A Procedure for Evaluating The Seismic Vulnerability of Historic Buildings at Urban Scale Based on Mechanical Parameters", *Proceedings of 2nd International Congress on Studies in Ancient Structures*, 9 -13 July, Istanbul

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik - DBYBHY (2007) T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara

Feilden, B M (1982) Conservation of Historic Buildings, Butterworth Scientific, USA.

ICOMOS-ISCARSAH (2005) Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage. Barcelona

Lourenço P B ve Roque J A (2006) "Simplified Indexes fort he Seismic Vulnerability of Ancient Masonry Buildings", Construction and Building Materials, 20: 200 - 208.

Marcel U (2006), Earthquake Risk Assessment of Historical Structures, PhD Thesis, The Department of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences of the Technische Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig and the Faculty of Engineering Department of Civil Engineering of the University of Florence

Munari M, Valluzzi M R, Saisi A, Cardani G, Modena C ve Binda L (2009) "The Limit Analysis of Macro Elements in Masonry Aggregate Buildings as a Methodolgy for the Seismic Vulnerability Study: An Application to Umbrian City Centers", *Proceedings of 11th Canadian Masonry Symposium*, Mc Master University, Toronto, Ontario

Sepe V, Speranza E ve Viskovic A (2008) "A Method for Large Scale Vulnerability Assessment of Historic Towers", Structural Control and Health Monitoring, 15: 389-415, online Inter Science publication.

Sinha R ve Goyal A (2004) A National Policy for Seismic Vulnerability Assessment of Buildings and Procedure for Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Vulnerability, Report to Disaster Management Division, Ministry of Home Affairs, Government of India

Van Balen K E P (2001) "Learning From Damage of Masonry Structures, Expert Systems Can Help!, Historical Constructions", P. B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimaraes.

Van Hees R P J, Naldini S, Binda L ve Van Balen K (2008) "The Use of MDDS in The Visual Assessment of Masonry and Stone Structures, *Proceedings of SACOMATIS 2008 International RILEM Conference*, 31 August – 4 September, Varenna, Italy

Vatan M, Arun G (2009) "Risk Level Assessment of Monumental Historical Structures by Visual Inspection", *Proceedings of 1st WTA International PhD Symposium – Building Materials and Building Technology to Preserve the Built Heritage*, Leuven, Belgium, 8-9 October 2009, 159-172

Vatan M. (2010) Anıtsal Yığma Binalarda Risk Düzeyinin Tespitine İlişkin Bir Öndeğerlendirme Yöntemi, Doktora tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, FEB Enstitüsü, İstanbul

TARİHİ YAPILARIN GÜÇLENDİRİLMESİNDE DONATILI HARÇ SİSTEMLERİ

REINFORCED MORTAR SYSTEMS FOR HERITAGE STRUCTURES STRENGTHENING

Christoforos Kolyvas[1] and Michalis Karantzikis[2]

ÖZET

Bu makalede, yapısal ve depreme karşı güçlendirmede kullanılan RM (donatılı harç) sistemlerinin son dönemdeki gelişimi ve mevcut durumu irdelenecektir. RM Sistemleri olarak adlandırılan bu sistemler hem tarihi yapılar ile uyumludur ve hem de epoksi reçinesi yerine harcın kullanılması nedeni ile yangın etkilerine karşı da çok daha fazla dayanıklıdır. Bu sistemlerin geliştirilmesi yönündeki araştırmalar Avrupa'da yürütülmüş ve birkaç örnek proje de tamamlanmıştır. Bu sistemler genelde çimento esaslı veya çimentosuz inorganik harç ve çift yönlü bazalt, karbon veya alkaliye dayanımlı cam elyafı kumaştan (FRP) oluşmaktadır. FRP kumaşı genelde 0 ila 90 derece liflerin birleşiminden meydana gelmektedir.
RM sistemlerinin daha iyi anlaşılması gerekliliği, özellikle bu sistemlerin kupon deneylerinin geliştirilmesi konusunda çoğu Patras Üniversitesi'nde yürütülen çeşitli deneylerin başlamasına önayak olmuştur. Bu makalede, Patras'ta başlatılan ve halen devam etmekte olan bu deneyler ile ilgili de bir özet geçilecektir.
Anahtar Kelimeler: yapısal güçlendirme, tarihi yapılar, malzeme uyumu, RM basalt sistemleri

ABSTRACT

This paper aims to present the latest developments and the current status of Reinforced Mortar (RM) Systems for structural and seismic strengthening. So called RM Systems or TRM (Textile Reinforced Mortar) Systems, have the advantages of being fully compatible to heritage structures and possessing excellent fire resistance by eliminating the use of epoxy. Research has been conducted, mainly in Europe, and some sample projects have been already completed. RM Systems comprise of an inorganic mortar (matrix), which can be cement or non-cement based, and an open weaved biaxial fabric as reinforcement which may consist of carbon, AR-glass or basalt fibres.
The need for better understanding of the mechanical properties of the RM Systems lead to further research including the development of a special coupon testing method by the Structural Materials Laboratory of the University of Patras. Summary of the initial results and technical characteristics of this testing method are included in this paper.
Keywords: structural strengthening, heritage buildings, monuments, compatible materials, RM basalt systems

INTRODUCTION

Strengthening of heritage structures is an important issue that is of great importance in the last decades, the solution of which however, has serious implications. The main idea behind any intervention of such structures should be such that the original bearing system of the structure has survived several extreme events in the last centuries and thus the structure itself and the technology

[1] MSc, Technical Manager, Fyfe Europe S.A., Athens, Greece, chkolyvas@fyfeeurope.com
[2] MSc, CEO, Fyfe Europe S.A., Athens, Greece, mkara@fyfeeurope.com

behind the construction of such monuments must be first respected. Any intervention today's engineers may apply on the structure would have a short background in terms of age and development of the method, possibly shorter than the life of the monuments. Even the oldest techniques of construction of the modern world, such as steel and concrete, do not date back to more than two centuries. This idea led the intervention community to come up with set of rules, the most important of which was the Venice Charter. This Charter suggests that the intervention on such monuments must be reversible. Reversibility is a main issue since the system of intervention may be found useless or even dangerous after some decades, thus the removal of the intervention would be needed in such cases. A better technique may also be found some decades after the intervention is realized so a replacement may also be needed.

One of the most important issues of monument strengthening is the compatibility. Most of the monuments consist of masonry with mortars. The mortars used in the European-Mediterranean area are lime and/or pozzolanic mortars that may consist of several local materials. Any intervention that will take place in a monument is required to be compatible with the chemistry of the original structure.

The third issue in a monument strengthening is the mechanical compatibility. It is very well known by experience that the high difference in strength and stiffness of two adjacent materials will cause delaminating and interlocking failure. This is a common mistake observed, when a modern high-strength mortar is applied on an old masonry wall as an intervention technique.

The three basic requirements for proper strengthening of historical monuments led several researchers to work on developing compatible structures. The RM system that will be described in this paper is one of these developments.

DESCRIPTION OF THE RM SYSTEM

The fabric usually has a balanced architecture of main fibres in 0◦/90◦. Important characteristics of the EP fabrics are the stability at the joints and the coating of the fibres. Tests have shown that a coated joint-stable EP fabric has much better performance comparing to an uncoated one with loose joint stability.

Basalt fibre EP fabrics have advantageous characteristics because of lower cost comparing to carbon and AR-glass (alkali resistant glass), higher technical properties than AR-glass and good resistance in alkali environment. The durability in time of a RM system used on a heritage structure is important feature and more tests and studies have to be performed on this topic.



Figure 1. Tyfo Fibrwrap RM system: the basalt fabric applied in between two mortar layers (left) and the basalt fabric itself (right)

STATE-OF-THE-ART RESEARCH ON RM SYSTEMS

OPERHA Project

OPERHA is a European Union funded international project that was proposed and accepted within the FP6 of the EU project funds. OPERHA stands for "Open and fully compatible next generation of strengthening system for the ReHAbilitation on Mediterranean building heritage". The project started in January 2006 and finished in December 2008. The partners were:

- LABEIN.- LABEIN-tecnalia, Spain
- FSMR.- Fundación Santa María la Real C.E.R., Spain
- UPATRAS.- University of Patras. Dep. of Civil Engineering, Greece
- AUB.- American University of Beirut, Lebanon
- FYFE.- Fyfe Europe S.A., Greece
- EAVI.- Ecole d'Avignon – C. F. R. du Patrimoine Architectural, France
- DoA.- Department of Antiquities, Jordan
- BRC/RSS.- Royal Scientific Society, Jordan
- ECAE. - Centre d'ingenierie architecturale. Cairo University, Egypt
- SCA.- Supreme Council of Antiquities, Egypt.
- SPC.- Studio di Progettazione Croci, Srl, Italy
- BELENT.– Entreprise belhadj, Algeria

The deliverables of the project, in general, were focused on design of a reversible FRP system, coupon tests and wall tests for this system, and development of FRP anchorages. In-plane loading on masonry walls have shown an increase in load capacity between 22 to 76%, depending on the number of layers and FRP anchorage scheme.
Details of the in-plane loading tests (see Figure 2) can be found in Papanicolaou et al. (2007a, 2011) whilst the cyclic out-of-plane test results have been provided by Papanicolaou et al. (2007b).



Figure 2. Installation steps of the Tyfo Fibrwrap RM system on an unreinforced masonry wall (taken from Papanicolaou et al., 2011)

The First Generation Coupon Tests

FRP laminate properties are defined by using testing schemes prepared for FRP cured with epoxy resins. Coupon test procedure for the RM systems with mortar, however, has not been set yet. This

led several trials by researchers to come up with a coupon testing procedure for these materials. One of the most complete coupon test results so far is available by Garcia et al. (2010). The dry-fiber tests on 4-row basalt samples were conducted by using 800mm long samples. The tested length was around 450mm. The results of these tests are given below in Table 1.

Table 1. Average dry fibre test results by Garcia et al. (2010)

	Average Test Results	CoV (%)
E_f (GPa)	52	2.2
ε (%)	2.2	1.99
σ_u (MPa)	894	-

The coupon tests were conducted on 600mm long, 100mm wide and 10mm thick elements. Specimens consisted of 4 basalt rows. The samples were prepared with mortar material in the middle but the ends were soaked in epoxy for a better grip by the jaws of the machine. The tested length between the jaws was 440mm. The results are listed in Table 2.

Table 2. Coupon test results by Garcia et al. (2010)

	Average Test Results	CoV (%)
E_f (GPa)	27.3	7.6
ε (%)	1.29	13.1
σ_u (MPa)	550	-

1

In a different study by Larrinaga et al. (2010), coupon tests that are conducted by using 2 plies of basalt have shown strain at tensile strength as 2.08%, tensile strength as 1120 MPa, and Young's Modulus as 51.8GPA in average.

The Second Generation Coupon Tests

A testing method for determination of the in-plane tensile properties of the Tyfo Fibrwrap RM System is currently under development by the research team of the Structural Materials Laboratory at the University of Patras, Greece. Up to date, there is limited knowledge on how to safely determine the mechanical properties of a composite system consisting of open weaved fabrics and mortar. Main limitations of the existing testing set-ups include insecure gripping and objectionable rupture pattern of the tested specimens.

The aforementioned research team managed to overcome the limitations by developing a unique testing set-up including a properly designed testing apparatus and a unique procedure for specimen preparation (see Figure 3). In more details, they developed a hinged apparatus that produces pure uniform tension loading across the width of the specimen and in parallel secures the gripping and avoids possible unexpected fracture at the gripping areas. Moreover, they introduced a unique specimen form that promotes a uniform rupture pattern across the length of the specimen. Based on the above developments it is possible now to determine an exact stress-strain curve that defines all the in-plane tensile properties of the Tyfo Fibrwrap RM System.

The significance of secure measuring of the mechanical properties of the Tyfo Fibrwrap RM System is apparent in cases where accurate design of the strengthening system of masonry structures is required. The configuration and amount of strengthening provided can be calculated in detail according to the specific requirements set by the structural analysis. Furthermore, it is now possible to insert the properties of the strengthening system directly in a finite element analysis to enhance design accuracy. Finally, the testing method allows the engineer to use, as part of the Tyfo Fibrwrap RM System, any possible mortar required by compatibility requirements and in parallel be able to determine the exact mechanical properties of the tailor-made strengthening system that will occur.



Figure 3. The testing aparatus designed by the research team of University of Patras

Details and the preliminary results of the above-mentioned coupon-testing scheme will be provided as the new data become available.

Strengthening of Masonry Arches and Poor Quality RC Beams

Garmendia et al. (2010) present strengthening of masonry arches by using the Tyfo Fibrwrap RM system. In summary, tests on arches that are strengthened on their intrados and/or extrados have shown that, under the single-point loading and for the tested arches, the strengthening with basalt only intrados has increased the strength 9 times, and strengthening the extrados has increased strength of the arch 13 times. Strengthening both intrados and extrados has increased the strength of the arch 21 times.
Larrinaga et al. (2010) have worked on strengthening of low quality RC beams by using the FRP RM systems. They have used 3 different materials, 2 of which are carbon with open width pattern, and one is Tyfo Fibrwrap RM system with basalt open width scheme. It has been observed that the beam strengthening with the basalt RM system can increase the moment capacity by 40.5% for the tested beams.

Confinement of Low Quality Concrete

Garcia et al. (2010) have studied confining low-quality (average compressive strength is around 21MPa) concrete cylinders by using basalt RM system for wrapping the columns. The application consisted of 5mm thick mortar layer, 1 or 2 plies of Tyfo Fibrwrap RM system and another 5mm thick layer of mortar. The mortar was either cement- or pozolan-based. Application of 1 layer of basalt has increased the peak stress level 21% whilst the application of 2 layers provided 32% increase in the maximum stress attained during the tests. The ultimate axial strain has increased 34% in average for both 1 and 2 plies of basalt application.

CASE STUDY APPLICATIONS

As part of the OPERHA Project, the Tyfo Fibrwrap RM system has been applied to four different heritage structures. Detailed photos of those structures are given below.

Qasr Al-Kaharanah in Jordan was one of the case studies improved during the OPERHA Project by using the Tyfo Fibrwap RM systems (see Figure 4). The castle was a medieval structure that has apparently suffered from atmospheric conditions leading thus structural issues on the bearing walls, especially close to the bottom where the axial loads build up. The intervention took place in deficient points of the bearing walls by applying a layer of Tyfo Fibrwrap RM, compatible local mortar and basalt anchors where needed.



Figure 4. Intervention on Qasr Al-Kaharanah Castle in Jordan by using Tyfo Fibrwap RM System

Galal House in Egypt (see Figure 5) was one of the case study applications where the bearing walls around the stairs were suffering structural over load. A layer of RM system has been applied and fixed on the wall and covered by compatible mortar.



Figure 5. Intervention in Galal House in Egypt

The historic church of Renado de la Inera in Spain was experiencing problems of outer wall out-of-plain separation. This caused serious cracks on the main vault of the system. Following of extensive cement grouting inside the cracks of the vault, Tyfo Fibrwrap RM system has been applied on the extrados of the vault to prevent further developments of the existing cracks and opening of new cracks (see Figure 6). The RM system has been applied on the vault surface by introducing basalt anchors as well.



Figure 6. Strengthening of vault exodus in the church of Renado de la Inera in Spain

Using the RM systems also strengthened the historic mosque of El Qued in Algeria. The application focused on wrapping around the drum of the dome as well as the corners arounf the building. The RM system has been applied all around the walls, coinciding with the bottom level of the drum of the dome, aiming to protect the dome (see Figure 7).

RESULTS

Prevention of the historical structures is an important problem the engineers have to cope with. Most of the historical monuments are on highly seismic areas rendering thus the problem even more complicated. Deterioration of the original structure during the several centuries of service life requires the application of sound and proper intervention techniques and materials. These techniques and materials, on the other hand, have to be reversible, compatible with the substrate both in terms of chemical compounds and mechanical properties.

The RM systems, specifically the Tyfo Fibrwrap RM system, are still under development. Several research efforts have been conducted to create a set of rules and guidelines for the design, application and testing of this material. This paper aims to provide a state-of-the-art summary of the efforts on developing and testing this system.

It is apparent from the preliminary results that the RM systems can be a good opportunity for the engineers who would like to intervene historical monuments with minimum foot-print of intervention yet providing a substantial increase in the seismic response.



Figure 7. Installation of Tyfo Fibrwrap RM system on the dome and around the corners of the El Qued in Algeria

Acknowledgements

The OPERHA Project mentioned in this paper was funded by the European Commission as European STREP Project INCO-CT-2005-517765-OPERHA.

REFERENCES

Garcia D, Allonso P, San-Josi JT, and Garmendia L (2010) "Confinement of medium strength concrete cylinders with basalt Textile Reinforced Mortar", *ICPIC 2010 - 13th International Congress on Polymers in Concrete*, Madeira Islands, Portugal.

Garmendia L, Garcia D, Larrinaga P, San-Mateos R, Diez J, and San-Josi JT (2010) "Experimental study on masonry arches strengthened with textile-reinforced mortar", *13th International Conference and Exhibition on Structural Faults & Repair*, Edinburgh, UK, 15th-17th June.

Larrinaga P, Garcia D, Garmendia L, San-Mateos R, Diez J, and San-Josi JT (2010) "Experimental study on flexural behavior of low strength-quality concrete beams strengthened with textile reinforced mortar", *13th International Conference and Exhibition on Structural Faults & Repair*, Edinburgh, UK, 15th-17th June.

Papanicolaou C, Triantafillou T, Kyriakos K and Papathanasiou M (2007a) "Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading", *Materials and Structures* 40 (2007) 1081-1097.

Papanicolaou C, Triantafillou T, Papathanasiou M and Kyriakos K (2007b) "Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading*", Materials and Structures* 40 (2007).

Papanicolaou C, Triantafillou T, and Lekka M (2011) "Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels", *Construction and Building Materials* 25 (2011) 504–514.

TARİHİ UZUNOK KÖPRÜSÜNÜN LİNEER OLMAYAN SİSMİK ANALİZİ

NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF HISTORICAL UZUNOK BRIDGE

Erkut SAYIN[1], Yusuf CALAYIR[2] ve Muhammet KARATON[3]

ÖZET

Tarihi köprüler korunması gereken kültür mirasının önemli bir kısmını teşkil etmektedir. Binlerce yıllık geçmişe sahip olan bu tarihi yapılar deprem gibi doğal afetlerde zarar görmekte ya da yıkılmaktadırlar. Bu çalışmada Malatya ilinin Darende ilçe merkezindeki Tohma çayı üzerinde bulunan tarihi Uzunok köprüsünün lineer ve lineer olmayan sismik analizleri yapılmıştır. Köprü üç boyutlu sonlu elemanlarla modellenmiş olup lineer olmayan analizinde, köprünün taşıyıcı kısımları için şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan yayılı çatlak modeli, dolgu malzemesinde ise Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Sismik etki olarak 1 Mayıs 2003 Bingöl depremi ivme kayıtları kullanılmıştır. Lineer ve lineer olmayan çözümlerden elde edilen sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılarak köprünün sismik davranışı incelenmiştir.
Anahtar Kelimeler: Tarihi köprüler, lineer olmayan sismik analiz

ABSTRACT

Historical bridges which need protection is an important part of cultural heritage. Historical structures, which date back to thousands of years, have frequently been damaged or ruined because of unexpected events such as earthquakes. In this study, linear and nonlinear seismic analyses of historical Uzunok bridge which is located Darende town of the province of Malatya at Tohma river were investigated. The bridge was modeled with three dimensional finite elements. Smeared crack model which includes strain softening and Drucker-Prager material model was used respectively for structural components of bridge and filling material. 1 May 2003 Bingöl earthquake acceleration records were used for the seismic effect. Linear and non-linear solutions were compared with each other and seismic response of the bridge was investigated.
Keywords: Historical bridges, non linear seismic analysis

GİRİŞ

Tarihi köprüler, kültür mirası olarak kabul edilen tarihi yapıların başında gelmektedir. Binlerce yıllık geçmişe sahip olan bu yapıların en iyi şekilde korunup geleceğe aktarılması gerekmektedir. Tarihi yapıların hasar görmelerine sebep olan en önemli dış faktörlerden biri depremlerdir. Bu yapıların depremlerden en az hasar görmeleri ve yapısal bütünlüklerini korumaları için sismik davranışlarının belirlenmesi ve buna bağlı olarak gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir.

Tarihi köprülerin önemli bir bölümü, yığma taş duvar tarzında inşa edilmiştir. Bu köprüler, temel, kemer, yan duvar ve dolgu malzemesinden meydana gelmekte olup taşıyıcı kısmını oluşturan üst yapı, taş ve bağlayıcı malzeme kullanılarak inşa edilmiştir.

[1] Dr, Fırat Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh, Elazığ, esayin@firat.edu.tr
[2] Prof. Dr, Fırat Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh, Elazığ, ycalayir@firat.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr, Fırat Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh, Elazığ, mkaraton@firat.edu.tr

Köprüye etki eden yükler ise kendi ağırlığı, trafik yükü ve depreme bağlı sismik etkilerdir. Zamana bağlı sismik etkiler köprü analizlerinde hesap zamanını önemli ölçüde artırmaktadır.

Tarihi köprüler hakkında birçok araştırmacı önemli çalışmalar yapmışlardır. Royles ve Hendry (1991) yaptıkları çalışmada açıklıkları 1, 2.08 ve 2.48 m olan 24 model köprüyü test ederek; dolgu malzemesi, yan duvar ve kanat duvarların kemerin dayanımına olan etkisini araştırmışlardır. Begimgil (1997) yarım tuğla ile inşa edilmiş 1.25 m açıklıklı yığma köprüde yan duvarların dolgu ile etkileşimini araştırmıştır. Fanning ve Boothby (2001) üç yığma köprüyü üç boyutlu sonlu elemanlar kullanarak modellemişlerdir. İlgili çalışmada taşıyıcı yapı elemanları için yayılı çatlak modelini, dolgu malzemesi için ise Drucker-Prager malzeme modelini kullanmışlardır. Aynı zamanda söz konusu köprülerin sonlu eleman modellerinin servis yükleri altında statik analizlerini yapmışlar ve bu modellerden elde edilen sonuçları köprü üzerinde yapılan test sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Pela vd. (2009) kemerleri betondan ve tuğladan inşa edilmiş iki farklı köprünün ENV 1998-1, OPCM 3274 ve FEMA 440 standartlarına göre lineer olmayan statik analizlerini yapmışlardır.

Bu çalışmada, Uzunok köprüsü üç boyutlu sonlu elemanlar ile modellenerek lineer olmayan sismik analizi yapılmıştır. Köprünün kemer ve yan duvarları, şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan kırılma ve ezilme yapabilen yayılı çatlak modeli ile dolgu malzemesi ise Drucker-Prager malzeme modeli ile temsil edilmiştir. Dinamik analizlerde HHT-α yöntemi kullanılmış olup sismik etki olarak 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminin ivme kayıtları dikkate alınmıştır.

UZUNOK KÖPRÜSÜ

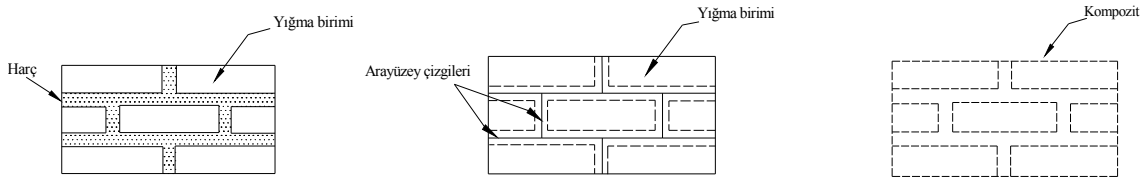
Malatya ilinin Darende ilçe merkezindeki Tohma çayı üzerinde bulunan Uzunok köprüsü Osmanlı dönemine ait olup 1779 yılında inşa edilmiştir. Köprü, 3.67 m genişliğinde ve 46 m uzunluğundadır. Köprü üç kemere sahip olup, iki kenar kemer 3.4 m ve orta kemer ise 5 m yarıçaplarındadır. Köprünün yan taşıyıcı duvarlarının kalınlığı 0.45 m olup korkuluk yüksekliği ise 0.60 m' dir. Köprü bazı bölgelerinde zamanla oluşan yapısal hasarlardan dolayı, Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından 2007–2008 tarihleri arasında restore edilmiştir. Şekil 1' de Uzunok köprüsünün restorasyondan önceki hali görülmektedir.



Şekil 1. Uzunok köprüsünün restorasyondan önceki durumu

YIĞMA YAPILARIN NÜMERİK MODELLENMESİ

Yığma yapıların modellenmesinde hassasiyet düzeyine bağlı olarak üç modelleme tekniği yaygın olarak kullanılır (Lourenço., 1996, Sayın., 2009). Bu modelleme teknikleri Şekil 2 de verilmiştir.



a) Detaylı mikro modelleme b) Basitleştirilmiş mikro modelleme c) Makro modelleme

Şekil 2. Yığma yapı modelleme teknikleri

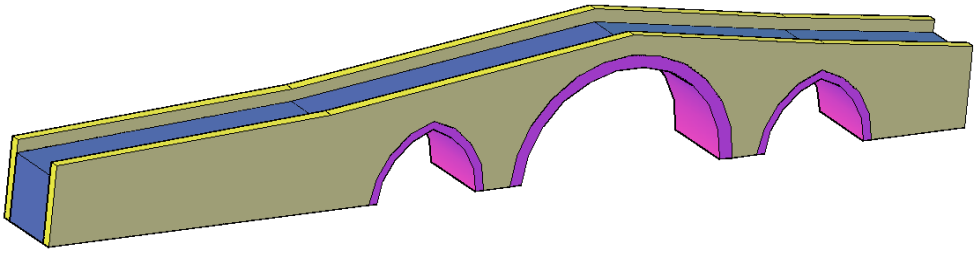
Detaylı mikro modellemede, yığma birimi ve harcın malzeme özellikleri yani elastisite modülü, Poisson oranı ve birim hacim ağırlıkları ayrı ayrı değerlendirilir. Bu modelleme tekniği yığma duvarların davranışlarının modellenmesinde en iyi modelleme tekniklerinden biridir. Ancak yapının tamamının çözümünde çözüm süresi çok uzamaktadır. Bu modelleme tekniği özellikle küçük yapılar ya da dikkate alınacak yapının bir bölümünün çözümü için uygundur.

Basitleştirilmiş mikro modellemede, yığma birimlerinin boyutları harç tabakasının kalınlığının yarısı kadar genişletilerek harç tabakası ihmal edilir. Yığma birimleri birbirinden ara yüzey çizgileri ile ayrılırlar. Sistemde meydana gelecek çatlakların bu ara yüzey çizgilerinde meydana geleceği kabul edilir.

Makro modelleme ise, taş, tuğla vb. bloklar ve harç arasında ayrım yapmaksızın, yapı elemanını kompozit olarak kabul eden ve bu malzemelerin ortak özelliğini yansıtan eşdeğer bir malzeme modelidir. Büyük sistemlerin modellenmesinde bilgisayar çözüm süresini önemli ölçüde azalttığından genelde tercih edilmektedir.

Mikro ve makro modelleme tekniklerinin farklı kullanım alanlarından dolayı, bir modelleme tekniğinin diğerine göre daha üstün olduğunu söylemek doğru değildir. Ancak, literatür incelendiğinde büyük tarihi yapıların çoğunlukla makro modelleme tekniğine göre modellendiği görülmektedir (Modena vd., 2002, Bernardeschi vd., 2004).

Bu çalışmada da Uzunok köprüsü makro modelleme tekniği ile modellenerek lineer ve lineer olmayan sismik analizleri yapılmıştır. Şekil 3 de Uzunok köprüsünün üç boyutlu katı cisim modeli verilmiştir.



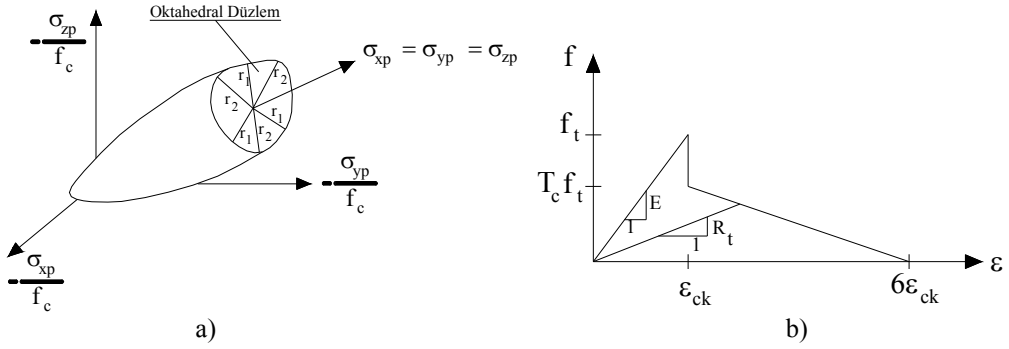
Şekil 3. Uzunok köprüsünün 3 boyutlu katı cisim modeli

Malzeme bakımından lineer olmayan çözümler için kırılma, hasar mekaniği ve plastik analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Kırılma mekaniğinde çatlaklar; global (ayrık çatlak) ve lokal (yayılı çatlak ve hasar mekaniği) yaklaşım olmak üzere, iki ayrı çatlak modeli kullanılarak incelenmektedir (Manfredi vd., 1993, Rodriguez vd., 1999). Ayrık çatlak yaklaşımında, çatlaklar sürekli ortam içerisinde süreksiz bir bölgenin tanımlanmasıyla modellenmekte ve gerilmelerin hesabı kırılma mekaniği teorilerine göre yapılmaktadır. Yayılı çatlak yaklaşımı ise betonun davranışını temsil eden bünye denklemlerinin değiştirilmesi prensibine dayanmaktadır. Hasar mekaniği lokal bir yaklaşım olup yayılı çatlak modeliyle aynı felsefeye dayanmaktadır (Manfredi vd., 1993, Rajgelj vd., 1993, Rodriguez vd., 1999). Plastik analiz de yine lokal bir yaklaşım olup, plastik (kalıcı) şekil değiştirmeler dikkate alınarak malzeme dayanımında artma veya azalma tanımlanarak çözümler elde edilmektedir (Bangash., 1989).

Bu çalışmada, köprünün kemer, yan duvar ve dolgu malzemesi üç boyutlu sonlu elemanlarla modellenmiştir. Kemer ve yan duvarların modellenmesinde şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan kırılma ve ezilme yapabilen yayılı çatlak modeli, dolgu malzemesinin modellenmesinde ise Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır.

Yayılı Çatlak Modeli

Bu çalışmada, William ve Warnke (1975) modelinin özel hali olan üç parametreli beton modeli kullanılmıştır. Üç parametreli model William tarafından geliştirilmiş olup, düşük basınç altında çekmeye maruz kesitlerdeki beton için göçme yüzeyini tanımlamaktadır. Zienkiewicz ve Taylor (1991), beton gibi gevrek özelliğe sahip malzemeler için bu malzeme modelinin kullanılabileceğini belirtmişlerdir. William Warnke' nin beton göçme yüzeyi modeli yığma yapıların makro modellemesinde kullanılmıştır (Fanning vd., 2001). Bu model, Şekil 4.a' da görüldüğü gibi kesiti konveks olan bir koniye yakın görünüme sahiptir. Konveks kesit simetrik ve düzgün yapıdadır. Burada, σ_{xp}, σ_{yp} ve σ_{zp} birbirlerine dik asal gerilmeleri, f_c ise malzemenin tek eksenli basınç dayanımını göstermektedir. Von Mises ve Drucker-Prager yaklaşımları bu modelin özel durumları olarak elde edilebilir (Zienkiewicz ve Taylor, 1991). Bu modelde göçme yüzeyinin içerisinde kalan gerilme değerleri elde edildiği zaman malzemenin lineer elastik davranış gösterdiği; göçme yüzeyinin dışına çıkılan gerilme değerlerinde ise malzemede çatlama ve ezilmelerin ortaya çıkacağı kabulü vardır. Sonlu eleman uygulamalarında yayılı çatlak yaklaşımında çatlak durumu eleman integrasyon noktalarında değerlendirilmektedir. Bir integrasyon noktasındaki çatlağın varlığı, çekme gerilmesine normal yönde zayıf bir düzlem tanımlanarak gerilmeleri şekil değiştirmelere bağlayan matrisin yeniden düzenlenmesiyle belirtilir. Bu düzenleme elastisite modülünün değişimine bağlı olarak elde edilmektedir. Söz konusu değişim tek eksenli gerilme şekil değiştirme ilişkisinden faydalanılarak yapılmaktadır. Şekil 4.b de idealleştirilmiş tek eksenli gerilme şekil değiştirme eğrisi verilmektedir. Burada, ε_{ck} çatlama sınır şekil değiştirmesini, $6\,\varepsilon_{ck}$ kopma sınır şekil değiştirmesini, f_t malzemenin tek eksenli çekme dayanımını, T_c çatlama sınır şekil değiştirmesine karşılık gelen çatlak sonrası çekme dayanımı azaltma katsayısını, E elastisite modülünü, R_t ise yumuşama bölgesindeki çatlamış malzemenin Elastisite modülünü belirtmektedir.



Şekil 4. Üç parametreli model için a) göçme yüzeyi ve b) tek eksenli gerilme-şekil değiştirme bağıntısı (William, 1975)

Drucker-Prager Yaklaşımı

Gevrek malzemelerin lineer olmayan davranışı, çekme gerilmeleri altında çatlaması, basınçta ise ezilmesi olarak ortaya çıkmaktadır. Drucker-Prager yaklaşımı bu etkilerin göz önüne alınabildiği elasto-plastik bir malzeme modelidir (Bangash., 1989). Bu yaklaşım, Von-Mises kriterinin hidrostatik gerilme etkisini içerecek şekilde genelleştirilmesinden elde edilmiştir. C kohezyonu ve ϕ içsel sürtünme açısına bağlı olarak ifade edilen Drucker-Prager yaklaşımının akma yüzeyi dik bir koni biçiminde olup plastik şekil değiştirme, hacimdeki değişimle birlikte ortaya çıkmaktadır.

Drucker-Prager modelinde eşdeğer gerilme,

$$\sigma_e = 3\,\beta\,\sigma_m + \left[\frac{1}{2}\{S\}^T\{S\}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{1}$$

olarak verilir. Burada, σ_m ortalama gerilmeyi (Hidrostatik gerilme), {S} deviatorik gerilme vektörünü ve β ise bir malzeme sabitini göstermekte olup,

$$\beta = \frac{2\ \sin\phi}{\sqrt{3}\,(3-\sin\phi)} \tag{2}$$

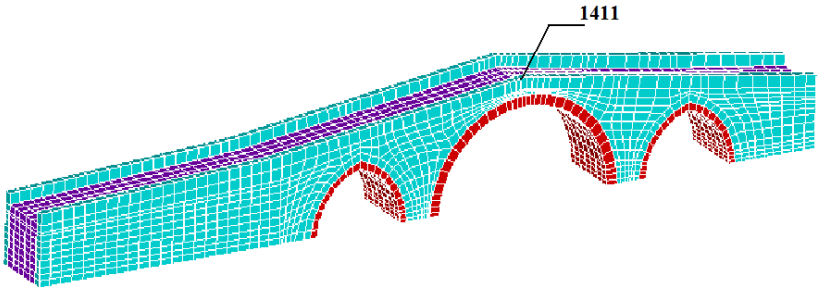
bağıntısıyla tanımlanmaktadır. Buradan akma yüzeyini belirten akma kriteri ise,

$$F = 3\ \beta\ \sigma_m + \left[\frac{1}{2}\{S\}^T\ \{S\}\right]^{\frac{1}{2}} - \sigma_y = 0 \tag{3}$$

olarak yazılabilir. Denklem (3)' de verilen σ_y, malzemenin akma gerilmesini göstermektedir.

SAYISAL UYGULAMA

Uzunok köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modeli ve yer değiştirmenin zamanla değişim grafiklerinin çizildiği köprünün en üst noktasında yer alan 1411 nolu düğüm noktası Şekil 5' de verilmiştir. Bu sonlu eleman ağ sisteminde 7020 adet düğüm noktası ve 5202 adet sekiz düğüm noktalı katı eleman kullanılmıştır. Köprünün kemer, yan duvar ve dolgu malzemesi için malzeme özellikleri Tablo 1' de verilmiştir. Sismik etki olarak 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminin ivme kayıtları kullanılmıştır. Köprünün lineer ve lineer olmayan sismik analizlerinde temel ortamı rijit olarak kabul edilmiştir. Bingöl depreminin kuzey-güney bileşeni trafik akışı doğrultusunda, doğu-batı bileşeni nehir akışı doğrultusunda ve düşey bileşeni ise düşey doğrultuda köprüye uygulanmış olup; bu bileşenlere ait ivme grafikleri Şekil 6'da görülmektedir. Söz konusu üç ivme bileşeninin mutlak maksimum genlikleri kuzey-güney, doğu-batı ve düşey bileşenler için sırasıyla 0.55g, 0.28g ve 0.48g dir. Bingöl depreminin ivme genlikleri tüm bileşenler için 0.50 oranında azaltılarak dinamik analizlerde kullanılmıştır.



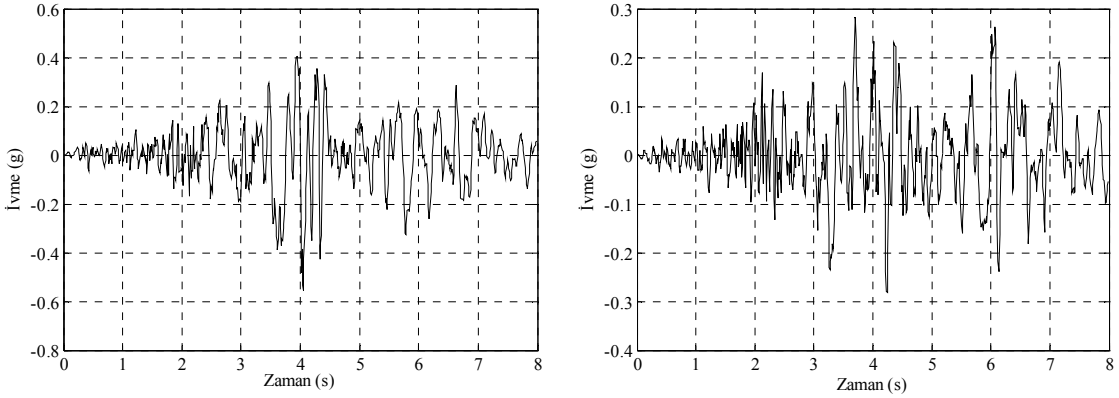
Şekil 5. Uzunok köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modeli ve yer değiştirmenin zamanla değişim grafiklerinin elde edildiği 1411 nolu düğüm noktası

Köprüdeki sönümün, rijitlik orantılı olduğu kabul edilmiş ve hasarsız köprünün 1. moduna ait frekansında 0.05' lik sönüm oranı sağlayacak şekilde Rayleigh sönüm katsayısı belirlenmiştir. Köprünün ilk 3 doğal titreşim mod ve frekansları Şekil 7' de görülmektedir. Sönüm kuvvetlerinin köprünün teğet rijitlik matrisiyle orantılı olarak göz önüne alındığı dinamik analizler, HHT-α algoritmasının tahmin-düzeltme yöntemi ile birleştirilmiş formu kullanılarak yapılmıştır. İntegrasyon zaman adımı 0.005 s olarak seçilmiştir. Çözümler ANSYS paket programı kullanılarak elde edilmiştir.

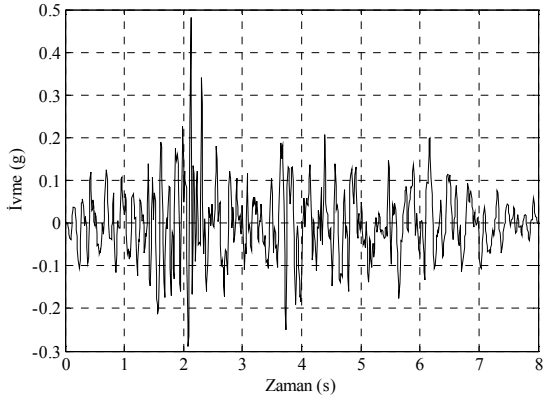
Tablo 1. Köprünün Analizinde Dikkate Alınan Malzeme Özellikleri (Fanning, 2001, Pela, 2009)

KEMERLER				YAN DUVARLAR				DOLGU				
E (MPa)	ρ (t/m^3)	ν	f_t (MPa)	E (MPa)	ρ (t/m^3)	ν	f_t (MPa)	E (MPa)	ρ (t/m^3)	ν	c (MPa)	ϕ^o
2500	2.3	0.2	0.6	2000	2.3	0.2	0.5	800	1.8	0.23	0.39	61

Köprünün 1411 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan sismik çözümlerinden elde edilen x,y ve z doğrultularındaki yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 8' de verilmiştir. Lineer ve lineer olmayan çözümlerden elde edilen yer değiştirme-zaman grafikleri 3.805 s anına kadar frekans ve genlik açısından aynı değerlere sahip olmaktadır. Bu andan itibaren köprüde meydana gelen kırılma ve hasarlardan dolayı yer değiştirme genliklerinde önemli farklar meydana gelmektedir. Grafikler incelendiğinde nehir akış doğrultusundaki yer değiştirmeler diğer doğrultulardaki yer değiştirmelere göre genelde daha büyüktür. Köprüde ilk çatlak mansap bölgesinde, gerilme yığılmalarının yoğunlaştığı ve çekme gerilmelerinin büyük değerlere ulaştığı köprü sol kemeri sağ ayağının temelle birleştiği bölgede 3.805 s anında meydana gelmiştir (Şekil 9,10). 1411 nolu düğüm noktasının lineer yer değiştirme çözümlerinin mutlak maksimum değeri 6.660 s anında meydana gelmektedir. Bu anda köprüde oluşan maksimum ve minimum asal eş gerilme eğrileri Şekil 11' de verilmiştir. Köprünün titreşim hareketine bağlı olarak, ilk çatlağın oluştuğu ayakta çatlaklar zamanla genişleyerek yukarı ve yana doğru yayılırken, köprünün sağ kemeri sol ayağının temelle birleştiği bölgede de hasarlar ortaya çıkmakta ve benzer şekilde genişleyerek yayılmaktadır (Şekil 12). Ancak köprüde meydana gelen hasar, köprünün stabilitesini tehlikeye sokacak büyüklükte olmamıştır. 1411 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan analizlerden elde edilen yer değiştirme değerlerinin mutlak maksimum değerleri ve yüzde olarak farkları ise Tablo 2'de verilmiştir. Yüzde farklar, lineer çözümler baz alınarak elde edilmiştir. Lineer olmayan yer değiştirme çözümlerinin lineer çözümlere göre % 2-34 arasında değişen oranlarda daha büyük olduğu belirlenmiştir.

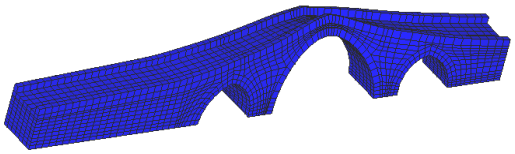


a) Kuzey-güney bileşeni b) Doğu-batı bileşeni

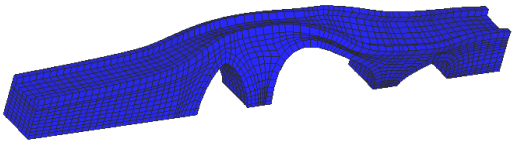


c) Düşey bileşen

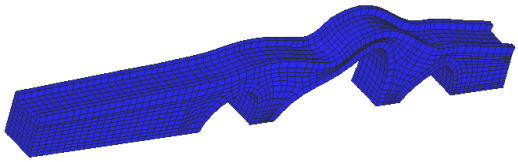
Şekil 6. Bingöl depremi ivme kayıtları



a) 1. mod (f_1=8.613 Hz.)

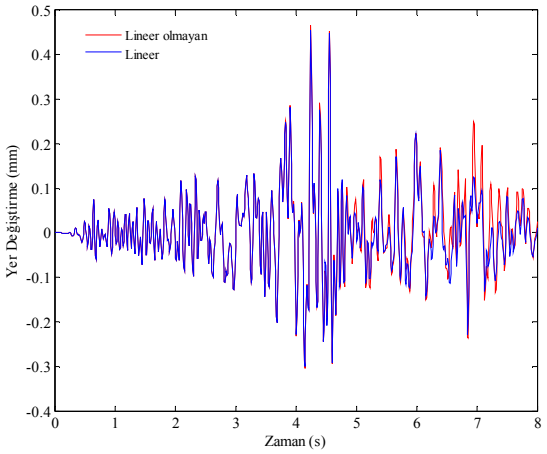


b) 2. mod (f_2=12.772 Hz.)

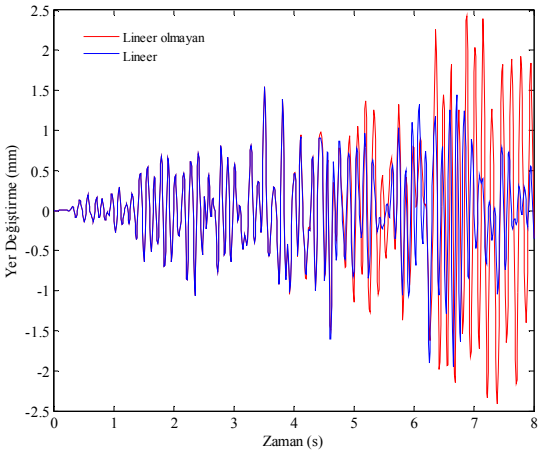


c) 3. mod (f_3=15.051 Hz.)

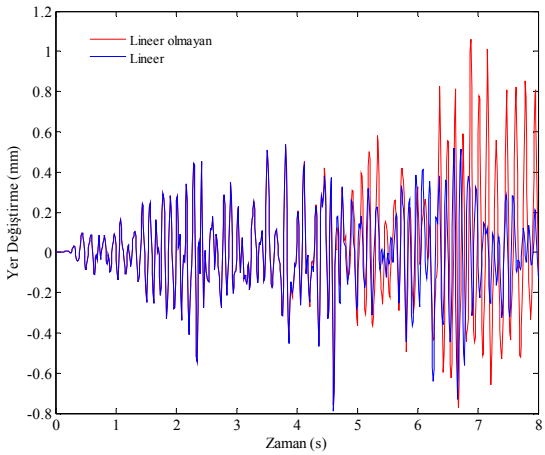
Şekil 7. Köprünün mod şekilleri



a) Trafik akış doğrultusu

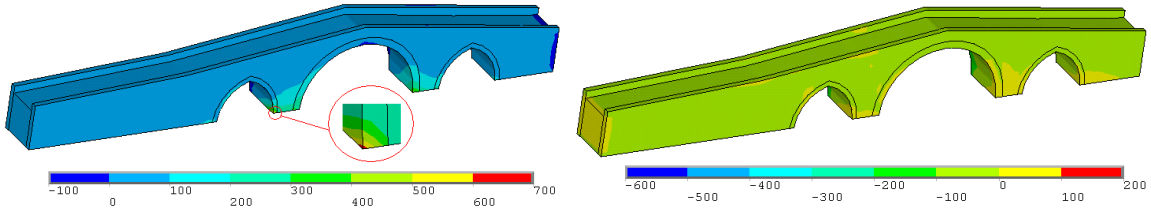


b) Nehir akış doğrultusu

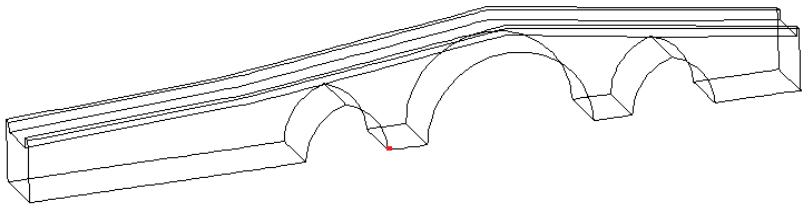


c) Düşey doğrultu

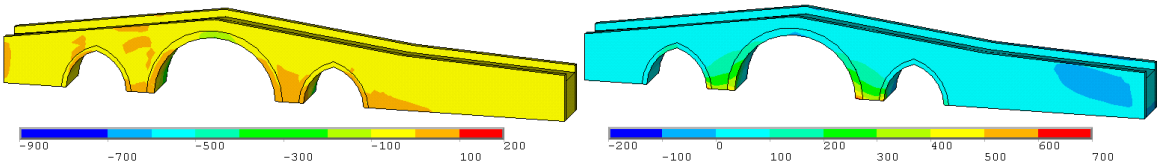
Şekil 8. 1411 nolu düğüm noktasının yer değiştirme zaman grafikleri



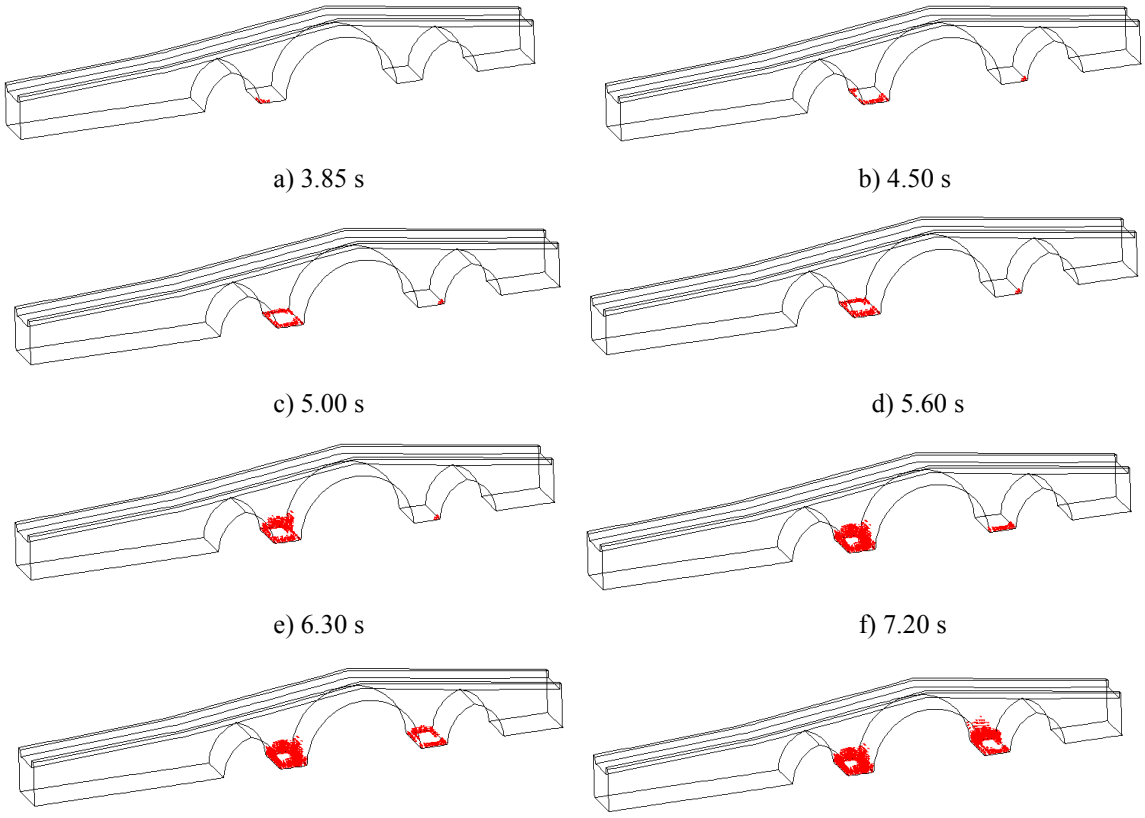
Şekil 9. Uzunok köprüsünde 3.805 s anında oluşan maksimum ve minimum asal eş gerilme eğrileri



Şekil 10. Uzunok köprüsünde 3.805 s anında oluşan ilk çatlak



Şekil 11. Uzunok köprüsünde 6.660 s anında oluşan maksimum ve minimum asal eş gerilme eğrileri



a) 3.85 s b) 4.50 s

c) 5.00 s d) 5.60 s

e) 6.30 s f) 7.20 s

g) 7.40 s h) 8.00 s

Şekil 12. Uzunok köprüsünde değişik zamanlardaki çatlak durumu

Tablo 2. 1411 nolu düğüm noktasının mutlak maksimum yer değiştirmeleri

Eksen Doğrultusu	Lineer (mm)	Lineer olmayan (mm)	% Fark
x	0.455	0.467	2.6
y	1.950	2.434	24.8
z	0.790	1.061	34.3

SONUÇ

Bu çalışmada Malatya ilinin Darende ilçesi sınırları içerisinde Tohma çayı üzerinde bulunan tarihi Uzunok köprüsünün lineer olmayan sismik analizi yapılmıştır. Makro modelleme yaklaşımı esas alınarak köprünün üç boyutlu katı sonlu eleman modeli oluşturulmuştur. Köprünün kemer ve yan duvarları, şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan kırılma ve ezilme yapabilen yayılı çatlak modeli ile dolgu malzemesi ise Drucker-Prager malzeme modeli ile temsil edilmiştir. Sismik etki olarak 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminin ivme kayıtları seçilmiştir. Dinamik analizde HHT-α yöntemiyle tahmin-düzeltme yönteminin birleştirilmiş formu kullanılmıştır. Lineer ve lineer olmayan çözümlerden elde edilen yer değiştirme-zaman grafikleri ilk çatlamanın oluştuğu ana kadar frekans ve genlik açısından aynı değerlere sahip olmaktadır. Bu andan itibaren köprüde meydana gelen kırılma ve hasarlardan dolayı yer değiştirme genliklerinde önemli farklar meydana gelmektedir. Köprüde ilk çatlak mansap bölgesinde, gerilme yığılmalarının yoğunlaştığı ve çekme gerilmelerinin büyük değerlere ulaştığı köprü sol kemeri sağ ayağının temelle birleştiği bölgede meydana gelmiştir. Köprünün titreşim hareketine bağlı olarak, ilk çatlağın oluştuğu ayakta çatlaklar zamanla genişleyerek yukarı ve yana doğru yayılırken, köprünün sağ kemeri sol ayağının temelle birleştiği bölgede de hasarlar ortaya çıkmış ve benzer şekilde genişleyerek yayılmıştır. Ancak bu hasarlar, köprünün stabilitesini tehlikeye sokacak büyüklükte olmamıştır.

Ülkemiz gibi aktif deprem kuşağı üzerinde bulunan bölgelerde; tarihi yapıların bu çalışmada kullanılan yaklaşımlara benzer yöntemler kullanılarak değerlendirilmelerinin yapılması, güçlendirme gereksinimlerine bu şekildeki değerlendirme sonuçlarına göre karar verilmesi uygun bir çözüm olacaktır.

KAYNAKLAR

Royles D and Hendry AW (1991) ‘‘Model tests of masonry arches’’, *Proc Inst Civil Engineers Part 2*, 91(6): 299-321

Begimgil M (1997) ‘‘Behaviour of restrained 1.25 m span model masonry arch bridge’’, Arch Bridges, London, Thomas Telford, 321-327

Fanning PJ and Boothby TE (2001) ‘‘Three-dimensional modeling and full-scale testing of stone arch bridges’’, Computers and Structures, 79: 2645-2662

Pela L, Aprile A, Benedetti A (2009) ‘‘Seismic assessment of masonry arch bridges’’, Engineering Structures, 31: 1777-1788

Lourenço PB (1996) Computational strategies for masonry structures, Ph.D. Thesis, Delft Technical University of Technology, The Netherlands

Sayın E (2009) Yığma Yapıların Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analizi, Doktora Tezi, Fırat Üniversitesi, Türkiye

Modena C, Valluzzi MR, Tongini FR, Binda L (2002) ‘‘Design choices and intervention techniques for repairing and strengthening of the Monza cathedral bell-tower’’, *Constr. Build. Mater.* 16: 385–395

Bernardeschi K, Padovani C, Pasquinelli G (2004) ‘‘Numerical modeling of the structural behavior of Buti’s bell tower’’, *J. Cultural Heritage* 5: 371–378

Manfredi C and Ramasco R (1993) “The use of Damage Functionals in Earthquake Engineering: a Comparison between Different Methods”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(10): 855-868

Rajgelj S, Amadio C, Nappi A, (1993) “An Internal Variable Approach Applied to the Dynamic Analysis of Elastic-Plastic Structural Systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(10): 885-903

Rodriguez ME and Aristizabal JC (1999) “Evaluation of a seismic damage parameter”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(5): 463-477

Bangash MYH (1989) Concrete and Concrete Structures: Numerical Modelling and Applications**,** Middlesex Polytechnic Faculty of Engineering, Elsevier Applied Science, London

William KJ and Warnke EP (1975) “Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete”, *Proceeding of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, 19: 174-186, ISMES, Bergamo, Italy

Zienkiewicz OC and Taylor RL (1991) Finite Element Method, McGraw-Hill, London

SIVI İHTİVA EDEN ANKRAJLI VE ANKRAJSIZ ÇELİK TANKLARIN DEPREM DAVRANIŞLARININ NÜMERİK DEĞERLENDİRMESİ

NUMERICAL EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE OF ANCHORED AND UNANCHORED STEEL LIQUID STORAGE TANKS

Zuhal ÖZDEMİR1, Yasin M. FAHJAN2 ve Mhamed SOULI3

ÖZET

Bu çalışmada, tankların sismik yükler altındaki gerçek davranışını modelleyebilen ve sıvı ve tankın bütün doğrusal olmayan (nonlineer) davranış kaynaklarını göz önüne alabilen sonlu elemanlar yöntemini (FEM) kullanan LS-DYNA programı ile tankların sismik davranışları değerlendirilmiştir. Litertürdeki mevcut deneysel çalışmalar kullanılarak iki ve üç boyutlu modeller üzerinde nümerik metot doğrulanmıştır. Türkiye'de tipik olarak inşa edilen tank boyutları kullanılarak üç boyutlu ankrajlı ve ankrajsız tank modelleri hazırlanmıştır. Türkiye'de meydana gelen depremlerden alınan kayıtlar kullanılarak tankların sismik davranışları bu modeller üzerinde incelenmiştir. Depremin bileşenlerinin tank davranışı üzerindeki etkisini değerlendirmek için seçilen deprem kayıtlarının bileşenlerinin çeşitli kombinasyonları analizlerde kullanılmıştır. Analiz sonuçları göstermiştir ki, tankların atıl (impulsive) ve çalkalanma (convective) tepkileri basitleştirilmiş analitik metotlarda varsayıldığı gibi pratik olarak birbirinden bağımsızdır. Depremin uzun periyot içeriği doğru olarak tanımlandığında maksimum çalkalanma dalga yüksekliği basitleştirilmiş analitik metotlarla doğru olarak hesaplanabilmektedir. Ankrajlı ve ankrajsız tankların çalkalanma davranışları basitleştirilmiş metotlarda varsayıldığı gibi özdeştir. Depremin ikinci yatay bileşeni, tek yatay bileşenin bulunması durumuna göre maksimum çalkalanma dalga yüksekliğini değiştirmemektedir. Nümerik analizler sonucunda bulunan tank radyal deplasmanları, plastik şekil değiştirmeleri ve tank gerilmeleri göstermiştir ki incelenen tank boyutları ve malzeme özellikleri için ankrajlı tank, ankrajsız tanka oranla deprem yüklemelerine karşı daha savunmasızdır.

Anahtar Kelimeler: Tankların deprem analizi, Katı-sıvı etkileşimi, Sonlu elemanlar metodu (FEM)

ABSTRACT

In this study, the seismic behavior of liquid storage tanks is evaluated with the general multi-purpose finite element code LS-DYNA which can model the real behavior of tanks under seismic loading by taking into account all sources of nonlinearity of tanks. 2D and 3D tank models are verified by means of results available in the literature. The typical real tank sizes constructed in Turkey are used to model 3D anchored and unanchored tanks. Earthquake strong motion records from Turkey are used as input motion in the analyses. Diffrerent combinations of components of the selected records are used in the analyses to determine the relative importance of components on the behavior of tanks. Analyses results reveal that the impulsive and convective responses are practically uncoupled as assumed in the simplified analysis methods of tanks. The maximum sloshing wave height obtained by the numerical simulations is very consistent with the values obtained by simplified methods if the input motion long-period content is well defined. The free surface wave response of free and fixed base cases is virtually identical as assumed in the current design guidelines. The presence of the vertical and/or the second horizontal components of the earthquake motion in addition to

[1] Doktor, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi, İstanbul, zuhal.ozdemir@boun.edu.tr
[2] Doçent Doktor, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Kocaeli, fahjan@gyte.edu.tr
[3] Profesör Doktor, Université de Lille, Fransa, mhamed.souli@univ-lille1.fr

one horizontal component does not influence the maximum sloshing wave height. The unanchored tank undergoes lower base shear and overturning moment, less out-of round distortions, less radial and plastic deformations than anchored tank which has ideal base fixity condition. Therefore, for the tank and fluid properties under consideration, the anchored tank is more vulnerable than unanchored tank under earthquake motions.
Keywords: Seismic analysis of tanks, Fluid-structure interaction, Finite element method (FEM)

GİRİŞ

Geçmiş büyük depremler sırasında sıvı ihtiva eden çelik tank hasarlarına çok yaygın olarak rastlanmıştır. Bu hasarların oluşmasının altında hidrodinamik etkilerden ortaya çıkan kuvvetlerin yeterli doğrulukla belirlenmemesi yatmaktadır. Ayrıca, tankların deprem davranışları geleneksel yapılardan çok farklıdır. Bu yapılar yüksek sünekliğe sahip olmadıkları için enerji sönümleme kapasiteleri de düşüktür ve şiddetli depremler sırasında doğrusal elastik olmayan bir davranış gösterirler. Tankların depremler sırasındaki gerçek tepkilerinin belirlenmesi için bu doğrusal elastik olmayan davranışlarının dikkate alınması gerekmektedir.

Sıvı ihtiva eden tankların doğrusal elastik olmayan davranışları, tank malzemesinin akması, sıvı serbest yüzeyinin büyük genlikli çalkalanması, doğrusal elastik olmayan yapı-sıvı etkileşimi, tank tabanının ve cidarının büyük genlikli şekil değiştirmesi, tank cidarının düzgün çembersel kesiti dışındaki deformasyonları, tank-zemin etkileşimi, tank tabanı ve temelinin birbirini takip eden temas ve ayrılması ve tank tabanının plastik dönmesinden kaynaklanan pek çok karmaşık davranış mekanizmasını birlikte içerir. Bu doğrusal elastik olmayan davranış mekanizmaları, depremler esnasında, tank cidarının burkulması (fil ayağı ve elmas şeklinde burkulma), çalkalanma dalgalarının sebep olduğu yüksek gerilmelerden ötürü tank çatısı ve duvarının ek bölgesinin ayrılması, tankın büyük genlikli yatay ve düşey hareketlerine kendini adapte ettiremeyen borulama elemanlarının rijit bağlantılarının kırılması ve tank temelinin değişik miktarlarda oturması şeklinde değişik hasarlarla ortaya çıkar. Tankların depremler esnasındaki gerçek performanslarının tam olarak belirlenmesi için tankların analizlerinde kullanılacak metodun bahsedilen bütün bu doğrusal elastik olmayan (non-lineer) etkileri dikkate alması gerekir.

Bu çalışmada, tankların sismik yükler altındaki gerçek davranışları sıvı ve tankın bütün doğrusal olmayan (nonlineer) davranış kaynaklarını göz önüne alabilen sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanılarak LS-DYNA programı ile denetlenmiştir. Öncelikle, literatürde bulunan iki ve üç boyutlu modeller üzerinde gerçekleştirilmiş olan çalışmalar kullanılarak nümerik model doğrulanmıştır. Daha sonra, Türkiye'de tipik olarak inşa edilen tankların boyutları kullanılarak üç boyutlu tank ankrajlı ve ankrajsız modelleri hazırlanmıştır. Analizlerde deprem kayıt kaynağı olarak Türkiye'de meydana gelen depremlerden alınan kayıtlar kullanılmıştır. Analizlerin sonucunda tankların tepki parametreleri örneğin, çalkalanma sıvı yüksekliği, tank tabanının yukarı yükselme mesafesi, tank kabuk gerilmeleri vs incelenmiştir.

YAPI-SIVI ETKİLEŞİMİ PROBLEMLERİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ (FEM) İLE ÇÖZÜMÜ

Sıvı ihtiva eden tankların analizleri için, serbest sıvı yüzeyindeki büyük genlikli çalkalanma hareketi ve tankın aşırı deformasyonları ile başa çıkabilecek ve sıvının tankla birlikte hareket eden kısmının ve çalkalanan bileşeninin tank duvarı üzerinde yarattığı hidrodinamik kuvvetleri doğru olarak belirleyebilecek bir metot gereklidir. Sonlu elemanlar metodu (FEM), sadece tank-sıvı etkileşimi değil tankın zeminle olan etkileşimini de aynı sistem içinde ve etkili olarak doğrusal elastik olmayan davranışları da gözönüne alacak şekilde, tankların modellenmesine olanak sağladığı için bu tür problemlerin çözümü için uygundur. Fakat, Sonlu Elemanlar Yönteminin (FEM) Lagrange algoritmasının hem katı hem de sıvı için kullanılarak sıvı ve katı arasında temas algoritmasının (contact algorithm) tanımlanması sıvının aşırı deformasyonundan ötürü analizde doğruluk kayıplarına, zaman adım aralığının büyüklüğünün aşırı düşmesine ve bazı durumlarda

analizin tamamlanmamasına sebep olmaktadır. Diğer yöntemlere olan üstünlüklerinde ötürü, bu çalışmada, tankların deprem yükleri altında analizlerinde hesap ağının bütünlüğünü sağlayan ALE (Arbitrary Lagrangian Eulerian) metodu tercih edilmiştir.

Lagrange algoritmasında, sonlu elemanlar ağı malzeme ile birlikte hareket eder. Böylece, malzeme sınırları doğrulukla belirlenir ve sınır koşulları kolaylıkla uygulanabilir. Genellikle yapısal mekanikte kullanılan bu algoritma oldukça ekonomik olmasına rağmen malzeme aşırı şekil değiştirdiğinde malzeme ile birlikte ağda deforme olduğu için analiz sonuçlarında doğruluk kayıpları ve nümerik instabilite ortaya çıkabilir. Euler algoritmasında ise sonlu elemanlar ağı sabittir ve malzeme bu ağın içinde hareket eder. Genellikle sıvıların mekaniğinde kullanılan bu algoritmada ağ ve malzeme bağımsız olduğu için malzemenin yüksek genlikli hareketleri ağda bir deformasyon sorunu yaratmaz. Fakat, malzeme ağa göre göreli olarak hareket ettiği için ilave olarak ortaya çıkan konveksiyonel terimler diferansiyel denklemlerin çözümünde zorluklara sebep olur. Euler algoritmasında malzemelere ait sınırların kati olarak belirlenmesi ve sınır koşullarının uygulanması zorlaşır. Ayrıca, malzemenin içinde hareket edebileceği bütün ortamın ağ ile tanımlanması gerekir. ALE yönteminde Lagrange ve Euler koordinatlarına ek olarak ilave bir koordinat sistemi daha tanımlanır ve sonlu elemanlar ağının bu ilave koordinat sistemine bağlı olarak rastgele hareket etmesi sağlanır (Souli ve diğerleri, 2000 ve Souli ve Zolesio, 2001).

NÜMERİK YÖNTEMİN DOĞRULANMASI

Tankların dinamik analizlerinde kullanılacak olan nümerik yöntemin doğrulanması için literatürde mevcut olan iki ve üç boyutlu tanklar üzerinde gerçekleştirilmiş olan deneysel ve analitik çalışmalar kullanılmıştır.

Nümerik modellerde, tank cidarı Lagrangian metodu kullanılarak modellenmiş olup, sıvı için ALE algoritması uygulanmıştır. Tank cidarı kabuk elemanlara bölünmüş, sıvı için ise ALE katı elemanlar kullanılarak tankın sonlu elemanlar modeli hazırlanmıştır.

Liu ve Lin (2008) harmonik harekete maruz bir tankın içindeki sıvının davranışını incelemek için bir seri deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada 0.57 m genişliğinde, 0.31 m derinliğinde ve 0.30 m yüksekliğindeki tank 0.15 m su ile doldurulmuştur. Tankın içindeki sıvının harmonik hareketle rezonansa girdiği zamandaki doğrusal olmayan davranışını inceleyebilmek ve rezonansta olmadığı durumdaki davranışı ile karşılaştırabilmek için iki farklı frekansa sahip genliği 0.005 m olan harmonik hareket kullanılmıştır. Rezonans frekansını bulmak için analitik yöntemle elde edilen çalkalanma hareketinin modlarına ait frekansı veren eşitlik kullanılmıştır:

$$\omega_n^2 = g\,\frac{(2n+1)\,\pi}{2a}\tanh\left(\frac{(2n+1)\,\pi}{2a}\,h\right)$$

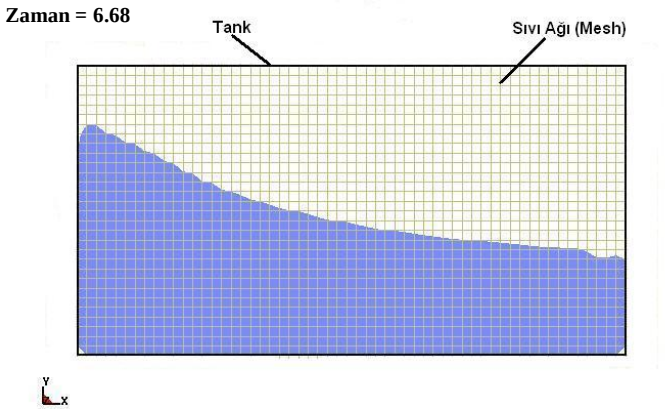
Burada, g yerçekimi ivmesini, n mode numarasını, a tank genişliğinin yarısını, h sıvı yüksekliğini, ω ise açısal frekansı göstermektedir.

Birinci çalkalanma frekansı ω_o=6.0578 rad/sn'dir. Rezonans olmayan harmonik hareketin frekansı ise 0.583 ω_o seçilmiştir. Nümerik analizlerde kullanılan tankın sonlu elemanlar modeli Şekil 1'de verilmiştir. Şekil 2'de tankın sol (x=-0.265 m) duvarındaki çalkalanma dalga yüksekliğinin zamanla değişimi analitik (Faltinsen, 1978), deneysel (Liu ve Lin, 2008) ve nümerik olarak belirlenmiştir. Bu şekilden de görüldüğü gibi nümerik ve deneysel sonuçlar en yüksek değerler ve bunların zamanlaması son derece tutarlıdır. Nümerik metot değişik frekanslara sahip harmonic hareketler için oldukça uyumlu sonuçlar vermiştir.

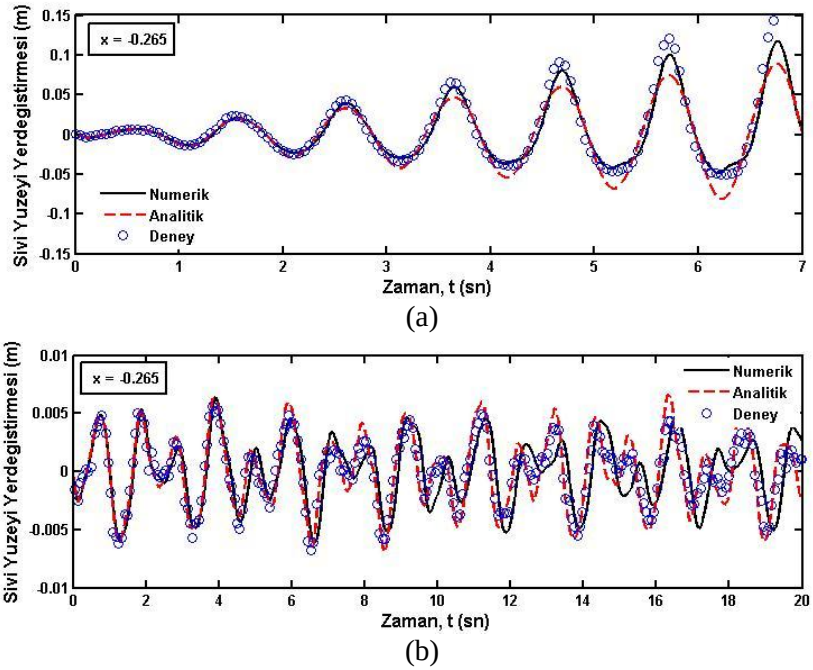
Üç boyutlu nümerik modellerin doğrulanması için Manos ve Clough (1982) tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışma kullanılmıştır. Bu deneysel çalışma da tanklar ankrajlı veya ankrajsız, çatılı veya çatısız olarak üretilmiş ve rijit ve yumuşak zemin üzerine yerleştirilerek tankta meydana gelen tepki parametreleri örneğin, çalkalanma sıvı yüksekliği, tank tabanının yukarı yükselme mesafesi, tank kabuk gerilmeleri vs incelenmiştir. Tankların yarıçapı ve yüksekliği 1.83 m olup gerçek bir tankın 1/3 ölçekli modelidir. Tankın taban plakası ve ilk tank duvarının ilk levhasının kalınlığı 0.002 m, ikinci duvar levhasının kalınlığı ise 0.0013 m'dir. Deneylerde

kullanılan tank alüminyumdan yapılmıştır. Tank 1.53 m yüksekliğine kadar su ile doldurulmuştur. Karşılaştırmalarda sadece çatısız ve rijit zemine oturan tank modeline ait sonuçlar kullanılmış ve belli noktalarda basınç, serbest sıvı yüzeyinin çalkalanma yüksekliği ve tank tabanının yukarı kalkmasının zamanla değişimi karşılaştırılmıştır.

Şekil 3'de ankrajlı ve ankrajsız tankların tabanından 5 cm yükseklikte basıncın zamanla olan değişimi verilmiştir. Her iki mesnetlenme koşulu için nümerik yöntem ve deneysel ölçüm arasında ufak faz farkları olmasına rağmen her iki yöntemin sonuçlarının gayet iyi eşleştiği bu grafiklerden görülmektedir. Ankrajsız tankın taban yükselmesinin yükleme ekseni üzerinde tank tabanının iki uç noktasında zamanla değişimi Şekil 4'te verilmiştir. Her iki noktada, nümerik metot deneysel sonuçlarla çok iyi derecede eşleşmektedir.



Şekil 1. İki boyutlu rijit tankın sonlu elemanlar modeli

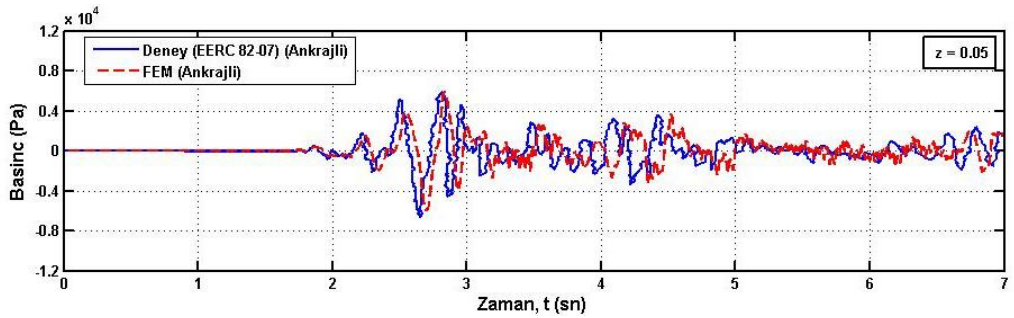


Şekil 2. Nümerik, analitik (Faltinsen, 1978) ve deneysel (Liu ve Lin, 2008) yöntemler kullanılarak bulunan sıvı serbest yüzeyi yüksekliğinin zamanla değişimi (a) rezonans durumu ve (b) rezonans olmayan durum

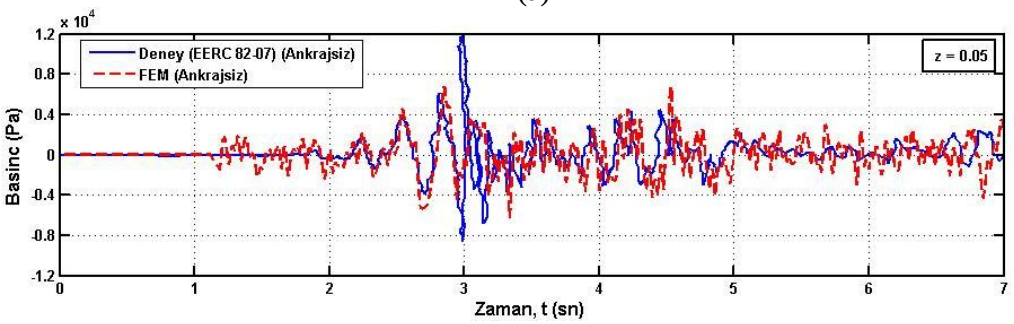
TANKLARIN ANALİZLERDE KULLANILACAK DEPREM KAYITLARININ SEÇİLMESİ

Tankların zaman tanım alanında doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan analizlerinin gerçekleştirilmesinde en önemli konu, uygun kayıtların seçilmesidir. Çünkü, tank ve sıvının

beraber hareketinden ortaya çıkan titreşimlerin periyotları ile serbest sıvı yüzeyinde meydana gelen çalkalanma hareketinin titreşim periyotları büyük bir aralıkla ayrılmış dağılımlara sahiptir. Sıvı ihtiva eden tankların içerisinde meydana gelen çalkalanmanın tipik periyotları 6-10 saniye arasında değişirken, tankın cidarı ve sıvının etkileşimi ile ortaya çıkan titreşim modlarının periyotları 1 saniyeden daha azdır. Bu yüzden tankların dinamik analizlerinde kullanılacak deprem kayıtlarının davranış ivme spektrumlarının tasarım ivme spektrumu ile sadece düşük periyotlu bölgelerde değil, aynı zamanda yüksek periyotlu bölgelerde de uyuşumlu olması gerekir.

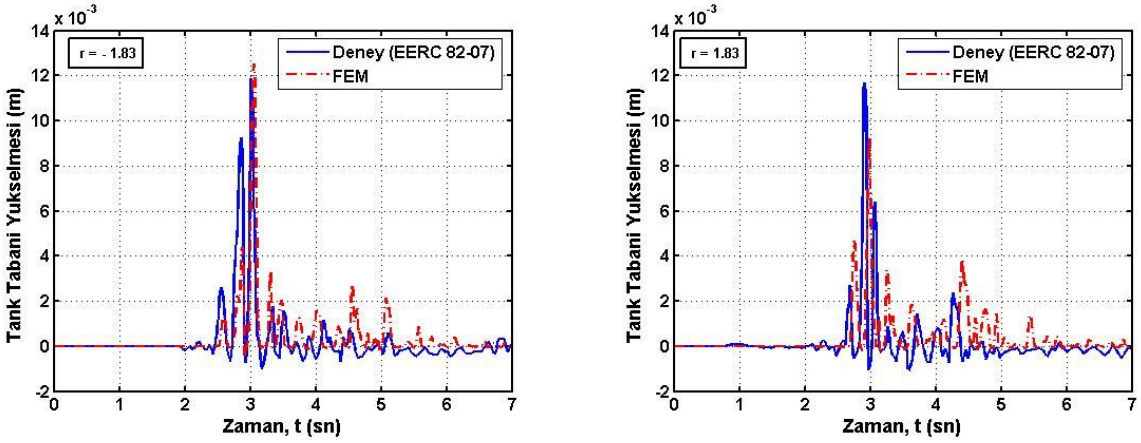


(a)



(b)

Şekil 3. (a) Ankrajlı ve (b) ankrajsız tanklarda basıncın zamanla değişimi



(a) (b)

Şekil 4. Tank tabanının (a) sol ve (b) sağ uçlarının yükselmesinin zamanla değişimi

Nümerik analizlerde ankrajlı ve ankrajsız tank modellerinin rijit zemine oturduğu varsayılmış ve Z1 zemin sınıfına ait tasarım spektrumu kullanılmıştır. Tankın 1. derece deprem bölgesinde (A_o = 0.4) inşa edildiği ve bina önem katsayısının (I) 1.5 olduğu varsayılmıştır. Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center) kuvvetli yer hareketi veri bankasında bulunan Türkiye'de meydana gelmiş depremlerden alınan kayıtlar büyüklük, faylanma mekanizması, mesafe ve zemin koşulları gibi özellikleri listelenerek, duruma uygun olan kayıtlar önce zaman tanım alanında spektrumla eşleşen kayıt

üretme teknikleri (Fahjan, 2008) ile ölçeklenmiştir. Fakat, bu teknikle elde edilen kayıtların spektrumlarının, özellikle çalkalanma periyotlarının yeraldığı tasarım ivme spektrumunun yüksek periyotlu bölgelerinde, hedef spektrumla iyi bir şekilde eşleşmediği gözlemlenmiştir. Zaman tanım alanında spektrum uyumlu kayıt üretme teknikleri ile elde edilen bir kayıt kullanılarak yapılan bir deneme analizinin sonucunda elde edilen çalkalanma dalga yüksekliğinin şartnamelerdeki kriterlerin uygulanması ile elde edilen serbest su yüzeyi yüksekliğinden çok daha düşük bir değer olduğu görülmüştür. Böylece, tasarım ivme spektrumu ve seçilen kaydın spektrumunun eşleştirmesini arttırmak için ölçeklenmiş kayıtlar tekrar Abrahamson (1993) tarafından geliştirilen RSPMATCH programı ile işleme tabi tutulmuş ve tasarım ivme spektrumu ile uyumlu kayıtlar elde edilmiştir. Analizlerde kullanılmak üzere seçilen 3 adet kayıda ait bilgiler Tablo 1'de verilmiştir. Örnek olarak seçilen P1087 nolu orijinal kayıt, zaman tanım alanında eşleştirme teknikleri kullanılarak değiştirilmiş kayıt ve RSPMATCH programı ile elde edilen kayıt Şekil 5'te gösterilmiştir. Şekil 6'da analizlerde kullanılan kayıtların ivme tepki spektrumları, Z1 zemin sınıfı için (A_o = 0.4, I = 1.5) DBYBHY (2007) elastik tasarım ivme spektrumları ile birlikte verilmiştir.

Deprem kayıtlarının bileşenlerinin göreli etkisini belirlemek için nümerik analizler seçilen kayıtların bileşenlerinin değişik kombinasyonları altında gerçekleştirilmiştir. Bu kombinasyonların içerdiği kayıt bileşenleri Tablo 2'de verilmiştir. Yükleme 1 için kullanılan kayıtlar sırasıyla BOL000, ARC000 ve MDR000'dir.

Tablo 1. Yerel zemin sınıfı Z1 için seçilen deprem kayıtları ve ölçekleme katsayıları (α_{AT})

Kayıt No	Deprem	Tarih	İstasyon	Kayıt 1	Kayıt 2	Kayıt 3	Ölçekleme Katsayısı 1 (α_{AT})	Ölçekleme Katsayısı 2 (α_{AT})	Ölçekleme Katsayısı 3 (α_{AT})
P1547	Düzce, Turkey	12.11.1999	Bolu	BOL000	BOL090	BOL-UP	0.82	0.82	2.07
P1087	Kocaeli, Turkey	17.08.1999	Arcelik	ARC000	ARC090	ARCDWN	3.82	3.53	4.70
P1558	Düzce, Turkey	12.11.1999	Mudurnu	MDR000	MDR090	MDR-UP	4.49	6.84	5.85

ANALİZLERDE KULLANILAN TANK BOYUTLARI VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

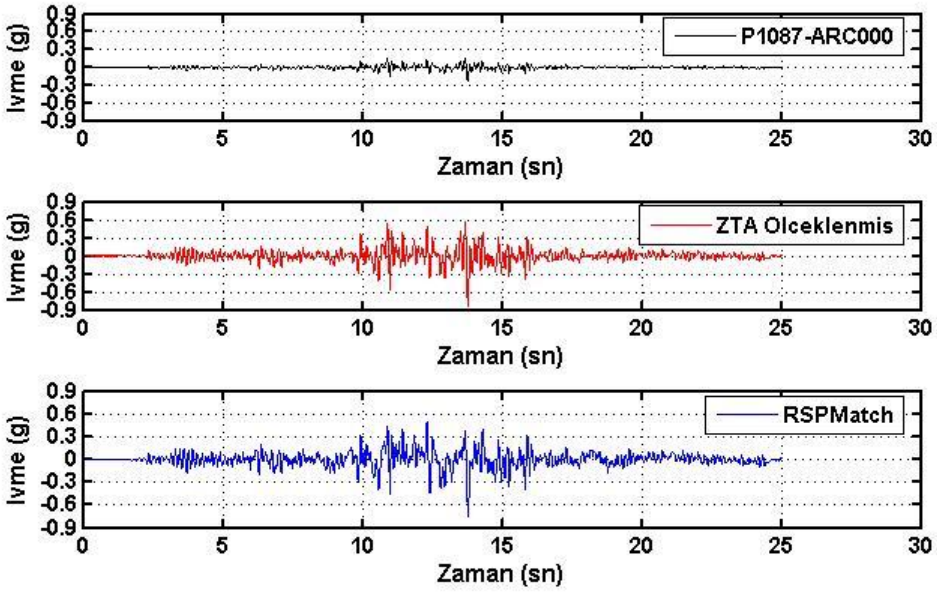
Türkiye'de tank imalatlarını gerçekleştiren çeşitli firmalarla temasa geçilerek, tipik olarak imal edilen tank boyutları bulunmuştur. Bunların içerisinden, Şekil 7'de verilen tank, analizlerde kullanılmak üzere seçilmiştir. Bu tank modeli 48 m çapında ve 18 m yüksekliğindedir. Düz olarak inşa edilmiş olan tankın çatısı çembersel kirişlere, aşık elamanlara ve kolonlara oturtulmuştur. Silindirik tankın ortasında bulunan kolon çapı 0.40 m, et kalınlığı 0.015 m, diğer kolonlar ise çapı 0.30 m, et kalınlığı 0.013 m çelik boru profilden yapılmıştır. Tankın çatısını oluşturan aşık elemanlar ve halka kirişler yüksekliği 0.20 m başlık genişliği 0.12 m ve başlık ve gövde kalınlıkları 0.01m olan I profilden yapılmışlardır. Temel halkası ise genişliği 0.45 m, yüksekliği 1 m olan betonarme kirişten oluşmaktadır. Tank cidarı kalınlığı en altta 0.020 m en üstte ise 0.012 m kalınlığa sahip 9 sıralı levhadan oluşmaktadır. Çatı elemanları ve tank cidarı elastik modülü E = 200 GPa, Poison oranı 0.30, ve yoğunluğu 7800 kg/m^3 olan çelik malzemeden üretilmiştir. Çeliğin akma gerilmesinin 3.55 10^8 Pa olduğu ve elasto-plastik olarak davrandığı varsayılarak malzemenin pekleşmesi ihmal edilmiştir.

Başlangıçta tankın içeriğindeki sıvı olarak karosen ve su kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Sonuçların değerlendirilmesi sonucunda karosen ve suyun malzeme özellikleri birbirlerine çok yakın olduğu için, taban kesme kuvveti, devrilme momenti ve tank gerilmeleri için çok yakın sonuçlar elde edilmiştir. Böylece, analizlere tankın içeriğindeki sıvının su olduğu varsayılarak devam edilmiştir. Suyun yoğunluğunun ρ = 1000 kg/m^3 olduğu varsayılmıştır.

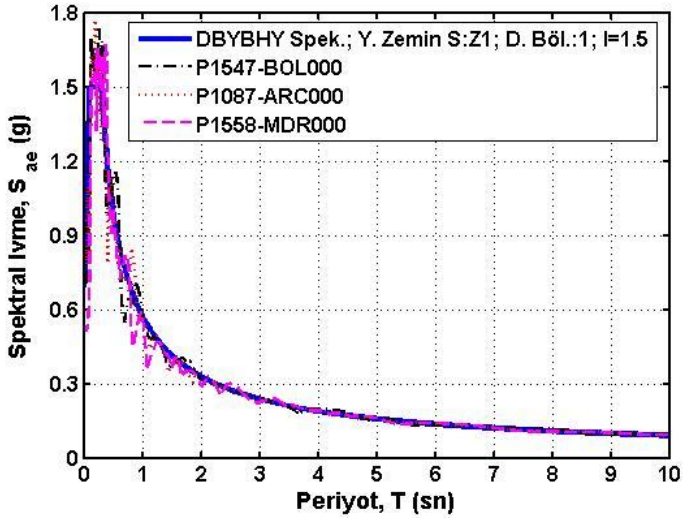
Depremler sırasındaki hasarlar genellikle %50 den fazlası dolu olan tanklarda meydana geldiği için tanktaki sıvı yüksekliği 14 m olarak belirlenmiştir.

Tablo 2. Analizlerde kullanılan deprem kaydı bileşenlerinin kombinasyonları

Yükleme Adı	Kayıt Kombinasyonları
Yükleme 1	Deprem kaydının sadece bir yatay bileşeni
Yükleme 2	Deprem kaydının sadece iki yatay bileşenin birlikte etkimesi durumu
Yükleme 3	Yükleme 1 de kullanılan yatay deprem kaydı ile düşey bileşenin birlikte bulunması durumu
Yükleme 4	Üç boyutlu deprem yüklemesi



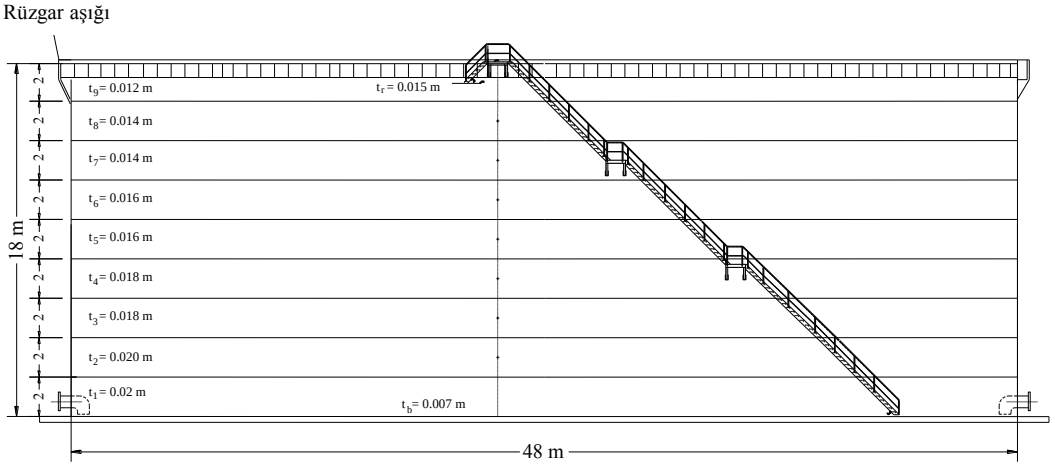
Şekil 5. Kocaeli Depremi'ne ait P1087 numaralı orijinal (ARC000), zaman tanım alanında ölçeklenmiş ve RSPMATCH (1993) programı kullanılarak üretilmiş kayıtlar



Şekil 6. Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Z1 zemin sınıfı elastik tasarım ivme spektrumu ve analizlerde kullanılacak RSPMATCH (1993) programı ile üretilmiş kayıtların tepki spektrumları

Analizler aynı tank modeli üzerinde iki değişik mesnetlenme koşulu altında gerçekleştirilmiştir. İlk durumda tankın ankastre olarak temele mesnetlendiği; ikinci durumda ise tankın zemin üzerine doğrudan oturduğu varsayılmıştır. Bütün kabuk elemanlar için kalınlık boyunca 3 entegrasyon noktası olan tam entegre edilmiş elemanlar kullanılmıştır. Zemine ankre edilmemiş tankın tabanı ve zemini temsil eden rijit kabuk arasında statik ve dinamik sürtünme katsayıları sırasıyla 0.50 ve 0.45 olan temas (contact) algoritması kullanılarak zemin ve tank arasındaki etkileşim tanımlanmıştır. Sıvı ve tankın arayüzeyindeki düğüm noktaları birleştirilmiş ve sıvı için ALE katı elemanlar kullanılmıştır. Hidrostatik etkileri dikkate almak için 1 g'lik düşey ivme alanı meydana getirilmiştir. Analizlerde geometrik ve malzeme doğrusal olmayan davranışları dikkate alınmıştır.

Analizlerde kullanılan ankrajsız tankın sonlu elemanlar modeli Şekil 8'de gösterilmiştir. Bu tank modelinde, 22656 kabuk eleman, 86400 ALE katı eleman, 729 çubuk eleman ve 90613 düğüm noktası bulunmaktadır.



Şekil 7. Analiz edilecek tankın boyutları (t: kabuk kalınlığı)

NÜMERİK ANALİZ SONUÇLARI

Deprem kayıtlarının bileşenlerinin değişik kombinasyonları için nümerik analizler gerçekleştirilerek, deprem kayıtlarının bileşenlerinin çalkalanma dalga yüksekliği, taban yukarı kalkma mesafesi, kabuk gerilmeleri, tank cidarı plastik şekildeğiştirmeleri gibi tank tepki parametreleri üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir (Özdemir, 2010).

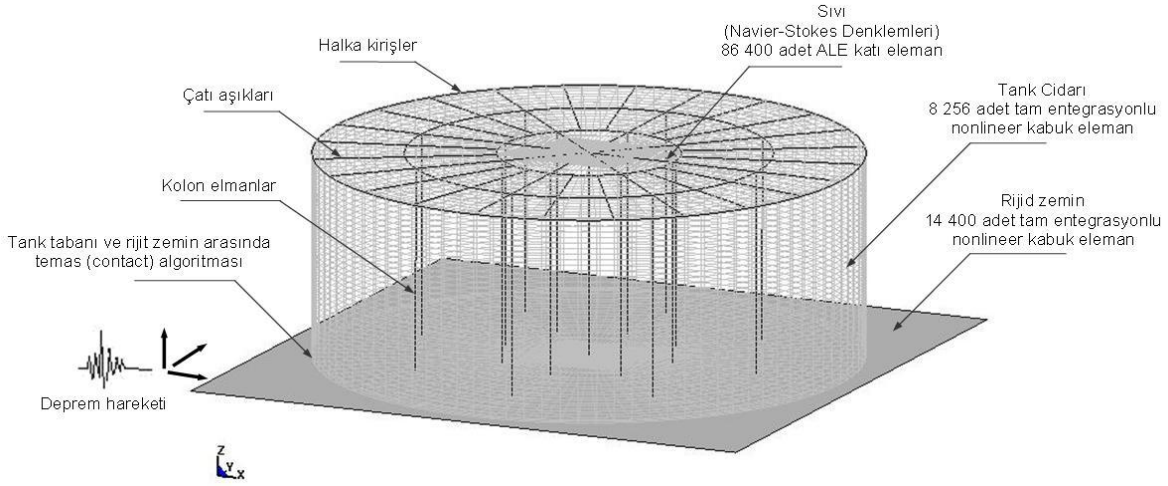
Çalkalanma Dalga Yüksekliği

Tankların içinde oluşan maksimum çalkalanma yüksekliğinin elde edilmesi, serbest sıvı yüksekliği ve tank çatısı arasında bırakılacak boşluğun belirlenmesi için önemlidir. Bu boşluğun bırakılmasıyla tank duvarlarının üst kısmının ve tank çatısının yüksek hızdaki çalkalanma dalgalarının çarpması sonucu ortaya çıkabilecek zararların önlenmesi hedeflenir.

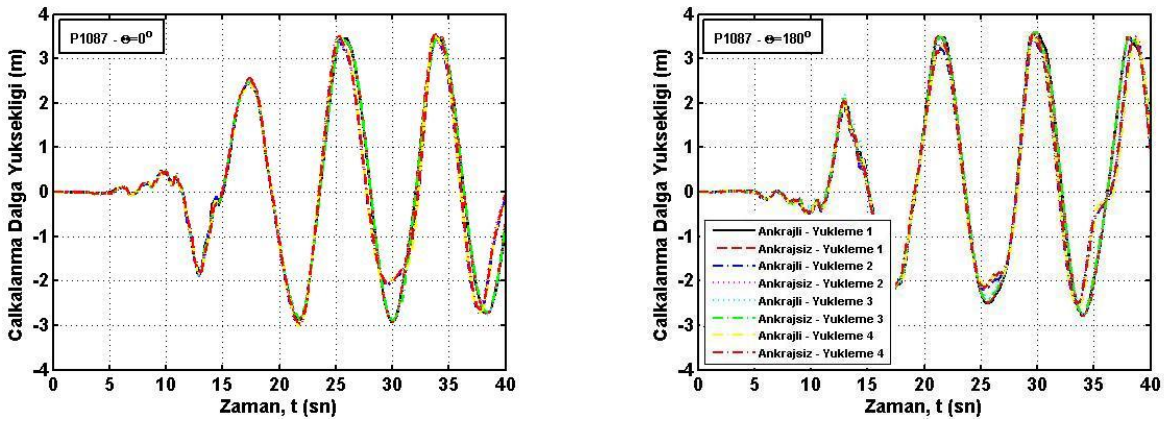
Şekil 9'da P1087-ARC deprem kaydının bileşenlerinin değişik kombinasyonları altında ankrajlı ve ankrajsız tanklarda meydana gelen çalkalanma dalga yüksekliğinin zamanla değişimi verilmiştir. Bu şekilden de görüldüğü gibi x-ekseni üzerindeki iki noktada (r = -23.5 ve r = 23.5) çalkalanma dalga yüksekliği deprem bileşenlerinin değişik kombinasyonlarından ve tabandaki mesnetlenme koşulundan ihmal edilebilecek kadar az etkilenmektedir. Maximum çalkalanma dalga yüksekliği 3.6 m civarındadır. Depremin ikinci yatay bileşeni, tek yatay bileşenin bulunması durumuna göre maksimum çalkalanma dalga yüksekliğini değiştirmemektedir.

Çalkalanma dalga yüksekliği, Housner (1954) ve Malhotra ve diğerlerinin (2000) metotlarıyla 3.84 m olarak hesaplanırken, Yang ve Veletsos (1977) ve Haroun ve Housner

(1981)'in metotları çalkalanma dalga yüksekliğini 3.21 m olarak tahmin etmektedir. Nümerik olarak bulunan değer bu iki sınır değerin arasında yeralmaktadır. Böylece, depremin uzun periyot içeriği doğru olarak tanımlandığında maksimum çalkalanma dalga yüksekliği basitleştirilmiş analitik metotlarla doğru olarak hesaplanabilmektedir.



Şekil 8. Ankrajsız tankın analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli



(a) (b)

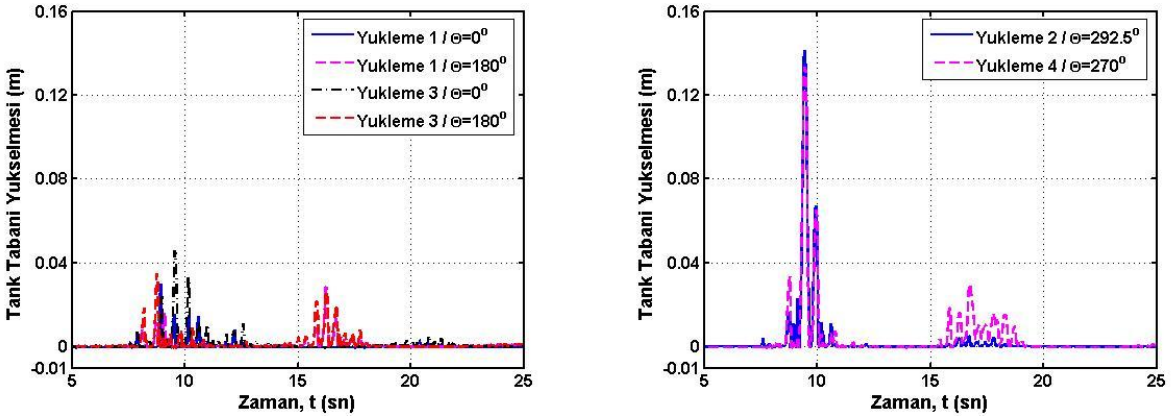
Şekil 9. Değişik tank malzemesi ve mesnetlenme koşulu için P 1087-ARC kaydı altında gözlemlenen çalkalanma dalga yükseklikleri (a) r = -23.5 ve (b) r = 23.5

Tank Tabanının Yukarı Kalkma Yüksekliği

Tank tabanının yukarı kalkmasıyla birlikte tankın davranışı tamamıyla değişime uğrar. Tankın tabanının bir ucu yukarı doğru kalkarken diğer ucu zemin ile temasta kalarak aşırı gerilme yoğunlaşmasına maruz kalır. Tabanın yukarı kalkma mesafesi zeminle temasta kalan bölgedeki gerilmelerin belirlenmesi ve borulama sistemini tanka bağlayan bağlantı elemanları için yeterliği esnekliğin sağlanması için önemlidir.

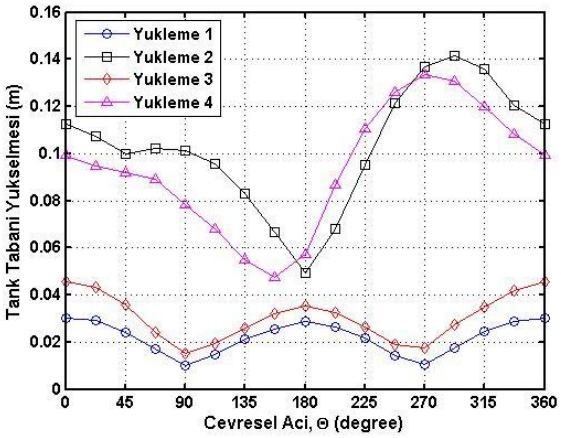
Şekil 10a'da P1547 kaydı altında yükleme durumları 1 ve 3 için x-ekseni üzerindeki tank tabanının iki uç noktasında yukarı kalma yüksekliğinin zamana göre değişimi verilmiştir. Burada, θ x-eksenin pozitif yönü ile saat dönüş yönünün tersi yönde yapılan açıyı göstermektedir. Şekil 10b'de yükleme durumları 2 ve 4 için tank tabanının yükselme mesafesinin maksimum olduğu noktalarda yükselmenin zamanla değişimi verilmiştir. Düşey bileşen yukarı kalkma mesafesini çok az etkilemesine rağmen depremin ikinci yatay bileşeninin uygulanması ile tabanın yukarı kalkma mesafesi hemen hemen 4 kat artmıştır. Tank tabanının çevresi boyunca tank tabanının yukarı kalkma yüksekliğinin değişimi Şekil 11'de verilmiştir. Yükleme durumları 1 ve 3 için tank tabanının çevresi boyunca değişimi çok benzerdir ve x-eksenine göre simetriktir. Depremin düşey bileşeni tabanın yukarı kalkma mesafesini maksimum 1.3 cm etkilemektedir. Diğer taraftan,

yükleme durumları 2 ve 4 için tank tabanının maksimum yukarı yükselme mesafesi x-ekseni üzerinde olmaz.



(a) (b)

Şekil 10. P1547 kaydı altında tank tabanı yükselmesinin zamanla değişimi



Şekil 11. P1547 kaydı altında tank tabanı yükselmesinin tank tabanının çevresi boyunca değişimi

Tank Cidar Gerilmeleri

Ankrajlı tanklarda maksimum eksenel basınç gerilmeleri tank cidarının tabana yakın bölgelerinde ve tank kesitinin düzgün daireselliğinin bozulduğu bölgelerde meydana gelir. Nümerik analiz sonuçları, tank tabanının yukarı kalkma davranışının tankın dinamik özelliklerini (rijitlik ve enerji yutma kapasitesini) değiştirdiğini doğrular. Ankrajsız tankta eksenel basınç gerilmeleri zemin ile temasta kalan bölgelerde ve dışa doğru şişliğin olduğu burkulma bölgelerinde yoğunlaşır. Tank tabanının yukarı yükselmesi küçük genlikli tank kesitinin düzgün daireselliğinin bozulmasına sebep olur. Fakat, bu düzgün dairesellik dışındaki deformasyonlar ankrajlı tankta daha büyük genliklere sahiptir. Bu deformasyonlar, deprem hareketinin genliğinin azalması ile birlikte azalır. Bu tür deformasyonların tank tabanının yukarı doğru kalkma davranışı ile birleşmesi sonucunda tank cidarındaki eksenel basınç gerilmeleri artar. Depremin düşey bileşeni bu tür tank kesitinin düzgün daireselliğinin bozulmasına şeklinde ortaya çıkan deformasyonları arttırır. Tank tabanının sınırlayıcı etkisinden ötürü ankrajlı tankta bu tür deformasyonlar ankrajsız tanka göre daha fazladır. Çeşitli yüklemeler altında ankrajlı ve ankrajsız tankların cidarında meydana gelen maksimum eksenel basınç ve çevresel gerilmeler Tablo 3'de verilmiştir.

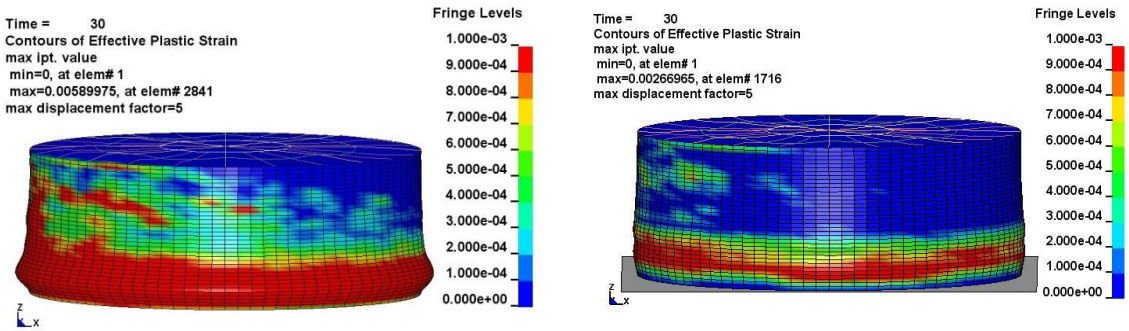
Plastik ve Radyel Şekil Değiştirmeler

Ankrajlı ve ankrajsız tanklarda P1087 kaydının üç bileşeninin altında meydana gelen deformasyonlar ve plastik şekil değiştirmeler Şekil 12'de verilmiştir. Bu şekilden de görülebileceği

gibi ankrajlı tankta meydana gelen plastik şekil değiştirmeler ve deformasyonlar ankrajsız tanktan daha büyük değerlere erişmektedir.

Tablo 3. Tank cidarında oluşan maksimum gerilmeler (birim: Pa)

		Ankrajlı		Ankrajsız	
	Yükleme No.	Eksenel Basınç Gerilmesi	Çevresel Gerilme	Eksenel Basınç Gerilmesi	Çevresel Gerilme
P1547	1	$3.0\text{x}10^8$	$2.5\text{x}10^8$	$1.5\text{x}10^8$	$3.0\text{x}10^8$
	2	$3.55\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$2.5\text{x}10^8$	$3.5\text{x}10^8$
	3	$3.55\text{x}10^8$	$3.5\text{x}10^8$	$2.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
	4	$3.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$3.0\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
P1087	1	$3.55\text{x}10^8$	$3.4\text{x}10^8$	$2.0\text{x}10^8$	$3.0\text{x}10^8$
	2	$3.55\text{x}10^8$	$3.5\text{x}10^8$	$1.7\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
	3	$3.55\text{x}10^8$	$3.5\text{x}10^8$	$2.4\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
	4	$3.55\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$2.9\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
P1558	1	$3.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$1.7\text{x}10^8$	$3.4\text{x}10^8$
	2	$3.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$1.9\text{x}10^8$	$3.2\text{x}10^8$
	3	$3.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$2.2\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$
	4	$3.5\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$	$3.0\text{x}10^8$	$> \sigma_{akma}$



Ankrajlı (Yükleme 4) Ankrajsız (Yükleme 4)

Şekil 12. Ankrajlı ve ankrajsız tanklarda P1087 kaydı altında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler ve deformasyonlar (deplasmanlar 5 kat arttırılmıştır)

SONUÇ

Bu çalışmada, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanılarak ankrajlı ve ankrajsız olmak üzere iki değişik mesnet koşuluna sahip gerçek tank boyuttaki tank modelleri deprem hareketinin bileşenlerinin çeşitli kombinasyonları altında incelenmiştir. Analizlerde malzeme ve geometrik doğrusal olmayan davranışları gözönüne alınmıştır.

Tanklar da serbest sıvı yüzeyinde meydana gelen çalkalanma davranışında mesnet koşuluna bağlı olarak bir değişiklik ortaya çıkmamaktadır. Aynı özelliklere sahip ankrajlı ve ankrajsız tanklar aynı deprem hareketine maruz kaldığında ankrajlı tankta daha büyük plastik şekil değiştirmeler, kabuk gerilmeleri, çevresel (radyal) deformasyonlar ve tankın düzgün dairesel kesiti dışında oluşan kesitsel bozulmalar meydana gelmektedir.

Depremin düşey bileşeni, tankların düzgün dairesel kesiti dışında oluşan kesitsel bozulmaları arttırmaktadır. Depremin düşey bileşeninin çalkalanma dalga yüksekliği ve ankrajsız tank tabanının yukarıya yükselme mesafesi üzerindeki etkisi ihmal edilebilecek derecede küçüktür.

Depremin tank üzerine üç boyutlu olarak etkidiği gözönüne alındığında, düzgün dairesel kesiti dışında oluşan kesitsel bozulmaları, radyal tank deformasyonları, plastik şekil değiştirmeleri ve tank cidar gerilmeleri artmaktadır.

Teşekkür

Çalışmamız, TÜBİTAK tarafından 108M607 nolu proje kapsamında ve Gebze Yüksek Teknoloji Enstitisü Araştırma Fonu tarafından 2009-A-25 nolu proje kapsamında desteklenmiştir. Her iki kuruma desteklerinden ötürü teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Abrahamson NA (1993), Non-Stationary Spectral Matching Program RSPMATCH, User Manual.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, http://www.deprem.gov.tr, (2007).

Fahjan YM (2008), "Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi", *İMO Teknik Dergi*, Yazı 292, pp. 4423-4444.

Faltinsen OM (2008), "A Numerical Nonlinear Method of Sloshing in Tanks with Two-Dimensional Flow", *Journal of Ship Research*, 22, pp.193–202.

Haroun MA and Housner, GW (1981), "Seismic Design of Liquid Storage Tanks", *Journal of the Technical Councils of ASCE,* Vol. 107, No. TC1, April.

Housner GW (1954), "Earthquake Pressures on Fluid Containers", 8th Technical Report under Office of Naval Research, California Institute of Technology, Pasadena, California, August, (1954).

Liu D, and Lin P (2008), A Numerical Study of Three-Dimensional Liquid Sloshing in Tanks, Journal of Computational Physics, 227, pp. 3921–3939.

Malhotra P K, Wenk T and Weiland M (2000), "Simple Procedure of Seismic Analysis of Liquid Storage Tanks", *Structural Engineering International*, 10, 3, pp.197-201.

Manos, GC, Clough RW (1982), Further Study of the Earthquake Response of a Broad Cylindrical Liquid Storage Tank, Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC 82-07.

Özdemir Z (2010), Nonlinear Fluid-Structure Interaction For Multi-Dimensional Seismic Analyses Of Liquid Storage Tanks, Boğaziçi Üniversitesi Doktora Tezi.

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database, http://peer.berkeley.edu/smcat/.

Souli M and Zolesio JP (2001), "Arbitrary Lagrangian-Eulerian and Free Surface Methods in Fluids Mechanics", *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191, pp. 451-466.

Souli M, Ouahsine A, and Lewin L, (2000), "ALE Formulation for Fluid-Structure Interaction Problems", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 190, pp. 659-675.

Veletsos A S and Yang JY (1977), "Earthquake Response of Liquid Storage Tanks", Advances in Civil Engineering through Engineering Mechanics, Proceedings of the Engineering Mechanics Division Specialty Conferences, ASCE, Raleigh, North Carolina, pp.1-24.

YAPI SAĞLIĞI İZLEME VE YAPI TANI ÇALIŞMALARI İÇİN AKILLI AKTARMA PROTOKOLLU KABLOSUZ SENSÖR AĞI

WIRELESS SENSORS' NETWORK WITH INTELEGENT TRANSMISSION PROTOCOL FOR STRUCTURAL HEALTH MONITORING AND STRUCTURAL IDENTIFICATION

Kemal Beyen[1], Mustafa Kutanis[2], H. Özver Tanöz[3], Doğan Başkan[3]

ÖZET

Klasik kablolu yapı izleme sistemleri sensörler ve merkezi veri sayısallaştırıcı-yedekleme uniteleri ar[1]asında iletişim ve elektrik için uzun kablolara ihtiyaç gösterirler. Böyle bir kablolu ağın yapı sağlığı/tanı çalışmalarında izleme amaçlı olarak çok açıklıklı viyadüklerin ve yüksek yapıların bulunduğu inşaat mühendisliği yapılarına uygulanması hem çok zorluklar içermekte hemde zaman almaktadır.

Kablosuz haberleşmede ve mikro-elektronik ürünlerde gözlenen gelişmelerle beraber sayılan problemlerin bertaraf edilmesinde kablosuz izleme sistemleri çok cazip hale gelmiştir. Son yıllarda, akademik ve ticari camiada kablosuz izleme sistemleriyle ilgili bazı uygulamalar görülmektedir. Türkiye'de bir gurub araştırmacının bu konuya yönelmesiyle akıllı aktarma protokollu kablosuz ivme ölçerlerden oluşan bir ağ geliştirilmiştir. Tasarlanan yeni hesaplama yazılımları sahada ve sonrasında verilerin değerlendirilmesiyle yapı karekteristiğiyle ilgili çalışmalarda kullanılabilmektedir. Yeniden düzenlenmiş 32 bit simulasyonlu yongalarla tasarlanmış ve üretilmiş sayısallaştırıcı ve diğer işlemci kartları düşük gürültü seviyeli sensörlerle veri kalitesini yükseltmiştir. Kablosuz ivme ölçer ağın veri kalitesi,veri sayısallaştırma, iletme ve saklama performansının yanısıra uygulanan analiz algoritmalarının sonuçları iyi bilinen Guralp ve GeoSig cihazlarının sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Üretilen cihazlar, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde farklı hasarlar almış betonarme yapıların çevrel titreşim ölçümleri ve Kinemetrics üretimi olan yapay deprem üreteciyle uygulanan zorlama kuvvet etkittirilen bina testlerinde kullanılmıştır. Geliştirilen sistemin yararlarının anaşılması açısından bazı uygulama kayıtları gösterilmiştir. Önerilen kablosuz izleme sistemi ekonomiktir ve akıllı bir iletişim tekniğini veri toplama özelliği olarak sunmakta olup yapı sağlığı izleme ve yapı tanımlama açısından veri işlemede çok effektifdir.
Anahtar Kelimeler : kuvvetli ivme ölçer cihaz, kablosuz yapı sağlığı izleme, zaman tanım alanında analiz.

ABSTRACT

Wire-based conventional structural monitoring systems need extensive lengths of cables for the sensor units and the central data logger to transmit and save the data, along with extensible power cables. Installation of such wired systems for structural health monitoring of civil infrastructures, including high-rise buildings and long-span bridges, is difficult and time-consuming work.

With the advances in wireless communication and microelectronics, wireless monitoring systems have received great attention in the community to eliminate these problems. In recent years, some numbers of academic and commercial wireless monitoring systems have been proposed. A group of researchers in Turkey attended to develop a wireless accelerometer

[1] Doç. Dr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, kbeyen@kocaeli.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, Sakarya, kutanis@sakarya.edu.tr
[3] Elkt. Müh., Arel-Deprem gurubu, İstanbul, www.areldeprem.com.tr

network with intelligent transmission protocol. New designed 32 bits simulated A2D card and other processing cards enhanced the data quality with low noise level sensors. The data quality, acquisition capabilities of the wireless sensing system and results of the implemented analysis algorithms have been cross validated through the laboratory experiments with well known instruments Guralp and GeoSig. Field studies on varying number of story reinforced concrete structures, received different level of damages during 17 August 1999 Kocaeli earthquake, were also performed under either ambient vibration or forced vibrations produced by synthetic dynamic shaker manufactured by Kinemetrics. Some application examples with the results are given to show the effectiveness. Proposed wireless monitoring system offers an economical and intelligent transmission technique for data acquisition and very effective for further processing in SHM and structural identification studies.
Key words : instrumentation, data transmission, wireless SHM, time history analysis

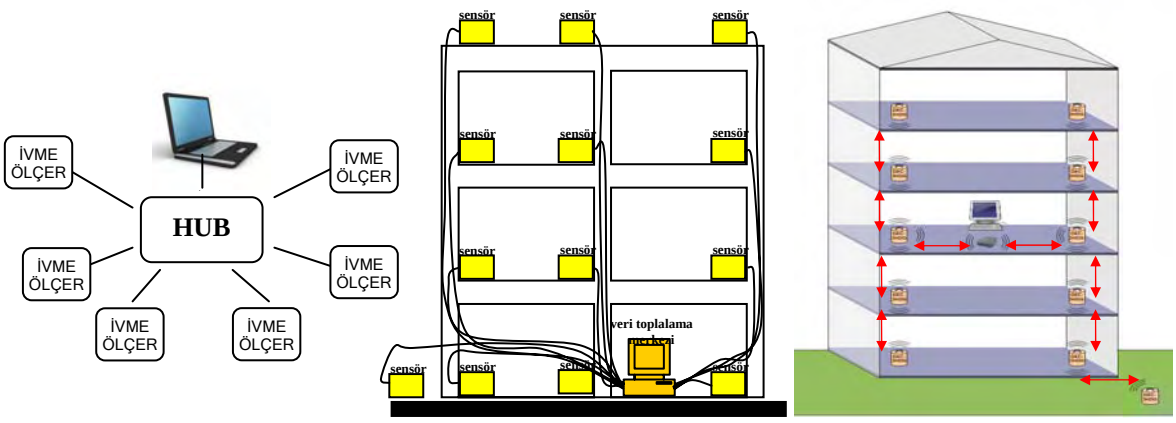
GİRİŞ

Titreşim ile ilgili çalışmaları, bilim tarihi içinde millattan önce 6. yüz yılda Pythagoras'un [572-512 M.Ö.] halat titreşim deneylerinden günümüzde Den Hartog'un [1901-1989] klasik titreşim teorisinin temel prensiplerini formülize etmek için yürüttüğü titreşim deneylerine kadar süren bir tarih penceresinden izleyebiliriz. İkibin beşyüz yıllık titreşim çalışmalarında gözlem araçları şüphesiz büyük değişimler geçirmiş olmasına rağmen, uğraşılan titreşim problemleri farklı seviyelerde yeniden şekillenmiş ve hala gündemde çalışma konusu olmaya devam etmiştir. Titreşim ölçen sensörler ve veri toplama ekipmanları teknolojinin çok hızlı geliştiği son çeyrek yüzyılda büyük değişimler yaşamışlardır. Konvansiyonel sensör-kayıd sistemleri, büyük boyutlu, ağır, kablolu bağlantı, alım ve bakım maliyetlerinin yüksekliğinin alternatifi olarak günümüzde ucuz, küçük boyut, az enerji tüketimi ve kablosuz iletişimin beraberinde sağlandığı örneğin mikro elektro-mekanikal sistemler (MEMS) izleme ağlarının beklentisini yüksek performansıyla karşılamaktadır.

Deneysel modal analiz çalışmalarının ilkleri yetmişli yıllarda deniz petrol platformlarının ve uçak gibi hava ulaşım araçlarının hasar belirleme çalışmalarıyla başlamıştır. İnşaat mühendisliği alanında yetmişlerde yapı davranışındaki değişim geçmişini izlemekle başlayan, günümüzde yapı sağlığı izleme uygulamaları olarak yerleşen [1] gözlemler gelişen dinamik yükleme deneyleriyle ayrı bir bilim alanına dönüşmüştür. Kablolu iletme ve aktarma ağı yapı sağlığı/tanı çalışmalarında izleme amaçlı olarak çok açıklıklı viyadüklerin ve yüksek yapıların bulunduğu inşaat mühendisliği yapılarına uygulanması hem çok zorluklar içermekte hemde zaman almaktadır. Kablolu sistemin laboratuar ortamında yer tutmasının yanısıra düzenli saklanması, Şekil 1'de görüldüğü gibi sahada yapı üzerinde kurulması, toplanması ve bakımı ciddi bir problem olup, testlerde önemli bir zaman alan bedenle çalışmayıda gerektiren bir iştir. Mikroelektronik ve kablosuz iletişimin son on yılda sunduğu imkanlar kablosuz izleme düzeneklerinin içinde yer alan cihaz gurublarının gelişmesini sağlamıştır. Akademik ve ticari geliştirilen yeni kablosuz izleme sistemleri [2, 3] bir çok klasik çalışılan laboratuar ve merkezlerin gündemine girmiştir. Stanford ve Michigan üniversitelerinde geliştirilen sensör algılama safhasında veri işleme özelliğiyle ileri test düzeneklerinin önümüzdeki yıllarda laboratuarlarda yer alacağını göstermektedir [4, 5]. Kablosuz sistemlerin iş yükünü azaltmak, sinyal kalitesini artırmak ve enerji tasarrufu sağlamak için bazı ön sinyal işlemlerinin gömülü elektronik kart modüller içine kodlanan algoritmalarla sahada veri aktarılırken yapılması bir diğer gelişmedir.

İnşaat ve deprem mühendisliği camiasında konvansiyonel sistemler hala kullanılmasının sebepleri arasında; pazarlama stratejisi, alışıla gelmiş yazılım ve ürün güncelleme ve desteğinin devam etmesi, ihtiyaç duyulan farklı düzenekler için kullanılana uygun çözüm üretilmesi, yüksek sensör hassaslığı ve yüksek çözünürlükte kurulmuş sistemlerin ihtiyacı görmesi ve kullanıcı ve kurum alışkanlıkları sayılabilir. Konvensiyonel sistemlerin avantajlarına rağmen, yapı izleme sistemlerinin geleceği takip edilen gelişmelerden anlaşıldığı kadarıyla kablosuz iletişim ve MEMS üzerinden şekillenecektir. Tablo 1'de Deprem Algılama Cihazı DAC-3HDG serisinde kullanılan kuvvet-ayarlı (Force-balance) ve MEMS ivme ölçer sensörlerin teknik özellikleri mukayese amacıyla verilmiştir.

Yapı karekteristik özelliklerinin tanımlanabilmesi için Şekil 2 ve 3'de görülen günümüz teknolojisinin sunduğu ivmeye yüksek duyarlı sensörler, analog alınan sinyalleri bir zaman sayacı içinden geçirerek sayısal veriye dönüştüren sayısallaştırıcı, sayısal verileri depolama birimleri, veri iletme protokollerini uygulayacak modülasyon kartları, verinin süzülmesi, entegrasyon, türev gibi temel işlem kartları, şartlandırıcılar ve hesaplayıcıları içinde tutacak bir çok birimi üstünde barındıran elektronik devrelerin yanısıra güç kaynağı ve ilgili destek kartları bir kayıd cihazının içinde olması gereken temel parçalardır. Bunların yanısıra, GPS desteği, cihazların eşzamanlı çalışmasını sağlayacak senkronize zaman kontrol algoritmaları, kablolu veya kablosuz veri aktarma ortamları, verilerin monitör edilmesini, cihaz parametrelerinin kullanıcı tercihine göre yeniden tanımlanabilmesine imkan sağlayacak ara yüzey yazılımlar aranan standard özelliklerdir. Cihaz geliştirilirken bu özellikleri sağlayan yapı oluşturulmaya çalışılmıştır. Teknik donanım için gerekecek desteğin ülke içinde ve hızlı olması, gelişime açık altyapısının olması, adapte edilebilmesi ve maliyetinin benzerlerine göre ucuz olmasının kazandıracağı çok sayıda cihaz ile yeterli yapısal noktada ölçüm ve yüksek modlarda çalışma gerçekleşebilecektir. Bu makalede yerli bir arge gurubuyla geliştirilen kuvvetli yer ivme hareketi ölçer cihaz, cihaz üniteleri, cihaz testleri, veri toplama, yedekleme ve işlemeden oluşan ara yüzey yazılımlara sahip bir sistemin testleri ve arazi koşullarında yürütülen çalışmalarda gözlenen cihaz performansı özetlenmiştir.



Şekil 1 Kablolu yıldız bağlantı ağ, kablolo bina ağı, DAC-3HDG cihazları kablosuz iletişim

GELİŞTİRİLEN DEPREM ALGILAMA CİHAZININ TEMEL ÖZELLİKLERİ

Geliştirilen yerli tasarım DAC-3HDG içerisinde güç kartı, dijital kart ve analog kart Şekil 2 ve 3'de görüldüğü gibi birbirleriyle soketler üzerinden bağlanmaktadır. Arıza durumlarında arıza bulma süresinin minimumda tutulmasını sağlayan soketli bağlantı, arızalı parçanın sökülüp takılmasını arazide dahi kolaylaştırmaktadır. Arıza durumunda sadece ilgili kart ile maliyetin sınırlandırılması, bakım ve onarım maliyetlerini küçültmüş, servis desteğini kolaylaştırmıştır.

Güç kartı

Güç kartının girişinde bulunan aşırı akım ve ters bağlantı koruma devresi girişten gelebilecek yüksek voltajı engelleyerek cihazı korumaktadır. Giriş kısmından sonraki güç devreleri sayesinde geniş voltaj aralığında çalışılmakta olup, kart üzerinde sistemin çalışması için gerekli tüm voltajlar üretilmektedir. Ayrıca GPS (Global Positioning System) modülü bu kart üzerinden beslenerek analog karta PPS (Pulse Per Sec.) zaman ve konum bilgisini göndermektedir. Güç kartı üzerinde ayrıca bir çok cihazın tek bir GPS noktasından çalıştırılmasının istenmesi durumu için seçenek vardır.

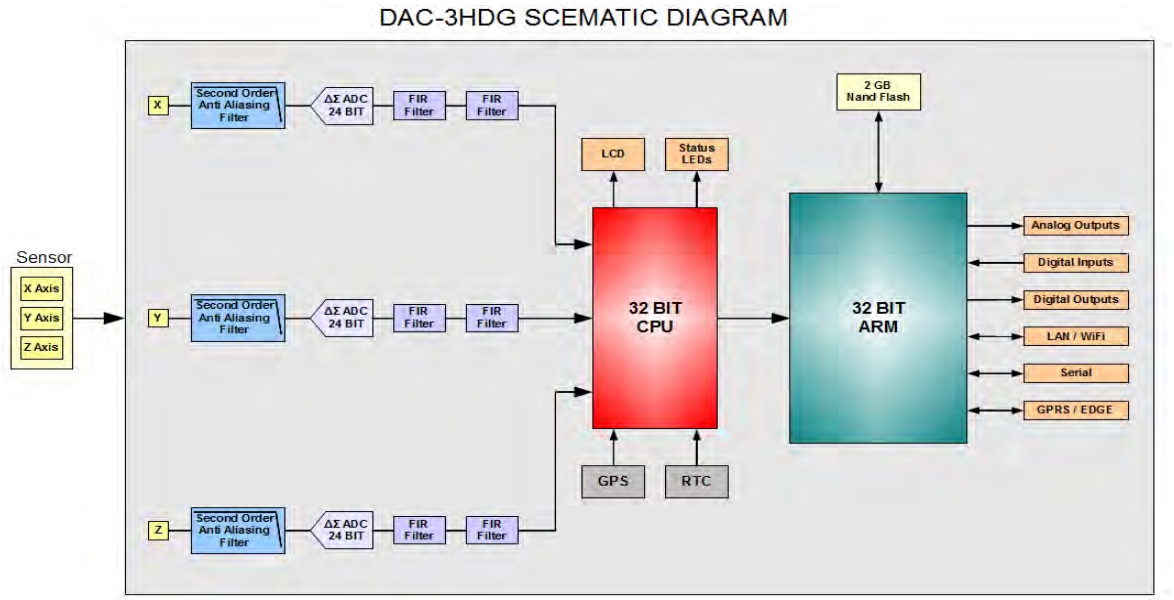
Dijital kart

Dijital kart üzerine yerleştirilmiş takılı modüllerle tüm kontrollerin yürütüldüğü merkez kontrol ünitesidir. Bu modül üzerinde ARM (Acorn Risc Machine – 32-Bit Risk işlemci) tabanlı bir mikrokontrolör ve çevrebirimleri bulunmaktadır. Dijital kart üzerinde tüm verilerin saklanması

için 2GB lık bir hafıza kartı bulunmaktadır. Dijital kart cihazın dış dünya ile tüm bağlantılarını (TCP/IP, seri port) ile kontrol eder, üzerinde barındırdığı 3 adet giriş, 5 adet çıkış ve 2 adet analog çıkış sayesinde tüm otomasyon sistemlerine bilgi akışı kolaylıkla sağlanmaktadır.

Anolog kart

Özellikleri Tablo 2'de verilmiş olan sayısallaştırıcı ADC (Analog2Digital Converter), filitre ve işlemci gibi bir çok kart modüllerinin soketli bağlandığı analog kartı sensörlerden aldığı analog sinyali GPS'ten aldığı zaman bilgisiyle doğrulatıp süzme ve sayısallaştırma işleminden sonra paketleyerek dijital karta iletir. Analog kart ayrıca durum ledlerini ve lcd ekran konrollerini de üzerinden yürütür. Analog kart üzerinde bulunan dahili RTC (Real Time Clock) sayesinde GPS olmayan noktalarda bile sistemin çalışması sağlanır.



Şekil 2 **D**eprem **A**lgılama **C**ihazı DAC-3HDG modelinin veri işleme akış şeması

DAC-3HDG içerisinde Şekil 3'de görüldüğü gibi üç ortogonal eksene konumlandırılmış Tablo 1'de özellikleri verilen 3 adet mems sensör bulunduran üç kanallı bir ivme ölçer olmasının yanı sıra teknolojinin son gelişmelerinin sağladığı yüksek performanslı bir sayısallaştırıcıdır. Kullanılan ADC kartı ve diğer modülleriyle alt yapının ulaştığı yüksek hassasiyet takılacak sismometreyle çalışmasına da imkan vermektedir.



Şekil 3 DAC-3HDG'nin iç yapısı

- DAC-3HDG' nin tasarım, üretim ve montajı Türkiyede yapıldığından dolayı onarımı kısa zamanda yapılabilmektedir. Kart yazılımları ve donanımın tamamının Arel-arge merkezinin

bünyesinde yazılıp geliştirilmesinin verdiği imkan sayesinde proje ihtiyaçlarına cevap verecek yazılım modifikasyonları ve donanım değişikliği kolaylıkla yapılabilmektedir.

- Cihaz içerisinde kullanılan tüm komponentler minumum gürültü seviyesinde çalışır. Bu özelliğiyle kaliteli sinyal için iç gürültü kirliliği tehlikesi yok denecek kadar azdır. Şekil 2 ve 3'de görülen ve kullanılan ADC son teknoloji ürünü olup gerçek 24 bitin üstünde 32 bit simülasyonlu veriyi Texsas instrumentin geliştirdiği yonga Delta-Sigma setleriyle üretmektedir. ADC içerisinde tasarlanmış filitre ve sayısallaştırma algoritması sayesinde sinyal kalitesi yüksek frekanslarda dahi değişime uğramamaktadır. ADC sonrasında kullanılan 2 kanal 99 tablık FIR (Finite Impulse Response) filitre ile kullanıcının tanımlayabildiği sayısal filitre cihaz içerisinde teşkil ettirilebilmektedir.
- Arel-arge merkezinin geliştirdiği yazılım MONFIRST cihazla ilgili denetim parametrelerini güncelleme, içindeki kayıtları izleme ve aktarma imkanı vermektedir. MONFIRST yazılımı ölçüm verilerini MYSQL veri kütük yapısında saklarken sadece yetkili kullanıcının arama yapmasına (genlik, tarih, istasyon, enlem-boylam ves. parametreriyle) ilgili veriye ulaşılabilmesine, yüksek hacimli verinin saklanma ve iletimini çok hızlı gerçekleştirerek veri denetim ve yönetimine imkan vermektedir. (MySQL bir Sun Microsystems Inc. yazılımıdır).

Tablo 1. Sensör (Algılayıcı) Özellikleri

	Metrozet TS-100S	**Colybris SF1500S.A**
Technology	Triaxial Force-Balance	Axial MEMS Capacitive Accelerometers
Full scale range	+/- 4g	+/- 3g
Responsivity	5V/g Differential	2.4V/g Differential
Bandwidth	DC to 225Hz	DC to 2000Hz
Self Noise	20ngRMS/10Hz - 70ngRMS/100Hz - 300ngRMS/200Hz	300ngRMS/10Hz-300ngRMS/100Hz-400ngRMS/200Hz-500ngRMS/1000Hz
Non-Linearty	<0.015% +-1g Range	<0.1% +-1g Range
Offset Temp. Drift	60ug/ºC Horz. / 320ug/ºC Vert.	100ug/ºC

Tablo 2. Sayısallaştırıcı (A2D Converter) Özellikleri

	SAYISALLAŞTIRICI
Input Range	Triaxial Force-Balance
A/D Converter	High Resolution 32 Bit Delta-Sigma, Internal Gain
Gain	1,2,4,8,16,32,64
Sampling Rate	50, 100, 200, 250, 400 sps
Filtering	Internal ADC FIR Filter
Risc/DSP	E1-16XSR / dsPIC33FJ256
Time Base	GPS, PPS
Ram	NAND Flash 2GB (6 days record)
Format and Protocol	32 Bit Integer, 1 second packets
Network	10 BaseT / 100 BaseTX Ethernet (TCP/IP)
Monitor	2X16 Character LCD
I/O	3 Isolated Digital Input / 5 Isolated Output (Option)
Power Supply	+12VDC (500mA)
Case	20cm Cylindrical / h:18cm Aluminum
Connectors	8 pin and 4 pin Industries

- Sensörden alınan analog sinyaller ADC içerisinde yüksek örnekleme hızıyla sayılaştırılırken örnekleme frekansına uygun FIR (Finite Impulse response) filitre ile yapılandırılmış uygun band filitreleri ve Nyquist filitresiyle işlem gürültüleri veriden uzaklaştırılırken sabit fazlı ADC'nin veri giriş-çıkış (kartın işlem) süre farkı giderilmiş ve GPS ile doğrulatılmış gerçek zaman bilgisiyle saklattırılmaktadır.
- DAC-3HDG 100MBits Ethernet bağlantı noktası sayesinde tüm veri transferini güvenli ve hızlı bir şekilde TCP/IP protokolü üzerinden sağlayabilmektedir.

KABLOSUZ İLETİŞİM

Çalışılan yapılar çoğunlukla kalın duvarlarla çevrili kapalı yapılardır. Kullanılacak wi-fi (kablosuz iletişim-wireless fideality) haberleşme modülünün kalın duvarları geçebilme özelliğiyle 802.11/n protokolünü destekleyen Air-Ties firmasının AIR4420 repeaterları tercih edilerek data transferi sorunsuz hale getirilmiştir. Sistemde bütün cihazlar birbirleri üzerinden veri aktarımı yaptıkları için çok geniş alanda çok sayıda cihaz ile çalışılabilmektedir. Oysa sınırlı sayıda cihaz ile kablolu sistemler cihazların konumlandırıldığı şekle göre yıldız ve seri bağlantılar oluşturmaktadır. Yıldız bağlantıda Şekil 1'de görüldüğü gibi tüm cihazlardan merkezi kontrol noktasına (veya HUB) kablo çekilmektedir. Bu yapıda ivme ölçerden merkezi kontrol noktasına ivme değerleri analog sinyal olarak gönderilirken, uzaklaşılabilecek mesafe en fazla 100 metre ile sınırlı olup sinyale gürültü binmesi kaçınılmaz olacaktır. İletişimin TCP/IP üzerinden olması ise gidilebilecek mesafeyi 100 m.'nin ötesine geçirmemesine rağmen analog sinyal taşıma şekline göre çok daha güvenli ve temiz sinyal iletimini sağlamaktadır. Son olarak geliştirilen 485 data protokoluyla mesafe 800 metreye kadar ulaşmış olsada veri hızı yavaşlamıştır. Gecikmiş veri akışıyla 485 iletişim protokolü gerçek zamanlı yapı sağlığı izleme çalışmalarında verileri doğru zamanlı iletemeyecektir. Seri bağlantı kullanımı nadir olmakla beraber, sadece 485 haberleşme protokolu kullanılabiceği için 800 metrelik alan içerisine istenen sayıda cihaz yerleştirilebilmektedir. Veri transferi bağlanan cihaz sayısıyla orantılı olarak azalacağı için örnekleme frekansı kanal sayısına göre değişecektir.

Kablosuz saha ağ kurulumu

Kablosuz ağ kurulumu sürecinde kalitesini kanıtlamış olan AIR-TIES firmasının AIR4420 cihazı air–touch tuşuyla kolay kurulum, iletişim ve kayıpsız ve hızlı veri transferine imkan vermektedir. Wi-Fi kablosuz ağ sayesinde kablolu yıldız ve seri bağlantıdaki sorunların ve kısıtlamaların hiçbiri ile karşılaşılmamaktadır. Sisteme istenildiği kadar cihaz takılabilmekte, haberleşme ise TCP/IP protokolü üzerinden veri akış hızı cihaz sayısından etkilenmeden yüksek hızda yapılabilmektedir. Ağ kurulumunda cihazlar kimlik numaralarına göre ölçüm noktalarına yerleştirilip yanına güç ve wifi ünitelerinden oluşan ikinci modül konularak bağlanmaktadır. Cihaz seriminden sonra bina içinde orta kat seviyesinde bir noktaya kurulan bilgisayar (notebook) ve RF-modem bağlantısının USB üzerinden takılmasıyla ağ kurulumu tamamlanmaktadır. Tüm cihazlardan gelen bilgiler ekrandan cihaz sayısı kadar açılan üç bileşen kanal üzerinden izlenebilmekte, sinyal kalitesi ve diğer şartlar uygun olduğu zaman kayıt işlemi başlatılabilmektedir. Bütün bu işlemlerle beraber örneğin bir çevrel titreşim izleme yarım saat gibi kısa bir zaman diliminde tamamlanabilmektedir.

Cihaz ve bilgisayar arasında haberleşme yapısı

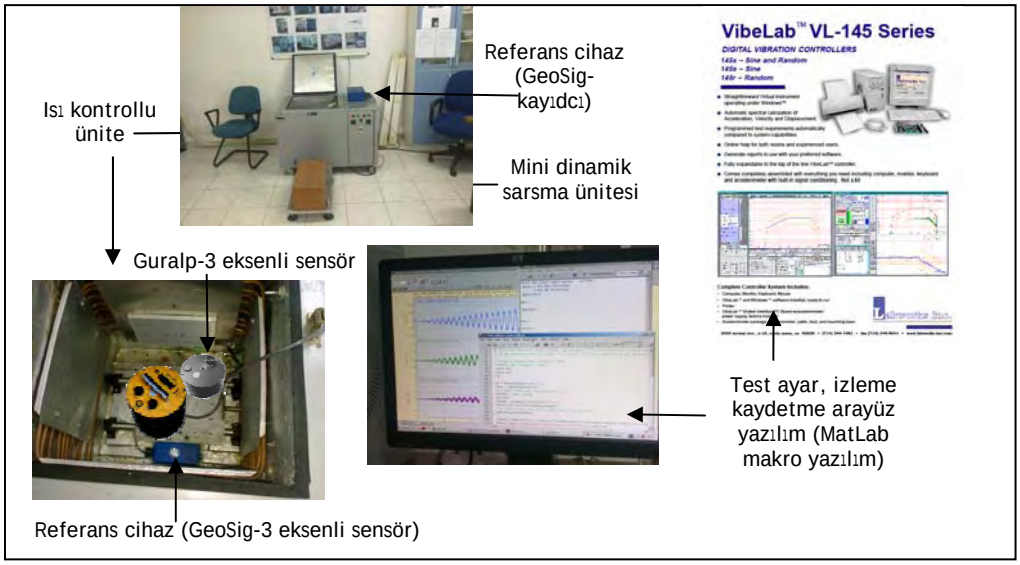
DAC-3HDG topladığı verileri GPS bilgisiyle senkronize şekilde saniyelik paketler haline getirmekte ve bu paketleri 32 bit CRC (Cyclic Redundancy Check) ve şifreleme algoritmalarından geçirerek wi-fi üzerinden bilgisayara gönderilmektedir. Haberleşme protokolü sayesinde gelen veri paketinin doğruluğu kontrol edilerek veri-kütüğüne kaydedilmesi aksi durumda pakette bir bozulma var ise paket numarası ile birlikte cihazdan tekrar istenmesiyle eksiklik giderilmektedir. Bilgisayar ile cihaz arasında haberleşme karşılıklı birebir kontrol (hand check) yapısı içinde gerçekleştiğinden hiçbir verinin kaybolma ihtimali yoktur.



Şekil 4 Cihaz kalibrasyon testine tabi tutulan kuvvetli yer ivme ölçer cihazlar.

CİHAZ KALİBRASYON VE DEĞERLENDİRME TESTLERİ

Cihazların test edilmesi amacıyla, bilinen çalışma merkezlerinin birikim ve yönelimleri dikkate alınarak performanslarına güvenilen, Şekil 4'de görülen, Guralp ve Geosig üretimi olan iki cihaz AREL-elektroniğin (AREL) geliştirdiği ivme ölçer cihaz ile Şekil 5'de görülen test düzeneği için Tablo 3'de verilen girdi kuvvetler altında teste tabi tutulmuştur. Cihazlar hakkında geniş bilgiye ilgili elektronik ortamlardan [6, 7, 8] ulaşılabilir.



Şekil 5 Sarsma masası ivme ölçer dinamik test düzeneği

Test düzeneği

Cihaz testleri, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Bölümünün, deprem laboratuarında kurulmuş olan sarsma masası imkanlarıyla uluslararası cihaz kabül şartlarını sağlayan bir düzenekde yürütülmüştür. Test düzeni Şekil 5'de görüldüğü gibi mini sarsma masası, termik şartlandırıcı kabin, sarsma masası için kontrol ünitesi MatLab tabanlı kontrol ve veri işleme altlıklarını kullanarak yazılmış yazılımlar yüklü bilgisayar donanımından oluşmaktadır. Şekil 6'da görülen test ekibi Tablo 3'de verilen sarsma masası ve sensör hassaslıklarını göz önüne alarak ölçeklendirilmiş on değişik deprem ve sinyal zaman hikayesi kayıtlarını kullanarak 10 adet test cihazı (AREL) + refakatci/referans 2 cihaz (Guralp ve

Tablo 3. Değişik deprem ve sinyal zaman hikayesi girdi kayıtları

Sinyal Adı	Özelliği
Act(1hz-.25g-6.3).txt	0.25 g ivmeye müadil 1 hz frekans yapısında sinus sinyali
Act(2.5hz-.25g-8).txt	0.25 g ivmeye müadil 2.5 hz frekans yapısında sinus sinyali
Act(5hz-.35g-16).txt	0.35 g ivmeye müadil 5 hz frekans yapısında sinus sinyali
Act(7.7hz-.6g-28).txt	0.6 g ivmeye müadil 7.7 hz frekans yapısında sinus sinyali
izmit-East-West.txt	17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Doğu Batı bileşeni İzmit kaydı
izmit-North-South.txt	17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Kuzey Güney bileşeni İzmit kaydı
Non(10hz-.3g-43).txt	0.3 g ivmeye müadil 10 hz frekans yapısında sinus sinyali
Sakarya-North-South-(Tra)10.txt	17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Kuzey Güney bileşeni Sakarya kaydı
Tabas-East-West-(L)8.txt	Tabas (İran) depremi Doğu Batı bileşen kaydı

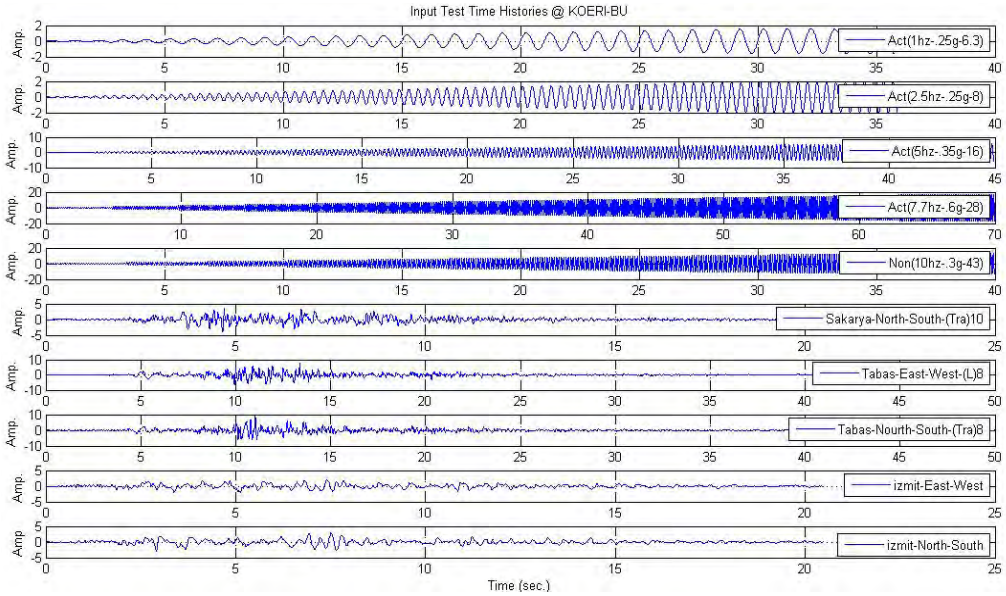
Testlerin Yürütülmesi

Test düzeneğine sarsma masasının üretmesi için Tablo 3'de açıklanan Şekil 7'de zaman hikayeleri çizilen 1Hz.'den 10 Hz.'e kadar değişen 0.25g ile 0.6g arası ivme genliğine ulaşan farklı harmonik

sinus sinyalleri ile değişik zamanlarda kaydedilmiş özellikleri çok çalışılmış Kocaeli ve Tabas (İran) depremleri sarsma masası limitleri içinde ölçeklenmiş haliyle test girdisi olarak kullanılmıştır. Performasın olduğu gibi değerlendirilmesi amacıyla cihazlar arası ölçeklendirme kayıdlara uygulanmamış ve sinyallere de dokunulmadan cihaz ham çıktıları Şekil 8'de çizilmiştir.



Şekil 6 İvme ölçer dinamik test düzeneği ve testi yürüten ekip, her bir referans cihazı üreticisinin ara yüzey yazılım ile izliyor, kaydediyor ve veriyi ascii formatda saklıyor.



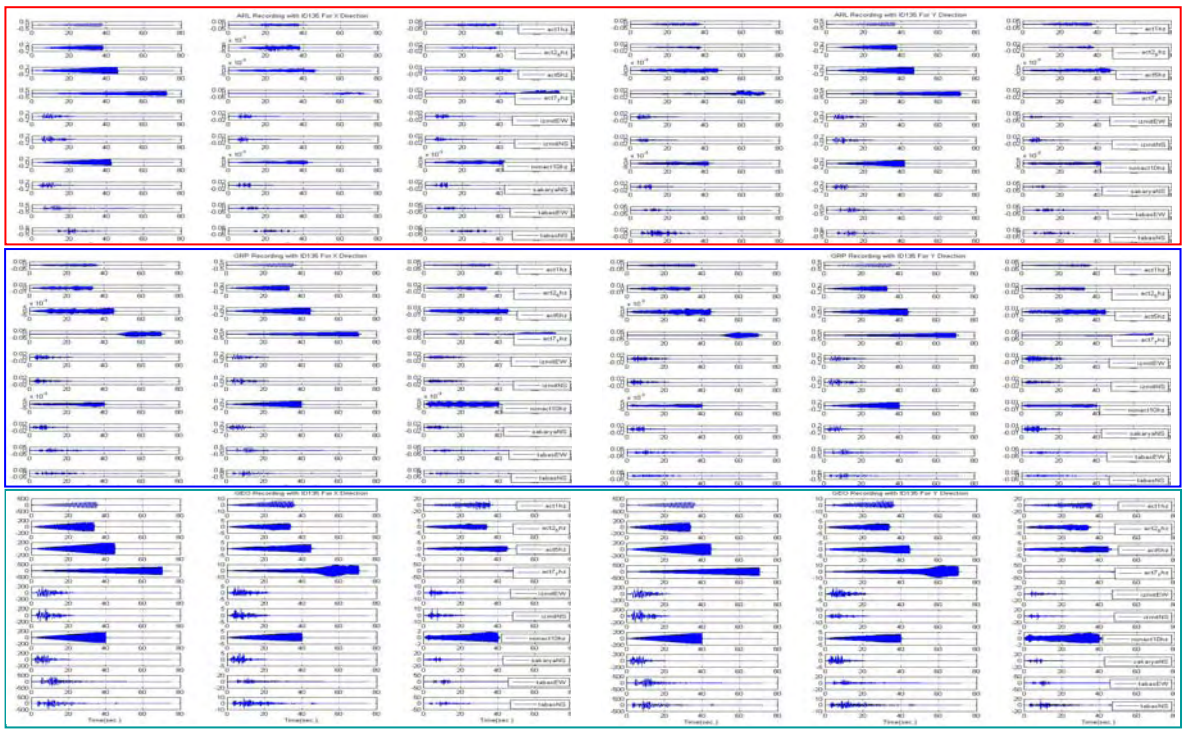
Şekil 7 Cihaz testlerinde kullanılan kayıtların zaman hikayeleri.

Testlerde girdi hareketi tek eksenden uygulanmasına rağmen cihazların 3 eksenden de aldığı kayıt saklanmıştır. Diğer ortogonal iki eksen sensörlerinin hareketlendirilen yön dışında olmaları nedeniyle kaydettikleri test girdisine beklendiği gibi benzemeyeceği aşikardır. Bu durum diğer referans cihazlarının hareketlendirilen bileşen dışındaki diğer iki eksen sensörleri içinde söz konusudur. Bu pasif iki eksen sensörü üzerindeki kayıdlar cihazların elektronik düzeneklerinin (elektronik gürültü, kard içi iletişim gürültüleri, ısının neden olduğu hatalar, işlemci (sapmaları) hataları vs.) gürültülerinin seviyesine bakılması açısından anlamlı bir veri olarak değerlendirilmiş, çalışmada benzer bileşenlerin çapraz korelasyon analizlerini temel alan stokastik gürültü analizleri yapılmış, cihaz alt eşik gürültü seviyelerinin Tablo 1 ile tutarlı olduğu gözlenmiştir.

Cihaz performansları

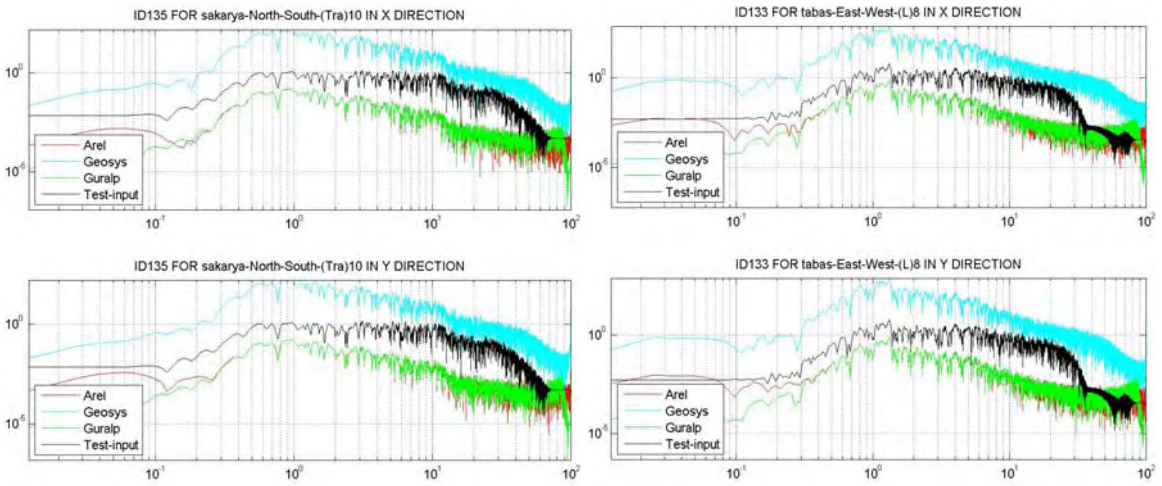
Şekil 8'de, ilk üç kolon (x,y,z bileşenler), x yönünde uygulanan kuvvet için, ikinci üçlü kolon ise y yönünde uygulanan kuvvet için olmak üzere, üstden AREL ile başlayıp Güralp ve GeoSig ile biten kayıt setleri arasında göreceli öiçeklendirme katsayıları uygulanmadan dahi kayıtlarda tutarlılık görülmektedir. Zaman tanım alanında görülen şekli (genlik, zaman süresi, dalga formu, zarfı vs.) tutarlılığın yanısıra frekans muhteviyatındaki tutarlılığı tespit etmek üzere Fourier dönüşümleri 600 veri için hesaplanmıştır. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Sakarya kaydı Kuzey-Güney bileşeni sarsma masasına cihazların x-yönü sensörlerini izlemek için yüklenmiş ve kayıdların

frekans muhteviyatı örnek olarak Şekil 9'da sol kolona, Tabas (İran) depreminin Doğu Batı bileşeni yine sarsma masasında x-yönü sensörleri aktive etmek için yüklenmiş ve frekans muhteviyatı Şekil 9'da sağ kolona çizilmiştir.



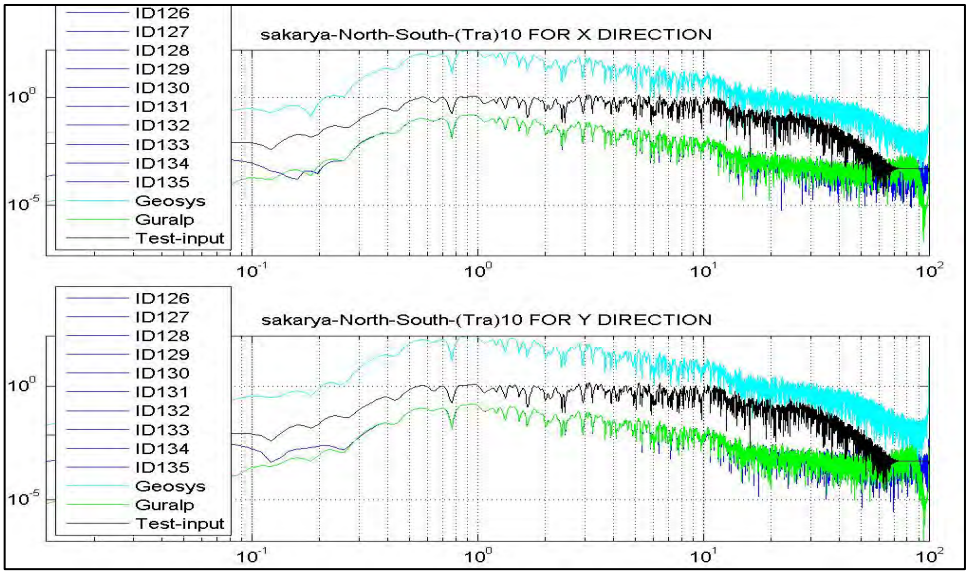
Şekil 8 Testde iki yatay yönde kuvvet uygulanmasıyla üstte AREL, ortada Guralp ve altda GeoSig tarafından kaydedilmiş üç bileşen kayıdları.

Üç ayrı ivme ölçer için Şekil 9 incelendiğinde cihazlardan Guralp ile AREL'in aynı frekans muhteviyatını bire bir kaydettiklerini, eğer cihaz ölçeklendirme faktörü GeoSig için uygulansa benzer bir tutarlılığın GeoSig ile de sağlanacağı anlaşılmıştır. AREL ivme ölçer cihazlarının cihaz kimlik numarası id-126'dan id-135'e kadar giden on cihaz için, sarsma masasında uygulanan Kocaeli depreminin Sakarya istasyon kayıdının Fourier genlik spektrumları referans cihazlarla



Şekil 9 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Sakarya kayıdı Kuzey-Güney bileşeni x-yönü yüklemesi sol kolon, Tabas (İran) depremi Doğu-Batı bileşeni x-yönü yüklemesi için sağ kolonda frekans içerikleri üç ayrı ivme ölçer için çizdirilmiştir.

beraber Şekil 10'da çizilmiştir. Şekil 10'da mavi ile çizilen AREL-DAC cihazlarının tamamının aynı kalitede performans gösterdiğinin bir ölçüsü olarak on grafiğin üst üste çakışmasını görüyoruz. 10E6-10E9 mertebelerinde büyütme uygulandığı zaman grafiklerde çok ufacık farklılıkların olduğu ancak anlaşılabilmektedir.



Şekil 10 AREL ivme ölçer cihazlarının (cihaz kimlik numarası id-126 ile id-135 arasıdır ve mavi ile çizilmiştir) Kocaeli depremi Sakarya istasyon deprem kaydı için kaydettiği frekans muhteviyatı diğer referans cihazların frekans performansıyla (yeşil Guralp, mavi GeoSig) mukayesesi.

Cihaz performansları üzerine sonuç

Referans cihazlar GeoSig ve Guralp markalarının yanında dinamik test uygulanan AREL-DAC serisi on adet cihazın performansları zaman tanım alanında ve frekans tanım alanında yüksek kalitede veri ve işlem güvenilirliğinin yanısıra 32 bit desteğiyle, sayısallaştırıcı donanım, işlem kartları, iletişim kartları ve yedekleme unitesiyle emsallerinden üstün, kaliteli ve güvenilir veri algıladığı ve işlediği anlaşılmıştır.

CİHAZLARIN SAHA ÇALIŞMALARINDA DİĞER DÜZENEKLERLE KULLANIMI

AREL-DAC serisi cihazlar sahada Şekil 11'de görüldüğü gibi RF+modem, GPS anten ve güç ünitesiyle beraber kullanılmaktadır. Sekiz saate kadar enerji sağlayan güç ünitesi kesintisiz ve sabit amperajda akımı besleyen şarj ve deşarj stabilitesini koruyan elektronik bir kart ile desteklenmiştir. Bu güç ünitesi Radio Frequency (RF) modem ünitesini, GPS'i cihaz ile aynı zamanda beslemektedir.

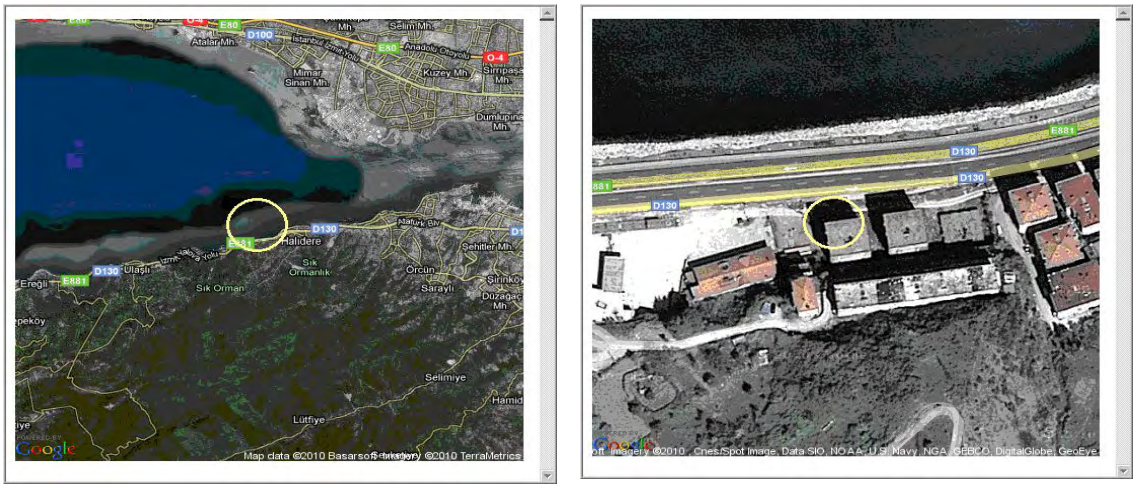
AREL-DAC ile sağlanan bir diğer önemli saha desteği ise GPS-anten modülüdür. GPS-uydu iletişimi, çalışılan yapının enlem-boylam bilgilerinin yanı sıra yapının bulunduğu bölgenin harita görüntülerini Şekil 12'de gösterildiği gibi arka planda çalışan yazılım sayesinde 'inf' uzantılı bilgi dosyasında enlem-boylam, cihaz kimliği (ölçüm noktası bilgisi), polarizasyon bilgisi, ölçüm büyüklüğü, ölçüm zamanı (GMT – Greenwich Mean Time) gibi bilgilerle beraber saklamaktadır. Sahada kullanılan izleme-kaydetme ara yüzü cihazlarda gereken parametrik (filitre eşikleri, pencereleme, sayısallaştırma frekansı, kayıd uzunluğu vesair) ayarları yeniden yapılandırmakta ve uluslararası veri saklama formatına uyarak ölçümler arka planda MYSQL veri saklama motoru tarafından yedeklenmektedir.

Saha çalışması

TUBITAK 108M303 numaralı proje kapsamında toplam 39 farklı çevrel titreşim ölçüm çalışması, mikrotremor ölçüm çalışması ve deprem şartlarını yaşatan zorlama kuvvet testleri yürütülmüş, toplam 6 GB (GigaBite) hacim tutan saha verisi projenin önemli bir ayağını oluşturmuştur. Saha çalışmalarının tamamına arge gurubu katılmış, çalışmış, cihaz performansını, testlerde karşılaşılan problemleri yerinde yaşamış, görmüş ve teknik desteğini, birikimlerini cihazın ve yazılımların gelişimi için kullanmışlardır. Bu süreçte yürütülen sayısız testlerden Şekil 13'de Karamürsel A blokda çevrel titreşim kayıdları, Şekil 14'de ise zorlama kuvvet şartlarında yapısal dokuz nokta ve serbest alan istasyonda alınan zaman geçmişlerinin ham hali çizdirilmiştir. Alınan kayıdların kullanıldığı analiz ve tanı sonuçları değişik makalelerde [9, 10] bulunabilir.



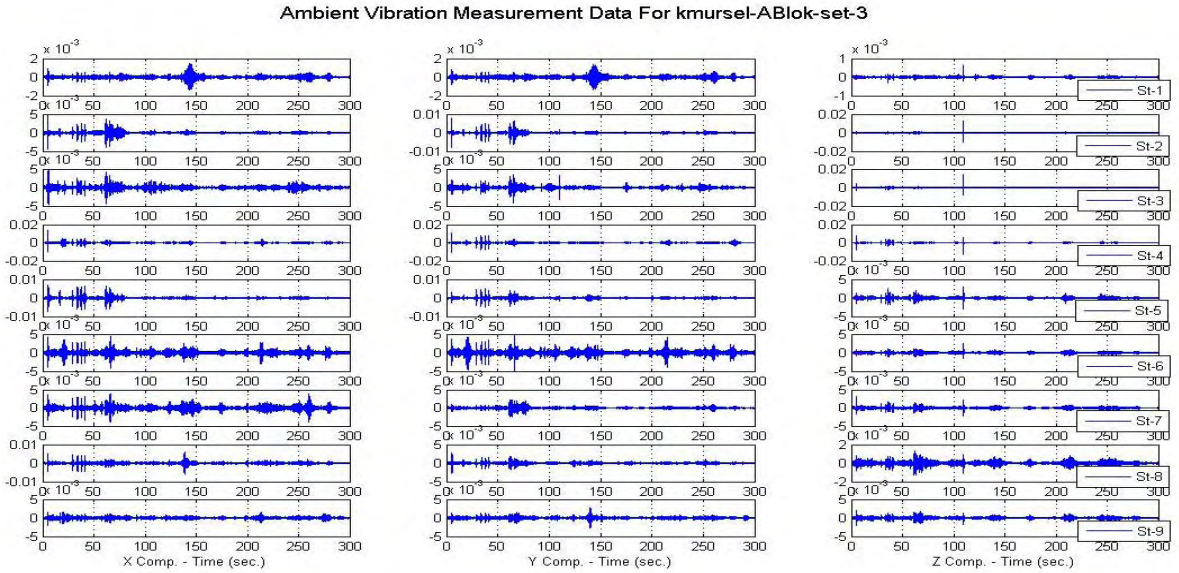
Şekil 11 AREL ivme ölçer cihaz ve saha destek üniteleri solda, kablosuz iletişim/transfer güvenliği en üst seviyede otomatik kurulum ve güvenlik ayarlarını yapan AIRTOUCH teknolojisiyle çalışan sistemin sahada görünümü sağda.



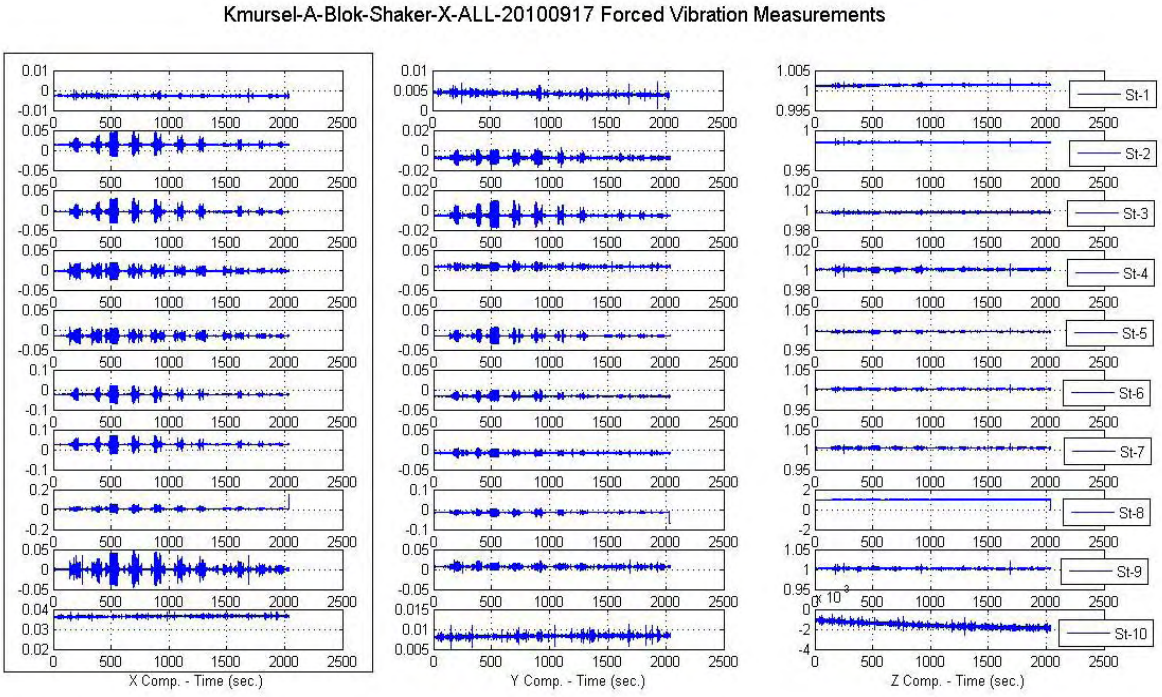
Şekil 12 Çalışılan yapıların uydudan genel görünümü solda, yakın alan yerel görünümü sağda Karamürsel A-Blok için AREL-DAC ivme ölçerin GPS modülü üstünden elde edilen haritalar

SONUÇLAR

Yapı çalışmalarında önemli bir sıkıntı oluşturan cihaz ve ilgili saha donanımlarında dışarıya bağımlı, zaman alan çözüm süreci, yerli tasarım ve üretim ile biraz içerden destek ve çözümün üretilebileceği bir mecraya kaymış oldu. Geliştirilen deprem algılama cihazı ve diğer düzenekleri kablosuz ağ yapısı içinde 32 bit yonga simulasyonuyla kaliteli sinyal tutma, GPS ve zamanlama üniteleriyle, yapı sağlığı izleme amaçlı kullanıma uygun doğru zaman ve sinyal bilgisi sağlamaktadır.



Şekil 13 DAC-3HDG'lerin kullanıldığı 3 kanallı 9 istasyondan oluşan yapısal noktalar üzerinde kaydedilmiş çevrel titreşim kayıdları



Şekil 14 Karamürsel A blok, x yönünde yapılan değişik genlik ve frekans muhteviyatına sahip yapay deprem tekrarlarının DAC-3HGD ile kaydedilen 2100 sanlik tepki–zaman geçmişi.

Referans cihazlar GeoSig ve Guralp markalarının yanında dinamik test uygulanan AREL-DAC serisi on adet cihazın performansları zaman tanım alanında ve frekans tanım alanında yüksek kalitede veri ve işlem güvenilirliğinin yanısıra 32 bit desteğiyle, sayısallaştırıcı donanım, işlem kartları, iletişim kartları ve yedekleme unitesiyle emsallerinden üstün, kaliteli ve güvenilir veri algılama yapısına sahip olduğu anlaşılmıştır.

Teşekkür

Bu makalede bazı sonuçları verilen proje çalışması TUBİTAK 108M303 koduyla desteklenmiştir. Katkılarından dolayı yazarlar teşekkürlerini sunar. Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Bölümünün, deprem laboratuarında cihaz testleri yürütülmüştür. Yardımları için sayın hocalarımız Prof. Dr. Mustafa Erdik ve Prof. Dr. Erdal Şafak'a teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

[1] Farrar, C.R.; and Worden, K., 'An Introduction to Structural Health Monitoring', Philosophical Transactions of the Royal Society, 365: 303-315 pp, (2007).

[2] J. P. Lynch and K. J. Loh., 'A summary review of wireless sensors and sensor networks or structural health monitoring', Shock and Vibration Digest, vol. 38, no. 2, pp. 91–128, 2005.

[3] Y. Wang, 'Wireless sensing and decentralized control for civil structures: theory and implementation', Ph.D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, USA, 2007.

[4] J. P. Lynch, A. Sundararajan, K. H. Law, A. S. Kiremidjian, T. Kenny, and E. Carryer, 'Embedment of structural monitoring algorithms in a wireless sensing unit', Structural Engineering and Mechanics, vol. 15, no. 3, pp. 285–297, 2003.

[5] S. D. Glaser, M. Li, M. L. Wang, J. Ou, and J. Lynch, 'Sensor technology innovation for the advancement of structural health monitoring: a strategic program of US-China research for the next decade', Smart Structures and Systems, vol. 3, no. 2, pp. 221–244, 2007.

[6] http://www.areldeprem.com.tr

[7] http://www.geosig.com

[8] http://www.guralp.com

[9] İ. Engin Bal ve diğ., 'Testing Assessment Procedures with a Damaged Real Building', 14ECEE, 2010, Ohrid, Makedonya Cumhuriyeti.

[10] Kemal Beyen ve diğ., 'Çevrel ve Zorlama Kuvvet Titreşimleri Altında 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminde Hasar Almış Binaların Yapı Tanı Çalışmaları', 7UDMK, 2011, İstanbul.

BETONARME VİYADÜKLERİN MAKEDONYA MÜHENDİSLİK YAPI YÖNETMELİĞİ VE EC8 KULLANILARAK YAPILAN SİSMİK ANALİZİ

SEISMIC ANALYSIS OF RC VIADUCT USING MACEDONIAN DESIGN REGULATIONS FOR ENGINEERING STRUCTURES AND EC8

Jelena RISTIK[1] and Elena DUMOVA-JOVANOSKA[2]

ÖZET

Makedonya Cumhuriyeti'nin etkin bir deprem bölgesinde konumlanması, köprü yapıların tasarımında sismik analizi zorunlu kılmıştır. Bu çalışmada, belirli bir köprü yapısı için uygulanan farklı analiz yöntemlerinin teorik sonuçları irdelenmiştir. Analizler, Makedonya tasarım yönetmeliği ve Eurocode 8'de önerilen yöntemlerlerle uyumlu bir şekilde yürütülmüştür. İlk analiz yöntemi kapsamında Makedonya yönetmeliğince önerilen tasarım spektrumu kullanılarak köprünün boyuna ve enine doğrultularında doğrusal spektral analiz yapılmıştır. İkinci analiz yönteminde Eurocode 8'de sunulan köprü tasarım spektrumu her iki yatay yönde kullanılmış ve analizde değişken süneklik aralıkları (davranış katsayıları) gözetilmiştir. Üçüncü olarak Eurocode 8'de köprüler için önerilen 'sismik etkinin konumsal değişkenliği' analiz yöntemi, köprünün sadece enine doğrultusunda uygulanmıştır. İlk iki ve üçüncü sismik analiz sonuçları arasında, sismik etkinin uygulanmasındaki yaklaşımdan kaynaklanan önemli bir fark gözlemlenmiştir. Sismik etkinin konumsal değişkenliği gözetilen analiz yöntemi, sismik istemin köprü ayağı temellerinde ve mesnetlerde yerdeğiştirme istemleri olarak uygulanmasını içermektedir. Bu çalışmanın asal amacı, elde edilen analiz sonuçlarının karşılaştırmalı olarak değerlendirilmesi ve sonuçlardaki değişkenliğin farklı analiz durumları ve yöntemlerine ne derece bağlı olduğuna yönelik çıkarımlar oluşturabilmektir.
Anahtar Kelimeler*: Köprüler, sismik tasarım, sismik tasarım yönetmelikleri, süneklik.*

ABSTRACT

The Republic of Macedonia is situated in an area of pronounced seismicity wherefore seismic analysis is obligatorily to be carried out in design of bridge structures. This paper deals with the latest theoretical results acquired from the study involving application of different selected analyses of a specific bridge structure. The analyses have been carried out by application of the Macedonian design regulations and Eurocode 8. The first analysis that was carried out was linear spectral analysis in both longitudinal and transversal direction of the bridge, using the proposed design spectra in the Macedonian regulations. The second analysis was carried out in both horizontal directions of the bridge by using the proposed design spectra in Eurocode 8 for bridges and varying the ductility range of the bridge, i.e., the behavior factor. The third, 'spatial variability of the seismic action' analysis proposed in Eurocode 8 for bridge structures was carried out only in transversal direction of the bridge. There is a significant difference between the first two and the third seismic analysis, mainly in the approach of applying the seismic action. The analysis involving spatial variability of seismic action consists of applying seismic input in the form of calculated ground displacements in the foundations of the piers and the abutments. The principal aim of the present study was to evaluate comparative results and to formulate relevant conclusions regarding the variation of the results according to the conducted analysis case and analysis type.
Keywords: Bridges, seismic design, seismic design codes, ductility

[1] MSc. Student, Civil Engineering Faculty, University "Ss Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jelena.ristik@gmail.com
[2] Professor, Civil Engineering Faculty, Skopje, University "Ss Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. DESCRIPTION OF THE EXISTING BRIDGE STRUCTURE

The considered structure represents an existing reinforced concrete viaduct with eight spans over Dervenski Dol valley, on the new Veles-Gradsko motorway section (km. 439+407.4). The valley itself is flanked by mountain massifs with dominating rock structure from geological aspect.

The bearing superstructure of the viaduct consists of RC prestressed girders (simple beams) resting on neoprene bearings. The prestressed main girders are interconnected by a RC deck with thickness d = 18 cm, cast in place by use of concrete class MB30. The viaduct is constructed to have eight equal spans, l=33.42 m each, with total length of L = 8•33.42=267.36 m. The prestressed main girders are designed with "I" cross-sections, prestressed by cables of 12ϕ7 mm, and made of concrete class MB 40. Connection of the main girders in transverse direction is achieved by two RC transverse girders in each span as well as with additional transverse girders over each support, constructed as cast in place. The pavement of the viaduct has a width of 8.5 m, with extensions of 1.0 m on each side, giving rise to a total width of the viaduct amounting to B = 10.5 m.

The viaduct is in a mild horizontal circular curvature with a radius of R = 1000.0 m terminating with part of a transitional curve. The vertical slope of the road surface is with a longitudinal gradient of 1.2%. The viaduct substructure is composed of 7 box type piers and two abutments. The middle piers are designed as box type RC cross-sections with two cells and external dimensions of 5.00 m x 2.20 m. These are fixed to the ground by constructed individual stepped foundations. The piers are constructed with concrete class MB30, whereas the foundations are constructed of concrete class MB22 and MB16. On the top, the piers end with a reinforced concrete extended beam in the form convinient for safe support of the main prestressed girders. The abutments are designed as set of 4 bearing reinforced concrete piers forming dirrect supports of the four main girders.

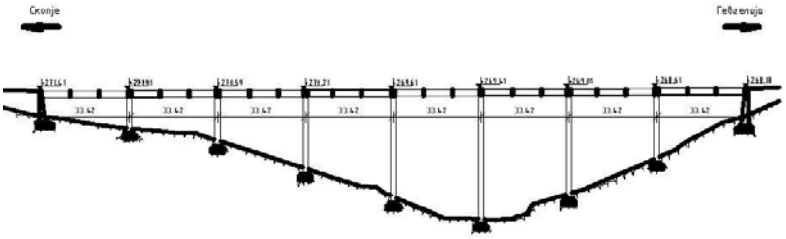


Figure 1 Longitudinal section of the existing bridge

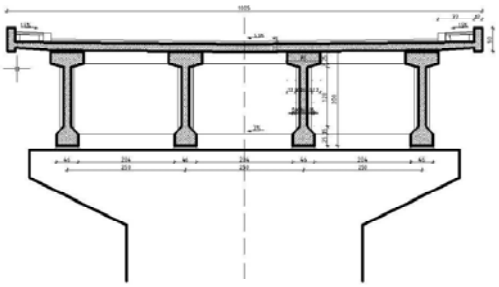


Figure 2 Cross-section of the bridge

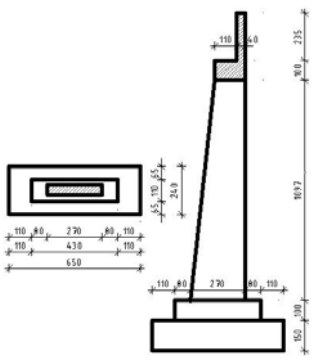


Figure 3 Bridge abutments

The stiffening of the four abutment piers is achieved by a transverse supporting beam constructed of concrete class MB30. Each of the abutments contains one front RC wall and two side wings. Solitary footings are designed under each individual pier.
According to the geomechanical data, the foundation is realized in rock medium with allowable bearing capacity is $\sigma_{allow.} = 500.0$ kN/m^2. In Fig. 4 is given computer simulation of characteristic views of the bridge.

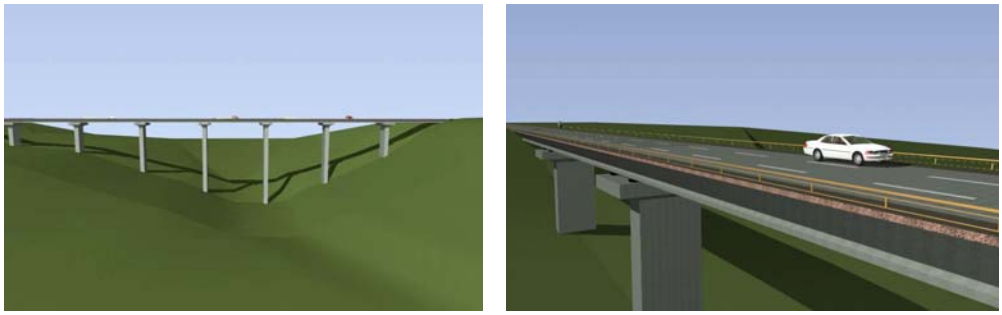


Figure 4 Characteristic view of the bridge (computer simulation)

2. DETERMINATION OF CONSIDERED REPRESENTATIVE LOADS

The considered bridge structure has been analyzed for the effect of dead load and selected comparative and representative seismic loads. Prior to the seismic analysis, analysis of the free vibration mode shapes of the structure and the corresponding vibration periods associated with each mode, has been carried out.

Two comparative analysis cases using formulated corresponding earthquake effect have been performed. The first type of seismic analysis case represent linear spectral analysis considering elastic response spectrum defined based on Macedonan regulations. The second analysis is realized using design spectra according to Eurocode 8, and considered variation of the behaviour factor q. The seismic effect has been considered separately in both horizontal directions x and y.

The last specific analysis type is pseudostatic representing 3D treatment of the seismic effect using two sets of defined displacements A and B at the bridge supports. Displacement sets A and B have been applied only in horizontal (transverse) direction y, because the calculated displacements at the top of the piers are dominant.

2.1. Dead Loads

In the case of static analysis of the structure, the effect of dead load has been considered in the computer programme as follows: (1) The dead weight resulting from finite elements considered as constituent part of the mathematical model is included automatically through a software, and (2) The additional dead load resulting from all the remaining components of the structure have been calculated and included as additional part.

Seismic analysis of the structure has been carried out under the assumption that, in case of an earthquake, additional loads due to wind, snow, etc. are not present because there is very small probability that such a combination of total loads will realistically occur.

2.2. Defined Response Spectrum Based On Macedonian Code

To analyse the seismic stability of the structure by application of the existing Macedonian regulations, seismic parameters defined for the location of the bridge have been used.

In accordance with the code, two levels of expected seismic effects defined as “design earthquake” or earthquake Z_1 and expected “maximum possible earthquake” earthquake Z_2 should be used for seismic safety analysis of the reinforced concrete vaduct.

For the location of the considered structure – viaduct over Dervenski Dol valley (category of structures I), the level of the defined "peak" acceleration at bedrock for the design earthquake is PGA = 0.2 g = 1.962 m/sec^2. It is defined for a return period of 200 years.

Within these investigations, seismic analyses have been performed only for seismic effects Z_1 representing "design earthquake".

The spectral analysis of the structural system should be carried out using design spectrum (spectral curve) defined for respective category of the foundation soil. In the present case, the defined spectrum for soil category II has been used.

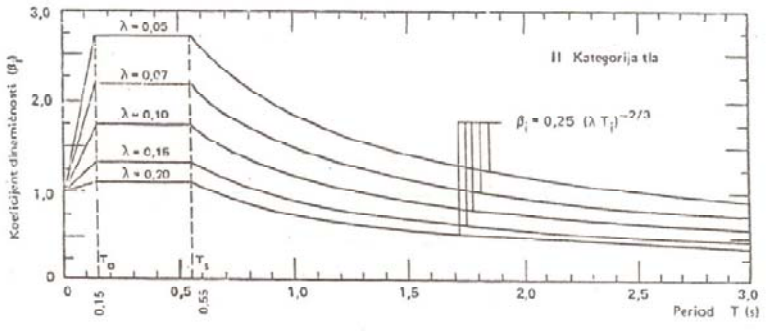


Fig. 2.2.1. Seismic design spectrum, period T (sec) – dynamic coeffcient β_i relationship

Seismic forces S_{ikj} have been defined by use of the following formula (1)

$$S_{ikj} = K_s \cdot \beta_i \cdot \eta_{ikj} \cdot \psi \cdot G_k \qquad (1)$$

where, the corresponding quantities represent the following:

S_{ikj} - intensity of seismic design forces that are computed separately for each mode of vibration of the structure (j=1,2,3)

K_s - Seismic coefficient

$$K_s = \frac{X_{max}}{\mu_p} \qquad (2)$$

$X_{max}(g)$ - defined maximum ground acceleration for the site of the structure for the effects of Z_1 and Z_2. Ground acceleration in this case is adopted for a design earthquake Z_1, representing seismicity of VIII, or $X_{max}(g) = 0.2g$.

μ_p - ductility factor for the structure defined according to the regulations

β_i - dynamic coefficient.

The dynamic coefficient is computed by use of the following formulae (3):

$$\begin{aligned} &0 < T_i < T_0 \qquad \beta_i = 1 + [a(\lambda \cdot T_s)^{-\frac{2}{3}} - 1] \cdot \frac{T_i}{T_0} \\ &T_0 \le T_i \le T_s \qquad \beta_i = a \cdot (\lambda \cdot T_s)^{-\frac{2}{3}} \\ &T_i > T_s \qquad \beta_i = a \cdot (\lambda \cdot T_i)^{-\frac{2}{3}} \end{aligned} \qquad (3)$$

The values of additional parameters are given in (4):

$$a = 0.25$$
$$T_0(sek) = 0.15$$
$$T_s(sek) = 0.55 \tag{4}$$

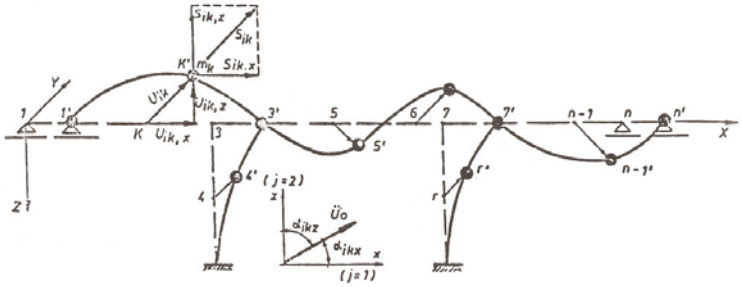


Fig. 2.2.1. 'i' – th mode shape of natural vibrations of the structure

Coefficient η_{ik} depends on the mode shapes of the structure so that, for the individual mode shapes (j=1, 2, 3) the componental values of η_{ikj} have been defined according to the expressions (5):

$$U_{ikx} \neq 0;\ U_{iky} \neq 0;\ U_{ikz} \neq 0;\ \alpha_{ikj} \neq 0;\ (j=1, 2, 3)$$

$$\eta_{ikj} = U_{ikj} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{n} G_k \sum_{j=1}^{3} U_{ikj} \cdot \cos(\alpha_{ikj})}{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot \sum_{j=1}^{3} U_{ikj}^2} = U_{ikj} \cdot \Gamma_i \tag{5}$$

The damping coefficient λ, the reduction coefficient ψ, and the ductility factor μ_p, depend on the type of structure and built-in material. For two-dimensional RC frame systems, by regulations are recomended the following values (6):

$$\lambda = 0.05$$
$$\psi = 0.60$$
$$\mu_p = 4.0 \tag{6}$$

In the computer program, the spectrum is included manually by assigning specified set of of periods and corresponding accelerations.

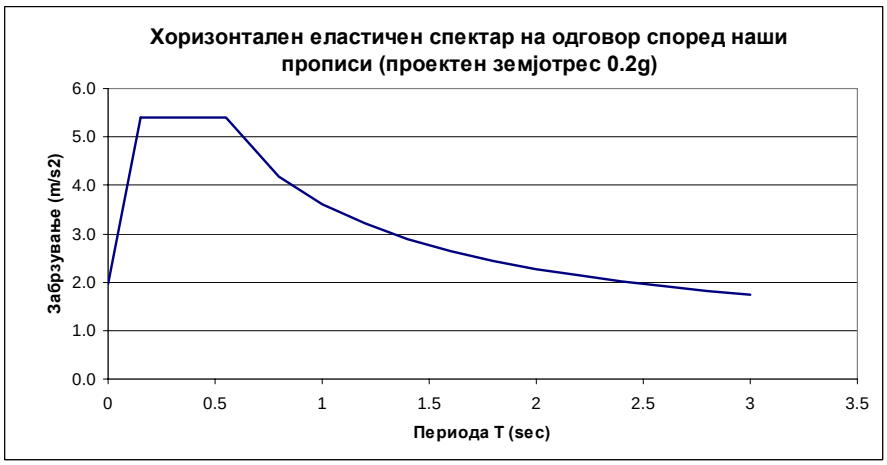


Fig. 2.2.3. Defined horizontal elastic response spectrum according to Macedonian regulations for design earthquake Z_1 (acceleration 0.2g)

2.3. Defined Spectrum Based On EC8

For the needs of EN 1998, the seismic effect at a certain location upon the surface of the earth is represented by an elastic response spectrum of ground acceleration. The shape of the elastic response spectrum is the same for both defined levels of behaviour, i.e., avoidance of collapse (NCR) and limitation of material damage.

The horizontal seismic effect is described by two independent orthogonal components represented by the same response spectrum.

(1) Conditions prevailing at the base

Prior to definition of the seismic effect, it is necessary to carry out investigations in order to define the characteristics of the base in which the structure is founded. The scope of these investigations depends on the importance factor of the structure.

Within EN 1998. five types of soil are defined A, B, C, D and E, whose characteristics are given in a tabular form in the Eurocode. The considered bridge structure is built on soil type B, which is described to have the following characteristics:

'Deposits of very compacted sand, gravel and hard clay, at least several tens of metres deep, chracterized by uniform increase of mechanic characteristics down depth'

(2) Seismic effect

The maximum ground acceleration (PGA) in case of considered soil B, amounts to $a_{g,R}$=0.20g, and it is a parameter which expresses the seismic hazard of the location.

The value of the coefficient that depends on the importance category of the structure has been taken to amount to γ_1=1.3 (class III) because the bridge structure has the function of a motorway. Once we have these values, we can compute the value of the corresponding design ground acceleration for the defined soil type $a_g=\gamma_1 \cdot a_{g,R}$=0.26g=2.55 m/s^2.

(3) Horizontal elastic response spectrum

The horizontal components of the seismic effect, i.e., the elastic response spectra are defined by the following expressions (7):

$$
\begin{aligned}
&0 \le T \le T_B && S_e(T) = a_g \cdot S\left[1 + \frac{T}{T_B}(\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \\
&T_B \le T \le T_C && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
&T_C \le T \le T_D && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5\left[\frac{T_C}{T}\right] \\
&T_C \le T \le 4s && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5\left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]
\end{aligned}
\qquad (7)
$$

where:

Se(T) – value of the elastic response spectrum

T – period of the fundamental mode of a linear single-degree-of-freedom system

a_g – design ground acceleration

T_B – lower limit of the period of the constant part of the spectrum

T_C – upper limit of the period of the constant part of the spectrum

T_D – the value representing the beginning of spectrum part with constant displacement response

S – soil factor
η – corrective damping factor with referent value η = 1 for viscous damping of 5%

The values of T_B, T_C, T_D and S that define the shape of the elastic response spectrum depend on the type of soil and should be defined in the national annexes. Still, in EN 1998, there is a tabular presentation of recommended values of these perameters for two types of spectra. Type 1 is recommended to be used if the analysis doesn't show that there are foci of earthquakes with magnitude of surface waves Ms > 5.5. In the opposite case, the use of spectrum Type 2 is recommended.
Accordingly, in the present case, spectrum Type 1 is used due to the high seismicity of the location of the bridge structure.
The values of the parameters (from table) necessary for the computation of the spectral accelerations for spectrum type 1 are:
S=1.2; T_B=0.15 sek; T_c=0.5 sec; T_D=2.0 sek.

To obtain the design spectrum from the elastic response spectrum, the acceleration values from the elastic spectrum are divided by the behaviour factor q. For bridges, the value of q depends on the ductility class of the bridge structure elements. If limited ductile behaviour is at stake, the value of q<1.5, while in the case of ductile behaviour, the value of q ranges between 1.5<q<3.5.

In the present case, the analyses have been performed by use of two design spectra, the one obtained for q=1.5 and the other obtained for the value of q=2.5. Fig. 2.3.1 shows comparison of elastic and design spectra according to EC8.

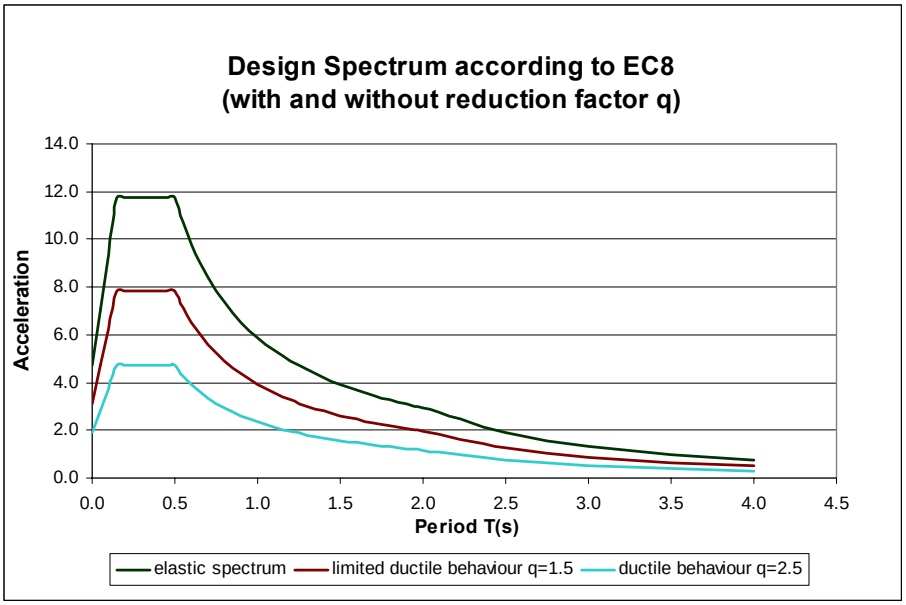


Fig. 2.3.1. Horizontal acceleration spectrum according to EC8 for three levels of behaviour factor q (period (s) – acceleration (m/s^2) relationship)

2.4. Spatial Distribution Of Seismic Effect

The spatial distribution of seismic effect is included in EC8 as specific loading case due to several reasons. Firstly, due to the specific nature of propagation of the seismic waves, some progressive loss of correlation can start between them. Also, significant modification of the frequency content can result due to different mechanical characteristics of the base propagating media.

The standard offers the possibility of using a simple approximative model involving consideration of pseudostatic effects by application of two defined displacement sets on the bridge supports. These displacements have been applied separately in both orthogonal directions because their effects cannot be combined. These two sets have been defined based on the calculated

maximum ground displacement $d_g = 0.025 a_g S T_C T_D$, defined in EC8-1, and the characteristic distance L_g, beyond which, the seismic effect is completely independent. The recommended values of L_g are given in respective table. In the concrete case, for soil type B, the value of Lg is Lg=500 m, which means that this analysis can be carried out for the considered bridge structure with a length of 267.36 m < 500 m. The method is applicable only for continous systems.

2.4.1. Displacement set A

Displacement set A (Fig. 2.4.1.1.) consists of relative displacements d_{ri} that are simultaneously applied with the same sign at the base of all the bridge supports (i=1 to n), and respective values are computed using specified relations (8):

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \le d_g \sqrt{2} \qquad \varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g} \tag{8}$$

L_i is the distance (projection in horizontal plane) from support i to the referent support i=0. One of the bridge abutments should be selected as a referent support.

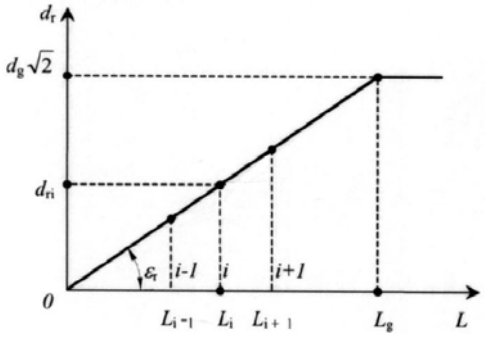


Fig. 2.4.1.1. Displacement set A

Table 2.4.1. shows the computed set of displacements applied on the bridge structure supports representing prescribed excitation set A.

Table 2.4.1. Incorporated displacements at the level of the pier supports (set A)

Pier	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Li (m)	0	33.42	66.84	100.26	133.68	167.1	200.52	233.94	267.36
dri (m)	0	0.00729	0.0146	0.0219	0.0291	0.0364	0.0437	0.0510	0.0583

2.4.2. Displacement set B

Displacement set B (Fig. 2.4.2.1.) involves the effect of soil displacements manifested by displacement of adjacent piers in opposite directions. It consists of the following distribution of absolute displacements d_i, d_{i+1}, with an opposite sign, applied on adjacent supports i and i+1, respectively, for i=0 to n-1, (9):

$$d_i = \pm \frac{\Delta d_i}{2} \qquad \Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i}$$

$$\beta_r = \begin{cases} 0.5 \\ 1.0 \end{cases} \tag{9}$$

$L_{av,i}$ is the mean value of spans $L_{i-1,i}$ and $L_{i,i+1}$ from the central (considered) support to its adjacent supports i-1 and i+1. β_r represents the factor that accounts for the magnitude of ground displacements that occur in opposite directions at the adjacent supports.

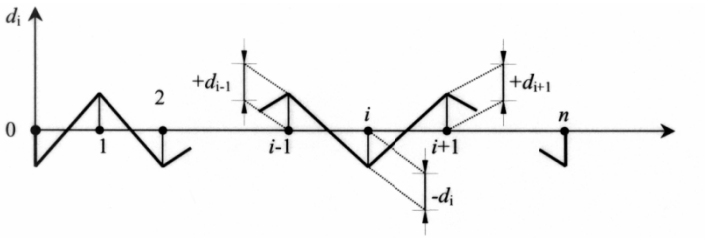


Fig. 2.4.2.1. Displacement set B

The recommended value of β_r is 0.5 when all three suports i-1, i and i+1 are on the same type of soil, while in another case, the value of 1.0 is taken.
To create a more unfavourable case (larger displacements), the value of β_r has been taken to amount to 1.0 in the computations.

Table 2.4.2. shows the computed displacements applied at the supports of the bridge structure according to excitation set B.

Table 2.4.2. Incoorporated displacements at the level of the pier supports (set B)

Pier	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Lav,i (m)	16.71	33.42	33.42	33.42	33.42	33.42	33.42	33.42	16.71
di (m)	-0.00182	0.00364	-0.00364	0.00364	-0.00364	0.00364	-0.00364	0.00364	-0.00182

3. CONDUCTED ANALYTICAL STUDIES AND REPRESENTATIVE RESULTS

3.1. Analysis of Bridge Dynamic Characteristics

Firstly, analysis of bridge dynamic characteristics is carried out in order to obtaine fundamental results used in conducted subsequent studies. The graphic presentation of the first six mode shapes, out of computed 15 (Table 3.1.1.), are given in Fig. 3.2.1 to Fig. 3.2.6.

Table 3.1.1. Fundamental periods of vibration of the considered bridge

Mode (n)	Period (s)	Mode (n)	Period (s)	Mode (n)	Period (s)
1	1.202	6	0.391	11	0.284
2	0.888	7	0.355	12	0.276
3	0.712	8	0.302	13	0.262
4	0.512	9	0.301	14	0.251
5	0.429	10	0.292	15	0.241

From the presented analysis results, it can be observed that the fundamental (the first) bridge free vibration mode has a period of T_1 = 1.202 sec, and it is dominantly expressed with (the same side) deformation in transverse direction – y.

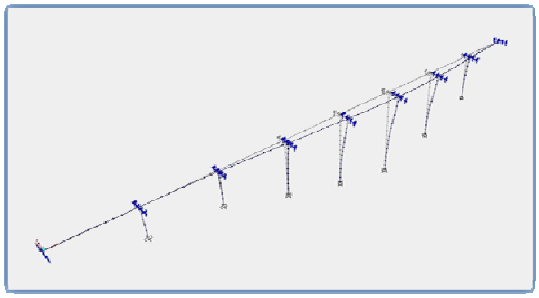


Fig. 3.1.1. Mode shape -1, T_1= 1.202 s

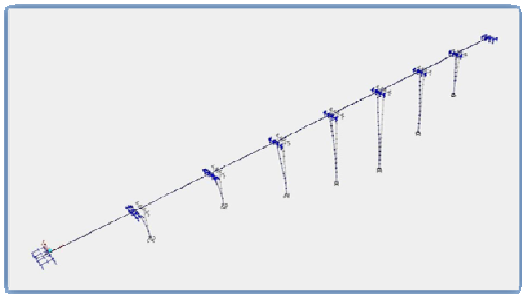


Fig. 3.1.2. Mode shape-2, T_2= 0.888 s

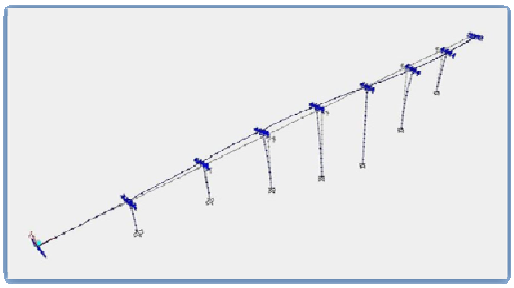


Fig. 3.1.3. Mode shape-3, T_3=0.712 s

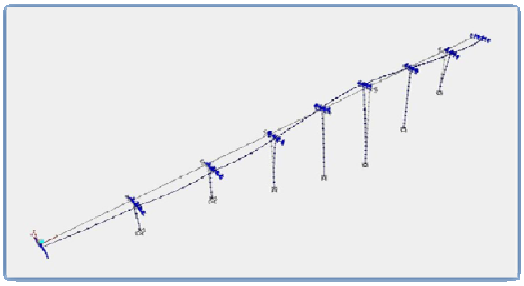


Fig. 3.1.4. Mode shape -4, T_4=0.512 s

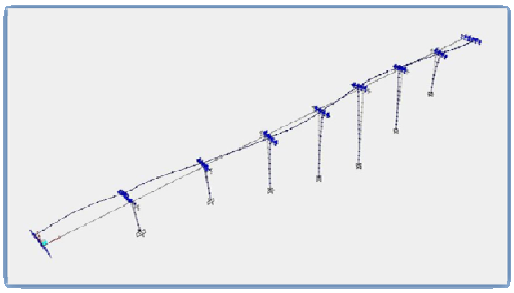


Fig. 3.1.5. Mode shape-5, T_5=0.429 s

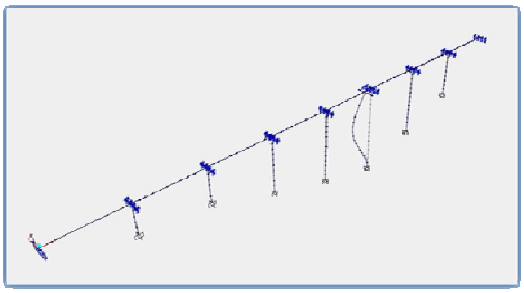


Fig. 3.1.6. Mode shape-6, T_6=0.391 s

3.2. Three Seismic Analysis Cases In Longitudinal X-Direction

In Table 3.2.1 given are comparative values of moments M_{2-2} computed for the effect of seismic forces in longitudinal X-Direction defined using three different options of code design spectrums (One, defined in Macedonian code and Two, in Eurocode). Moments are given for critical sections (fixation points of bridge piers). Table 3.2.2. shows the computed corresponding displacements of the top points of bridge piers, in X-direction, for the same comparative analysis cases.

Table 3.2.1. Ultimate Moments M_{2-2} for Three Different Bridge Analysis Cases Under Seismic Action in Longitudinal X-Direction (Bottom Fixed Sections of Bridge Piers)

Bridge Pier	**AC1: Analysis With Spectrum МК-X**	**Analysis With Spectrum EC8-X**	
		AC2: (q=1.5)	AC3: (q=2.5)
	$M_{2-2,1}$ (kNm)	$M_{2-2,2}$ (kNm)	$M_{2-2,3}$ (kNm)
S1	/	/	/
S2	8221.73	39991.93	23995.37
S3	6959.62	33852.84	20311.88
S4	3388.93	16485.82	9891.58
S5	2373.12	11616.36	6969.88
S6	2240.18	11247.98	6748.84
S7	2465.72	12127.46	7276.54
S8	4027.82	19592.23	11755.44
S9	/	/	/

Table 3.2.2. Ultimate Displacements d_x (m) for Three Different Bridge Analysis Cases Under Seismic Action in Longitudinal X-Direction (Top of Bridge Piers)

Bridge Pier	**AC1: Analysis With Spectrum МК-X**	**Analysis With Spectrum EC8-X**	
		AC2: (q=1.5)	AC3: (q=2.5)
	$d_{x,1}$	$d_{x,2}$	$d_{x,3}$
S1	0.012	0.0585	0.0351
S2	0.007	0.0355	0.0213

S3	0.009	0.0440	0.0264
S4	0.012	0.0589	0.0353
S5	0.013	0.0637	0.0382
S6	0.014	0.0663	0.0398
S7	0.013	0.0637	0.0382
S8	0.012	0.0575	0.0345
S9	0.013	0.0612	0.0367

3.3. Five Seismic Analysis Cases For Transversal Y-Direction

In Table 3.3.1 given are comparative values of moments $M_{3\text{-}3}$ computed for the effect of seismic forces in Transversal Y-Direction defined using three different options of code design spectrums (One, defined in Macedonian code and Two, in Eurocode), as well as for defined two displacement sets A&B for direction-Y. In the Table 3.3.2. presented are the computed corresponding displacements of the top points of bridge piers in Y-direction, for the same analysis cases.

Table 3.3.1. Distribution of Ultimate Moments $M_{3\text{-}3}$ for Five Different Bridge Analysis Cases For Seismic Action in Transversal Y-Direction (Bottom Fixed Sections of Bridge Piers)

Bridge Pier	**AC1: Analysis With Spectrum МК-Y**	**Analysis With Spectrum EC8-Y**		**Anal. With Displacement Set-A & B**	
	AC2: (q=1.5)	AC3: (q=1.5)	AC4: Set-A	AC5: Set-B	
	$M_{3\text{-}3,1}$ (kNm)	$M_{3\text{-}3,2}$ (kNm)	$M_{3\text{-}3,2}$ (kNm)	$M_{3\text{-}3,4}$	$M_{3\text{-}3,5}$
S1	/	/	/	/	/
S2	4176.09	25795.75	15477.43	-76.31	-2985.64
S3	6578.65	36873.55	22124.10	617.78	3864.76
S4	9258.74	42464.43	25478.65	1659.73	-3162.87
S5	10633.24	47208.58	28325.15	2102.48	1646.74
S6	9676.06	43329.08	25977.44	1529.20	-1255.79
S7	10979.60	48676.14	29205.68	-894.58	2185.37
S8	10182.65	47941.80	28765.07	-17032.04	-2276.62
S9	/	/	/	/	/

Table 3.3.2. Distribution of Ultimate Displacements d_y (m) for Five Different Bridge Analysis Cases For Seismic Action in Transversal Y-Direction (Top of Bridge Piers)

Bridge Pier	**AC1: Analysis With Spectrum МК-Y**	**Analysis With Spectrum EC8-Y**		**Anal. With Displacement Set-A & B**	
	AC2: (q=1.5)	AC2: (q=2.5)	AC4: Set-A	AC5: Set-B	
	$d_{y,1}$	$d_{y,2}$	$d_{y,3}$	$d_{y,4}$	$d_{y,5}$
S1	0.002	0.0125	0.0075	0.0001	0.0012
S2	0.001	0.0063	0.0038	0.0073	0.0029
S3	0.002	0.0129	0.0077	0.0148	0.0023
S4	0.009	0.0421	0.0252	0.0236	0.0005
S5	0.019	0.0834	0.0500	0.0329	0.0007
S6	0.024	0.1071	0.0643	0.0404	0.0003
S7	0.018	0.0819	0.0491	0.0422	0.0001
S8	0.008	0.0383	0.0230	0.0373	0.0018
S9	0.004	0.0239	0.0143	0.0082	0.0006

3.4. Summary Results of Base Shear Forces For Different Seismic Analyses Cases

Table 3.4.1. shows total seismic force for different analysis cases in direction-X and direction-Y.

Table 3.4.1. Total Base Shear Force For Three Different Seismic Analyses Cases

Total Base Shear Force	**Seismic Action in Longitudinal X-Direction**			**Seismic Action in Transversal Y-Direction**		
	Spectrum MK-X	Spectrum EC8-X		Spectrum MK-Y	Spectrum EC8-Y	
	Code	q=1.5	q=2.5	Code	q=1.5	q=2.5
	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)
BSF (kN)	19905.88	14735.23	8841.22	12521.68	10621.76	6373.63

In the case of linear static analysis, considerably lower values of internal quantities and displacements are obtained from the displacement sets A and B.

4. Principal observations and conclusion

Considering the obtained results from conducted extensive analytical study, the following main conclusions can be derived:

(1) Macedonian seismic design code and Eurocode 8 are based on quite different seismic resistant design procedures, and direct comparison of the final results is not recomended.

(2) In the case of Macedonian code, considerably large ductility factor is implemented, $\mu_p = 4.0$. On the contrary, in the case of Eurocode 8, relatively low behaviour factors are implemented, q_1=1.5 and q_2=2.5. This is basically the main reason to have significantly large difference in computed results (Table. 3.2.1 and Table 3.2.2, for x-direction and Table 3.3.1 and Table 3.3.2, for y-direction).

(3) Larger ductility factor in Macedonian code ($\mu_p = 4.0$) directly contribute to get reduced (smaller) value of seismic forces. Lower values of behaviour factors (q_1=1.5 and q_2=2.5) contribute to generate decreased seismic forces. The stated tendency is well recognized from the computed results.

(4) Correct selection of behaviour factor q is highly important step in the case of bridge seismic resistant design procedure, because the computed results are directly affected, and if chosen wrong, the whole design process may become incorrect.

(5) Consideration of spatial distribution of seismic effect by implementation of the defined displacement sets A and B represent an important mode to improve simulation of actual seismic input. With the applied displacement sets, seismic forces are increased and valuable improvement of seismic safety design can be achieved.

(6) The resulting base shear forces, are significantly different for different seismic analysis cases, Table 3.4.1. This fact is direct confirmation of the real need to make realistic estimation of various calculation parameters in order to achieve successful seismic resistant design of bridges, as well as to achieve their prescribed and appropriate safety level in the case of the future earthquakes.

5. References

Dumova-Jovanoska E, (2008) Aseismic Design of Engineering Structures, lecture notes, Civil Engineering Faculty, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia;

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges, European standard EN 1998-2, November 2005;

Macedonian Design Codes for Engineering Structures;

Kolias B, Eurocode 8 – Part 2. Seismic Design of Bridges (2008);

Wilson EL (2002) Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, Berkeley, California, Third Edition;

Chopra AK (1995) Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering, Berkeley, California;

Park R, Paulay T, (1975) Reinforced Concrete Structures, New York: Wiley.

BORU HASARLARININ DEĞERLENDİRİLMESİNDE KÜMELEME TEKNİKLERİNİN KULLANIMI

CLUSTERING TECHNIQUES APPLIED TO EVALUATION OF PIPELINE DAMAGES

Selçuk TOPRAK[1], Engin NACAROĞLU[2] ve Abdullah Cem KOÇ[3]

ÖZET

Alt yapı sistemlerinin önemli bir kısmını oluşturan gömülü boru hatları depremlerde ciddi hasarlar görebilmektedir. Boruların hasar görmesinde boru malzeme özellikleri, birleşim şekilleri, zemin koşulları ve sismik etkiler gibi faktörler rol oynamaktadır. Oluşan hasarların dağılımı incelendiğinde ise özellikle belli bölgelerde yoğunlaşmalar olduğu göze çarpmaktadır. Bu çalışmada kümeleme analizlerinin bu yoğunlaşmaların yorumlanmasında kullanımı gösterilmekte ve tartışılmaktadır. Kümeleme analizi, bir veri setine ait elemanların, benzer özelliklerine göre homojen gruplara ayrılmasını sağlayan çok değişkenli istatistik teknikler içinde yer alan bir analiz yöntemidir. Analiz sonucu elde edilen kümeler yüksek düzeyde küme içi homojenlik ve yüksek düzeyde kümeler arası heterojenlik gösterirler. Bu çalışmada özellikle bulanık c-ortalama kümeleme analizi ve çıkarımlı kümeleme algoritmaları üzerinde durulmuştur. Analizlerde 1994 Northridge depremi ve Los Angeles şehri içme suyu boru hasar verileri kullanılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Kümeleme, Boru Hasarları, Deprem

ABSTRACT

Buried pipelines which are important part of infrastructure systems, may experience severe damages during earthquakes. Some of the factors that affect pipeline damage are: pipe types, joints types, soil conditions and seismic effects. The areas of intense pipeline damage stand out when the distribution of damages in earthquake stricken regions are investigated. In this study, interpretation of these intense pipeline damage areas are illustrated and discussed by using cluster analysis. Cluster analysis is one of the analyses methods which belongs to a multivariate statistical techniques and it can be used to separate the elements in a homogeneous groups according to similar characteristics. Clusters are obtained as a result of analysis, show a high level of intra-cluster homogeneity and a high level of between clusters heterogeneity. In this study especially two main clustering algorithms, namely fuzzy c-means and subtractive clustering have been utilized. The water distribution pipeline damage caused by the 1994 Northridge earthquake in the city of Los Angeles was used in analysis.
Keywords: Clustering, Pipeline damages, Earthquake

GİRİŞ

Kümeleme analizi, bir veri setine ait elemanların, benzer özelliklerine göre homojen gruplara ayrılmasını sağlayan çok değişkenli istatistik teknikler içinde yer alan bir analiz yöntemidir. Analiz

[1] Doçent Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, stoprak@pau.edu.tr
[2] Araştırma Görevlisi, Pamukkale Üniversitesi, Denizli, enacaroglu@pau.edu.tr
[3] Yardımcı Doçent Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, a_c_koc@pau.edu.tr

sonucu elde edilen kümeler yüksek düzeyde küme içi homojenlik ve yüksek düzeyde kümeler arası heterojenlik gösterirler (Sharma 1996). Son yıllarda gittikçe popüler hale gelen kümeleme analizi; örüntü tanıma, yapay zekâ, bilgi teknolojisi, görüntü işleme, biyoloji ve tıp gibi birçok bilimsel alanda kullanılmasına rağmen altyapı sistemlerinde kullanılmasına rastlanılmamıştır. İlk olarak kümeleme analizinin bu alanda kullanılmasını Toprak ve diğ. (2009) gerçekleştirmiştir.

Kümeleme analizi birçok alt kola ayrılmakla beraber bu çalışmada bazı kümeleme algoritmaları açıklandıktan sonra bulanık kümeleme analizi ve çıkarımlı kümeleme analizi yöntemleri üzerinde durulmuştur. Özellikle bu kümeleme yöntemlerinin gömülü boru hatlarındaki deprem hasarlarının değerlendirilmesinde ve hasarların yoğun olduğu alanların belirlenmesinde kullanılması hususu incelenmiştir.

KÜMELEME ANALİZİ ALGORİTMALARI

Bulanık C-Ortalamalar Algoritması

Bulanık c-ortalamalar (BCO) algoritması bulanık kümeleme metotlarından en iyi bilinen ve en yaygın olarak kullanılan algoritmadır. Dunn (1973) tarafından ortaya atılmış ve Bezdek (1981) tarafından geliştirilmiştir. Belirli sayıda farklı kümelerin çok boyutlu uzayda yerleştirilmesi ve veri noktalarının nasıl gruplandığının gösterilmesini sağlayan bir metottur. Bu metot klasik kümeleme metotlarının aksine bir veri noktasının, kümelerin her birine [0,1] arasında değişen ve üyelik derecesi olarak adlandırılan bir değerle ait olmasına dayanır. Herhangi bir veri hangi küme merkezine en yakınsa o kümeye ait üyelik derecesi en büyük olur. Söz konusu verinin üyelik dereceleri toplamı ise bire eşittir. BCO algoritması öklid uzaklığını kullanır. Öklid uzaklığının denklemi aşağıda verilmiştir.

$$d(x_i, x_j) = \left(\sum_{k=1}^{d} \left(x_{i,k} - x_{j,k} \right)^2 \right)^{1/2} = \left\| x_i - x_j \right\| \tag{1}$$

İki veya üç boyutlu uzayda nesnelerin yakınlığını değerlendirmek için kullanılan öklid uzaklığı, kümeler sıkı veya izole bir şekilde ise iyi sonuçlar vermektedir (Mao ve Jain, 1996).

Temel olarak k-ortalamalar metoduna benzemekle beraber başlıca farklılığı, klasik kümeleme yöntemlerinde olduğu gibi verilerin her birinin yalnızca bir kümeye aitlik zorunluluğunun olmamasıdır. BCO yöntemi de birçok bulanık kümeleme yönteminde olduğu gibi amaç fonksiyonunun minimize edilmesine dayanmaktadır. Amaç fonksiyonun denklemi aşağıda denklemde verilmiştir.

$$J_m = \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{C} {u_{ij}}^m \left\| x_i - c_j \right\|^2 \tag{2}$$

Burada m, 1 den büyük bir reel sayı olmak üzere bulanıklık indeksi; u_{ij}, j. kümedeki x_i nin üyelik derecesi; x_i , d boyutlu ölçülen verinin i. verisi; c_j, d boyutlu kümenin merkezi ve ||*|| herhangi bir veri ile küme merkezi arasındaki benzerliğin bir ölçümüdür ve norm adı verilir. BCO' da öklid uzaklık normu kullanılır. Bulanık bölümleme yukarıda gösterilen amaç fonksiyonunun tekrarlı optimizasyonunu, u_{ij} ve c_j küme merkezlerinin üyeliklerinin güncellenmesi ile gerçekleştirilir.

U üyelik matrisi rastgele atanarak algoritma başlatılır. İkinci adımda ise merkez vektörleri hesaplanır. Merkezler aşağıdaki denkleme göre hesaplanır.

$$c_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} {u_{ij}}^m x_i}{\sum_{i=1}^{n} {u_{ij}}^m} \tag{3}$$

Hesaplanan küme merkezlerine göre U matrisi denklem (4) kullanılarak yeniden hesaplanır. Eski U matrisi ile yeni U matrisi karşılaştırılır.

$$u_{ij} = \frac{1}{\sum_{k=1}^{c} \left(\frac{\left\| x_i - c_j \right\|}{\left\| x_i - c_j \right\|} \right)^{\frac{2}{m-1}}} \tag{4}$$

Aşağıdaki şart sağlandığında döngü duracaktır.

$$\max_{ij} \left\{ \left| u_{ij}^{(k+1)} - u_{ij}^{(k)} \right| \right\} < \varepsilon \tag{5}$$

Burada ε, değeri 0 ve 1 arasında olan sonlandırma ölçütü ve k ise tekrarlanma sayısıdır. Bu işlem sayesinde J_m yerel bir minimuma veya dönüm noktasına yakınsar.

Çıkarımlı Kümeleme Algoritması

Çıkarımlı kümeleme yöntemi, Yager ve Filev (1992) tarafından önerilen dağ kümeleme yönteminin gelişmiş bir modeli olarak Chiu (1994) tarafından literatüre girmiştir. Aşağıda dağ algoritmasından kısaca bahsedilip, çıkarımlı kümeleme algoritmasıyla farkı anlatılmıştır.

Dağ kümeleme algoritması, küme merkezlerinin sayısını ve başlangıç konumlarını kolay ve etkili bir şekilde belirleyen bir algoritmadır. Bu algoritma veri alanından grid sistemi oluşturarak her bir grid noktasının asıl veri noktalarına olan uzaklığını ölçer. Yakınında fazla sayıda veri noktası olan grid noktasının küme merkezi olma potansiyel değeri daha fazladır. En yüksek potansiyel değere sahip grid noktası ilk küme merkezi olarak seçilir. Seçilen ilk grid noktasının yakınındaki noktaların potansiyel değeri hızlıca düşürülüp, ikinci küme merkezi seçimi için aynı işlem tekrarlanır. İlk başta belirlenen eşik değerine kadar algoritma devam ettirilir. Dağ kümeleme yöntemi kolay ve etkili bir yöntem olmakla beraber veri seti büyüdükçe işlem hacmi çok arttığı için büyük bir dezavantajı vardır. Bu yüzden çalışmada potansiyel küme merkezleri için grid noktalarını kullanmak yerine asıl veri noktalarını kullanan çıkarımlı kümeleme metodu tercih edilmiştir. Çıkarımlı kümeleme metodunda her bir veri noktası potansiyel küme merkezi olarak farz edilir ve her veri noktasını çevreleyen veri noktalarının, yoğunluğuna dayalı olarak küme merkezi olma ihtimalinin derecesi hesaplanır. Daha fazla komşu verisine sahip olan verinin, küme merkezi olma şansı, daha az komşu veriye sahip olan veriye göre fazladır. Algoritması ise;

i) En yüksek potansiyele sahip veri noktasını ilk küme merkezi olarak seç,

ii) İlk küme merkezinin yakınında olan tüm veri noktalarını (komşuluk yarıçapı olarak tanımlanır), sıradaki küme merkezini tanımlamak ve yerini bulmak için kaldır,

iii) Bu aşamaları tüm veriler, küme merkezi komşuluk yarıçapı dâhilinde olana kadar devam ettir, şeklindedir.

Her bir veri noktasının potansiyel değeri etrafındaki veri noktalarının yoğunluğuna dayanarak Chiu (1994) tarafından aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_i = \sum_{j=1}^{n} e^{-4 * \left\| x_i - x_j \right\|^2 / R_a^2} \tag{6}$$

Formülde x_i, x_j, veri noktaları ve R_a ise komşuluğu belirten pozitif bir katsayıdır. Bu sınırın dışında kalan verilerin potansiyele az etkisi vardır. Tüm verilerin potansiyellerinin hesaplanmasından sonra en yüksek potansiyele sahip veri noktası ilk küme merkezi olarak seçilir. Eğer x_1^* ilk küme merkezinin

yeri ve P1* bunun potansiyel değeri ise geriye kalan veri noktalarının x_i, potansiyeli, R_b nin pozitif olduğu yerde (R_b>R_a) aşağıdaki gibi düzenlenir.

$$P_i \Rightarrow P_i - P_1^* e^{-4*\|x_i - x_1\|^2 / R_b^2} \tag{7}$$

Genellikle, k-inci küme merkezi elde edildikten sonra, her veri noktasının potansiyeli aşağıdaki gibi düzenlenir.

$$P_i \Rightarrow P_i - P_k^* e^{-4*\|x_i - x_k^*\|^2 / R_b^2} \tag{8}$$

Böylece ilk küme merkezinin yakınındaki veri noktalarının potansiyeli büyük ölçüde azalacak ve bundan dolayı sıradaki küme merkezi seçilme ihtimali çok düşük olacaktır. R_b katsayısı komşuluğu tanımlayan yarıçap olup, potansiyeldeki ölçülebilir azalmalara sahip olacaktır. Birbirine yakın küme merkezlerini elde etmekten kaçınmak için R_b, R_a' dan daha büyük seçilerek işleme başlanır. R_a ve R_b parametreleri birbirleriyle çok yakın ilişkili ve R_b her zaman R_a' dan büyük olduğundan, R_b parametresi, R_a ve R_b arasındaki oran olan çarpım faktörü (SF) diye adlandırılan başka bir parametreyle değiştirilebilir. Çarpım faktörünün denklemi şu şekildedir.

$$SF = \frac{R_b}{R_a} \tag{9}$$

Yukarda tanımlanan süreç daha fazla küme merkezi bulunmayana kadar devam eder. Veri noktasının küme merkezi olarak seçilip seçilmediğine gelince burada kabul oranı (AR) ve çıkarma oranı (RR) olarak adlandırılan iki parametre işleme dâhil olur. Bu iki parametreyle beraber etki aralığı ve çarpım faktörü küme merkezlerinin seçimi için belirlenir.

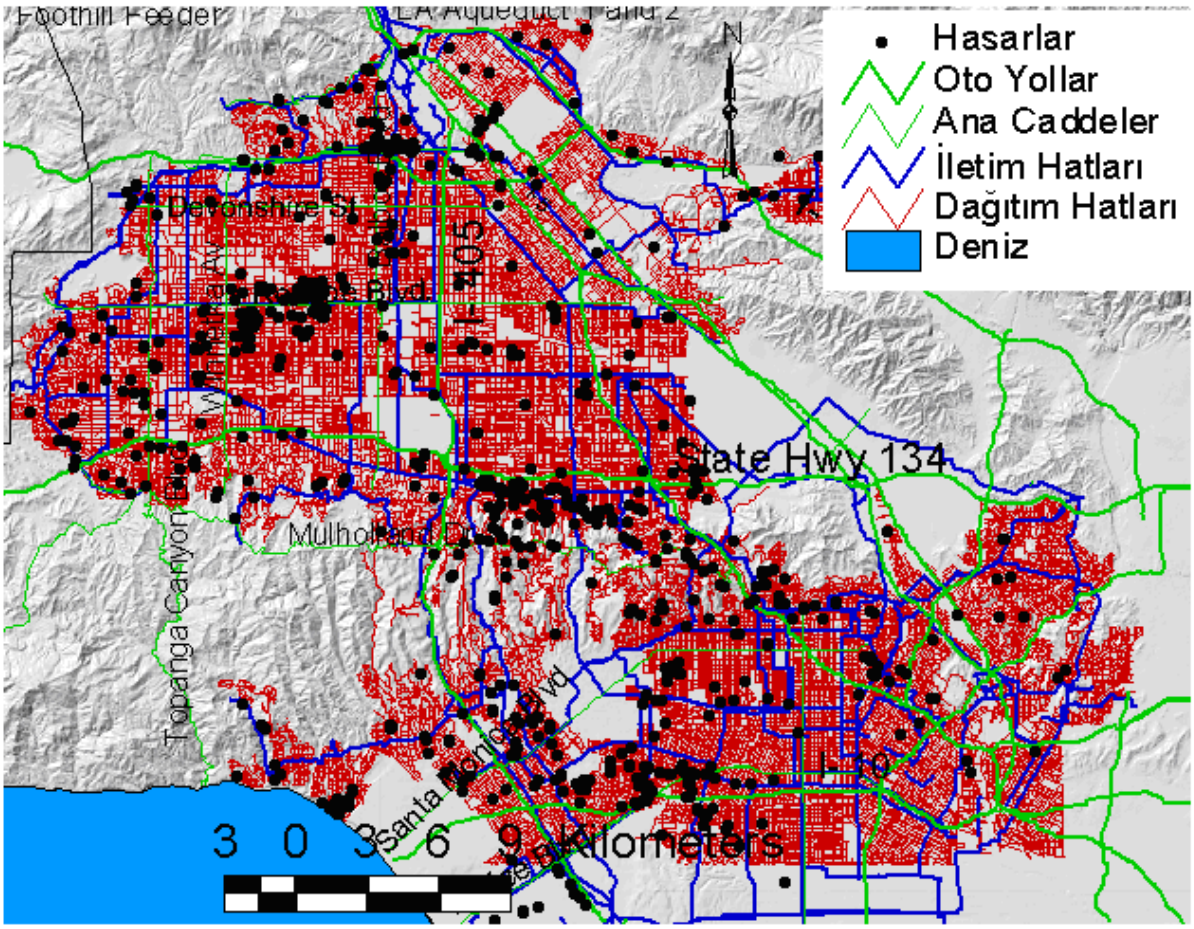
KONUMA GÖRE KÜMELEME

Yerleşim bölgelerine yakın olarak gerçekleşen geçmiş depremlerde hasar gören boru hatlarındaki gözlemler, hasarların belli noktalarda daha fazla yoğunlaştıklarını göstermiştir (yüksek hasar bölgeleri). Hasarların yoğunlaştığı bölgelerin belirlenmesi özel bir öneme sahiptir, çünkü bu bölgeler zemin açısından problemli alanlara (örneğin, sıvılaşma veya zemin oturması) ve/veya ilgili alan içinde boru hatlarının bazı zayıflıklara (örneğin boru malzemesi, boru çapı, ve boru ekleri) sahip olduğuna işaret etmektedir. Burada analizlerde ve yöntemin uygulanmasında elimizde verisi bulunan 1994 Northridge, A.B.D. depremi ve Los Angeles şehri su boru hatları hasar verisi kullanılmıştır (Şekil 1). Bu çalışmalar boru hatlarının gelecek depremlerde gösterecekleri performansı incelemek için geliştirebilecek yaklaşımlar açısından önem teşkil etmektedir.

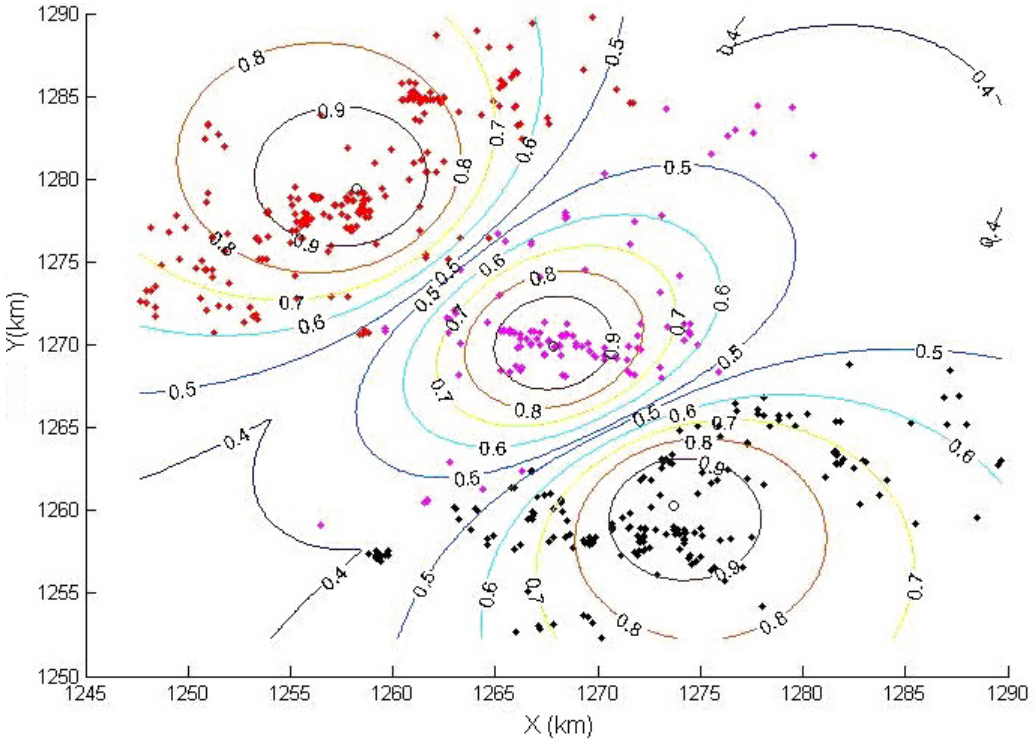
Boru hasarlarının yoğunlaştığı bölgelerin belirlenmesi değişik şekillerde gerçekleşebilir (Toprak ve diğ., 2009). Bir kişi boru hasarlarını gösteren bir haritaya baktığında (örneğin, haritanın üzerinde hasarlar noktasal veri olarak gösterilsin) algılanan benzerliklere göre onları sınıflandırıp manalı gruplara bölmeye çalışır. Bu şekliyle kümeleme benzer objelerin gruplanması veya bir araya getirilmesi olarak düşünülebilir. Kümeleme analizleri temelde veri topluluğu içinde yapıların keşfi ve gruplaması ile uğraşmaktadır. Kümeleme açıklandığı üzere gözle yapılabilir ama kümeleme yöntemlerinin kullanılması pek çok avantaj getirmektedir. Örnek olarak grupların oluşturulması için bir hedef fonksiyonu tanımlayarak standart gruplamanın yapılabilmesi ve büyük veri tabanlarını hızlı bir şekilde değerlendirebilmek verilebilir. Kümeleme algoritmalarının veriyi organize edebilmesindeki hız, güvenilirlik ve tutarlılığı bu yöntemlerin kullanılması için ağırlıklı sebepleri oluşturmaktadır (Jain ve Dubes, 1988).

Bulanık C-Ortalamalar Kümeleme Analizi ile Boru Hasarlarının Değerlendirilmesi

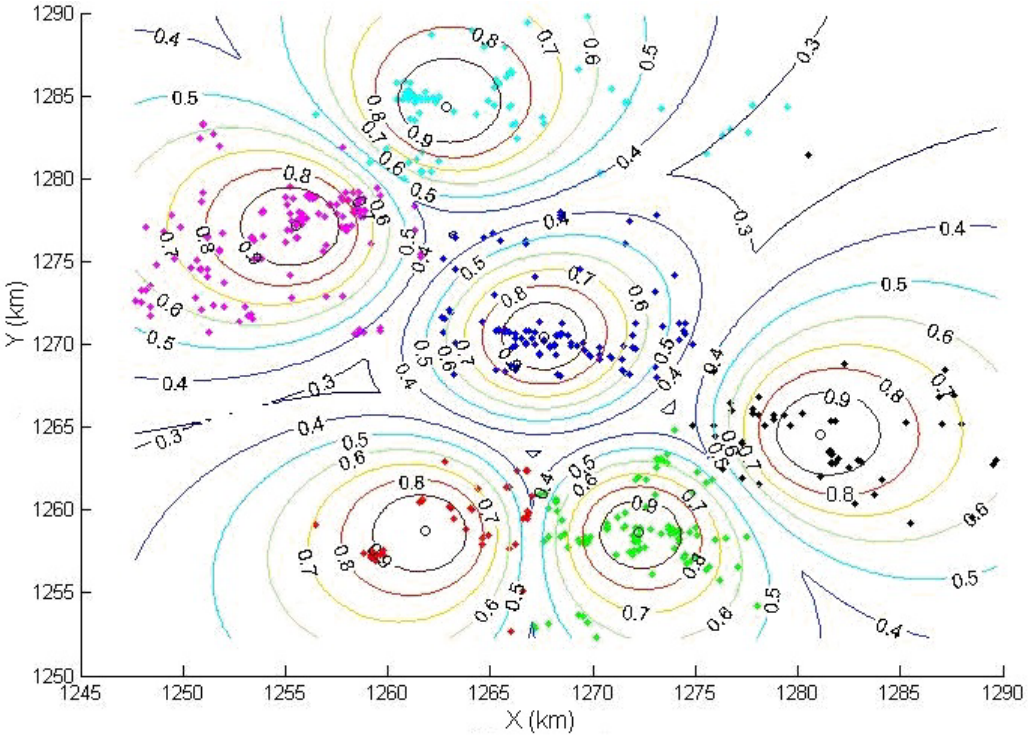
Bulanık c-ortalamalar kümeleme analizi daha öncede bahsedildiği gibi bulanık kümeleme algoritmalarından en yaygın şekilde kullanılan analiz yöntemidir. Bu analiz yöntemiyle boru hasarları üzerinde değerlendirme için burada öncelikle konuma göre kümeleme yaklaşımı seçilmiştir. Boru hasarlarında konum denilen parametre her bir hasarın x ve y koordinatlarından oluşan iki boyutlu veri seti olarak alınmıştır. Örnek olması açısından Şekil 1'de gösterilen hasarlardan font borulara ait olan hasarların kümelenmesi çalışılmış ve sunulmuştur. Los Angeles içme suyu şebekesinde font boru hasarlarının sayısı 734 adet olarak tespit edilmiştir. Los Angeles Şehri su şebekesinde 1994 Northridge depremi etkisiyle meydana gelen hasarlar hakkında kapsamlı bilgi O'Rourke ve Toprak (1997) ve Toprak (1998) çalışmalarından elde edilebilir. Şekiller 2, 3 ve 4 boru hasarlarının sırasıyla 3, 6 ve 10 kümeye bölünmesini göstermektedir. Şekillerde her bir kümeye ait olan elemanlar aynı renkle gösterilmiştir. Şekillerdeki eğriler üyelik derecelerini belirten çizgilerdir ve küme merkezleri de ayrıca gösterilmiştir. Üyelik dereceleri 0.1 aralıklarla verilmiştir. Küme sayısı arttıkça birbirinden ayrık olarak konumlanan farklı hasar yoğunlaşmalarının tespit edilebildiği gözükmektedir. Hasarların yoğunlaştığı bölgeler, boruların sismik performansını etkileyen olumsuz özelliklerin belirginleştiği alanlara işaret etmektedir.



Şekil 1. Los Angeles İçme Suyu Boruları ve Hasarları (Toprak ve diğ., 1999)



Şekil 2. Boru Hasarlarının Bulanık C-Ortalamalar ile 3 Kümeye Bölünmesi

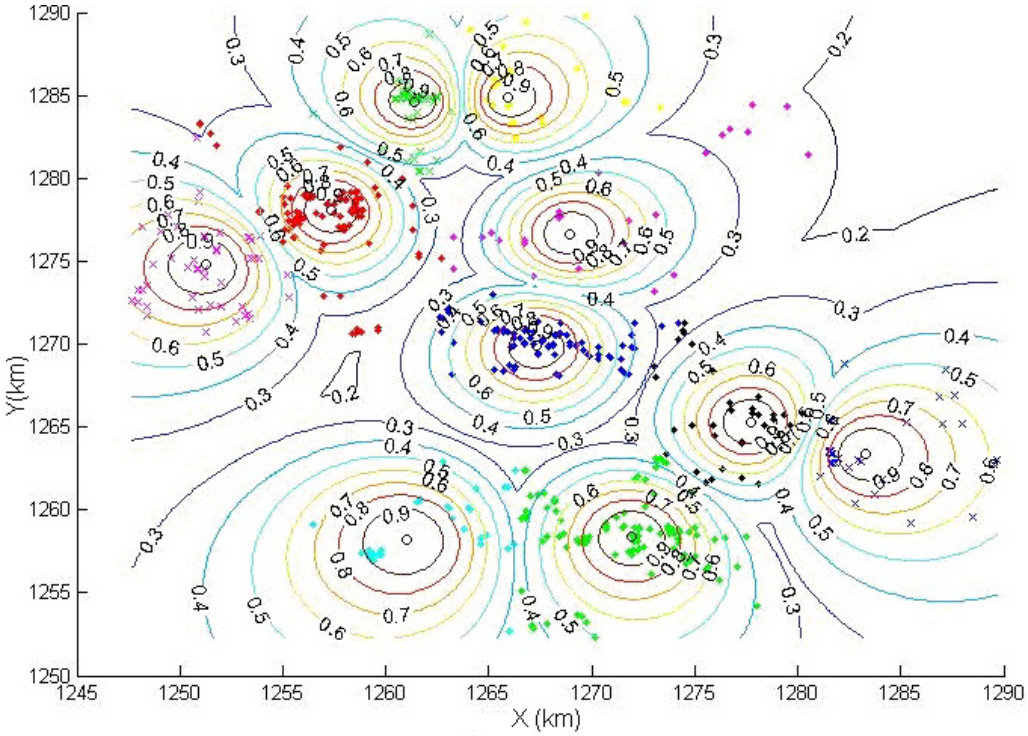


Şekil 3. Boru Hasarlarının Bulanık C-Ortalamalar ile 6 Kümeye Bölünmesi

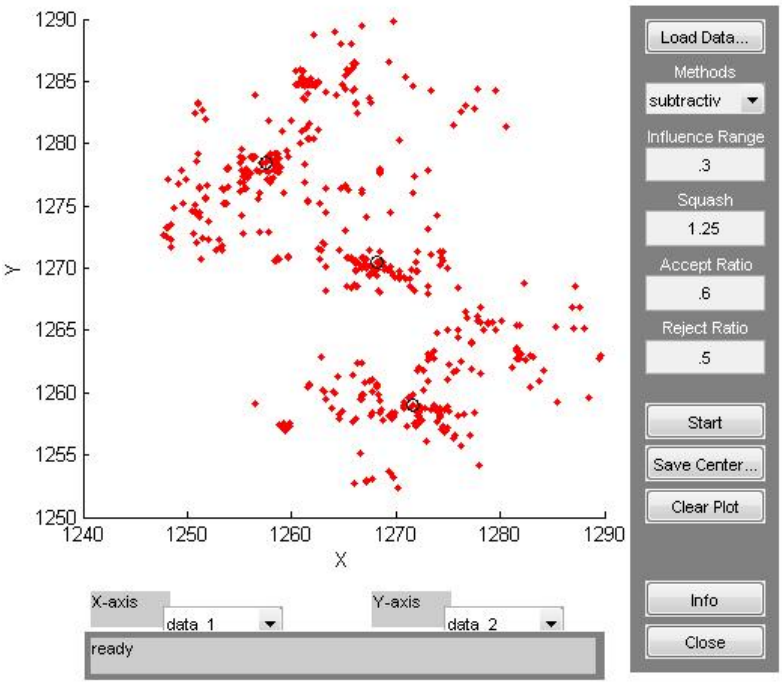
Çıkarımlı Kümeleme Analizi İle Boru Hasarlarının Değerlendirilmesi

Çıkarımlı kümeleme analizi, bazı parametreler yardımıyla veri setinin küme merkezlerini bulmaya yarayan hızlı ve etkili bir kümeleme metodudur. Bu çalışmada MATLAB programının hazır grafik

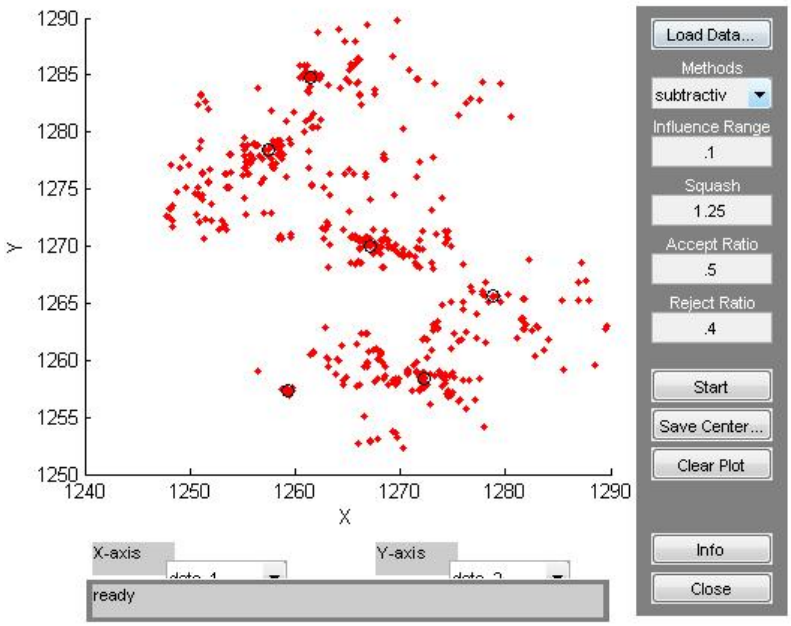
arayüzü kullanılarak, dört farklı parametre girildikten sonra çıkarımlı kümeleme analizleri yapılmıştır. Bu parametreler etki aralığı (influence range, IR), çarpım faktörü (squash factor, SF), kabul oranı (accept ratio, AR) ve çıkarma oranı (reject ratio, RR) olarak tanımlanmıştır. Boru hasarlarının çıkarımlı kümeleme analiziyle değerlendirilmesi Toprak ve diğ. (2009, 2010) ve Nacaroğlu (2010) tarafından sunulmuştur. Şekiller 5, 6 ve 7 boru hasarlarının 3,6 ve 10 kümeye bölünmesi durumu için küme merkezlerini göstermektedir.



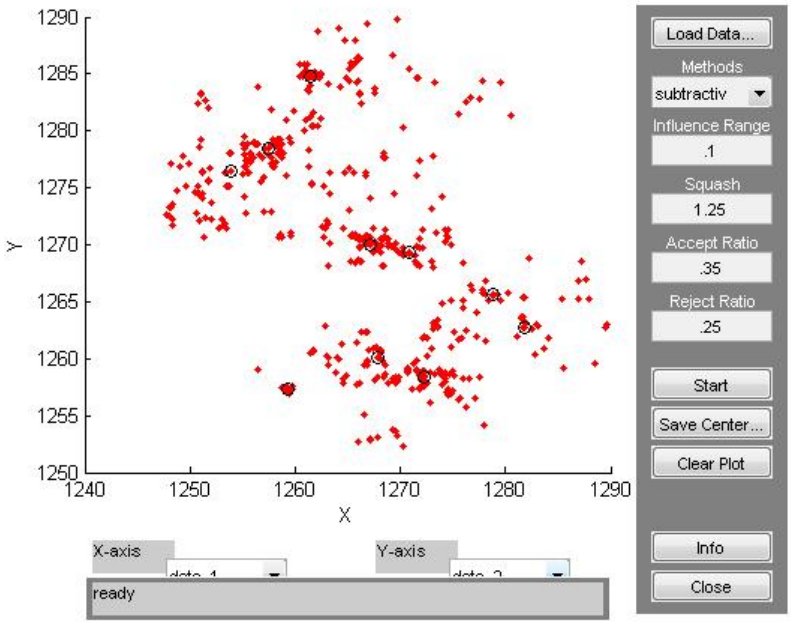
Şekil 4. Boru Hasarlarının Bulanık C-Ortalamalar ile 10 Kümeye Bölünmesi



Şekil 5. Boru Hasarlarının Çıkarımlı Kümeleme Analizi ile 3 Kümeye Bölünmesi

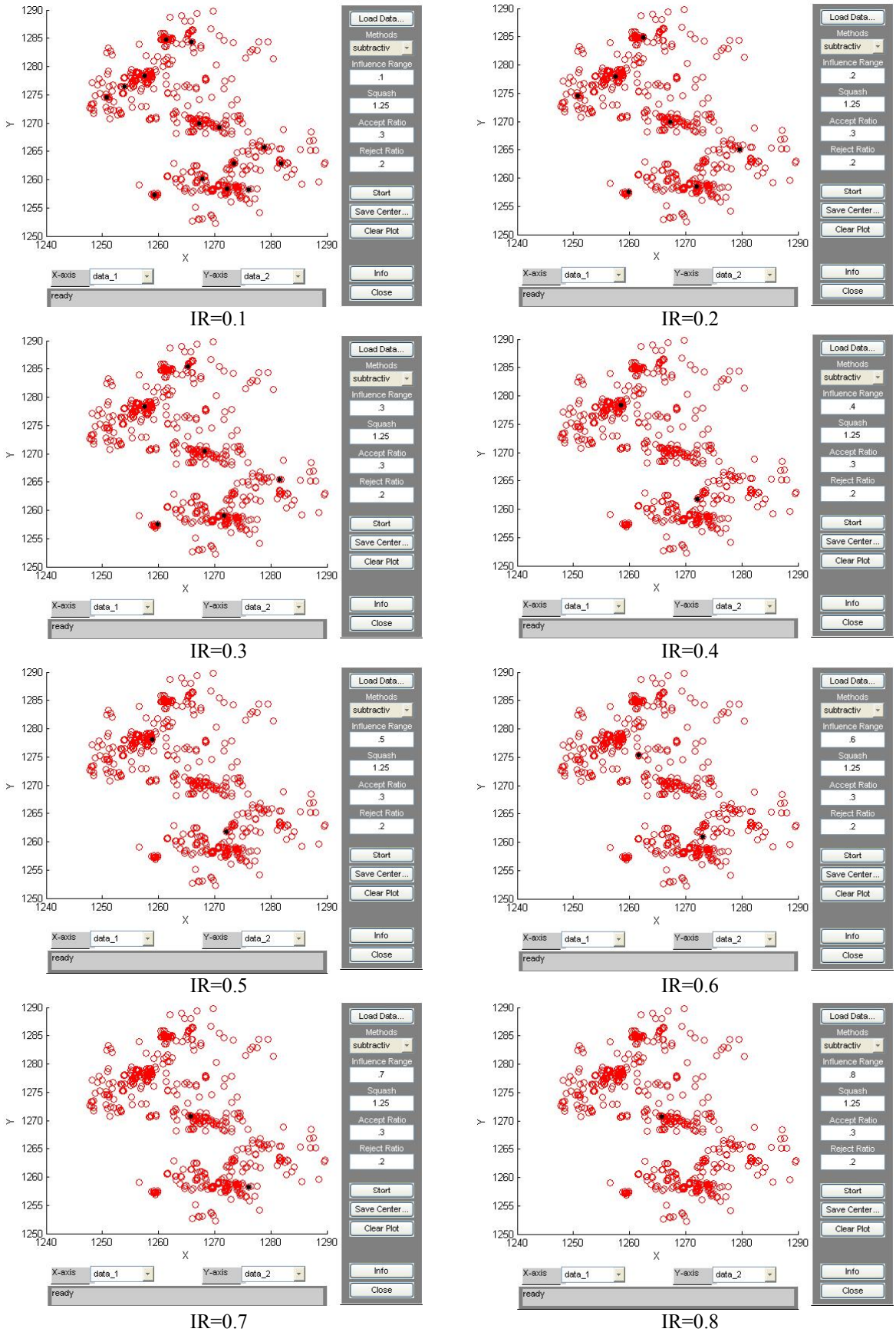


Şekil 6. Boru Hasarlarının Çıkarımlı Kümeleme Analizi ile 6 Kümeye Bölünmesi



Şekil 7. Boru Hasarlarının Çıkarımlı Kümeleme Analizi ile 10 Kümeye Bölünmesi

Çıkarımlı kümelemeye, etki aralığı (IR), çarpım faktörü (SF), kabul oranı (AR) ve çıkarma oranı (RR) olmak üzere dört farklı parametre etki etmektedir. Bu parametrelerden SF birden büyük, AR ise RR'den büyük olmalıdır. Toprak ve diğ. (2010), çıkarımlı kümeleme parametrelerinin kümeleme analizine etkisini ayrıntılı olarak anlatmış ve parametrelere bağlı olarak küme sayısının çıkartılmasında pratik bir grafik yöntem geliştirmiştir. Şekil 8'de SF=1.25 ve AR=0.3 için küme merkezlerinin IR'ye bağlı olarak değişimi gösterilmiştir.



IR=0.1 IR=0.2

IR=0.3 IR=0.4

IR=0.5 IR=0.6

IR=0.7 IR=0.8

Şekil 8. SF=1.25 ve AR=0.3 için IR'ye bağlı olarak küme merkezleri (Toprak ve diğ., 2010)

SONUÇ

Yerleşim bölgelerine yakın olarak gerçekleşen geçmiş depremlerde hasar gören boru hatlarındaki gözlemler, hasarların belli noktalarda daha fazla yoğunlaştıklarını göstermiştir. Hasarların yoğunlaştığı bölgelerin belirlenmesi özel bir öneme sahiptir, çünkü bu bölgeler zemin açısından problemli alanlara (örneğin, sıvılaşma veya zemin oturması) ve/veya ilgili alan içinde boru hatlarının bazı zayıflıklara (örneğin boru malzemesi, boru çapı ve boru ekleri) sahip olduğuna işaret etmektedir. Bu çalışmada son yıllarda gittikçe popüler hale gelen kümeleme analizi tekniklerinden bulanık c-ortalamalar ve çıkarımlı kümeleme tekniklerinin altyapı sistemleri üzerinde uygulaması yapılmıştır. Çalışmada 1994 Northridge, A.B.D. depremi ve Los Angeles şehri su boru hatları hasar verisi kullanılmıştır. Her iki kümeleme tekniği de konuma göre iki boyutlu veri seti üstünde uygulanmıştır. Ayrıca çıkarımlı kümeleme parametrelerinin kümeleme analizine etkisi tartışılmıştır.

Teşekkür

Bu çalışma TÜBİTAK 106M252 nolu proje ve PAUBAP 2010FBE017 nolu proje ile desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Bezdek, JC (1981) Pattern Recognition With Fuzzy Objective Function, Plenum Press, New York

Chiu SL (1994) "Fuzzy Model Identification Based on Cluster Estimation". *Journal of Intelligent and Fuzzy Systems*, 2, John Wiley & Sons, 267-278

Dunn JC (1973) "A Fuzzy Relative of The ISODATA Process and Its Use in Detecting Compact Well-Separated Clusters", *Journal of Cybernetics* 3, 32-57

Jain AK and Dubes RC (1988) Algorithms for Clustering Data, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Mao J and Jain AK (1996) "A Self-Organizing Network for Hyperellipsoidal Clustering" (HEC), *IEEE Transactions on Neural Networks*, Vol. 7, No. 1, pp. 16-29

Nacaroglu E (2010) Deprem etkisiyle oluşan boru hasarlarının coğrafi bilgi sistemi (cbs) ve kümeleme analizi ile değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi, Türkiye

O'Rourke TD and Toprak S (1997) "GIS Assessment of Water Supply Damage from The Northridge Earthquake", Frost, JD, Editor, *Geotechnical Special Publication*, ASCE New York, NY, 117-31

Sharma S (1996) Applied Multivariate Techniques, John Wiley & Sons, Inc. Newyork

Toprak S (1998) Earthquake effects on buried lifeline systems, PhD Thesis, Cornell University, Ithaca, NY

Toprak S, Nacaroglu E, Cetin OA, Koc AC (2009) "Pipeline Damage Assessment Using Cluster Analysis", *TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment Proceedings of the 2009 ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference* ASCE Conf. Proc. 357, 78

Toprak S, Nacaroglu E, Koc AC and Cetin OA (2010) "Use of Subtractive Clustering Analysis in Pipeline Damage Assesment", *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, August 30- September 03

Toprak S, O'Rourke TD and Tutuncu I (1999) "GIS Characterization of Spatially Distributed Lifeline Damage Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability", Proceedings, *Fifth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Seattle, WA, ASCE, 110-119

Yager RR and Filev DP (1992) Approximate clustering via the mountain method, 2nd Ed., Technical Report, MII-1305, IONA College, Machine Intelligence Institute, New Rochelle, NY10801

SU DAĞITIM BORULARININ DOĞAL AFETLERE KARŞI KORUYUCU BAKIMI: PM4WAT PROJESİ UYGULAMASI

PREVENTIVE MAINTENANCE OF WATER UTILITY NETWORKS AGAINST NATURAL HAZARDS: PM4WAT PROJECT APPLICATION

Selçuk TOPRAK[1], A. Cem KOÇ[2], Mahmud GÜNGÖR[3], Mustafa KAYA[4], Anna STATHAKI[5], Dimitris SOFOTASIOS[6], George TSAKIRIS[7], Harris VANGELIS[8], Elmo DE ANGELIS[9], George IACOVOU[10], Bambos CHARALAMBOUS[11]

ÖZET

İçme suyu dağıtım sistemlerinin depremlerde gözlenen genel performansı bu sistemlerin deprem öncesi daha aktif olarak değerlendirilmesi gerektiğini göstermiştir. Bununla birlikte değerlendirme sonucu gerçekleştirilmesi gereken önlem ve iyileştirmelerin mali boyutu da düşünüldüğünde, değerlendirmenin yalnızca deprem performansı açısından değil sistemin genel manada performansını etkileyen pek çok faktörle birlikte göz önüne alınmasının gerekliliği ortaya çıkmaktadır. Bu faktörlere örnek olarak malzeme yorgunluğu, paslanma ve yaşlanma verilebilir. Burada sunulan çalışmanın amacı, su dağıtım sistemlerinin işletmesinden sorumlu mühendis ve teknik elemanların mevcut sistemlerinin durum sağlığını ve güvenilirliğini değerlendirmesi için kullanabilecekleri araç ve bilgileri sağlayan bir eğitim-bilgi sistemi oluşturmaktadır. Dört ülkeden yedi farklı kuruluştan araştırmacıların katıldığı bu Leonardo da Vinci –Yenilik Geliştirme projesinde farklı çevresel koşullar altında çalışan bir şebekenin nasıl yaşlandığını ve doğal afetlere verdiği tepkileri hesaplayan, Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS), güvenilirlik analizi ve veritabanı sorgulamasını birleşik olarak içeren bir eğitim simülatörü sunulacaktır. Eğitim simülatörü analiz sonuçlarıyla birlikte kullanıcıya şebekeyi en iyi nasıl ıslah edeceği konusunda önerilerde bulunulabilecektir.

Anahtar Kelimeler: Su dağıtım sistemi, Güvenilirlik, Deprem hasarı, Leonardo da Vinci, PM4WAT, Eğitim simülatörü

ABSTRACT

General performance of the urban water distribution systems during earthquakes illustrated that systems should be evaluated more actively before the earthquake. Besides, when the financial side (the cost of precautions and repairs) is considered, evaluation should contain not only the earthquake performance but also other factors affecting the general performance. Fatigue of the material, corrosion and aging are some examples of these factors. The aim of this study is to develop an education-knowledge system which can provide the necessary tools and knowledge to the responsible engineers and technical staff of a water distribution system about evaluation of the condition health and reliability of an existing system. Seven

[1] Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, stoprak@pau.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, a_c_koc@pau.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Denizli Belediyesi, Denizli, mgungor@denizli.bel.tr
[4] Denizli Belediyesi, Denizli, mkaya@denizli.bel.tr
[5] Research Academic Computer Technology Institute (RACTI), stathaki@cti.gr
[6] Research Academic Computer Technology Institute (RACTI), sofos@cti.gr
[7] Center for Assessment of Natural Hazards & Proactive Planning, NTUA, gtsakir@mail.ntua.gr
[8] Center for Assessment of Natural Hazards & Proactive Planning, NTUA, hvagelis@survey.ntua.gr
[9] Training 2000, training2000@training2000.it
[10] HS Data Ltd., GIacovou@group-data.com
[11] Water Board of Lemesos, bambos@wbl.com.cy

organizations from four countries are participating in this Leonardo da Vinci-Development of Innovation type project. A training simulator with the following properties will be presented: i) can calculate the aging and the reactions of the system to natural disasters ii) work like a Geographical Information System (GIS), iii) contain a reliability analysis module and a data base. The training simulator can offer to the user how to rehabilitate the system.
Keywords: Water distribution system, Reliability, Earthquake damage, Leonardo da Vinci, PM4WAT, Training simulator

GİRİŞ

Bir su dağıtım sisteminin performansı hayatı boyunca karşılaştığı çeşitli etkiler ile azalır. Çoğu kentsel su dağıtım sistemleri, malzeme yorgunluğu, paslanma ve yaşlanma gibi faktörlere ve oturma, zemin erozyonu, sıvılaşma, deprem gibi etkilere bağlı hasarlar içerir. Bunun sonucunda, şebekenin yapısal dayanım, güvenilirlik, sağlamlık ve esneklik özellikleri şebekenin farklı yerlerinde değişkenlik gösterir. Önleyici (koruyucu) bakım bu tür zararlı etkilere uygun şekilde önceden hazırlıklı olmanın tek yoludur.

Yerleşim yerlerindeki su dağıtım sistemlerinin işletiminden sorumlu olan belediyeler veya özel kurumların koruyucu bakım konusunda bilgi sahibi olmaları gereklidir. Özellikle su dağıtım sisteminin işletilmesinden sorumlu olan teknik personelin bu konuda eğitimi gereklidir. Lisans seviyesinde öğretilmeyen bu konuların meslek içi eğitim şeklinde teknik personele verilmesi uygun olmaktadır. Bu amaçla Avrupa Birliği Hayat Boyu Öğrenme eğitim programlarından olan, meslek içi eğitim projelerini destekleme programı (Leonardo Da Vinci) kapsamında bir proje olan PM4WAT 2009 yılında başlamıştır.

Bu çalışmada, öncelikle PM4WAT projesi tanıtılacak, projenin amaçları, hedef kitlesi ve ürünleri belirtilecektir. Daha sonra su dağıtım sistemleri ile ilgili çalışmalarda vazgeçilmez bir araç olan Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ve Bilgisayar Destekli Tasarım (CAD) sistemlerinden bahsedilecektir. Bir su dağıtım sisteminin performansını gösteren faktörlerden birisi olan su kayıpları daha sonraki bölümde anlatılacaktır. İzleyen bölümlerde ise boruların zaman içerisindeki yaşlanmaları ve doğal afetlerin özellikle de depremlerin su dağıtım sistemlerine olan etkileri incelendikten sonra son olarak PM4WAT projesinin bir ürünü olan Eğitim Simülatörü tanıtılacaktır.

PM4WAT PROJESİ

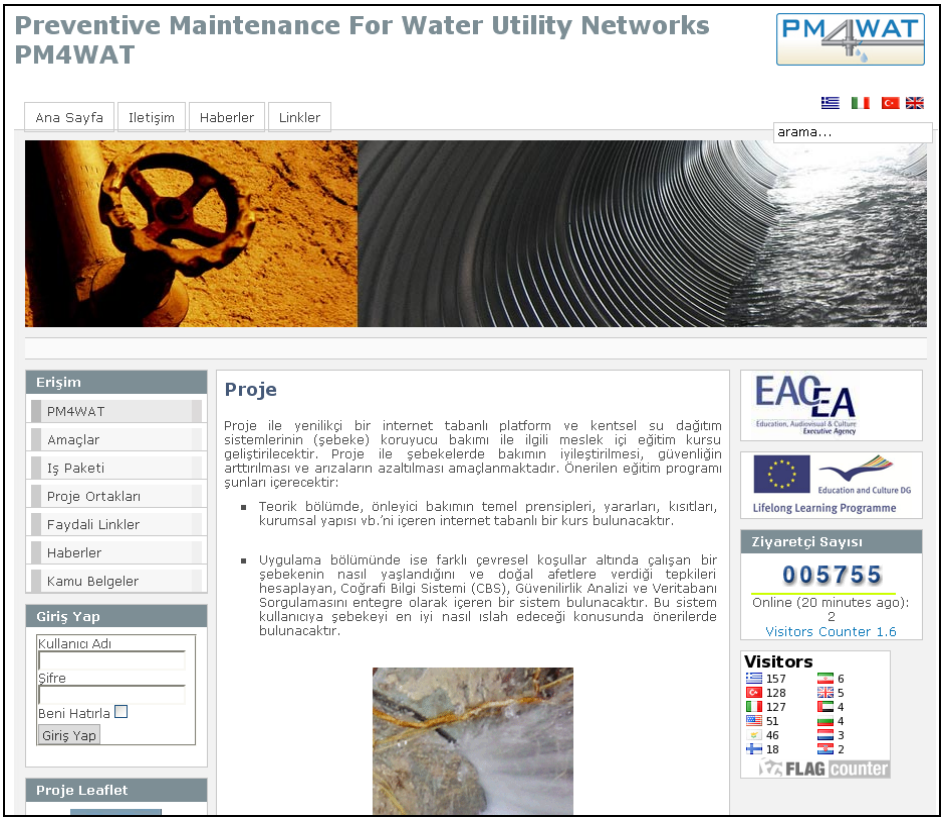
Projenin orijinal başlığı "Preventive Maintenance For Water Utility Networks" olup PM4WAT olarak kısaltılmıştır. Proje başlığı Türkçe'ye "Su Dağıtım Sistemlerinin Koruyucu Bakımı" olarak çevrilebilir. Projeye dört farklı ülkeden yedi kuruluş katılmaktadır. Projenin internet sayfası http://www.teg.cti.gr/pm4wat'dır (Şekil 1).

PM4WAT projesinin ürünleri özellikle deprem bölgelerindeki su dağıtım sistemlerinin bakımından sorumlu personeli ilgilendirmektedir. Ulusal deneyimler ve uygulamalar birleşik bir müfredat ve öğrenim içeriği kütüphanesi oluşturmak için kaynaştırılmaktadır. Projenin ürünleri şunları kapsamaktadır:

- Kullanıcıya tüm şebekenin güvenilirliği konusunda tavsiyeler verecek ve çeşitli senaryoları inceleyecek olan bir simülasyon (benzetim) platformu olan "Eğitim Simülatörü"
- Farklı ortak ülkelerin ihtiyaçlarına cevap verebilecek, kentsel su dağıtım sistemlerinin koruyucu bakımı ile ilgili eğitim programlarını içeren, internet tabanlı ve aynı zamanda bağımsız çalışabilecek "Eğitim Kursu". Bu kurs, ortak ülkelerdeki su dağıtım sistemi uzmanları tarafından hazırlanacak olup, en son önleyici bakım yöntemlerini içerecektir. Kurs internet üzerinden ve CD'lerden çalışabilecek şekilde 4 dilde (İngilizce, Yunanca, İtalyanca ve Türkçe) hazırlanacaktır.

Proje ile şebekelerde bakımın iyileştirilmesi, güvenliğin arttırılması ve arızaların azaltılması amaçlanmaktadır. Önerilen eğitim programı şunları içermektedir:

- Teorik bölümde, önleyici bakımın temel prensipleri, yararları, kısıtları, kurumsal yapısı vb.'ni içeren internet tabanlı bir kurs bulunmaktadır.
- Uygulama bölümünde ise farklı çevresel koşullar altında çalışan bir şebekenin nasıl yaşlandığını ve doğal afetlere verdiği tepkileri hesaplayan, Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS), Güvenilirlik Analizi ve Veritabanı Sorgulamasını entegre olarak içeren bir sistem (Eğitim Simülatörü) bulunmaktadır. Bu sistem kullanıcıya şebekeyi en iyi nasıl ıslah edeceği konusunda önerilerde bulunmaktadır.



Şekil 1. PM4WAT projesinin internet sayfasının görüntüsü

COĞRAFİ BİLGİ VE TASARIM SİSTEMLERİ

Su dağıtım sisteminin haritalanması, sistemin varlıklarının bilinmesi, modellenmesi ve simülasyonlar açısından önemlidir. Geleneksel olarak veriler kağıt haritalar üzerinde bulunur. Ancak, bu durum sadece iş gücü gereksinimini arttırmakla kalmaz ayrıca hatalara açık ve verimsiz bir yöntemdir. Orta büyüklükte bir şehrin su dağıtım sistemi bile onlarca harita paftasından oluşur. Dahası, bu sayıya kavşak noktalarındaki detay çizimleri dahil değildir. Kağıt haritalar yardımıyla bir su dağıtım sisteminin işletilmesi çok zordur.

Su dağıtım sistemlerinin konuma bağlı içeriği ve doğası gereği, coğrafi verilerin işletmesi önemlidir. Bu işlem coğrafi veri işletme sistemlerinin, verileri toplama, depolama ve işleme yeteneklerinin şemsiyesi altında gerçekleştirilebilir. Bazı durumlarda, bu sistemler beraber çalışmaktadır, bazı durumlarda ise bağımsız sistemlerdir (EPA, 2005).

Bilgisayar destekli tasarım (CAD) sistemleri uzun süredir su dağıtım sistemlerinin tasarımı ve haritalanması konularında yardımcı olmaktadır. Çoğu işletme ve proje mühendisi AUTOCAD, Intergraph veya MicroStation gibi ticari paketleri kullanmaktadır. Çoğu su işletmesi CAD paketlerine entegre edilmiş su dağıtım sistemi modellerini kullanmaktadır (EPA, 2005).

Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) bilgisayar temelli konuma bağlı veya coğrafi koordinatları referans alan verilerle çalışmak üzere tasarlanmış bir bilgi sistemidir (Star and Estes, 1990). "Ancak gördüğünü alırsın" prensibiyle çalışan kağıt haritaların tersine bir CBS farklı bilgileri içeren çok sayıda tabakayı sunar (ESRI, 2002). Ayrıca, verilerin kullanımı, analizi ve gösterimi

CBS'lerini diğer bilgi sistemlerinden üstün bir konuma getirmektedir. Başarılı bir CBS donanım, yazılım, veri, insan ve yöntemin uyumlu kompozisyonundan oluşur. Ayrıca CBS'lerinin disiplinler arası doğasından da bahsetmek gereklidir.

SU DAĞITIM SİSTEMLERİNDEKİ KAYIPLAR

"Su kayıpları" veya "geri dönüşü olmayan su" terimleri su teminindeki, iletimindeki ve dağıtımındaki verimsizlikleri, toplam su üretiminin yüzdesi olarak temsil eder. Su kayıpları bir sistemin tamamı veya bir kısmı için, sisteme giren hacim ile bilinen tüketim arasındaki fark olarak hesaplanır. Su kayıpları açısından Türkiye ortalaması %45 dolaylarındadır. Bir su dağıtım sistemindeki kayıpların düzeyi o sistemin genel performansı hakkında oldukça önemli bir göstergedir. Ayrıca sistemin ileride oluşması muhtemel doğal afetlere de nasıl tepki vereceğinin bir göstergesidir. Su kayıplarını azaltmak için yapılan çalışmalar kısa vadede bu kayıplar sonucu oluşan su sıkıntısını ve ekonomik kayıpları azaltsa da uzun vadede sistemin genel performansını yükseltecek ve doğal afetlere dayanıklı hale getirecektir.

Su kayıpları gerçek ve dolaylı (ticari) kayıplardan oluşur. Gerçek kayıplar fiziksel kayıplardır. Basınçlı bir sistemin abone bağlantılarındaki sayaçlara kadar olan sızıntılar, patlaklar ve taşmalar bu gruba girer. Dolaylı kayıplar veya ticari kayıplar tüm ölçüm hatalarını (giriş, çıkış ve abone sayaçları) ve yasadışı kullanımı (hırsızlık) içerir.

Su kayıpları tüm dağıtım sistemlerinde olur, ancak kayıp hacmi idarenin sistemi işletmesinin yeterliliğini yansıtan bir ölçüdür. Su kayıplarının sebebini, nasıl gerçekleştiğini ve nerede olduğunu anlamak isteyen yöneticiler, sistemin fiziksel karakteristiklerini ve mevcut uygulamaları bilmelidir. Çoğu durumda su kaybı sorunu zayıf altyapıdan, kötü işletme uygulamalarından, sistem karakteristiklerinden, uygulama yöntemlerinden, teknolojilerden, eğitimlerden, sosyal ve kültürel etkilerden kaynaklanır. Yüksek seviyedeki gerçek veya fiziksel kayıplar, tüketicinin ihtiyacını karşılayacak olan su miktarını azaltır, işletme maliyetlerini arttırır ve yeni su kaynakları için daha fazla yatırım ihtiyacı doğar. Yüksek seviyedeki dolaylı veya ticari kayıplar ise sistemin idareye getirisini azaltır.

Su kayıplarını hesaplamak için geçmişte çeşitli tanımlar ve formatlar vardı. 1990'ların sonunda Uluslararası Su Birliği (IWA) çalışabilir bir su bütçesi yapısına ve gene terminolojiye ihtiyaç duyulduğunu fark etti ve bunun sonucunda oluşturulan "Su Kaybı Görev Gücü" bir standart su dengesi geliştirdi. Bu standart su bütçesi küçük değişikliklerle tüm dünyada kabul edilmiştir (Tablo 1).

Tablo 1. IWA standart su bütçesi (Toprak vd., 2007)

<table>
<tr><td rowspan="10">Sisteme Giren Hacim</td><td rowspan="2">Yasal Tüketim</td><td>Faturalandırılmış Yasal Tüketim</td><td>Faturalandırılmış Ölçülmüş Kullanım</td><td>Gelir Getiren Su</td></tr>
<tr><td>Faturalandırılmış Ölçülmemiş Kullanım</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Faturalandırılmamış Yasal Tüketim</td><td>Faturalandırılmamış Ölçülmüş Kullanım</td><td rowspan="8">Gelir Getirmeyen Su</td></tr>
<tr><td>Faturalandırılmamış Ölçülmemiş Kullanım</td></tr>
<tr><td rowspan="8">Su Kayıpları</td><td rowspan="3">İdari Kayıplar</td><td>Yasadışı Kullanım</td></tr>
<tr><td>Sayaç Hatası</td></tr>
<tr><td>Okuma Hatası</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Fiziksel Kayıplar</td><td>İletim ve Dağıtım Hatlarındaki Kaçaklar</td></tr>
<tr><td>Depolardaki Kaçak ve Savaklanan</td></tr>
<tr><td>Sayaç ile Dağıtım Borusu Arasında Bağlantı Hatlarındaki Kaçaklar</td></tr>
</table>

Gelir getirmeyen su, iletim ve dağıtım sistemlerindeki verimsizlikler ile sistemdeki sayaçlardaki hatalı ölçümleri temsil eder. Gelir getirmeyen su miktarı, sistemin servis sağlamasında ve kayıpların sürdürülebilir bir seviyeye düşürülmesinde uygulanacak basit adımların geliştirilmesinde büyük önem arz eder. Su dağıtım kuruluşları için kayıplar giderek artan öneme sahip olmaktadır. Bu durum özellikle çoğu ülkesinde gelişmiş veya gelişmekte olan su kaybı stratejileri olan Avrupa

için doğrudur. Bu programlar, ilgili su idaresi için uygun olan su kaybı azaltma stratejilerinin bir karması şeklindedir.

Fiziksel kaçaklardan kaybedilen su hacmi altyapının durumu ile işletmenin kaçak saptama ve tamir politikasına bağlıdır. Su kaybı miktarını etkileyen faktörler:

- Sistemdeki basınç
- Patlakların sıklığı ve debileri
- Kaçak yeri belirlenene ve tamir edilene kadar geçen süre
- Tespit edilemeyen küçük kaçakların seviyesi (arka plandaki kayıplar)

Dolaylı kayıpların seviyesi şunlara bağlıdır:

- İdarenin abone sayacı değişim politikası
- İdarenin kaçak kullanımlara karşı yasal zorlama politikası

Bir sistemdeki su kayıplarını anlamak için gerçek ve dolaylı kayıplar arasındaki fark önemlidir. Bir şebekedeki gerçek veya fiziksel kayıplar, kayıp kaynağını temsil eder. Yani sızıntılardaki azalma işletmenin müşterilere ilave su sağlayacağı anlamına gelir, özellikle su önceden sıkıntısı varsa. Eğer işletme yeni su kaynakları için yatırım planları yapıyorsa sistemdeki kaçakları azaltarak bunları erteleyebilir veya iptal edebilir. Dolaylı veya ticari kayıplar ise suyun sistemden alınıp kullanılması fakat ödeme yapılmamasıdır, bu idarenin potansiyel gelir kaybıdır. Ticari kayıpların azaltılması daha fazla gelir getirir ancak su miktarını arttırmaz. Ticari kayıplar fatura tarifesi üzerinden değerlendirilir ancak fiziksel kayıplar suyun üretim ve dağıtım masrafları üzerinden değerlendirilir.

BORULARIN YAŞLANMASI

Su dağıtım sistemlerinin gömülü boruları zaman içerisinde ısı, zemin nemi, korozyon ve diğer etkiler nedeniyle yaşlanır. Bir su dağıtım sistemindeki boruların yaşlanmasının üç ana etkisi olur. Birincisi, boru malzemesinin eskimesi boru dayanımını düşürür. Dolayısıyla yüksek basınç bölgelerinde boru kırılmaları artar. İkincisi, borunun yaşlanmasıyla boru kayıp katsayısı artar dolayısıyla borudaki enerji kaybı artar. Dolayısıyla pompaj maliyetleri artar ve bazen yerçekimiyle çalışan sistemler pompaja ihtiyaç gösterir. Son olarak, boruların yaşlanması su kalitesini etkiler ve suyun rengini değiştirebilir.

Boruların yaşlanması kaçınılmazdır ancak bu süreç alınacak bazı önlemlerle yavaşlatılabilir. Çelik ve düktil demir borular için katodik koruma, iç ve dış kaplama bazı yaşlanma geciktirici tekniklerdir.

Su dağıtım sisteminin tasarım aşamasında bölgedeki sıcaklık değişimleri, sistemin basınç değerleri, zeminin ve yeraltı suyunun kimyasal bileşenlerinin araştırılması uzun ömürlü boru malzemesinin seçiminde ve uygun gömme derinliğinin seçiminde yardımcı olur.

Türk standartları TS 5141 EN 12954'e göre, gömülü çelik borularda korozyona karşı katodik koruma uygulanmalıdır. Katodik koruma sisteminin magnezyum anotları Türk Standartları TS 9234'e uygun olmalıdır. İlave olarak, gömülü çelik borular ve ekleri sıcak polietilen (PE) ile ya da bant sarma ile kaplanabilir.

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) katodik korumanın çelik boruların ömrünü iki katına çıkardığını rapor etmiştir. İstanbul su dağıtım sistemindeki çelik boru ve eklerinin toplam alanı 2.7 milyon m^2 ve katodik korumanın maliyeti toplam sistemin bedelinin % 2-3'ü civarındadır (ISKI, 2007).

DEPREMLERİN SU DAĞITIM SİSTEMLERİNE ETKİSİ

Depremin gömülü boru hatları üzerine olan zararı, geçici yer deformasyonlarıyla (GYD) ya da kalıcı yer deformasyonlarıyla (KYD) olmaktadır. GYD, deprem dalgalarının geçişi sırasında oluşan zeminin dinamik tepkisi iken, KYD deprem sonrasında zeminde oluşan ve geri dönmeyen yer

değiştirmelerdir. Deprem dalgalarının yüzeyde ilerlemesi esnasında borular üzerindeki etkisi eksenel ve eğilme deformasyonları oluşturması şeklinde gerçekleşir. Bu etkiler borunun korozyon vb. faktörlerle zayıfladığı noktalarda kırılma ve çatlaklara sebep olurken, deformasyon yüksekse ek yerlerinden ayrılma, burkulma, buruşma ve borunun yırtılması şeklinde de hasarlara sebep olabilir (Toprak ve Yoshizaki, 2003; Toprak ve Koç, 2007).

Geçmiş depremlerin su dağıtım şebekesi üzerinde etkilerinin CBS ile değerlendirilmesi üzerine çalışmalar mevcuttur. En kapsamlı çalışmalardan birisi olarak 1994 Northridge depremi ve Los Angeles su şebekesi sisteminin sismik performansı örnek verilebilir (O'Rourke ve Toprak, 1997; Toprak, 1998). Gelecekte olabilecek depremlerin bir şehrin su şebekesinde oluşturabileceği hasarların tahmin edilmesi üzerinde de pek çok çalışmalar mevcuttur. Örneğin, Denizli şehri su dağıtım sisteminin muhtemel depremlerde ne kadar hasar görebileceğine dair önceki çalışmalar sırasında şebeke, Coğrafi Bilgi Sistemine (CBS) girilmiş ve boruların gerekli olan öznitelikleri veri tabanında saklanmıştır. Bu çalışmalardan Toprak ve Taşkın, 2007'de iki farklı fayda meydana gelmesi muhtemel 4 farklı şiddete ait toplam 8 farklı senaryo depremi için geçici yer değiştirmeler sonucu oluşabilecek hasar sayısı 8 farklı yönteme göre hesaplanmıştır. Bu çalışmaya Toprak vd., 2009'da aynı bölgede aynı senaryo depremleri sonucu oluşması muhtemel kalıcı yer deformasyonlarının kapladığı alanlar da eklenmiştir.

Denizli şehri su dağıtım sistemi borularının deprem dayanımlarını inceleyen diğer bir çalışma olan Toprak vd., 2010'da ise Japon Depreme Dayanıklı Tasarım Kodu (JSCE, 2000) ile Düktil Demir Boruların Depreme ve Çökmelere Dayanıklı Tasarımı Uluslararası Standardı (ISO, 2006)'na göre sistemin güvenilirliği araştırılmıştır.

EĞİTİM SİMÜLATÖRÜ

Toprak vd. (2010) gibi çalışmalar boruların sismik performansı üzerine yoğunlaşmışken burada sunulan çalışma depremle birlikte diğer parametrelerinde göz önüne alınması yaklaşımını öne çıkarmaktadır. PM4WAT projesinin uygulama elemanı olan eğitim simülatörü, 2000-2002 yılları arasında yapılan bir Avrupa Birliği projesine dayanmaktadır. Orijinal başlığı "Age-Variant Seismic Structural Reliability of Existing Underground Water Pipelines" olan projenin kısa ismi SEISLINES'dır.

Eğitim Simülatörü Sisteminin Teknik Tanımı

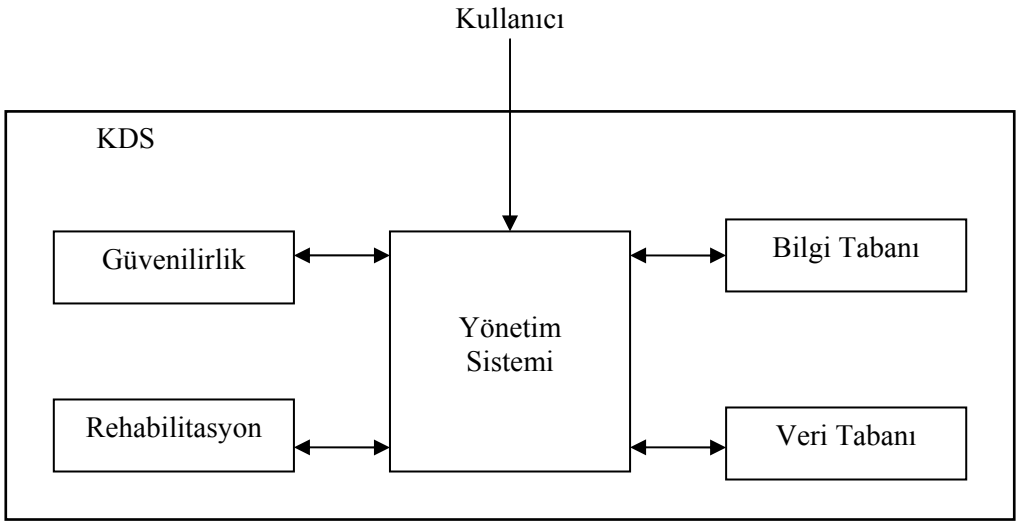
Sistemin mimarisi tüm modülerin tek bir çalışma sisteminde görülmesine imkan verecek şekilde geliştirilmiştir. Eğitim simülatörünün çekirdeği aşağıdaki modülleri içeren bir Karar Destek Sistemi (KDS)'dir (Stathaki, 2010).

- Sismik Yapı Güvenilirliği Modülü: Güvenilirlik modülünün fonksiyonu, su dağıtım sisteminin gömülü borularından belli bir tanesinin performansını tahmin etmektir. Şebeke önceden tanımlanmış şekillerle sınırlıdır ve performans ya belirli bir süreden önce arıza olma olasılığını ya da zamana karşı çizilen arıza olasılığı eğrisi ile tanımlanır. Analitik çözüm, rastgele yükler ve yapısal yaşlanma (korozyon) etkisi altında olan doğrusal olmayan bir sistemin güvenilirlik analizini kullanır ve hesaplamalar Monte Carlo tekniklerini uygular (Becker vd., 2002).
- Yaşam döngüsünün Rehabilitasyonunun Maliyeti Modülü: Bu modülün fonksiyonu, rehabilitasyon ve değiştirmenin farklı yaşam döngüsü maliyetlerinin şimdiki net değerlerini tahmin etmektir. Bunu yaparken sadece başlangıçtaki yatırım maliyetlerin dikkate almaz aynı zamanda borunun zaman içindeki bakım masraflarını ve hurda değerini de hesaba katar.
- Yönetim Sistemi: Sistemdeki tüm modüllerin yönetilmesi için kullanıcı ve sistem arasında arabuluculuk yapar. Son kullanıcı sisteme ağın yapısal durumunu ekranda gösteren bir grafik arayüz aracılığıyla erişir.

- Veri Yöneticisi ve Veri Tabanı: Eğitim simülatörü sisteminde kullanılan tüm veriler bir veri tabanında saklanır. Sadece veri girişinde kullanılanılar değil tüm ara işlem sonuçları da saklanmaktadır. Veri türleri aşağıda gruplanmıştır:

    a. Başlangıç verileri: Bu kategori coğrafi verileri (düğüm noktaları ve boruların coğrafi koordinatlar cinsinden konumları) ve sistemin tanımlayıcı verilerini (malzeme, yaş, çap vb.) kapsar. Bu veriler hesaplama modülleri tarafından girdi olarak kullanılır.
    b. Ara giriş/çıkış verileri: Bu kategori ileriki işlemlerde kullanılacak olan ara sonuçları içerir. Özellikle bir modülün ara aşamalarındaki davranışlar merak ediliyorsa yardımcı olabilir.
    c. Sonuç çıktı verisi: Bu kategori yoğun hesaplamalar sonucu elde edilen ve sonraki aşamalarda kullanılacak olan sonuçları içerir.
    d. Senaryo giriş/çıkış verisi: Veri tabanının senaryo tabanlı deneysel kopyaları "eğer-ne" analizlerinde kullanılır.

Eğitim simülatörünün Karar Destek Sisteminin şematik görünümü Şekil 3'te, modüllerin birbiriyle ilişkileri Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 3. Eğitim simülatörünün KDS'nin şematik görünümü

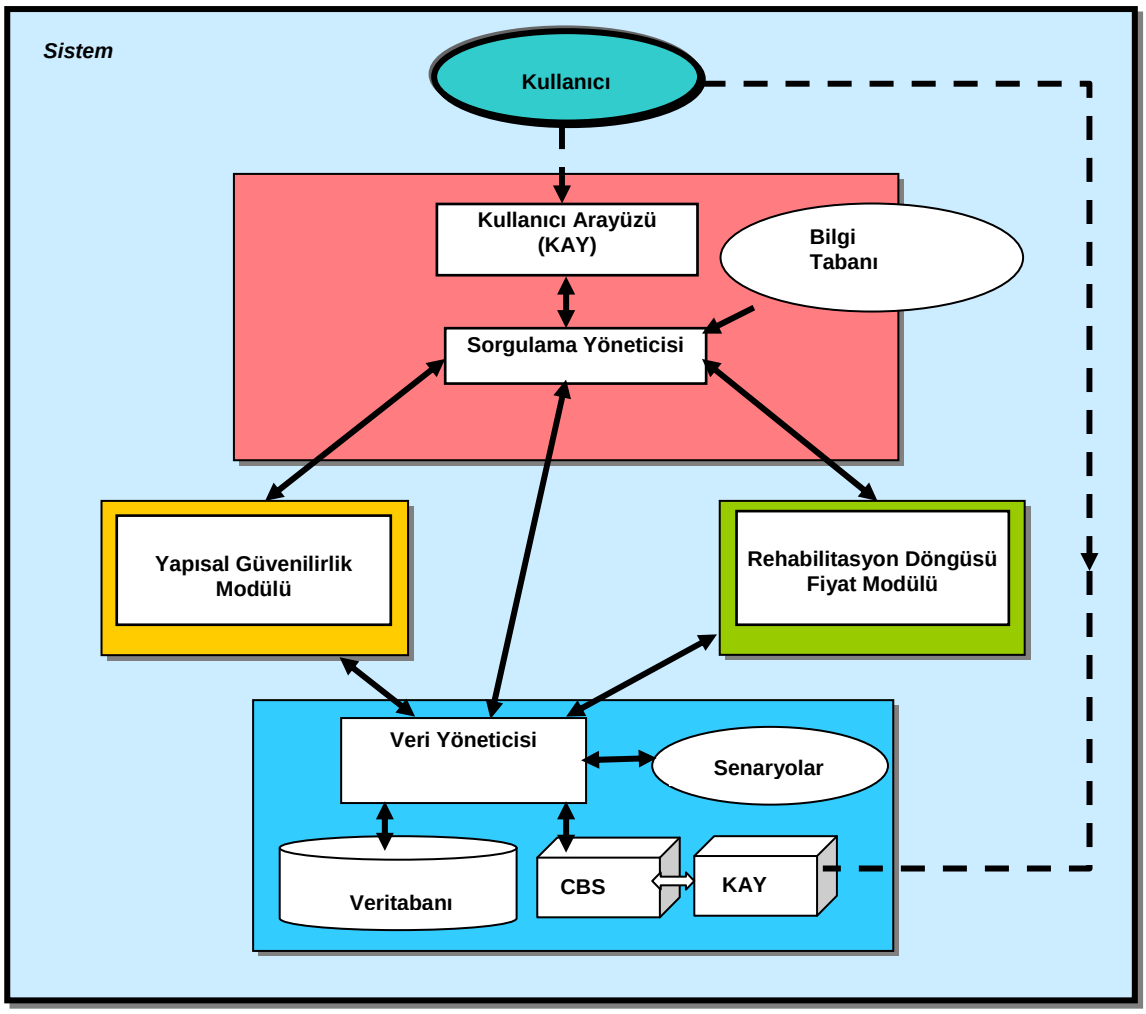
Orijinal SEISLINES sistemi PM4WAT projesin eğitim simülatörü olarak sunulurken bazı değişiklikler yapılacaktır. Sistem optimize edilmiş ve geliştirilmiştir. Ancak orijinal sistemde de bulunan bazı kısıtlar yeni sistemde de korunacaktır. Sistemin ana modüleri yani güvenirlik ve rehabilitasyon kara kutular olarak ele alınacak ve kodları değiştirilemeyecektir. Çünkü bu modüllerin veri tabanına girdi ve çıktılar için ulaşması gereklidir ve veritabanı yapıları ile ilgili değiştirilmemesi gereken kısıtlar vardır. Diğer bir sınırlama ise orijinal sistem tarafından kullanılan CBS aracı olan ESRI firmasına ait MapObjects yazılımıdır. ESRI MapObjects'i artık güncellemeyeceğini belirtmiştir. Dolayısıyla simülatör yalnızca Visual Studio 6 derleyicisi ve Microsoft (MS) Windows XP işletim sistemi ile çalışmaktadır. Yeni işletim sistemleri olan Vista veya Windows 7 desteklenmemektedir. Eğitim Simülatörü için gerekli yazılımlar Tablo 2'de özetlenmektedir.

Tablo 2. PM4WAT eğitim simülatörü için gerekli yazılımlar (Stathaki, 2010)

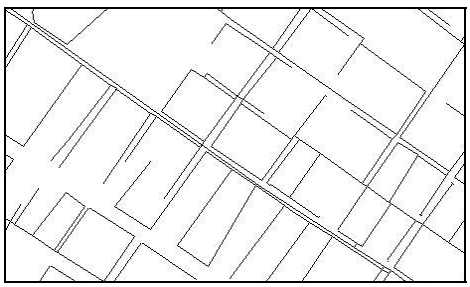
İşletim sistemi	MS Windows XP
CBS	MapObjects sürüm 2.1
Geliştirme Araçları	Visual Studio sürüm 6.0 (Visual Basic)
Veri Tabanı	Microsoft Access 2000 veya 2003

Veri Tabanı ve CBS'nin Oluşturulması

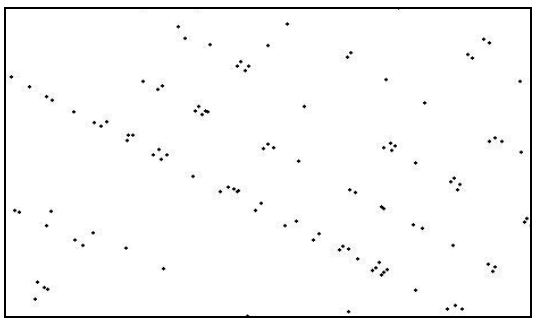
Eğitim simülatörü için gerekli olan su dağıtım sisteminin ana elemanları bağlantılar ve düğüm noktalarıdır. Bağlantı iki düğüm noktası arasında bulunan boru parçasıdır. Bağlantılar ve düğüm noktaları, ESRI shape dosya formatında olan coğrafi verilerle ve MS Access veritabanı formatında olan özniteliklerle tanımlanır. Shape formatında hazırlanan ve bağlantıları gösteren tipik bir coğrafi veri Şekil 5a'da, aynı şebekenin noktalarını gösteren bir coğrafi veri de Şekil 5b'de verilmektedir.



Şekil 4. Eğitim simülatörü modüllerinin birbiriyle ilişkileri



a) Bağlantılar



b) Düğüm noktaları

Şekil 5. Bir boru şebekesinin tipik bağlantıları ve düğüm noktaları

Bağlantılar için MS Access'de bulunan veriler çalışma basıncı, su darbesi, donma yükleri, boru malzemesiyle ilgili parametreler, zemin boru etkileşimiyle ilgili parametreler ve borunun konumu ile ilgili parametrelerdir. Düğüm noktaları için ise MS Access'de bulunan veriler zeminle ilgili parametreler, noktaya bağlanan borular ve bağlantı şekli ile ilgili parametrelerdir.

Sistemin Yetenekleri

Eğitim simülatörü aşağıdaki yeteneklere sahiptir:

- Mevcut su borularının başlangıç koşularını, geçmişini ve çevresel etkileri göz önüne alarak gelecekteki işletme ve deprem yüklerine karşı yapısal güvenilirliğinin tahmin edilmesi
- Bu sonuçları kullanarak kritik boruların rehabilitasyonunun maliyetinin değerlendirilmesi

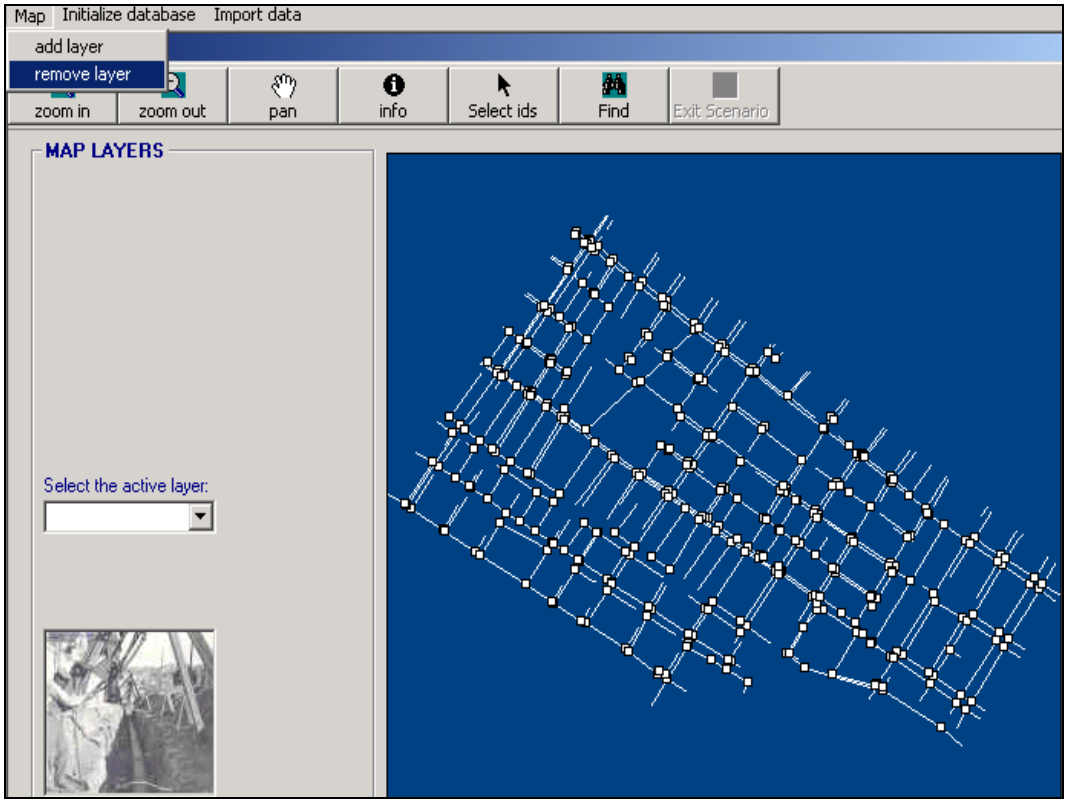
Kullanıcı Arayüzü

Simülatör çalışmaya başladığı zaman su dağıtım sistemi CBS ile görüntülenir. Kullanıcı bağlantıları (boruları) veya düğüm noktalarını görüntüleyebilir. Sistem bağlantı ve düğüm noktalarının isimlerinin farklı renklerde görüntülenmesine imkan vermektedir (Şekil 6).

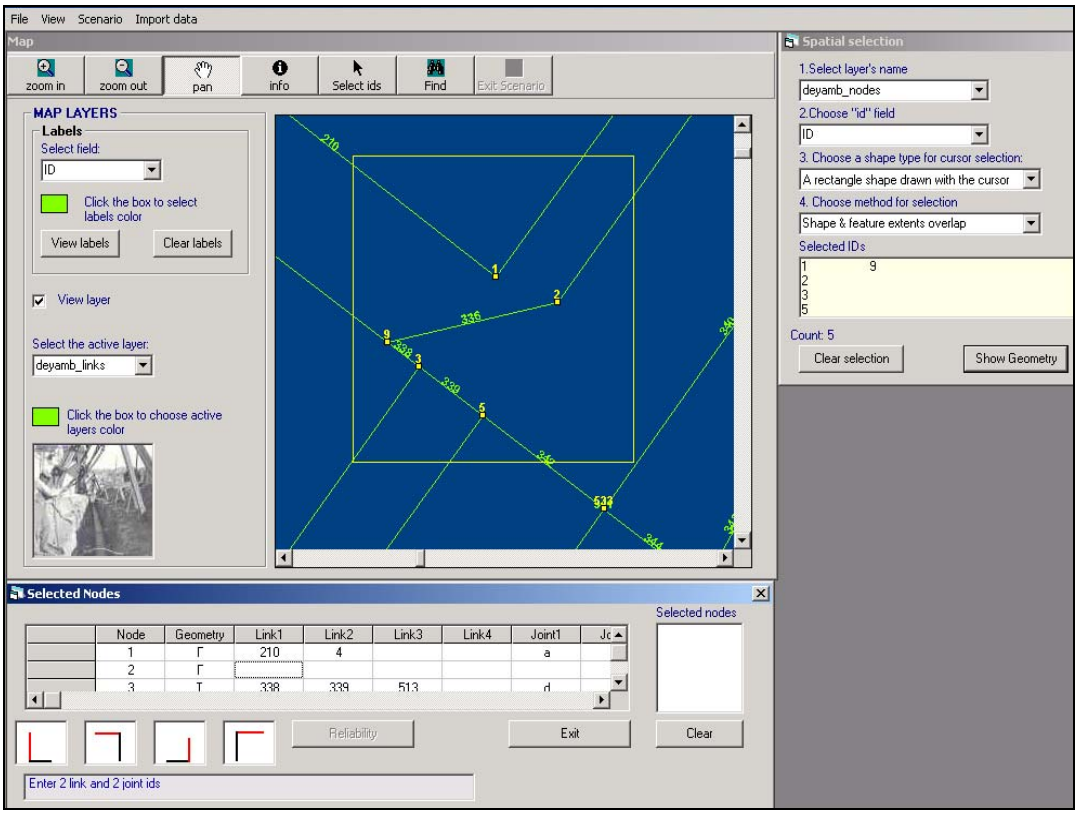
Kullanıcı güvenilirliğini tahmin etmek üzere düğüm noktalarını veya bağlantıları seçebilir. Düğüm noktalarının seçildiği ekran Şekil 7'de verilmiştir.

Sistem seçilen düğüm noktalarına bağlı boruların güvenilirliğini hesaplar. Sonuçlar tablolar halinde verilmektedir (Şekil 8). Güvenilirlik sonuçları grafik olarak ta verilmektedir. Daha riskli borular farklı renklerde, zarar görebilme sürelerine göre veya güvenilirliğin belli eşik değerlerine göre gruplanabilmektedir.

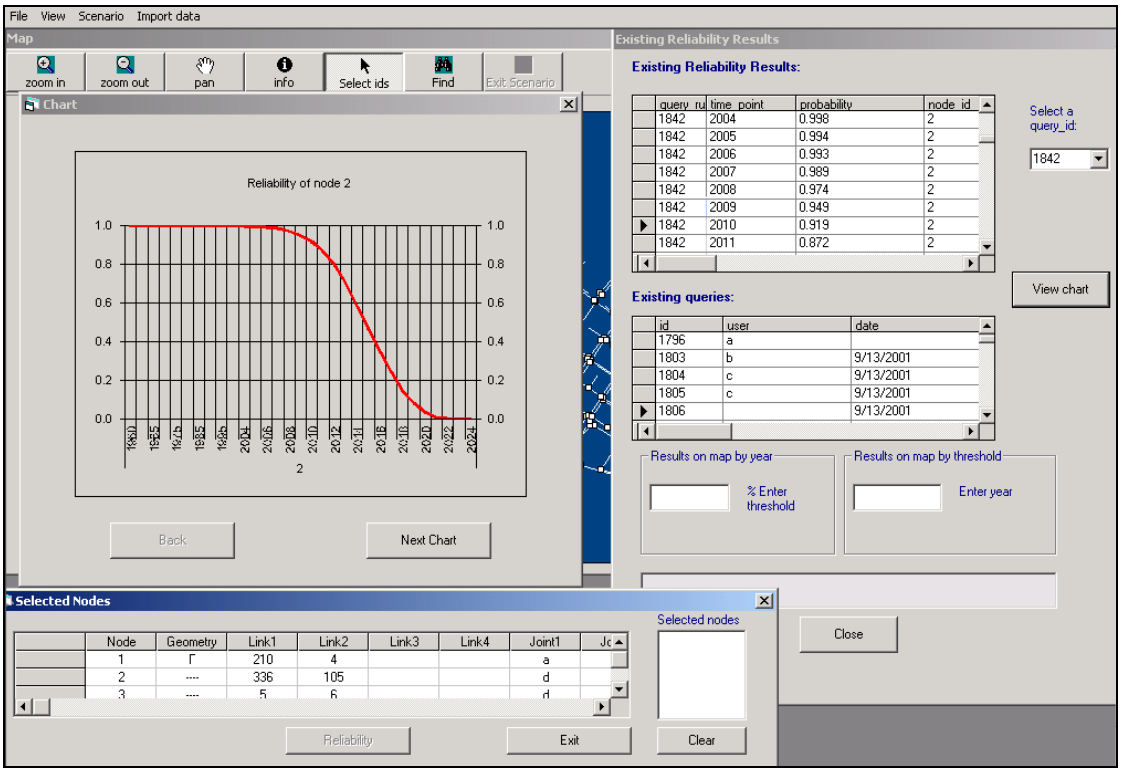
Rehabilitasyon formu seçilen bir borunun iyileştirilmesini önceden tanımlanmış 7 farklı tekniğe göre karşılaştırır (Şekil 9). Yedi iyileştirme yönteminin maliyetleri borunun değiştirilmesi de dahil olmak üzere mevcut fiyatlar üzerinden verilir (Şekil 10).



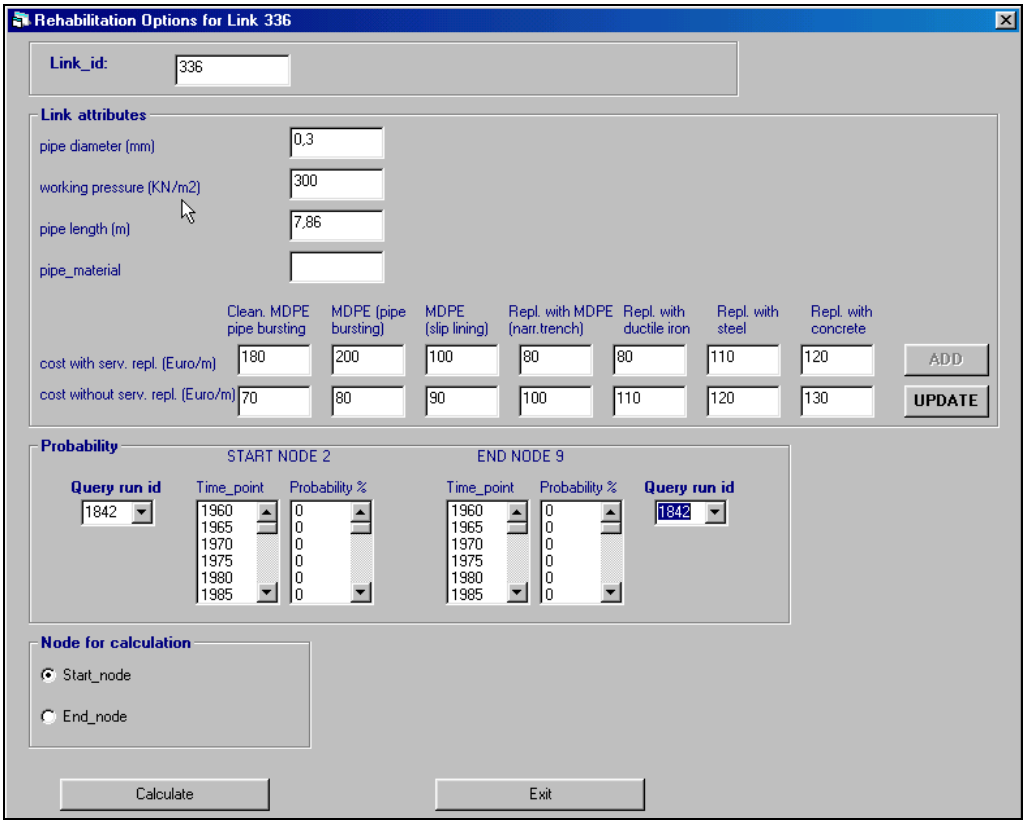
Şekil 6. Su dağıtım sisteminin CBS'nde görünüşü



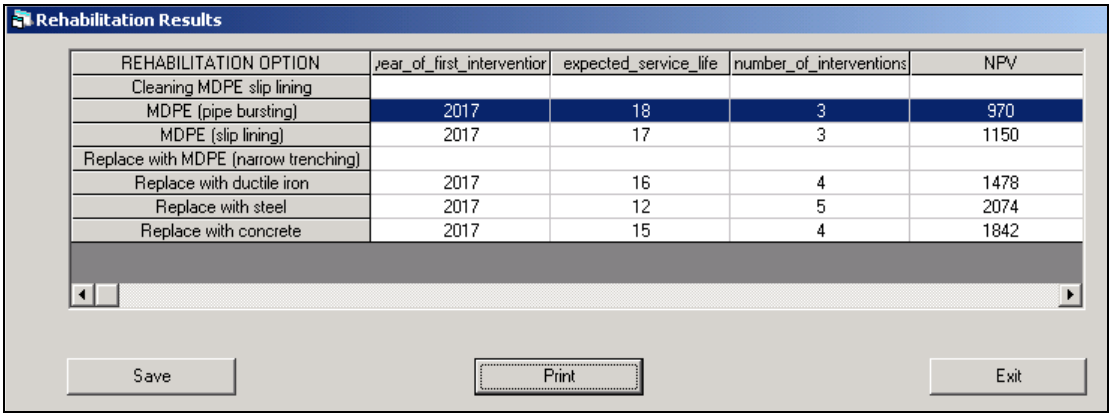
Şekil 7. Seçilen düğüm noktaları



Şekil 8. Güvenilirlik sonuçlarının görüntülenmesi



Şekil 9. Bir borunun rehabilitasyon formu



Şekil 10. Rehabilitasyon maliyetleri

SONUÇ

Bu çalışmada su dağıtım borularının performansında etkili olan değişik faktörler üzerinde yoğunlaşılmış ve bu faktörlerin bir arada değerlendirebilmesi amacıyla başlatılan bir Leonardo projesinin ürünleri sunulmuştur. Bu Leonardo projesinin ürünlerinin önemli bir ihtiyaca cevap vermesi beklenmektedir. PM4WAT projesinin ürünleri özellikle deprem bölgelerindeki su dağıtım sistemlerinin bakımından sorumlu personeli ilgilendirmektedir. Farklı ülkelerdeki ulusal deneyimler ve uygulamalar birleşik bir müfredat ve öğrenim içeriği kütüphanesi oluşturmak için

kaynaştırılmaktadır. Proje ile şebekelerde bakımın iyileştirilmesi, güvenliğin arttırılması ve arızaların azaltılması amaçlanmaktadır.

Teşekkür

Bu çalışma Avrupa Komisyonu tarafından 502419-LLP-1-2009-1-GR-LEONARDO-LMP nolu Leonardo projesi olarak desteklenmektedir.

KAYNAKLAR

Becker G, Camarinopoulos L, Kabranis D (2002) "Dynamic reliability under random shocks", *Reliability Engineering and System Safety*, 77: 239–251

EPA (2005) Water Distribution System Analysis: Field Studies, Modeling and Management A Reference Guide for Utilities, EPA/600/R-06/028, U. S. Environmental Protection Agency Office of Research and Development National Risk Management Research Laboratory Water Supply and Water Resources Division, Cincinnati, Ohio

ESRI (2002) Geography Matters, An ESRI White Paper

ISKI (2007) Istanbul ve Su Kanalizasyon İdaresi web sayfası, www.iski.gov.tr

ISO (2006), Earthquake -and subsidence-resistant design of ductile iron pipelines, ISO 16134: 2006(E).

JSCE (2000), Japan Society of Civil Engineers, Earthquake Resistant Design Codes in Japan, Japan Society of Civil Engineers.

O'Rourke, TD ve Toprak, S (1997) "GIS Assessment of Water Supply Damage from the Northridge Earthquake", *Geotechnical Special Publication No. 67*, J. D. Frost, Ed., ASCE, New York, NY, pp. 117-131.

Pilcher R, Dizdar A, Toprak S, De Angelis E, Koç AC, Dilsiz C, De Angelis K, Dikbaş F, Fırat M, Bacanlı ÜG (2009) Su Kayıpları Nasıl Önlenir? Su Kayıplarını Azaltma Teknikleri ve Uygulamalarına Yönelik Rehber Kitap, Eflatun Yayınevi, Ankara

Star J, Estes J (1990) Geographic Information Systems : An Introduction, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Stathaki A (2010) Specifications and Design of the Training Simulator, PM4WAT Project Confidential Report

Toprak, S (1998) Earthquake Effects on Buried Lifeline Systems, *Ph.D. Thesis*, Cornell University, Ithaca, NY.

Toprak S, Koç AC, (2007) "İçme Suyu ve Kanalizasyon Boru Hatlarının Deprem Performansının Değerlendirilmesi", *6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 16-20 Ekim 2007, İstanbul

Toprak S, Taşkın F (2007) "Estimation of Earthquake Damage to Buried Pipelines Caused by Ground Shaking", *Natural Hazards*, 40:1–24

Toprak, S, Yoshizaki, K (2003) "Boru Hatlarına Deprem Yüklerinin Etkisi," *5. Ulusal Deprem Mühendisliği Kongresi*, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul, Bildiri No:025. CDROM.

Toprak S, Koç AC, Bacanlı ÜG, Dikbaş F, Fırat M, Dizdar A, (2007) "İçme Suyu Dağıtım Sistemlerindeki KAyıplar ve PROWAT Projesi", *5. Kentsel Altyapı Ulusal Sempozyumu*, 1-2 Kasım 2007, Antakya

Toprak S, Koc AC, Cetin OA, Nacaroglu E (2010) "A GIS Approach for Seismic Analysis of Pipeline Networks", *9th International Congress on Advances in Civil Engineering*, 27-30 September 2010 Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey

Toprak S, Taşkın F, Koç AC, (2009) "Prediction of earthquake damage to urban water distribution systems: a case study for Denizli, Turkey", *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 68: 499–510

FARKLI BETON PLAK KALINLIKLARI İÇİN ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU (ÖBKKD) BARAJLARIN SİSMİK GÜVENİLİRLİK ANALİZİ

SEISMIC RELIABLITY ANALYSIS OF CONCRETE FACED ROCKFILL (CFR) DAMS FOR DIFFERENT CONCRETE SLAB THİCKNESSES

Murat Emre KARTAL1, Alemdar BAYRAKTAR2 ve Hasan Basri BAŞAĞA3

ÖZET

Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu (ÖYBKKD) barajlar, rezervuar suyunun geçişine menba yüzünde engel olmaları nedeniyle baraj gövdesinin kuru kalmasını sağlamaktadırlar. Baraj gövdesinin kuru olması hem diğer dolgu barajlara karşı ciddi bir avantaj hem de depreme karşı yüksek stabilite sağlamaktadır. Bu tip barajlarda en önemli nokta beton plağın güvenilirliğidir. Çünkü beton plakta oluşacak çatlak ya da ezilmeler suyun sızmasına dolayısıyla baraj stabilitesinin bozulmasına neden olacaktır.

Bu çalışmada, deprem yer hareketine maruz ön yüzü beton kaplı kaya dolgu bir barajın güvenilirlik analizi yapılmıştır. Sayısal çözümlerde güvenilirlik analizi-sonlu elemanlar analizi birleşimi dikkate alınmıştır. 1992 Erzincan depremi serbest yüzey ivme kaydı kaya temelin tabanına indirgenerek kullanılmıştır. Sayısal çözümlerde geometri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınmıştır. Çalışmada dikkate alınan sonlu eleman modelinin temel ve rezervuar suyunun sınırlarında viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır. Baraj rezervuarı boş ve dolu olarak dikkate alınmıştır. Rezervuar suyunun hidrodinamik basınç etkisi Lagrange yaklaşımına dayalı 2 boyutlu sonlu sıvı elemanlarla modellenmiştir. Barajın yapısal birleşim yüzeylerindeki noktalar birleşik ve sürtünmeli olarak dikkate alınmıştır. Sürtünme, Coulomb sürtünme yasasına bağlı davranış gösteren bir boyutlu temas elemanlarla tanımlanmıştır. Çalışmada beş farklı beton plak kalınlık fonksiyonu dikkate alınarak güvenilirlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Güvenilirlik analizlerinde Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Yanıt Yüzeyi Yöntemi ile birlikte kullanılmıştır. Limit durum fonksiyonlarında beton plakta elde edilen asal çekme ve basınç gerilmeleri göz önüne alınmıştır. Güvenilirlik analizleri beton plakta elde edilen en kritik asal gerilme bileşenleri için gerçekleştirilmiş olup, analizlerin gerçekleştirildiği noktalara ait göçme olasılığı değerleri verilmiştir. Güvenilirlik analizlerine göre beton plak kalınlığı arttıkça beton plağın güvenilirliği de artmaktadır. Bununla birlikte, analiz sonuçları sürtünme dikkate alınan sistemlerin alınmayan sistemlere göre daha güvenli olduğunu göstermektedir. Ayrıca, hidrodinamik basınç etkisiyle beton plağın güvenilirliğinin azaldığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj, Güvenilirlik analizi, Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Yanıt Yüzeyi Yöntemi.

ABSTRACT

Concrete faced rockfill (CFR) dams are dry because they prevent water penetration in the upstream face. Therefore these dams are both more advantages than the others and they have high earthquake resistance. The most important agent is the reliability of the concrete slab for CFR dams. If the concrete slab cracks or crushes, water penetration appears in the face slab and so the dam stability may be disrupted.

In this study, reliability analysis of a concrete faced rockfill dam subjected to earthquake ground motion. Reliability analysis-finite element analysis combination is considered in the numerical analysis. 1992 Erzincan earthquake free surface accelerogram is used by deconvolving to the

[1] Arş. Gör. Dr., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, murat_emre_kartal@hotmail.com
[2] Prof. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, alemdar@ktu.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, hasanbb_69@ hotmail.com

bottom of the rock foundation. Numerical analysis considers geometrically nonlinear behavior. Viscous dampers are used in the boundaries of the finite element model of the foundation and reservoir water. Empty and full reservoir cases are considered. The hydrodynamic pressure effect of the reservoir water is modeled with two-dimensional fluid finite elements based on the Lagrangian approach. Welded and friction contact are considered in the structural connection surfaces. Friction is defined by using one-dimensional contact-target elements which behave according to Coulomb's friction law. Reliability analysis is performed by considering five different concrete slab thickness functions. Besides, the Improved Rackwitz-Fiessler method is used with Response Surface Method in the reliability analysis. The principle tensile and compression stresses occurred in the concrete slab are considered in the limit state functions. In this study, reliability analysis is carried out for the most critical principle stress components obtained in the concrete slab and probabilities of failure of these critical points are presented. According to reliability analysis, the safety of the concrete slab increases with the increase of the concrete slab thickness. In addition to this, the friction defined in the structural connection surfaces increases the safety of the dam system. Besides, hydrodynamic pressure decreases the safety of the concrete slab.

Keywords: Concrete faced rockfill dam, Reliability analysis, Improved Rackwitz-Fiessler Method, Response Surface Method.

GİRİŞ

Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu (ÖYBKKD) barajlar, rezervuar suyunun geçişine menba yüzünde engel olmaları nedeniyle baraj gövdesinin kuru kalmasını sağlamaktadırlar. Baraj gövdesinin kuru olması hem diğer dolgu barajlara karşı ciddi bir avantaj hem de depreme karşı yüksek stabilite sağlamaktadır. Bu tip barajlarda en önemli nokta beton plağın güvenilirliğidir. Çünkü beton plakta oluşacak çatlak ya da ezilmeler suyun sızmasına dolayısıyla baraj stabilitesinin bozulmasına neden olacaktır.

Yapısal tasarım geleneksel olarak yapı davranışı ve ona etkiyen yüklerle ilgili belirsizlikleri dikkate almaktan çok toplam emniyet faktörlerine bağlı olarak gerçekleştirilmektedir (Thoft-Christensen and Baker 1982). Yapısal güvenilirlik analizi belirli bir yapının risk seviyesi hakkında kesin bilgi vermesine karşın, toplam emniyet faktörleri yapının güvenliği hakkında hiçbir bilgi vermemektedir (Bernstone et al., 2009). Dolgu barajların güvenilirliği farklı açılardan birçok araştırmacı tarafından çalışılmıştır. Liang vd. (1999) normal ve lognormal dağılımlar kullanarak dolgu barajların stabilitesi için güvenilirlik analizi gerçekleştirmiştir. Luan vd. (2002) ön yüzü beton kaplı kaya dolgu bir barajın mansap şevinin stabilitesini moment istatistik yöntemi birinci-mertebe ikinci-moment yöntemi kullanarak değerlendirmiştir. Al-Homoud ve Tanash (2004) dolgu barajların stabilitesini değerlendirmek için üç boyutlu olasılık şev stabilite analiz modeli geliştirmiştir. Kartal vd. (2010) ön yüzü beton kaplı kaya dolgu barajların güvenilirlik analizini yanıt yüzeyi yöntemini kullanarak gerçekleştirmiştir.

Bu çalışmada, sismik yer hareketine maruz ön yüzü beton kaplı kaya dolgu bir barajın güvenilirlik analizi yapılmıştır. Sayısal çözümlerde güvenilirlik analizi-sonlu elemanlar analizi birleşimi dikkate alınmıştır. Güvenilirlik analizlerinde Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Yanıt Yüzeyi Yöntemi ile birlikte kullanılmıştır. Limit durum fonksiyonlarında beton plakta elde edilen asal basınç ve çekme gerilmeleri kullanılmıştır. Sayısal çözümlerde geometri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınmıştır. Sismik yer hareketi olarak 1992 Erzincan depremine ait serbest yüzey ivme kaydı kaya temelin tabanına indirgenerek kullanılmıştır. Sayısal çözümlerde geometri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınmıştır. Sonlu eleman analizlerinde baraj rezervuarı boş ve dolu olarak dikkate alınmıştır. Çalışmada kullanılan sonlu eleman modelinin sonsuz uzunluğu temsi etmesi amacıyla temel ve rezervuar suyunun sınırlarında viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır. Rezervuar suyunun hidrodinamik basınç etkisi Lagrange yaklaşımına dayalı 2 boyutlu sonlu sıvı elemanlarla dikkate alınmıştır. Barajda bulunan çeşitli yapısal birleşim yüzeyleri birleşik ve sürtünme dikkate alınarak modellenmiştir. Birleşim yüzeylerindeki sürtünmeyi tanımlamak için Coulomb sürtünme yasasına bağlı davranış gösteren bir boyutlu temas elemanlar kullanılmıştır. Çalışmada, beş farklı beton plak kalınlık fonksiyonu ile sonlu eleman modelleri oluşturularak güvenilirlik analizleri

gerçekleştirilmiştir. Güvenilirlik analizleri beton plakta elde edilen en kritik asal basınç ve çekme gerilmeleri için gerçekleştirilmiş olup, analizlerin gerçekleştirildiği noktalara ait göçme olasılığı ve güvenilirlik indeksi değerleri verilmektedir.

GÜVENİLİRLİK ANALİZİ

Güvenilirlik analizi, belirli koşullar altında göçme olasılığının hesabı şeklinde tanımlanabilir. Göçme olasılığı, en sade olarak tek bir göçme mekanizması dikkate alındığında (Thoft-Christensen and Baker, 1982; Melchers, 1999),

$$p_f = \int_{g(X)\le 0} f_x(x)dx \tag{1}$$

eşitliği ile ifade edilir. Burada X rastgele değişkeler vektörünü ve g(x) göçme mekanizmasının limit durum fonksiyonunu göstermektedir. $f_X(x)$, X vektörünün noktasal olasılık yoğunluk fonksiyonunu ifade etmektedir. g(x) fonksiyonunun alacağı değerlere göre emniyet durumları,

g(x) > 0 → emniyetli durum
g(x) = 0 → emniyetli ve emniyetsiz arasında sınır durum
g(x) < 0 → emniyetsiz durum

şeklinde tanımlanır. Yapıda temel rastgele değişkenler olarak yapının davranışına etki eden belirsizlikler (yapıya etki eden yükler, malzeme özellikleri, geometrik özellikler, hesaplama teknikleri vb.) alınır. Dikkate alınan değişkenler altında yapının göçme olasılığının hesabı için birçok yöntem vardır. Bu çalışmada, Birinci Derece Güvenilirlik Yöntemine (BDGY) dayalı Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi (Zhang and Der Kiureghian, 1997; Haukaas, 2001) göçme olasılığının hesabı için kullanılmıştır.

BDGY'nin hesap adımlarındaki temel unsur tasarım noktasının belirlenmesidir. Göçme olasılığını belirlemek için standart normal uzayda hesaplanan tasarım noktası, doğrusallaştırmanın en optimum noktası olmaktadır. Standart normal uzaydaki tasarım noktası u^* ile gösterilirse,

$$u^* = \min\left\{\|u\| \mid g(u) = 0\right\} \tag{2}$$

ifadesi ile hesaplanabilir (Haukaas, 2001).

Bu optimizasyon problemi, adım boyu ve adım doğrultusu dikkate alınarak döngüsel bir algoritmayla hesaplanabilir. Bu algoritma, Haukaas (2001)'de ayrıntılarıyla verildiği için burada tasarım noktasının hesaplanması verilmemiştir. Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi kullanılarak u^* elde edildikten sonra, güvenilirlik indeksi (β),

$$\beta = \alpha^T u^* \tag{3}$$

şeklinde elde edilir. Burada α^T, duyarlılık vektörünün transpozesini temsil etmektedir ve aşağıdaki ifade ile hesaplanır.

$$\alpha = -\frac{\nabla ug}{\|\nabla ug\|} \tag{4}$$

Burada, ∇ug standart normal uzayda limit durum fonksiyonunun gradyan vektörü olarak tanımlanmaktadır. Sonuç olarak, göçme olasılığı,

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{5}$$

ifadesi ile hesaplanır. Φ, standart normal eklenik dağılım fonksiyonunu göstermektedir.

YANIT YÜZEYİ YÖNTEMİ

Yanıt yüzeyi yöntemi, girdiler ile çıktılar arasındaki ilişkiyi tanımlamak için kullanılan istatistiksel bir yöntemdir. Yanıt yüzeyi yönteminin güvenilirlik analizindeki kullanım amacı, kapalı limit durum fonksiyonlarını (g(X)) dikkate alınan değişkenler cinsinden polinom türünde olan açık limit durum fonksiyonuna (ğ(X)) dönüştürmektir. Genel ifadeyle karma terimleri ihmal edilmemiş ikinci dereceden bir polinom (Myers, 1971),

$$\breve{g}(X) = a + \sum_{i=1}^{n} b_i x_i + \sum_{i=1}^{n} c_i x_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^{n} d_{ij} x_i x_j + \varepsilon \tag{6}$$

ifadesi ile temsil edilir. Burada n değişken sayısını, a, b_i, c_i ve d_{ij} polinomun katsayılarını ve ε yüksek mertebeli terimlerin dikkate alınmamasından kaynaklı hatayı göstermektedir. Pratikte, (6) nolu denklem yerine karma terimleri ihmal edilmiş ikinci derece polinom kullanılmaktadır. Bu durumda, (6) nolu ifade;

$$\breve{g}(X) = a + \sum_{i=1}^{n} b_i x_i + \sum_{i=1}^{n} c_i x_i^2 + \varepsilon \tag{7}$$

şekline dönüşür. Bu fonksiyonun katsayılarının (a, b_i ve c_i) hesabı için örnek değerler seçilmesi gerekmektedir. Bunun için birçok örnekleme yöntemi mevcuttur. Bu çalışmada, Bucher ve Bourgund (1990) tarafından kullanılan yıldız tasarımı dikkate alınmış ve örnek noktalar x_i koordinat ekseninde ortalamalar etrafında seçilmiştir. Buna göre örnek değerler,

$$x_i = \mu_i \mp f\sigma_i \tag{8}$$

formülü ile elde edilebilir. Burada f, 1~3 arasında değişen keyfi bir katsayıyı göstermektedir. (7) nolu denklemde tanımlanan ikinci derece yaklaşık fonksiyonun katsayıları, ks, en küçük kareler metodu kullanılarak elde edilebilir:

$$ks = (W^T W)^{-1} W^T y \tag{9}$$

Burada, y örnek değerlere bağlı olarak performans fonksiyonundan elde edilen yanıt vektörünü ve W örnek değerleri içeren tasarım matrisini göstermektedir. Elde edilen yaklaşık fonksiyon kullanılarak yeni merkezi nokta,

$$X_M = \mu + (X_D - \mu)\frac{g(\mu)}{g(\mu) - g(X_D)} \tag{10}$$

ifadesi ile elde edilir (Bucher ve Bourgound, 1990). Burada X_M ve X_D sırasıyla merkezi ve tasarım noktasını belirtmektedir. Nihai yaklaşık fonksiyon merkezi noktalar kullanılarak hesaplanır.

TORUL BARAJININ SAYISAL MODELİ

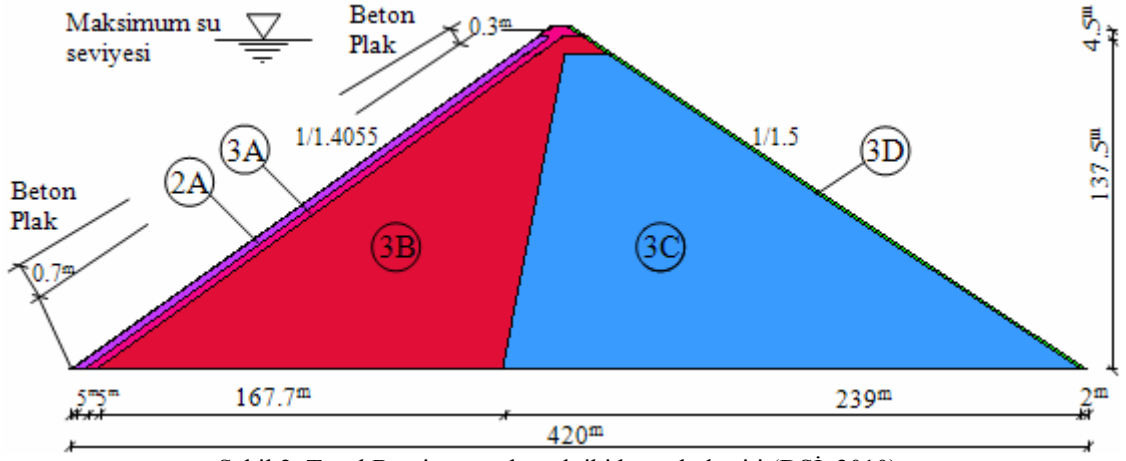
Torul Barajı

Torul Barajı Gümüşhane İli, Torul İlçesinin 14 km kuzey batısında 2007 yılında inşası tamamlanmış olan ÖYBKKD tipinde bir barajdır (Şekil 1) (DSİ, 2010). Baraj rezervuarının kullanım amacı enerji üretimidir. Baraj gövdesinin hacmi 4.6 hm^3 ve normal su seviyesinde göl alanı 3.62 km^2 dir. Yıllık toplam güç üretim kapasitesi 322.28 GW'tır. Beton plak kalınlığı kret seviyesinde 0.3 m ve tabanda 0.7 m'dir. Barajın en büyük iki boyutlu kesiti Şekil 2'de verilmektedir. Baraj kretinin uzunluğu 320 m ve genişliği 12 m'dir. Ayrıca, baraj yüksekliği ve taban genişliği sırasıyla, 142 m ve 420 m'dir.



a) Menba yüzü b) Mansap yüzü

Şekil 1. Torul Barajının görünüşü.



Şekil 2. Torul Barajının en büyük iki boyutlu kesiti (DSİ, 2010).

Malzeme Özellikleri

Torul Barajı gövdesi menba yüzünden mansaba doğru beton plak ve ardında 5 farklı kaya dolgu bölgesinden oluşmaktadır: 2A, 3A, 3B, 3C, 3D. Bu bölgeler ince granüller malzemelerden kalın malzemelere doğru değişmektedir. Sayısal analizlerde kullanılan malzeme özellikleri Tablo 1'de verilmektedir. Beton plakta C20 beton sınıfına ait beton kullanılmış olup çekme ve basınç dayanımları sırasıyla 1.6 MPa ve 20 MPa'dır (TS 500, 2000). Çalışmada barajın, iyi derecelendirilmiş, düşük boşluklu yüksek basınç modülüne sahip malzemelerden oluştuğu dikkate alınarak 3C bölgesinin elastisite modülü 200MPa seçilmiştir (Haeri ve Karimi, 2006). Malzeme gradasyonu inceldikçe alüvyal dolgularda elastisite modülünün azaldığı, ocak kayası dolgularda ise malzeme gradasyonu inceldikçe elastisite modülünün arttığı dikkate alınarak, barajı oluşturan kaya dolgu bölgelerin malzeme parametreleri seçilmiştir (Varadarajan vd., 2006).

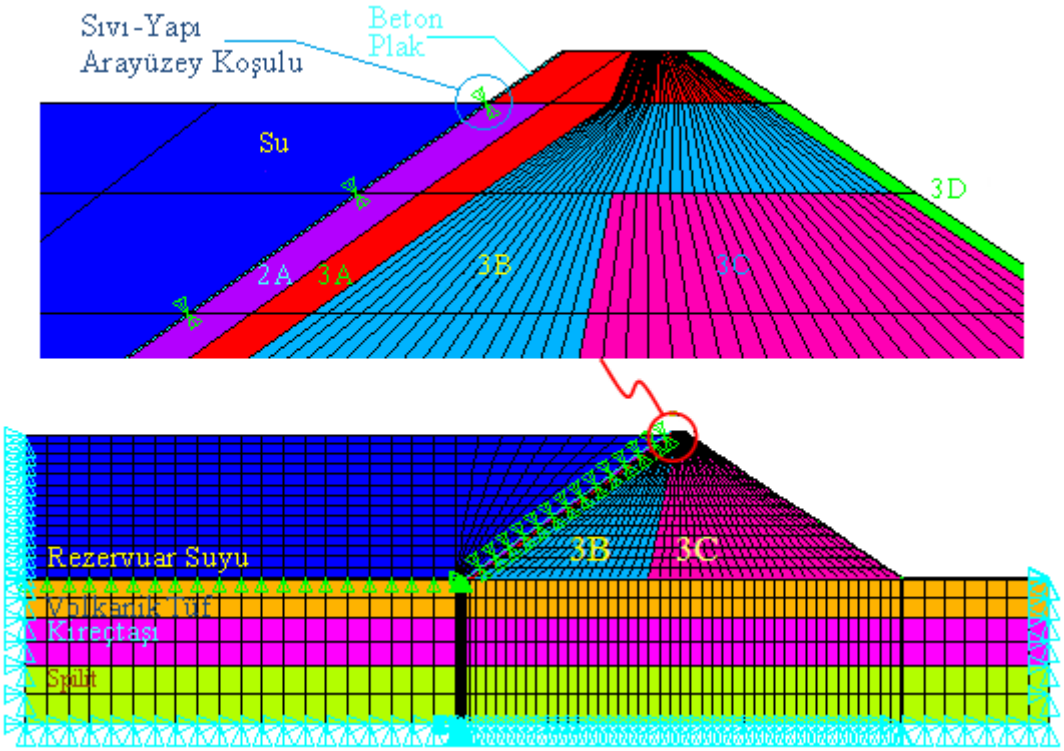
Tablo 1. Torul Barajının malzeme özellikleri (DSİ, 2010).

Malzeme	*Dmax (mm)	Dinamik Malzeme Özellikleri		
		Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Birim Hacim Kütlesi (kg/m^3)
Beton	-	28000	0.20	2395.5
2A (elenmiş kaya veya alüvyon dolgu)	150	400.0	0.36	1880.0
3A (seçilmiş kaya dolgu)	300	300.0	0.36	1870.0
3B (ocak kayası ile dolgu)	600	250.0	0.32	1850.0
3C (ocak kayası ile dolgu)	800	200.0	0.32	1850.0
3D (seçilmiş kaya, riprap)	1000	180.0	0.26	1800.0
Zemin (Volkanik Tüf, üstte)	-	10360	0.17	2732.9
Zemin (Kireçtaşı, ortada)	-	12060	0.18	2834.8
Zemin (Spilit, altta)	-	13870	0.18	2834.8
Rezervuar Suyu	-	2070.0	-	999.18

* Maksimum dane boyutu

Sonlu Eleman Modeli

Torul ÖYBKKD Barajının en büyük kesitine ait temel zemini ve rezervuar suyunun da bulunduğu iki boyutlu sonlu eleman modeli Şekil 3'de verilmiştir. Sonlu eleman modelinde dikkate alınan temel zemini barajın üzerinde bulunduğu üç ayrı zemin tipini de içermektedir. Zemin tabakaları esasında birbiri içine geçmiş olduğundan gerçekte geometrik olarak kesin bir ayrım yoktur. Ancak, zemin örneklerinden elde edilen deney sonuçları dikkate alınarak, 3 tabakalı bir temel zemin modeli oluşturulmuştur. Temel zemini temel ve mansap doğrultusunda baraj yüksekliği kadar, menba doğrultusunda rezervuar suyu ile birlikte baraj yüksekliğinin 3 katı kadar uzatılmıştır.

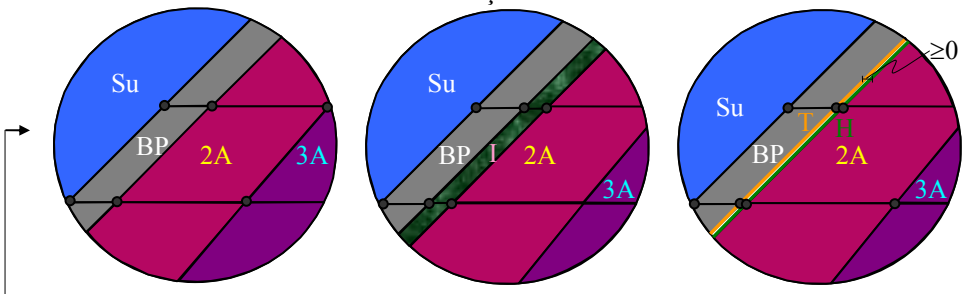


Şekil 3. Torul barajı iki boyutlu sonlu eleman modeli.

Birleşim Yüzeyleri

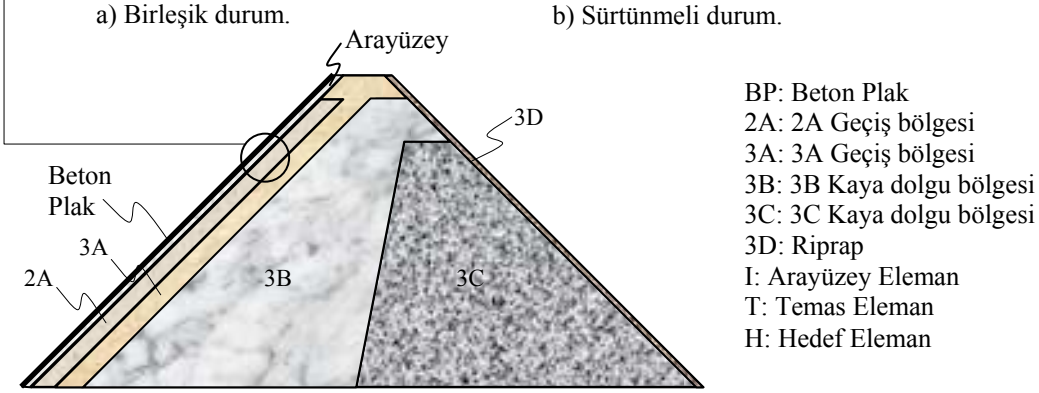
Yapısal birleşimler genellikle iki şekilde modellenmektedir. Bunlar birleşik ve sürtünmeli birleşim olarak adlandırılabilir. Birleşik birleşimler ilgili arayüzeyin ortak düğüm noktaları kullanılarak tanımlanması ile gerçekleştirilirler.

Sürtünmeli birleşimler ise arayüzey elemanlar ya da temas elemanlar kullanmak suretiyle genellikle iki şekilde tanımlanmaktadır (Şekil 4). Düzlem problemler için temas elemanlar 2 veya 3 düğüm noktalı çizgisel elemanlar olup ilgili arayüzeydeki sonlu elemanlar üzerinde tanımlanmaktadır. Bu elemanlar kullanıldığında temas sağlanması durumunda müsaade edilen en büyük kayma gerilmesine ve sürtünme katsayısına bağlı olarak Coulomb sürtünme yasasına dayalı sürtünme hareketi gerçekleşmektedir. Bu çalışmada beton plak-kaya dolgu, kaya dolgu-temel zemini, topuk plağı-temel zemini ve beton plak-topuk plağı arasında Coulomb sürtünme yasasını dikkate alan iki düğüm noktalı temas elemanlar dikkate alınmıştır.



1. Arayüzey elemanlı birleşim. 2. Temas elemanlı birleşim.

a) Birleşik durum. b) Sürtünmeli durum.



Şekil 4. Birleşim durumları ve arayüzey şartları.

ÖYBKKD barajların en önemli noktalarından birinin beton plak-topuk plağı birleşimi olduğu bilinmektedir (Wieland ve Brenner, 2007). Sonlu eleman modelinde temas elemanlar tanımlanırken, sürtünme modeli olarak, beton plak-topuk plağı birleşiminde, ayrışmaya ve kaymaya izin veren model, diğer tüm birleşim arayüzlerinde ayrışmaya izin vermeyen yalnızca kaymaya izin veren model dikkate alınmıştır.

Beton Plak Kalınlığı

Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu barajlarda beton yüz plak kalınlığı araştırmacıların üzerinde durduğu başlıca konulardan biridir. Günümüzde beton plağın geçirimliliğinin yeterli olması halinde plak kalınlığının azaltılabileceği ve 30cm'lik sabit bir kalınlık alınabileceği yönde bir eğilim görülmektedir. Ancak, incelen plak kalınlığının deprem ve diğer yükler altındaki performansını nasıl etkileyeceği ayrı bir tartışma konusu olmaktadır. ÖYBKKD barajların tasarımında baraj yüksekliğine (HD) göz önüne alınarak beton plak kalınlığı (Tb) için çeşitli formülasyonlar geliştirilmiş ve zaman içinde barajların inşasında dikkate alınmıştır (Tablo 2). Qian (2005), Çin'de inşa edilen çeşitli barajlar için baraj yüksekliğine bağlı olarak plak kalınlığının elde edildiği çeşitli fonksiyonları ve bu fonksiyonlar kullanılarak elde edilen plak kalınlıklarının uygulandığı barajları sunmuştur (Tablo 5). Torul Barajının beton plak kalınlığı kret noktasında 30cm olup lineer bir değişimle taban seviyesinde 70cm'ye ulaşmaktadır. Bu çalışmada, plak kalınlığı krette 30cm olup, plak tabanında ise Qian (2005) tarafından

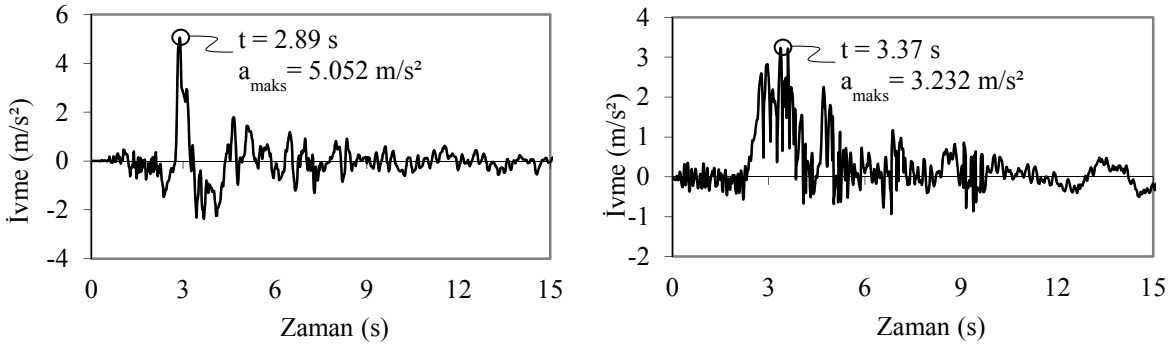
verilen formülasyonlar kullanılarak elde edilen plak kalınlıkları için parametrik çalışmalar yapılmıştır (Tablo 2). Tablo 2'de üçüncü satırdaki 72.6cm'lik plak kalınlığı, barajın 70cm'lik mevcut plak taban kalınlığına yakın olduğu için çözümlerde mevcut plak kalınlığı dikkate alınmıştır.

Tablo 2. Çin'deki ÖYBKKD barajlarda kullanılan plak kalınlık fonksiyonları (Qian, 2005)

Plak Kalınlığı İçin Kullanılan Fonksiyonlar	Plak Kalınlığı (m)		Baraj - Tamamlanma Yılı
	Kret	Taban	
T_b=0.3	0.3	0.3	Hengshan-1992, Douyan-1995, Chusong-1999
T_b=0.3 + 0.002H_D	0.3	0.584	Baiyun-1998, Da'ao-1999, Tianhuagping-1997
T_b=0.3 + 0.003H_D	0.3	0.726	Baixi- 2001, Tankeng-2005, Xiaoshan-1997
T_b=0.3 + 0.004H_D	0.3	0.868	Gouhou-1989
T_b=0.3 + 0.8 m	0.3	1.1	Jiangpinghe - (221m)

ÖYBKKD BARAJIN DEPREM ANALİZİ

Barajın bulunduğu konum dikkate alınarak çalışmada 1992 Erzincan depreminin 0.515g maksimum yer ivmeli kuzey-güney bileşeni dikkate alınmıştır (PEER, 2010) (Şekil 5.a). Önemli mühendislik yapılarının deprem davranışının belirlenmesinde yerel zemin şartlarının ivme kayıtları üzerindeki etkisinin dikkate alınması gerektiği bilinmektedir (Kramer, 1996). Bir boyutlu dalga yayılma teorisine dayalı çözüm gerçekleştiren SHAKE91 (Idriss ve Sun, 1992) adlı bilgisayar programı kullanılarak, dikkate alınan ivme kaydı üç zemin tabakasından zemin tabanına indirgenmiştir (Şekil 5.b) (Kartal, 2010). Analizlerde kayıt süresi 15 sn ve zaman aralığı 0.01 sn olarak dikkate alınmıştır. Temel zeminin elastikliği arttıkça yapay genlikler de ortaya çıkmaktadır. Şekil 5'den deprem kaydı ivme değerlerinin temel zemininin özelliklerine bağlı olarak değiştiği gözlenmektedir. Tabana indirgenmiş ivme kaydı değerlerinin serbest-yüzeyde elde kaydedilen ivme kaydı değerlerinden daha küçük olduğu açıkça görülmektedir.



a) Serbest yüzey ivme kaydı b) İndirgenmiş ivme kaydı

Şekil 5. 1992 Erzincan depremi serbest yüzey ve indirgenmiş ivme kaydı.

ÖYBKKD BARAJIN GÜVENİLİRLİK ANALİZİ

Bu çalışmada, ön yüzü beton kaplı kaya dolgu bir barajın güvenilirlik analizi Yanıt Yüzeyi Yöntemi kullanılarak kapalı limit durum fonksiyonlarına göre gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle açık limit durum fonksiyonları için çözüm yapan FERUM (Zhang and Der Kiureghian, 1997; Haukaas, 2001; FERUM, 2009) güvenilirlik analiz programı, açık limit durum fonksiyonları için geliştirilmiştir. Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi ile çözüm yapan FERUM güvenilirlik analiz programı, ANSYS (2009)

Sonlu Eleman Analiz programıyla Yanıt Yüzeyi Yöntemi (Myers, 1971; Bucher and Bourgund, 1990) dikkate alınarak birleştirilmiştir.

Limit Durum Fonksiyonları ve Değişkenler

Yüz plağında kullanılan betonun asal basınç (σ_b), ve çekme gerilmeleri (σ_c) Denklem 11 ve 12'de verildiği gibi limit durum fonksiyonlarında kullanılmıştır. Güvenilirlik analizleri sonlu eleman analizlerine göre beton plakta en kritik asal gerilme bileşenlerinin elde edildiği noktalarda gerçekleştirilmiştir. Değişken parametreler baraj davranışı üzerinde en etkili olan barajın mekanik özelliklerinden seçilmiştir. Değişkenlerin lognormal dağılıma sahip olduğu kabul edilmiştir. Güvenilirlik analizlerinde kullanılan değişkenler, ortalama değerler ve COV (standart sapma/ortalama) değerleri Tablo 3'de verilmektedir.

$$g(X) = 20000 - \sigma_b \tag{11}$$

$$g(X) = 1600 - \sigma_c \tag{12}$$

Tablo 3. Güvenilirlik analizinde kullanılan malzeme özellikleri, değişkenler ve COV değerleri.

Malzeme	Elastisite Modülü		Poisson Oranı		Yoğunluk	
	Ortalama (10^7 kN/m^2)	COV (%)	Ortalama	COV (%)	Ortalama (kg/m^3)	COV (%)
Beton	2.800	15	0.20	-	2395.5	-
2A (Elenmiş kaya ya da alüvyon)	0.040	-	0.36	-	1880.0	-
3A (Seçilmiş kaya)	0.030	-	0.36	-	1870.0	-
3B (Ocak kayası)	0.025	20	0.32	-	1850.0	10
3C (Ocak kayası)	0.020	20	0.32	-	1850.0	-
3D (Seçilmiş kaya)	0.018	-	0.26	-	1800.0	-
Zemin (Volkanik tüf)	1.036	-	0.17	-	2732.9	-
Zemin (Kireçtaşı)	1.206	-	0.18	-	2834.8	-
Zemin (Spilit)	1.387	-	0.18	-	2834.8	-

Beton	Dayanım	
	Ortalama (kN/m^2)	COV (%)
	20000[a]	10
	1600[b]	10

Deprem Yükü Büyütme Faktörü		Sönüm	
Ortalama	COV (%)	Ortalama	COV (%)
1	10	0.05	20

[a]Basınç dayanımı
[b]Çekme dayanımı

Uygulama

Bu çalışmada indirgenmiş yer hareketi sonucu Torul ÖYBKKD barajının beton plağında elde edilen asal gerilme bileşenleri için güvenilirlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Sonlu eleman modelinde birleşik ve sürtünmeli birleşimler dikkate alınmıştır. Çalışmada, beton plak üzerine etkiyen rezervuarın suyunun hidrodinamik basınç etkisi de dikkate alınmıştır. Beton plakta en kritik asal gerilme bileşenleri için göçme olasılıkları Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Yanıt Yüzeyi Yöntemi ile birlikte kullanılarak elde edilmiştir.

ÖYBKKD Barajın Birleşik Birleşim için Güvenilirlik Analizi

Torul barajının güvenilirlik analizi birleşik birleşimler dikkate alınarak beton plakta elde edilen en kritik asal basınç ve çekme gerilmeleri için gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, dikkate alınan modellerde beton plakta seçilen en kritik noktaların güvenilirliği hesaplanmıştır. Seçilen noktaların göçme olasılıkları Tablo 4 ve 5'de rezervuarın boş ve dolu halleri için verilmiştir.

Tablo 4. Birleşik modellenmiş sistemlerde deprem etkisi altında rezervuarın boş halinde beton plağın güvenilirlik analiz sonuçları

Plak Kalınlığı (cm)	**Basınç Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)	**Çekme Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)
30	-55810.524	-4.940	100	32343.707	-9.417	100
58.4	-48243.175	-4.493	99.999	28035.751	-9.482	100
70	-45673.269	-4.307	99.999	26621.312	-9.533	100
86.8	-42637.274	-4.082	99.998	24780.120	-9.508	100
110	-39022.687	-3.731	99.991	22541.915	-9.378	100

Tablo 5. Birleşik modellenmiş sistemlerde deprem etkisi altında rezervuarın dolu halinde beton plağın güvenilirlik analiz sonuçları

Plak Kalınlığı (cm)	**Basınç Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)	**Çekme Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)
30	-58472.905	-5.178	100	35498.588	-9.424	100
58.4	-50572.532	-4.742	99.999	29368.117	-9.767	100
70	-47967.281	-4.599	99.999	27913.114	-9.793	100
86.8	-44782.892	-4.356	99.999	26062.678	-9.814	100
110	-40983.712	-4.015	99.999	23776.068	-9.763	100

Birleşik modellenmiş sistemler dikkate alınarak yapılan sonlu eleman analizlerine göre elde edilen asal basınç ve çekme gerilmeleri betonun basınç ve çekme dayanımlarından oldukça yüksek elde edilmiştir. En kritik değerler için geometri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınarak gerçekleştirilen güvenilirlik analizlerine göre beton plağın göçme olasılığı 1 veya 1'e çok yakın elde edilmiştir. Dolayısıyla güvenilirlik indeksleri de oldukça küçük elde edilmiştir.

Hidrodinamik basınç etkisiyle asal gerilme bileşenleri artmıştır. Güvenilirlik analizlerine göre de göçme olasılıkları rezervuar suyunun hidrodinamik basınç etkisiyle artış göstermiştir. Bununla birlikte rezervuarın her iki durumunda da beton plak kalınlığı arttıkça göçme olasılığı artmıştır. Ancak elde edilen göçme olasılığı değerlerine göre, dikkate alınan noktaların hem basınç hem de çekme gerilmeleri bakımından göçeceği söylenebilir.

Birleşik modellenmiş sistemlerde rezervuarın her iki hali için de göçme olasılığı bakımından en elverişsiz sistem 30 cm lik plak taban kalınlığına sahip sistem olarak elde edilmiştir.

ÖYBKKD Barajın Sürtünmeli Birleşim için Güvenilirlik Analizi

Torul barajının güvenilirlik analizi birleşim bölgelerindeki sürtünme dikkate alınarak beton plakta elde edilen en kritik asal basınç ve çekme gerilmeleri için gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, dikkate alınan modellerde beton plakta seçilen en kritik noktaların güvenilirliği hesaplanmıştır. Seçilen noktaların göçme olasılıkları Tablo 6 ve 7'de rezervuarın boş ve dolu halleri için verilmiştir.

Tablo 6. Sürtünme tanımlanan sistemlerde deprem etkisi altında rezervuarın boş halinde beton plağın güvenilirlik analiz sonuçları

Plak Kalınlığı (cm)	**Basınç Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)	**Çekme Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)
30	-13590.909	1.634	5.119	1333.587	0.363	35.848
58.4	-9076.743	3.267	0.054	1251.889	0.525	29.965
70	-8590.938	3.939	0.004	1027.806	0.835	20.190
86.8	-7205.965	4.605	0	1023.456	1.299	9.683
110	-5890.667	5.272	0	994.757	1.472	7.046

Tablo 7. Sürtünme tanımlanan sistemlerde deprem etkisi altında rezervuarın dolu halinde beton plağın güvenilirlik analiz sonuçları

Plak Kalınlığı (cm)	**Basınç Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)	**Çekme Gerilmesi** (kN/m^2)	**β**	**P_f** ($x10^{-2}$)
30	-21187.205	-0.288	61.345	2359.972	-1.806	96.456
58.4	-13306.868	1.555	5.996	1397.144	0.593	27.675
70	-11498.736	2.376	0.876	1326.503	0.653	25.698
86.8	-9649.053	3.486	0.025	1207.226	0.847	19.864
110	-8302.460	3.929	0.004	1092.471	1.456	7.274

Sürtünme dikkate alınarak modellenmiş sistemler için yapılan sonlu eleman analizlerine göre elde edilen beton plakta elde edilen asal basınç ve çekme gerilmeleri genelde betonun basınç ve çekme dayanımlarından küçük elde edilmiştir. Bu nedenle ilgili noktaların göçme olasılıkları da küçük elde edilmiştir

Rezervuarın boş durumu için en kritik noktalarda elde edilen basınç ve çekme gerilmeleri betonun dayanım değerlerinden küçüktür. Ancak, bu değerler dikkate alınarak gerçekleştirilen güvenilirlik analizlerine göre basınç gerilmeleri bakımından beton plak emniyette görünürken, çekme gerilmeleri için göçme olasılıkları oldukça yüksektir. Öyle ki en küçük beton plak taban kalınlığı için oluşturulan modelde %36 civarı bir göçme olasılığı elde edilmiştir. Ancak, plak kalınlığındaki artışla birlikte göçme olasılıkları azalma göstermiştir. Özellikle basınç gerilmeleri için herhangi bir ezilme çatlağı riski görülmemektedir.

Rezervuarın dolu halinde hidrodinamik basınç etkisiyle artan asal gerilme bileşenleri için elde edilen göçme olasılıklarında da artış elde edilmiştir. Özellikle 30 cm lik plak taban kalınlığı olan modelde her iki gerilme bileşeni için de göçme riski oldukça yüksektir. Artan plak kalınlıkları için basınç gerilmesi dikkate alındığında beton plaktaki seçilen noktanın emniyette olduğu söylenebilirken, çekme gerilmeleri bakımından riski yüksek olduğu belirtilebilir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada, ön yüzü beton kaplı kaya dolgu bir barajın indirgenmiş yer hareketi için güvenilirlik analizi yapılmıştır. Baraj rezervuarının boş ve dolu olarak dikkate alındığı sayısal çözümlerde suyun hidrodinamik basınç etkisi Lagrange yaklaşımına dayalı 2 boyutlu sonlu sıvı elemanlarla dikkate alınmıştır. Birleşim yüzeyleri birleşik ve sürtünme dikkate alınarak modellenmiştir. Çalışmada barajın geometri bakımından doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmıştır. Güvenilirlik analizlerinde menba yüzündeki beton plağın farklı fonksiyonlara göre türetilmiş plak kalınlıkları için de çözümler yapılmıştır. Çalışmada güvenilirlik analiz yöntemlerinden Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Yanıt Yüzeyi Yöntemi ile birlikte kullanılmıştır. Beton plakta elde edilen asal gerilme bileşenlerine

göre en kritik noktalarda gerçekleştirilen analizlerde limit durum fonksiyonlarında asal çekme ve basınç gerilmeleri dikkate alınmıştır.

Betonun malzeme bakımından doğrusal davrandığı kabul edilen analizlerde hem birleşik hem de sürtünmenin dikkate alındığı birleşim durumları için genellikle çekme gerilmeleri bakımından betonun daha çok göçme risk taşıdığı söylenebilir. Rezervuar suyunun hidrodinamik basınç etkisi dikkate alındığında hem basınç hem de çekme gerilmeleri bakımından beton plağın göçme riski artmıştır. Bununla birlikte artan beton plak kalınlıkları için göçme riski azalmıştır. En kritik göçme olasılıkları 30cm plak taban kalınlığı dikkate alınan modelde elde edilirken, en küçük göçme olasılıkları 110 cm göçme olasılığı olan modelde elde edilmiştir. Sürtünme dikkate alınarak gerçekleştirilen güvenilirlik analizlerine göre beton plağın göçme olasılığı, birleşik modellenmiş sistemlerdeki beton plak ile kıyaslandığında oldukça küçüktür.

KAYNAKLAR

Al-Homoud AS ve Tanash N (2004) "Modeling Uncertainty in Stability Analysis for Design of Embankment Dams on Difficult Foundations", *Engineering Geology*, 71(3-4):323-342

ANSYS 11.0 (2009) Swanson Analysis Systems Inc., Houston PA, USA

Bernstone C, Westberg M, Jeppsson J (2009) "Structural Assessment of a Concrete Dam Based on Uplift Pressure Monitoring", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(1):133-142

Bucher CG ve Bourgund U (1990) "A Fast and Efficient Response Surface Approach for Structural Reliability Problems", *Structural Safety*, 7:57-66

DSİ (2009) Devlet Su İşleri XXII. Bölge Müdürlüğü, Trabzon

FERUM, http://www.ce.berkeley.edu/FERUM/User_s_Guide/user_s_guide.html, Ferum User's Guide

Haeri SM and Karimi M (2006) "Three Dimensional Response of Concrete Faced Rockfill Dams to Strong Earthquakes Considering Dam-Foundation Interaction and Spatial Variable Ground Motion", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, ID 1406

Haukaas T (2001) A New Computational Framework for Nonlinear Finite Element Reliability and Sensitivity Analysis, Report No. CE299, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley

Idriss IM and Sun JI (1992) SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits, Center of Geotechnical Modeling Department of Civil & Environmental Engineering, University of California Davis, California

Kartal ME, Bayraktar A, Başağa HB (2010) "Seismic failure probability of concrete slab on CFR dams with welded and friction contacts by response surface method", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11):1383-1399

Kartal ME (2010) Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Barajların Güvenilirlik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Türkiye

Kramer SL (1996) Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., First Edition, New Jersey

Liang RY, Nusier OK, Malkawi AH (1999) "A Reliability Based Approach for Evaluating the Slope Stability of Embankment Dams", *Engineering Geology*, 54(3-4):271-285

Luan MT, Xin JX, Zhao SC (2002) "Reliability Analysis of Concrete-Faced Rockfill Dam's Slope Stability and Its Application", *Journal of Dalian University of Technology*, 42(4):467-471

Melchers RE (1999) Structural Reliability Analysis and Prediction, John Wiley&Sons, England

Myers RH (1971) Response Surface Methodology, Allyn and Bacon, Boston

PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Centre), http://peer.berkeley.edu/smcat/

Qian C (2005) "Recent Development of CFRD in China", *Procedings of Symposium on 20 years for Chinese CFRD Construction*, Yichang, China, 8-15

Thoft-Christensen P ve Baker MJ (1982) Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer-Verlag, Berlin

TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Varadarajan A, Sharma KG, Abbas SM, Dhawan AK (2006) "Constitutive Model for Rockfill Materials and Determination of Material Constants", *International Journal of Geomechanics*, 6(4):226-237

Wieland M and Brenner RP (2007) "Seismic Performance of CFRDs", *International Water Power & Dam Construction*, *Dam Safety*, *CFRD*, 18-21

Zhang Y and Der Kiureghian A (1997) Finite Element Reliability Methods for Inelastic Structures, Report No. UCB/SEMM-97/05, *Department of Civil and Environmental Engineering*, University of California, Berkeley

ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BİR BARAJIN DİNAMİK DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

NUMERICAL ANALYSIS OF CONCRETE FACED ROCKFILL DAMS DURING EARTHQUAKES

Sinan TÜRKMEN[1], Kutay ÖZAYDIN[2], Mehmet BERİLGEN[3], Havvanur KILIÇ[4]

ÖZET

Bu çalışmada, menba yüzü beton kaplı kaya dolgudan inşa edilen Kürtün Barajı'nın dinamik davranışı QUAKE/W programı ile analiz edilmiştir. Değişik baraj rezervuar su seviyeleri için farklı şiddette deprem kuvvetleri etkisinde barajda oluşan yer değiştirmeler ve ivmeler hesaplanmıştır. Ayrıca menba tarafı yüzeyindeki beton kaplamada hidrodinamik etkiler sonucu oluşacak basınçlar belirlenmiştir. Barajda ortaya çıkacak etkilerin, tabanda etkiyecek deprem hareketinin özellikleri ve rezervuar su seviyesi gibi parametrelerle değişimi incelenmiş ve sonuçlar klasik kil çekirdekli baraj için yapılan çözümlerle karşılaştırılmıştır. Beton kaplamalı barajda kil çekirdekli baraja göre daha küçük yer değiştirmeler ve biraz daha büyük ivmeler oluşabileceği, oluşacak yer değiştirme ve ivmelerin etkiyecek deprem hareketinin büyüklüğü (maksimum ivmesi) ile orantılı olarak artacağı gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Deprem, dinamik şev stabilitesi analizi, ön yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj

ABSTRACT

In this study, the seismic behaviour of a rock fill dam with concrete covered upstream slope is investigated through numerical analysis. The lateral displacements and accelerations generated under the influence of a set of base rock motions are computed for different reservoir water levels and ground motion intensities. It is observed that computed displacements and accelerations are influenced by the reservoir water level, shaking intensity and by the characteristics of the ground motion used. Also, the total stresses on the concrete face cover due to hydrodynamic effects are computed. The behaviour of same dam is also analysed if it was constructed without a concrete cover but as a conventional clay cored dam. The comparison of the computed results have shown that larger displacements can be expected for a dam with clay core and somewhat smaller accelerations compared with the concrete covered dam.

Keywords: Earthquake, dynamic slope stability analysis, concrete faced rock fill dam

GİRİŞ

Menba yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj teknolojisi dünyada yaygın olarak kullanılmaktadır. Ülkemizde de çekirdek malzemesi temini her zaman kolaylıkla mümkün olmadığından bu tip

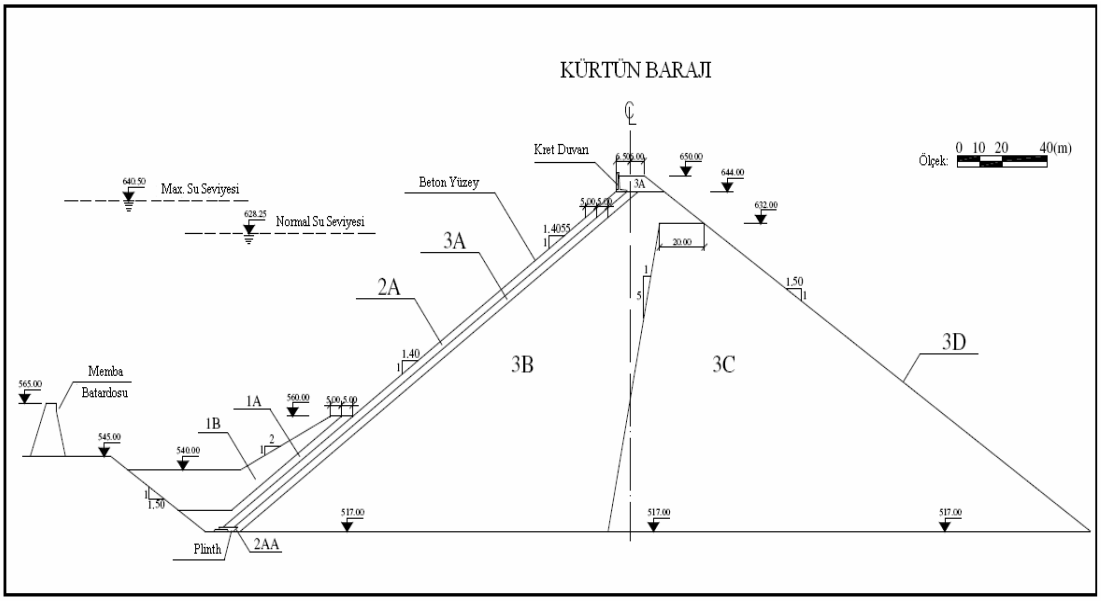
[1] İnş.Y.Müh. Sinan TÜRKMEN, İstanbul İl Özel İdaresi, İstanbul, snntrkmn@yahoo.com
[2] Prof.Dr. Kutay ÖZAYDIN, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, ozaydin@yildiz.edu.tr
[3] Doç.Dr. Mehmet BERİLGEN, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, berilgen@yildiz.edu.tr
[4] Yard.Doç.Dr. Havvanur KILIÇ, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, kilic@yildiz.edu.tr

baraj uygulamaları tercih edilmeye başlanmıştır. Kürtün Barajı, ülkemizde yeni uygulanmaya başlanılan menba yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj teknolojisi ile inşa edilen ilk barajdır (Kürtün Barajı, 1997-2002).

Doğu Karadeniz Bölgesi Harşit Projesi dâhilindeki Kürtün Barajı, Gümüşhane ilinin 27 km kuzeybatısında ve Kürtün İlçesi'nin 3 km kuzeyinde Harşit Çayı üzerindedir. Baraj santrali 85 MW kurulu gücünde olup yıllık 198 GWh enerji üretecek kapasitededir. Harşit Projesi içerisindeki enerji üretim payı %8.2'dir. Kaya dolgunun inşası 1997 yılında başlamış ve 28.04.1999 yılında tamamlanmıstır. Kaya dolgunun tamamlanmasından sonra inşaat süreci beton membranın yapımının başlanmasına kadar 1.5 yıl kadar durmuştur. Beton membranın yapımının tamamlanmasından sonra baraj kreti üzerindeki parapet duvar ve onun arkasındaki dolgu inşaatı bitirilmiştir. Rezervuara su alınmaya 08.02.2002 tarihinde başlanmış ve 28.05.2002 günü rezervuardaki su seviyesi +630 m kotuna çıkmıştır. Kürtün Barajı akarsu yatağından 133 m yüksekliktedir. Menba tarafındaki şevi 1.4:1; mansap tarafındaki şevi ise 1.5:1 (yatay:dikey) eğiminde, kret uzunluğu ise 300 m'dir. Baraj dar ve kayalık bir vadi üzerinde inşa edilmiştir. Akarsu genişliği 40 m'dir ve ortalama yamaç şevleri sol tarafta 61, sağ tarafta 52 derecedir. Şekil 1'de barajın menba tarafından görüntüsü gösterilmiştir (DSİ, 2003). Barajın bulunduğu çevredeki ana zemin formasyonları granodiyorit, diyabaz, andezit ve kireçtaşıdır. Kürtün Barajı ise granodiyorit formasyonunun üzerine oturmaktadır. Şekil 2'de Kürtün barajı en kesiti ve dolgu malzemeleri gösterilmiştir. Çizelge1'de de Kürtün barajı dolgu malzemeleri ve özellikleri gösterilmiştir.



Şekil 1. Menba tarafından Kürtün barajının görünümü (DSI, 2003)



Şekil 2. Kürtün barajı en kesiti ve dolgu malzemeleri (Özkuzukıran, 2005)

Çizelge1. Kürtün barajı dolgu malzemeleri ve özellikleri (Özkuzukıran, 2005)

Bölge	Malzeme				Yerleştirme	
	Cinsi	Boyut			Tabakalar (m)	Sıkıştırma
		D_{maks} (mm)	Kum Limiti (%)	İnce Limiti (%)		
1A	Geçirimsiz Dolgu	50	>70	>35	0,60	4 geçiş statik
1B	Tuvenan Alüvyon	400	-	<20	0,60	4 geçiş
2A	Elenmiş Kaya (veya alüvyon)	150	30-55	2-10	0,40	6 geçiş (yüzey:4 statik + 6 dinamik)
2AA	Filtre	20	70-100 40%<0,5	<5	-	-
3A	Seçilmiş Kaya	300	15-45	<5	0,40	6 geçiş
3B	Ocak Kayası ile Dolgu	600	<20	<5	0,80	4 geçiş + 150 lt/m^3 su
3C	Ocak Kayası ile Dolgu	1000	-	<2	1,20	4 geçiş
3D	Seçilmiş Kaya	2000	-	-	Yüzeye yerleştirilmiş kaya	

İki Boyutlu Dinamik Analizler ve Kullanılan Deprem Kayıtları

İki boyutlu dinamik davranış analizleri, eşdeğer lineer yöntemle çalışan Quake/W (2007) programı kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde deprem ivmesi baraj tabanından uygulanmıştır. Baraj tabanında yer alan düğüm noktaları yatay ve düşey doğrultuda mesnetlenerek her iki doğrultuda da hareket etmeleri engellenmiştir. Baraj dolgusunun dinamik davranış analizlerinde, suyun deprem sırasındaki davranışa etkisinin anlaşılabilmesi açısından menba kısmının dolu ve boş olması durumları için analizler yapılmış ve şevin çesitli noktalarında oluşan ivmeler, deplasmanlar ve gerilmeler hesaplanarak karsılaştırılmıştır. Barajın su dolu olması durumu için yapılan dinamik davranış analizlerinde normal rezervuar su yüksekliği

olan 111 m dikkate alınmış ve analizlerde, suyun deprem sırasında oluşturacağı hidrodinamik etki Westergaard (1931) tarafından geçirimsiz yüzeyler için önerilen aşağıdaki eşitlik kullanılarak göz önüne alınmıştır (Türkmen, 2009).

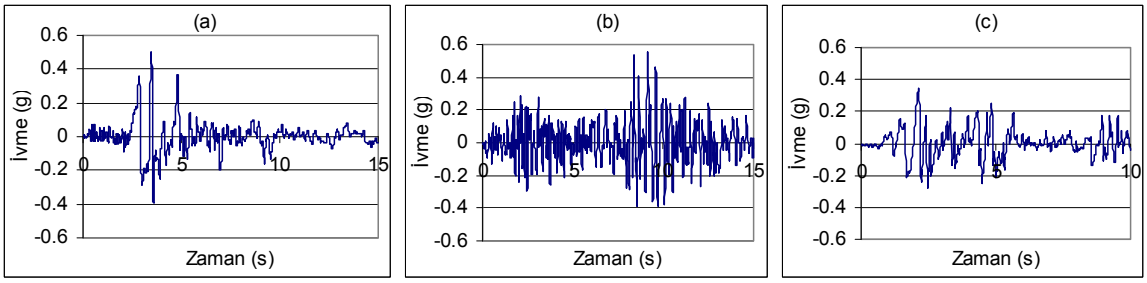
$$p(z) = \frac{7}{8} a\gamma (zh)^{1/2} \quad (1)$$

Burada $p(z)$ serbest su yüzeyinden z mesafesi kadar derinlikteki hidrodinamik basınç, a deprem sırasında birim zamanda etkiyen yatay yer ivmesi, γ suyun birim hacim ağırlığı, h ise suyun yüksekliğidir. Burada a değeri birim zamana göre ve z değeri de serbest yüzeyden derine indikçe değişeceğinden, deprem sırasında dinamik davranış analizinde tek bir hidrodinamik basınç değeri oluşmayacaktır. Bu nedenle suyun temas ettiği beton yüzey boyunca her bir düğüm noktası için ayrı bir basınç değeri hesaplanmıştır.

Kürtün Barajı'nın iki boyutlu dinamik analizlerinde geçmiş yıllarda yaşanmış ve kaya zeminlerde kaydedilmiş gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Gümüşhane ili sınırları içinde bulunan Kürtün Barajı bölgesine en yakın büyük deprem Erzincan'da olduğu için 1992 Erzincan Depremi kaydı analizlerde kullanılmıştır. Bunun dışında 1994 Nortridge ve 1989 Loma Prieta depremi kayıtları kullanılarak barajın menba tarafının su dolu ve boş olması durumları incelenmiştir. Analizlerde kullanılan bu kayıtlara ait özellikler Çizelge 2'de sunulmuştur. Şekil 3'de analizlerde kullanılan kayıtlar gösterilmiştir.

Çizelge 2. Analizlerde kullanılan kayıtlara ait özellikler

Kayıt adı	Maksimum ivme (g)	M_w (Magnitüd)
1992 Erzincan Depremi	0.4979	6.9
1994 Nortridge Depremi	0.5500	6.7
1989 Loma Prieta depremi	0.3484	6.9



Şekil 3. Dinamik analizlerde kullanılan kayıtlar a) 1992 Erzincan Depremi ivme kaydı (EW) b) 1994 Northridge Depremi ivme kaydı (EW) c) 1989 Loma Prieta Depremi ivme kaydı (NS)

Analizlerde 1992 Erzincan Depremi'nin 0.01 saniye zaman aralıklı ve maksimum yatay ivmesi 0.49791 g olan 15 saniyelik doğu-batı yönünde alınan kaydı kullanılmıştır. 1992 Erzincan Depremi ivme kaydıyla yapılan dinamik davranış analizlerinde elde edilen değerlerin tutarlılığını anlayabilmek için maksimum yatay ivmesi 0.55g olan ve 1994 Northridge Depremi'nde E-W yönlü alınan 15 saniyelik bir deprem kaydı ve 1989 Loma Prieta Depremi'nde N-S yönlü alınan 10 saniye uzunluğunda, maksimum yatay ivme değeri 0.34842 g olan bir kayıt kullanılarak dinamik analizler tekrarlanmıştır.

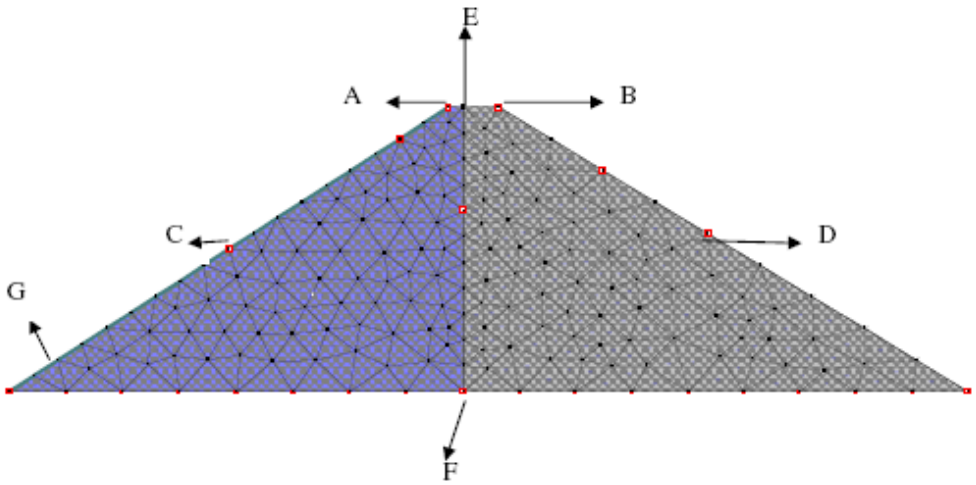
Barajın deprem sırasındaki dinamik davranışına 3B ve 3C malzemeleri dışında kalan diğer malzemelerin belirgin bir etkileri olmadığı (Şekil 2 ve Çizelge 1'de gösterilen) belirlenmiştir (Saboya et al, 1993). Bu nedenle sonlu elemanlar analizlerinde baraj gövdesinin 3B ve 3C

malzemelerinden oluştuğu kabul edilmiştir. Baraj dolgusu için analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 3'de gösterilmiştir (Türkmen, 2009).
Baraj gövdesini oluşturan malzemelerinin G/G_{max} eğrileri program tarafından hesaplanarak kullanılmıştır.

Çizelge 3. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri.

	γ (kN/m^3)	E (kPa)	G (kPa)	Poisson Oranı
3B Malzemesi	21.0	2.444.200	977.680	0.25
3C Malzemesi	21.0	2.506.600	1.002.600	0.25
Beton kaplama	23.5	28.500.000	12.076.000	0.18

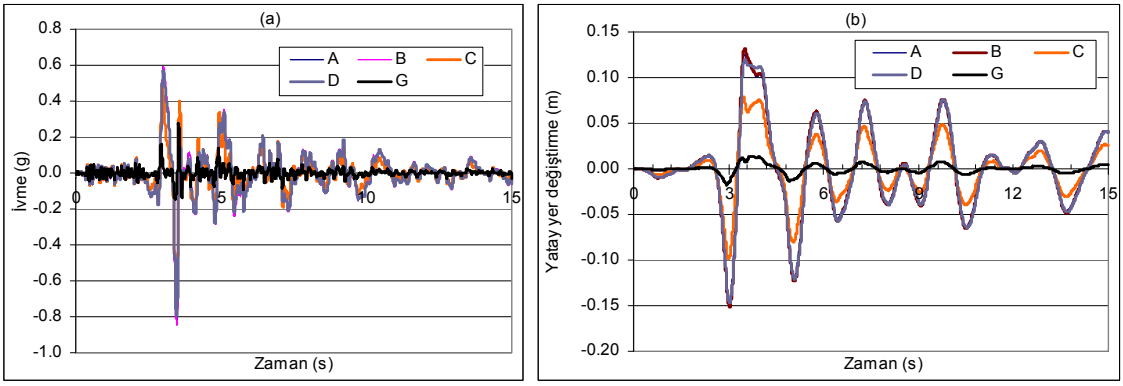
Barajın deprem sırasındaki dinamik davranışının anlaşılabilmesi için yapılan analiz sonuçları A, B, C, D, E, F ve G noktalarında elde edilen yatay ivme ve yer değiştirme değerlerine göre değerlendirilmiştir. Şekil 4'te barajın sonlu elemanlar modeli ve dinamik analiz sonuçlarının değerlendirildiği noktalar gösterilmiştir. Barajın beton kaplamalı menba tarafında A, C ve G noktaları, mansap tarafında B ve D noktaları, barajın kreti üzerinde E noktası ve baraj tabanında F noktası yer almaktdır.



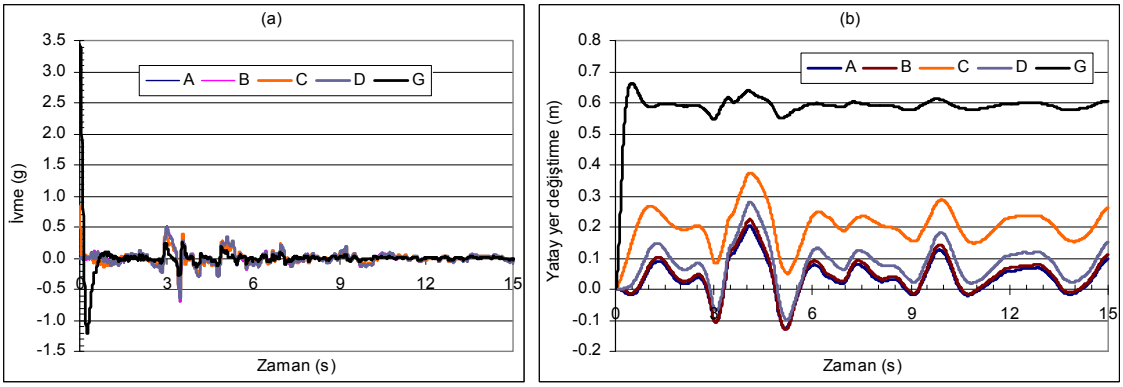
Şekil 4. Barajın sonlu elemanlar modeli ve analiz değerlendirme noktaları (Türkmen, 2009)

1992 Erzincan Depremi İvme Kaydı ile Dinamik Davranış Analizi

1992 Erzincan Deprem kaydı kullanılarak barajın menba tarafının boş ve dolu olması durumları için yapılan analiz sonuçlarına göre belirlenen yatay yer ivmesinin ve yer değiştirmelerin A, B, C, D ve G noktalarında değişimi sırasıyla Şekil 5 ve Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 5. Baraj boş halde iken A, B, C, D ve G noktalarında a) yatay ivmenin zamana bağlı değişimi b) yatay yer değiştirmenin zamana bağlı değişimi



Şekil 6. Baraj dolu halde iken A, B, C, D ve G noktalarında a) yatay ivmenin zamana bağlı değişimi b) yatay yer değiştirmenin zamana bağlı değişimi

Şekil 5a'da görüldüğü gibi baraj boş iken beton yüzün üzerindeki A, C ve G düğüm noktalarına mansap tarafındaki B ve D düğüm noktalarından daha az yatay ivme etkimektedir. Şekil 6a'da ise baraj dolu iken 1. saniyeye kadar beton yüzün alt tarafında kalan G düğüm noktasına diğer noktalara göre oldukça yüksek değerde yatay ivme etki ederken, 1. saniyeden sonra bu değerlerin diğer düğüm noktalarının seviyesine indiği görülmektedir.

Şekil 5b'de görüldüğü gibi G düğüm noktasının, baraj boş iken deprem yüklerinin dışında diğer düğüm noktalarından farklı fazladan bir yüke maruz kalmadığı, kaya zemine yatay ve düşey yönden mesnetlenen baraj tabanına da yakın olduğu için diğer noktalara oranla daha az yatay yer değiştirme meydana geldiği belirlenmiştir. Şekil 6b'de ise baraj dolu iken derinleştikçe artan suyun hidrodinamik basıncının en çok etkidiği noktalarından biri olması nedeniyle yatay yer değiştirmenin diğer noktalardan oldukça fazla olduğu görülmektedir. Yine C noktasının da G'den sonra en çok hidrodinamik basınca maruz kalan nokta olmasının etkisiyle diğer noktalardan daha fazla yatay yer değiştirme yaptığı görülmüştür. Baraj tepesinde yer alan A ve B noktaları suyla temas etmediği için hidrodinamik basıncın etkisi yoktur ve yatay deprem ivmesinin dışında üzerlerine yük etkimemektedir. Dolayısıyla bu noktaların yatay yer değiştirmeleri, barajın mansap yüzünde ortalarda yer alan ve üzerine kendi üstündeki zeminin kütlesi de binen D noktasınınkinden daha azdır. Barajın boş ve dolu durumları için hesaplanan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri Çizelge 4'te özetlenmiştir.

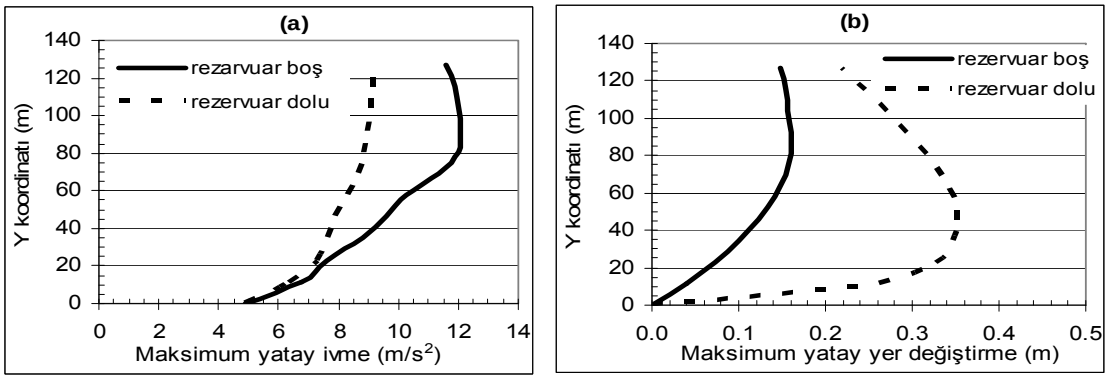
Çizelge 4. Barajın değişik noktaları için hesaplanan en yüksek yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri (1992 Erzincan Depremi)

Nokta	Baraj arkası boş		Baraj arkası dolu	
	d_{max} (m)	a_{max}(g)	d_{max} (m)	a_{max}(g)
A	0.146	0.829	0.204	0.700
B	0.151	0.849	0.225	0.700
C	0.100	0.634	0.375	0.844
D	0.147	0.790	0.281	0.638
G	0.017	0.276	0.663	3.443 (1) 0.209 (2)

(1) yükleme başlangıcındaki yaklaşık değer (2) daha sonrası için en büyük değer

Barajın menba ve mansap yüzeylerindeki noktaların deprem sırasındaki davranışlarının incelenmesi yanında, gövde kesitinin orta bölümünün dinamik davranışını araştırmak için E ve F noktaları arasından geçen düşey kesit ele alınmıştır. Deprem boyunca gerçekleşen maksimum yatay ivme ve maksimum yatay yer değiştirmenin düşey mesafeye bağlı

değişimleri sırası ile Şekil 7a ve Şekil 7b'de gösterilmiştir. Baraj tabanı 0 m değerini baraj kreti ise 127m değerine karşılık gelmektedir.



Şekil 7. Baraj orta kesitinde (E-F doğrultusu) hesaplanan a) maksimum yatay ivmeler b) maksimum yatay yer değiştirmeler (1992 Erzincan Depremi)

Şekil 7a'da görüldüğü gibi barajın menba tarafında su varken belirlenen yatay ivme değerleri suyun olmadığı duruma göre daha küçük çıkmıştır. Şekil 7b'de görüldüğü gibi baraj boş iken 0.160 m olan maksimum yatay yer değiştirme, suyun hidrodinamik basıncının deprem sırasındaki etkisiyle baraj doluyken 0.353 m'ye çıkmıştır. Derinlik arttıkça suyun hidrodinamik basıncının da artmasıyla doğru orantılı olarak gövde merkezindeki yatay yer değiştirme de büyümüştür. Ancak baraj arkası boşken yaklaşık tabandan 90m yükseklikte, baraj arkası doluyken ise yaklaşık 50m yükseklikte en büyük değerine ulaşan yatay yer değiştirme, bu yüksekliklerden sonra azalmıştır. Bunun nedeninin de analizlerde baraj tabanının kaya zemine mesnetlenip yatay ve düşey hareketlerine izin verilmemesi olduğu düşünülmektedir.

1994 Northridge Depremi İvme Kaydı ile Dinamik Davranış Analizi

1994 Northridge Deprem kaydı kullanılarak barajın boş ve dolu durumları için yapılan dinamik analizler sonucu hesaplanan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri Çizelge 5'te özetlenmiştir.

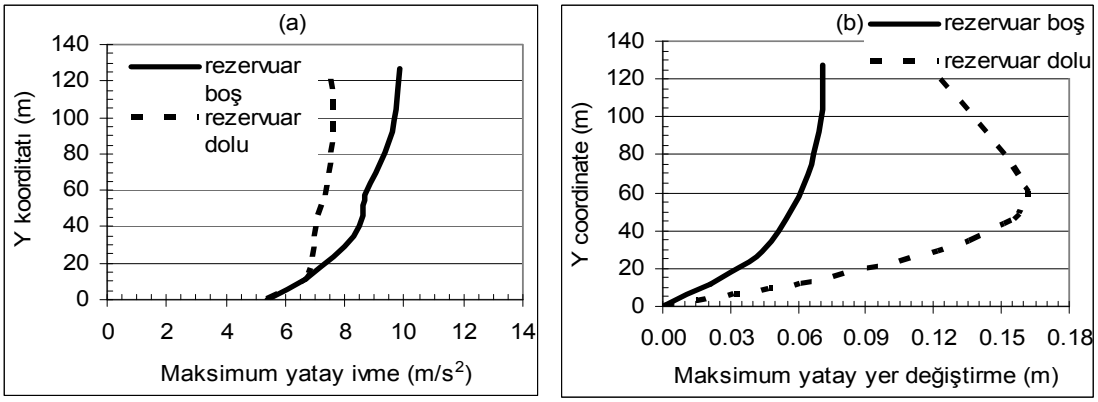
Çizelge 5. Barajın değisik noktaları için hesaplanan en yüksek yatay ivme ve yatay yer degistirme degerleri (1994 Northridge Depremi)

Nokta	Baraj arkası boş		Baraj arkası dolu	
	d_{max} (m)	a_{max}(g)	d_{max} (m)	a_{max}(g)
A	0.070	0.702	0.114	0.608
B	0.072	0.695	0.120	0.613
C	0.048	0.646	0.202	0.691
D	0.060	0.681	0.132	0.590
G	0.007	0.213	0.614	3.063 (1) 0.336 (2)

(1) yükleme başlangıcındaki yaklaşık değer (2) daha sonrası için en büyük değer

Barajın gövdesinin tabandan yüksekliği boyunca dinamik davranışını incelemek amacıyla düşey orta kesiti (EF) üzerinde ivmelerin ve yer değiştirmelerin değişimi incelenmiştir. Şekil 8a ve Şekil 8b'de tabandan yüksekliğe bağlı olarak sırası ile maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değişimleri görülmektedir. Şekil 8b'de görüldüğü üzere boş iken baraj gövdesi baraj tabanına yaklaştıkça daha az yatay hareket yapmıştır. Baraj tabanı mesnetlenip yatay ve düşey yönden hareketine izin verilmediği için E noktasının bulunduğu en üst noktada yatay hareket en yüksek değerine (0,071 m) ulaşırken aşağılara inildikçe giderek azalmış ve tabanda bulunan F noktasında 0,00 (sıfır) değerini almıştır. Baraj dolu halde yapılan analizde ise yatay hareketin baraj kretinden (E noktasından) aşağıya doğru arttığı fakat 57-58 m yükseklik

aralığında ulaştığı 0,162 m'lik en yüksek değerden sonra azalmaya başladığı görülmektedir. Baraj tabanındaki F noktasının yatay ve düşey yönde mesnetlendiği kabul edilmiştir.



Şekil 8. Baraj orta kesitinde (E-F doğrultusu) hesaplanan a) maksimum yatay ivmeler b) maksimum yatay yer değiştirme (1994 Northridge Depremi)

1989 Loma Prieta Depremi İvme Kaydı ile Dinamik Davranış Analizi

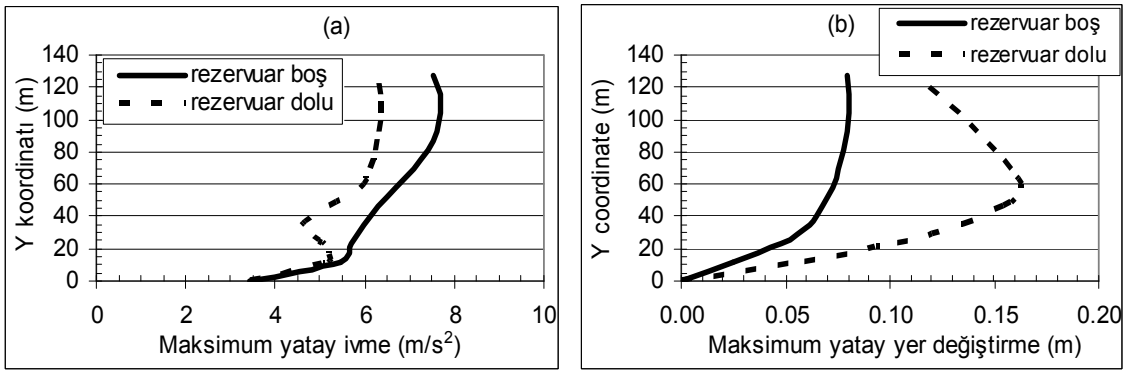
1992 Erzincan Depremi ve 1994 Northridge Deprem kayıtları kullanılarak yapılan analizlere ek olarak 1989 Loma Prieta Depremi'nden alınan 10 saniye uzunluğunda, yatay ivme değeri 0.34842 g olan bir kayıt (Şekil 3) kullanılarak dinamik analizler tekrarlanmıştır. Barajın boş ve dolu olması durumları için hesaplanan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri Çizelge 6'da özetlenmiştir.

Çizelge 6. Barajın değişik noktaları için hesaplanan en yüksek yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri (1989 Loma Prieta Depremi)

Nokta	Baraj arkası boş		Baraj arkası dolu	
	d_{max} (m)	a_{max}(g)	d_{max} (m)	a_{max}(g)
A	0.079	0.507	0.110	0.480
B	0.080	0.526	0.116	0.487
C	0.056	0.402	0.206	0.693
D	0.073	0.471	0.127	0.425
G	0.009	0.252	0.678	3.122 (1) 0.260 (2)

(1) yükleme başlangıcındaki yaklaşık değer (2) daha sonrası için en büyük değer

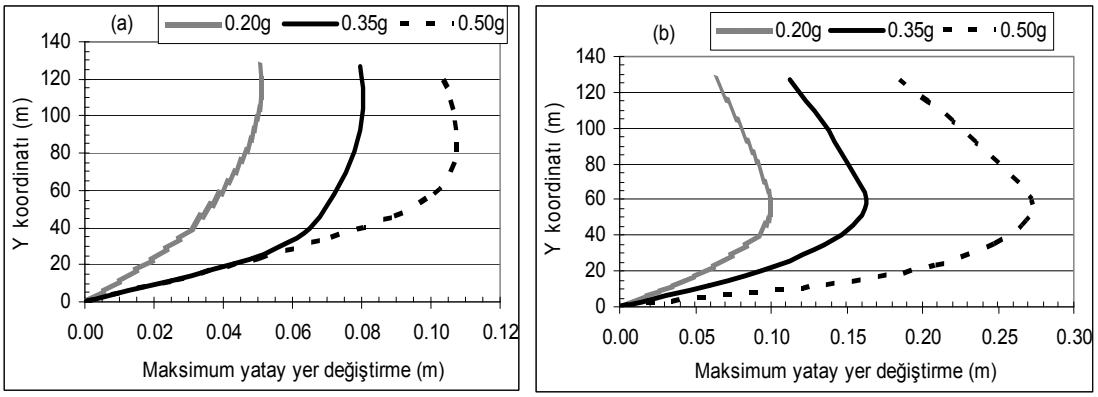
Şekil 9a ve Şekil 9b'de, sırası ile baraj ortasında alınan bir düşey kesit (EF) boyunca hesaplanan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değişimleri gösterilmiştir. Hesaplanan maksimum ivme ve yatay yer değiştirmelerin, baraj tabanından kretine doğru değişimlerinin 1992 Erzincan ve 1994 Northridge depremleri için hesaplanan davranışa benzer olduğu gözlenmektedir.



Şekil 9. Baraj orta kesitinde (E-F doğrultusu) hesaplanan a) maksimum yatay ivmeler b) maksimum yatay yer değiştirme (1989 Loma Prieta Depremi)

Sarsıntı Şiddetinin Baraj Dinamik Davranışı Üzerindeki Etkisi

3 değişik deprem kaydı kullanılarak barajın davranışı analiz edilmiş ve kullanılan deprem kaydının dinamik davranış üzerinde olası etkileri araştırılmıştır. Bunlardan ilk iki deprem kaydı (1992 Erzincan ve 1994 Northridge) birbirine yakın maksimum yatay ivme (sırası ile 0.50g ve 0.55g) ve aynı etkime süresi (15s) ile taban yer hareketi girdisi olarak kullanılmıştır. Üçüncü deprem kaydı (Loma Prieta) ise bunlara göre daha hafif şiddette (a_{mak}=0.35 g) olup 10s süre ile etkitilmiştir. Tek bir deprem kaydı ile farklı şiddette sarsıntıların baraj dinamik davranışı üzerindeki etkisini araştırılmak için 1989 Loma Prieta Depremi gerçek kaydı (a_{mak}=0.35g) yanında, maksimum yatay ivmesi a_{mak}=0.20 g ve a_{mak}=0.50 g olacak şekilde ölçeklendirilerek dinamik analizlerde kullanılmıştır. Şekil 10a ve Şekil 10b'de baraj arkası boşken ve baraj arkası doluyken sırası ile deprem girdisinin maksimum yatay ivmesi 0.20g ve 0.50g olarak ölçeklendirilmesi ile hesaplanan, baraj ortasından geçen düşey kesit (EF) boyunca yatay yer değiştirmeler gösterilmiştir.



Şekil 10. Loma Prieta Deprem kaydının 0.20g, 0.35g ve 0.50g değerine ölçeklendirilmesi durumunda rezervuar a) boş ve b) dolu halde iken elde edilen maksimum yatay yer değiştirmeler

Görüldüğü gibi sarsıntı şiddetinin artması ile baraj gövdesi ortasındaki yatay yer değiştirmeler doğru orantılı olarak etkilenmektedir. En yüksek yatay ivmenin 0.35 g olduğu gerçek deprem kaydı ile baraj dolu iken hesaplanan maksimum yer değiştirme 0.163 m iken, bu rakam ivme kaydı a_{mak}=0.20g olacak şekilde ölçeklendiğinde 0.100m ve 0.50g olacak şekilde ölçeklendiğinde ise 0.273 m olarak hesaplanmıştır (Şekil 10a ve Şekil 10b). Her üç analizde de yatay yer değiştirmelerin yükseklikle değişiminin benzer bir davranış gösterdiği gözlenmektedir. Çizelge 7'de barajın boş ve dolu olduğu durumlar için maksimum yatay ivmenin 0.20g, 0.35g ve 0.50g değerlerine göre ölçeklenerek yapılan analizlerden hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme değerleri gösterilmiştir.

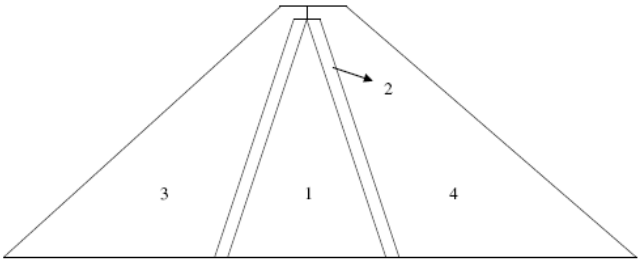
Çizelge 7. Loma Prieta Depremi ivme kaydı ölçeklendirilerek hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme değerleri

a_{max} (g)	Maksimum yatay yer değiştirme (m)	
	Baraj arkası boş	Baraj arkası dolu
0.20	0.051	0.100
0.35	0.081	0.163
0.50	0.108	0.273

Beton Kaplamasız Barajın Dinamik Davranışının Analizi

Barajın beton kaplama yerine klasik kil çekirdekli baraj olarak (Şekil 11) inşa edilmesi durumunda deprem sırasındaki dinamik davranışı araştırılmıştır. Çizelge 8'de zemin

parametreleri verilen kil çekirdek sağ ve sol kenar şevleri 1:3.43 (yatay:düsey) eğimli olacak şekilde yerleştirilmiş ve çevresine 5 m genişliğinde granüler bir dolgu dren yapıldıktan sonra barajın ana dolgusu kaya dolgu olarak korunmuştur. Barajın boş hali ve su seviyesinin 111 m'de olması hali için dinamik analizler yapılmıştır. Analizlerde Şekil 3'de gösterilen 1992 Erzincan Depremi ivme kaydı kullanılmıştır.



Şekil 11. Kil çekirdekli baraj profili

Çizelge 8. Kil çekirdekli baraj malzeme parametreleri (Louadj et al, 2007)

Zemin Türü	E (MPa)	G (MPa)	Poisson Ratio
1	1383.7	519.02	0.33
2	2330.0	932.00	0.25
3	2444.2	977.68	0.25
4	2506.6	1002.60	0.25

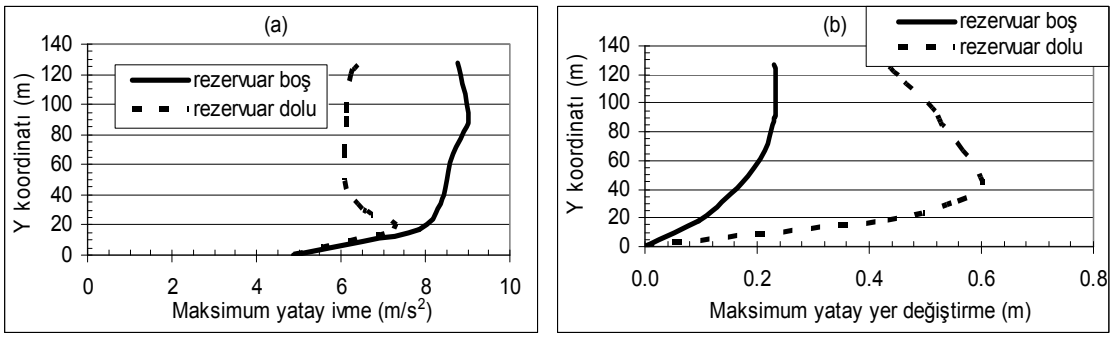
Tabandaki G noktası barajda su yokken 0.013 m ile en az yatay hareket yapan noktadır (Çizelge 9). Barajın kretinde yer alan A ve B noktaları birbirlerine çok yakın ve baraj boş iken en fazla yatay yer değiştirme yapan noktalar olmuşlardır. Barajdaki su seviyesi 111 m'de iken G noktası diğer noktalara göre çok daha büyük bir yatay yer değiştirme yapmaktadır (Çizelge 9). Daha önce de belirtildiği gibi suyun deprem sırasında temas ettiği yüzeylerde yarattığı hidrodinamik basınç derinliğin artmasıyla büyümektedir. A ve B noktaları kret kotunda yer almaları sebebiyle su seviyesinin üstünde olmalarına rağmen, suyun yarattığı basıncın etkisiyle barajın boş haline göre 20 cm'ye yakın daha fazla yatay yer değiştirme yapmışlardır.

Çizelge 9. Kil çekirdekli barajda deprem sırasında olusan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri (1992 Erzincan Depremi)

Nokta	Baraj arkası boş		Baraj arkası dolu	
	d_{max} (m)	a_{max}(g)	d_{max} (m)	a_{max}(g)
A	0.231	0.622	0.427	0.516
B	0.232	0.622	0.441	0.506
C	0.151	0.614	0.729	0.723
D	0.169	0.625	0.300	0.594
G	0.013	0.308	1.225	3.908 (1) 0.574 (2)

(1) yükleme başlangıcındaki yaklaşık değer (2) daha sonrası için en büyük değer

Barajın boş ve dolu olması durumları için baraj ortasından geçen bir düşey kesit boyunca (E-F kesiti) maksimum yatay ivme ve maksimum yatay yer değiştirme değerlerinin yükseklikle değişimleri, sırası ile Şekil 12a ve Şekil 12b'de gösterilmiştir.



Şekil 12. Kil çekirdekli baraj ortası düşey kesitte (E-F doğrultusu) hesaplanan a) maksimum yatay ivme değişimi b) maksimum yatay yer değiştirme değişimi (1992 Erzincan Depremi)

Barajın boş olması durumu için yatay yer değiştirmeler yükseklikle artmakta, yaklaşık 100 m kotunda en yüksek değerine ulaştıktan sonra hemen hemen sabit kalmaktadır. Barajın dolu olması durumunda ise hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme yaklaşık 45 m kotuna kadar yükseklikle artmakta, bu noktadan sonra yükseklik arttıkça yer değiştirmeler azalmaktadır. Suyun deprem sırasında oluşturduğu hidrodinamik etkinin mansap tarafındaki D noktası üzerinde dahi hissedildiği gözlenmektedir.

Menba yüzü beton kaplamalı ve kil çekirdekli barajların dinamik davranışını karşılaştırmak için, 1992 Erzincan Depremi etkisi altında hesaplanan maksimum yatay ivme ve maksimum yatay yer değiştirmelerin (Çizelge 4 ve Çizelge 9'da verilen değerlerin) karşılaştırılmasından; aynı deprem hareketine maruz kalan kil çekirdekli barajda menba yüzü beton kaplı baraja göre daha büyük yatay yer değiştirmeler meydana gelmesi beklenileceği, buna karşın baraja etkiyecek maksimum yatay ivmelerin (baraj tabanı hariç) daha küçük olacağı anlaşılmaktadır.

SONUÇLAR

1) Kaydedilen maksimum yatay ivmesi birbirine yakın olan (1992 Erzincan-a_{mak}=0.50g ve 1994 Northridge-a_{mak}=0.55g) deprem hareketleri altında beton kaplamalı barajın dinamik analiz sonuçları karşılaştırıldığında;

a) 1992 Erzincan Depremi hareketi etkisi altında, barajın boş ve dolu olması durumları için hesaplanan maksimum yatay ivmelerin ve maksimum yatay yer değiştirmelerin 1994 Northridge deprem hareketi için hesaplanan değerlerden biraz daha büyük olduğu görülmektedir. Barajın dinamik davranışının maksimum yatay ivme değeri yanında deprem frekans içeriğinden de etkilendiği anlaşılmaktadır.

b) Her iki deprem hareketi etkisinde de barajın dolu olması durumu için hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme değerlerinin boş durum için hesaplanan değerlerden oldukça büyük olması hidrodinamik etkilerin önemine işaret etmektedir. Bu durum özellikle barajın menba tarafında ve artan su derinliği ile daha bariz bir şekilde göze çarpmaktadır.

2) Kaydedilen maksimum yatay ivmesi 0.35g olan 1989 Loma Prieta deprem hareketi, maksimum ivme 0.20g, 0.35g ve 0.50g olarak ölçeklendirilerek beton kaplama yüzeyli barajın dinamik davranışı analiz edilmiştir. Baraj ortasından geçen bir düşey kesit üzerinde hesaplanan maksimum yatay ivme ve yatay yer değiştirme değerleri karşılaştırıldığında;

a) 1992 Erzincan ve 1994 Northridge depremlerine göre daha az şiddetli (a_{maks} = 0.35 g) olan bu deprem hareketi etkisinde barajın dolu olması durumunda beklenildiği gibi daha küçük ivme ve yer değiştirme değerleri elde edilmiştir. Boş durumda hesaplanan değerlerin birbirine daha yakın olduğu gözlenmektedir.

b) Aynı deprem hareketinin farklı maksimum yatay ivme değerine göre ölçeklendirilerek etkitilmesi durumunda; barajın boş ve dolu olması durumları için hesaplanan maksimum yatay yer değiştirmelerin uygulanan maksimum ivme değerine bağlı olarak arttığı, yükseklikle değişimlerinin biçim olarak birbirine benzer olduğu gözlenmektedir.

c) Dolu barajda (su yüksekligi 111 m) deprem etkisinde oluşan maksimum yatay yer değiştirmelerin yükseklikle değişimleri incelendiğinde, en büyük yer değiştirmenin baraj su yüksekliğinin yaklaşık yarısı seviyesinde (tabandan 55-60m yükseklikte) oluştuğu gözlenmektedir. Su yüzeyine ve tabana doğru yer değiştirmeler azalmaktadır (baraj tabanı kaya zemine yatay ve düsey yönde mesnetlenerek yer değiştirmelere izin verilmemiştir).

3) Barajın beton kaplama yerine klasik kil çekirdek ile inşa edilmesi durumunda olası dinamik davranışı 1992 Erzincan deprem hareketi etkisine maruz bırakılarak analiz edilmiştir. Beton kaplamalı ve kil çekirdekli barajların dinamik davranış analizlerinin sonuçlarının karsılastırılmasından;

a) Barajın boş ve dolu olması durumları için, kil çekirdekli barajda beton kaplamalı baraja göre daha büyük yatay yer değiştirmeler oluştuğu gözlenmektedir.

b) Kil çekirdekli baraja etkiyecek maksimum yatay ivmelerin ise gerek boş gerekse dolu durumda beton kaplamalı baraja göre daha küçük olduğu gözlenmektedir.

KAYNAKLAR

DSI (1997- 2003) Kürtün Barajı, Ankara

GEO-SLOPE (2007) Dynamic Modelling with QUAKE/W an Engineering Methology, Third Edition, Canada.

Louadj S, Bahar R, Laouami N, Slimani A, (2007), "Response of a Rockfill Dam Spatially Varying Earthquake Ground Motion", *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering,* 1181.

Özkuzukuran RS, (2005), "Settlement Behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams: A Case Study", Ph.D. Thesis Orta Dogu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Saboya FJr and Byrne PM, (1993) "Parameters for Stress and Deformation Analysis of Rockfill Dams", *Can. Geotech. J*., 30, 690-701.

Strasser M, Stegmann S, Bussmann F, Anselmetti FS, Rick B, Kopf A, (2007), "Lake Lucerne as Model for Ocean Margins", *Marine Geology.*

Westergaard HM, (1931), Water Pressures on Dams During Earthquakes, *ASCE Transactions,* No:1835, 418-433 pp.

Türkmen S, (2009) "Deprem Durumunda Şev Stabilitesi Analizi" Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

KAYA DOLGU BİR BARAJDA YATAY YERDEĞİŞTİRMELERİN BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF THE HORIZONTAL DISPLACEMENT OF A ROCKFILL DAM

Çiğdem ÖZÇELİK[1] ve Havvanur KILIÇ[2]

ÖZET

Bu çalışmada, kaya üzerine oturan menba yüzü beton kaplı kaya dolgudan inşa edilen Kürtün Barajı'nda olası bir deprem sırasında meydana gelebilecek yatay yerdeğiştirmeler incelenmiştir. Bu amaçla 3 farklı deprem kaydına ve baraj rezervuarının boş ve dolu olması durumlarına göre analizler yapılmıştır. Öncelikle şev stabilite analizleri yapılarak olası en kritik kayma yüzeyleri ve yenilme ivmesi değerleri bulunmuştur. Daha sonra ise barajın iki boyutlu dinamik davranış analizleri Quake/W programı ile yapılmış ve baraj kretindeki maksimum ivme değerleri bu analizlerden alınmıştır. Elde edilen tüm veriler kullanılarak baraj rezervuarının boş ve dolu olması durumları için Makdisi-Seed yöntemi ile yatay yerdeğiştirmeler belirlenmiştir. Belirlenen bu yerdeğiştirmeler Quake/W programı ile elde edilen yatay yerdeğiştirmeler ile karşılaştırılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Kürtün Barajı, Yatay Yerdeğiştirme, Makdisi-Seed.

ABSTRACT

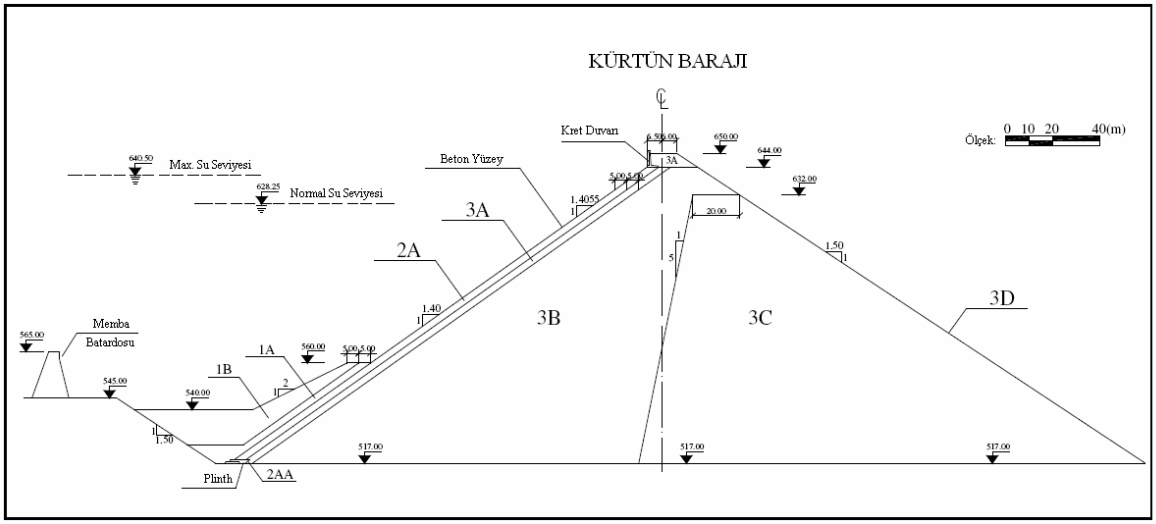
In this study, the horizontal displacements of Kurtun Dam, which is a rock fill dam with concrete covered upstream slope is investigated during a possible earthquake. For that purpose, the analyses are performed for empty and full dam reservoir conditions by using three different earthquake records. First, the most critical slip surfaces and yield accelerations (acceleration when the factory of safety is equal 1) are generated for both conditions by using slope stability analyses. Then, the maximum accelerations on dam's crest are computed by using Quake/W 2-D finite element programs. The horizontal displacements are computed with Makdisi-Seed method by using the yield accelarations and maximum crest accelarations determined from slope stability analysis and Quake/W finite element method program respectively. The horizontal displacements computed from Makdisi-Seed method compared with the ones obtained from Quake/W finite element program.
Keywords: Kurtun Dam, Horizontal Displacement, Makdisi-Seed.

1. GİRİŞ

Doğu Karadeniz Bölgesi Harşit Projesi dâhilindeki Kürtün Barajı, ülkemizde yeni uygulanmaya başlanılan menba yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj teknolojisi ile inşa edilen ilk barajdır (Kürtün Barajı, 1997-2002). Gümüşhane ilinin 27 km kuzeybatısında ve Kürtün İlçesi'nin 3 km kuzeyinde Harşit Çayı üzerindedir. Baraj santrali 85 MW kurulu gücünde olup yıllık 198 GWh enerji üretecek kapasitededir. Harşit Projesi içerisindeki enerji üretim payı %8.2'dir. Kaya dolgunun inşası 1997 yılında başlamış ve 28.04.1999 yılında tamamlanmıştır. Kaya dolgunun tamamlanmasından sonra inşaat süreci beton membranın yapımının başlanmasına kadar 1.5 yıl kadar durmuştur. Beton membranın yapımının tamamlanmasından sonra baraj kreti üzerindeki parapet duvar ve onun

[1] Araş. Gör., YTÜ, İstanbul, cozcelik@yildiz.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr, YTÜ, İstanbul, kilic@yildiz.edu.tr

arkasındaki dolgu inşaatı bitirilmiştir. Rezervuara su alınmaya 08.02.2002 tarihinde başlanmış ve 28.05.2002 günü rezervuardaki su seviyesi +630 m kotuna çıkmıştır. Kürtün Barajı akarsu yatağından 133 m yüksekliktedir. Menba tarafındaki şevi 1.4:1; mansap tarafındaki şevi ise 1.5:1 (yatay:dikey) eğiminde, kret uzunluğu ise 300 m'dir. Baraj dar ve kayalık bir vadi üzerinde inşa edilmiştir. Akarsu genişliği 40 m ve ortalama yamaç şevleri sol tarafta 61, sağ tarafta 52 derecedir. Barajın bulunduğu çevredeki ana zemin formasyonları granodiyorit, diyabaz, andezit ve kireçtaşıdır. Kürtün Barajı ise granodiyorit formasyonunun üzerine oturmaktadır. Şekil 1'de Kürtün barajı en kesiti ve dolgu malzemeleri gösterilmiştir. Tablo1'de de Kürtün barajı dolgu malzemeleri ve özellikleri gösterilmiştir.



Şekil 1. Kürtün barajı en kesiti ve dolgu malzemeleri (Özkuzukıran, 2005)

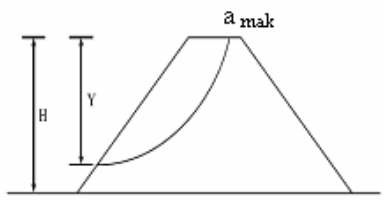
Türkmen (2009) tarafından Kürtün Barajı'nın iki boyutlu dinamik davranışı Quake/W programı ile eşdeğer lineer olarak analiz edilmiştir. Analizler 3 farklı deprem kaydı altında ve baraj gövdesi arkasında su depolandığı, boş olduğu ve yarısına kadar su ile dolu durumlarda tekrar edilerek barajın davranışı analiz edilmiştir. Analizlerde, barajın gerçekte olduğu gibi kaya üzerine inşa edildiği kabul edilip geçmiş yıllarda yaşanmış ve kaya zeminlerde kaydedilmiş gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu amaçla, baraj bölgesi yakınında meydana gelen 1992 Erzincan Depremi ve referans olması açısından 1994 Northridge ile 1989 Loma Prieta Depremi kayıtları kullanılmıştır.

Tablo 1. Kürtün barajı dolgu malzemeleri ve özellikleri (Özkuzukıran, 2005)

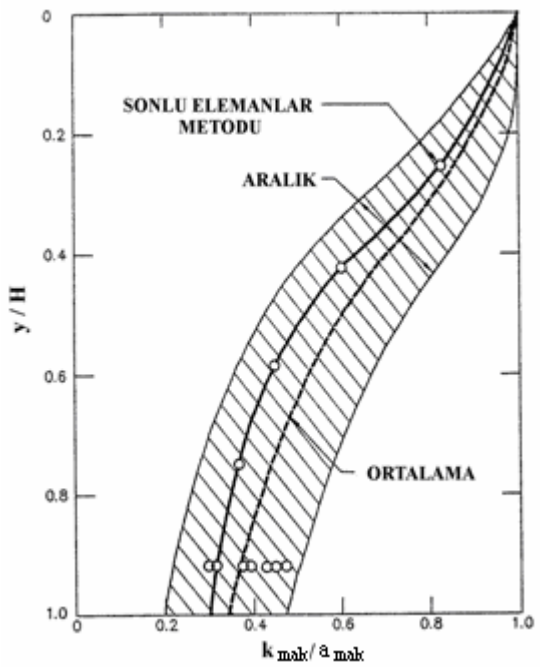
Bölge	Malzeme				Yapım Tekniği	
	Cinsi	Dane Boyutları			Tabaka (m)	10 t. ile Sıkıştırma
		D_{max} (mm)	Kum Oranı (%)	İnce Dane Oranı (%)		
1A	Geçirimsiz Dolgu	50	>70	>35	0.60	4 Geçiş (statik)
1B	Tuvenan Alüvyon	400	-	<20	0.60	4 Geçiş
2A	Elenmiş Kaya (ya da alüvyon)	150	30-55	2-10	0.40	6 Geçiş (yüzeyde 4 statik+6 dinamik)
2AA	Filtre	20	70-100 (%40<0.5)	<5	-	-
3A	Seçilmiş Kaya	300	15-45	<5	0.40	6 Geçiş
3B	Ocak Kayası Dolgusu	600	<20	<5	0.80	4 Geçiş + 150 lt/m^3 su
3C	Ocak Kayası Dolgusu	1000	-	<2	1.20	4 Geçiş
3D	Seçilmiş Kaya	2000	-	-	Yüzeye Yerleştirilmiş Kaya	

2. YATAY YERDEĞİŞTİRMELERİN BELİRLENMESİ

Dolgu barajlarda yatay yerdeğiştirmelerin belirlenmesi için Makdisi ve Seed (1978) tarafından geliştirilmiş ve Şekil 2'de sunulmuş yarı-ampirik yöntem sıklıkla kullanılmaktadır. Çevrimli gerilmeler altında kayma mukavemetinde azalma bekleniyorsa, bu durum statik kayma mukavemeti parametrelerinde göz önüne alınarak statik benzeşimli duraylılık analizi yapılıp güvenlik sayısını 1 yapan a_y yenilme ivmesi ve bu yüzeyin şev tepesinden olan maksimum derinliği y belirlenebilir. Bu yönteme göre kayma düzleminin kretten maksimum mesafesi olan "y" değeri ve baraj yüksekliği olan "H" değeri bilindiğinde deprem ivme katsayısı k_{mak}'ın maksimum kret ivmesi olan a_{kret} değerine oranı bulunabilir. Bu orandan yararlanılarak stabilite analizlerinde kullanılacak deprem ivme katsayısı olan k_{mak} değerinin belirlenebilmesi için baraj kreti üzerinde meydana gelecek ivme değerinin belirlenmesine ihtiyaç vardır. Kret ivme değeri doğrudan sismik tepki analizleri ile bulunabileceği gibi, Şekil 3'de Kavruk (2003), Çetin ve Unutmaz (2004) tarafından önerilen ve 90 adet sayısal analiz sonucuna dayalı olarak geliştirilen bağıntı yardımı ile de belirlenebilir. Daha sonra y/H oranına ve kret ivme değerine bağlı olarak Şekil 2'den deprem ivme katsayısı belirlenebilir. Sonrasında ise Şekil 4 kullanılarak deprem büyüklüğüne bağlı olarak yatay yerdeğiştirme değeri elde edilir. Bu çalışmada, seçilen baraj kesiti için baraj arkası boşken ve su ile doluyken yapılan şev stabilite analizlerinde güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesi değerleri (a_y) ve buna bağlı olarak oluşan en kritik olası kayma yüzeyleri WinStabl programı kullanılarak belirlenmiştir. Kret ivme değerleri ise Quake/W programı ile yapılan iki boyutlu dinamik davranış analizlerinden alınmıştır (Türkmen, 2009).

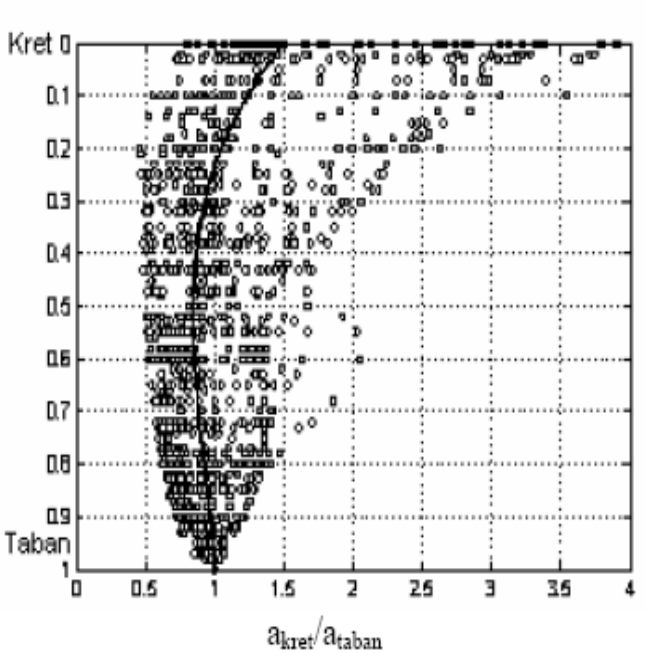


(a)

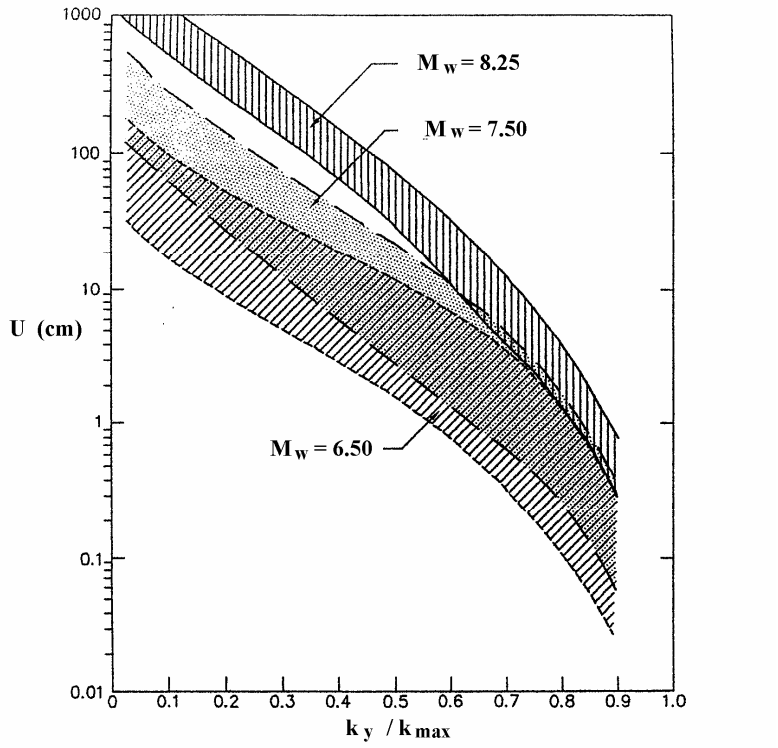


(b)

Şekil 2. (a) Makdisi ve Seed (1978) yönteminde kullanılan kısaltmalar, (b) barajlar ve dolgularda ortalama maksimum ivmenin potansiyel yenilme yüzeyi derinliği ile değişimi



Şekil 3. Derinliğe göre normalize edilmiş ivme büyütme faktörleri, Kavruk (2003)



Şekil 4. Deprem Büyüklüğüne Göre Kalıcı Yer değiştirmeler (Makdisi-Seed, 1978)

2.1. İki Boyutlu Analizler ve Kullanılan Deprem Kayıtları

İki boyutlu dinamik davranış analizleri, eşdeğer lineer yöntemle çalışan Quake/W (2007) programı kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde deprem ivmesi baraj tabanından uygulanmıştır. Baraj tabanında yer alan düğüm noktaları yatay ve düşey doğrultuda mesnetlenerek her iki doğrultuda da hareket etmeleri engellenmiştir. Quake/W ile yapılan analizlerde barajın su dolu hali için yapılan

analizlerde suyun deprem sırasında oluşturacağı hidrodinamik etki Westergaard'ın geçirimsiz yüzeyler için önerdiği aşağıdaki eşitlik kullanılarak göz önüne alınmıştır.

$$p(z) = \frac{7}{8} a\gamma (zh)^{1/2} \tag{1}$$

Burada p(z) serbest su yüzeyinden z mesafesi kadar derinlikteki hidrodinamik basınç, a deprem sırasında birim zamanda etkiyen yatay yer ivmesi, γ suyun birim hacim ağırlığı, h ise suyun yüksekliğidir. Burada a değeri birim zamana göre ve z değeri de serbest yüzeyden derine indikçe değişeceğinden, deprem sırasında dinamik davranış analizinde tek bir hidrodinamik basınç değeri oluşmayacaktır. Bu nedenle suyun temas ettiği beton yüzey boyunca her bir düğüm noktası için ayrı bir basınç değeri hesaplanmıştır (Türkmen, 2009).

Kürtün Barajı'nın iki boyutlu dinamik analizlerinde geçmiş yıllarda yaşanmış ve kaya zeminlerde kaydedilmiş gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Gümüşhane ili sınırları içinde bulunan Kürtün Barajı bölgesine en yakın büyük deprem Erzincan'da olduğu için 1992 Erzincan Depremi kaydı analizlerde kullanılmıştır. Bunun dışında 1994 Nortridge ve 1989 Loma Prieta depremi kayıtları kullanılarak barajın menba tarafının su dolu ve boş olması durumları incelenmiştir. Barajın su dolu hali için yapılan dinamik davranış analizlerinde normal rezervuar seviyesi yüksekliği olan 111 m dikkate alınmıştır. Analizlerde kullanılan deprem kayıtlarına ait özellikler Tablo 2'de sunulmuştur.

Tablo 2. Analizlerde kullanılan kayıtlara ait özellikler

	Maksimum ivme (g)	Mw (Magnitüd)
1992 Erzincan Depremi	0.4979	6.9
1994 Nortridge Depremi	0.5500	6.7
1989 Loma Prieta depremi	0.3484	6.9

Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 3'de gösterilmiştir.

Tablo 3. Dinamik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri (Türkmen, 2009)

	Birim Hac. Ağ. (kN/m^3)	Elas. Modülü (kPa)	Kayma Modülü (kPa)	Poisson Oranı
3B Malzemesi (Kaya Dolgu)	21.00	2444200	977680	0.25
3C Malzemesi (Kaya Dolgu)	21.00	2506600	1002600	0.25
Beton Kaplama	23.50	28500000	12076000	0.18

2.2. Analizlerden Belirlenen Yerdeğiştirme ve İvme Değerleri

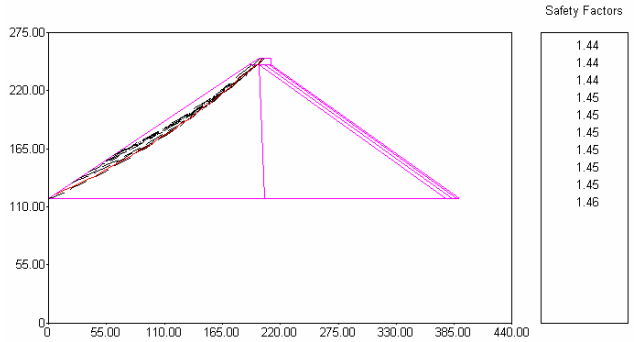
Kürtün Baraj kesitinin menba tarafı su ile doluyken ve boşken Tablo 2'de belirtilen deprem kayıtları kullanılarak analizler tekrar edilmiş ve baraj kretindeki ivme değeri (a_{mak}) ve yerdeğiştirme değerleri (d_{mak}) belirlenmiştir (Tablo 4).

Tablo 4. Quake/W programı ile yapılan analizlerden belirlenen değerler (Türkmen, 2009)

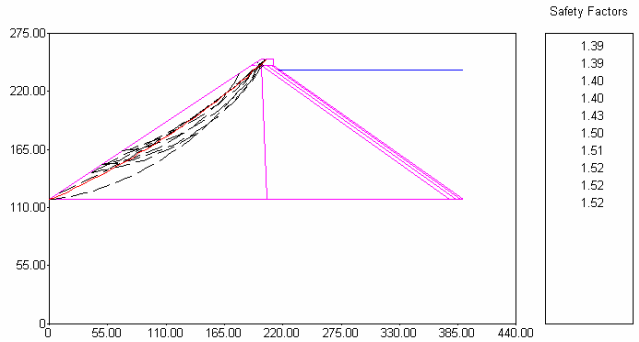
Deprem kaydı	Baraj menba tarafı boş		Baraj menba tarafı su dolu	
	d_{maks} (m)	a_{mak} (g)	d_{maks} (m)	a_{mak} (g)
1992 Erzincan Depremi	0.151	0.849	0.225	0.700
1994 Nortridge Depremi	0.072	0.695	0.120	0.613
1989 Loma Prieta depremi	0.080	0.526	0.116	0.487

2.3. WinStabl Programı Kullanılarak Yenilme İvmesinin Belirlenmesi

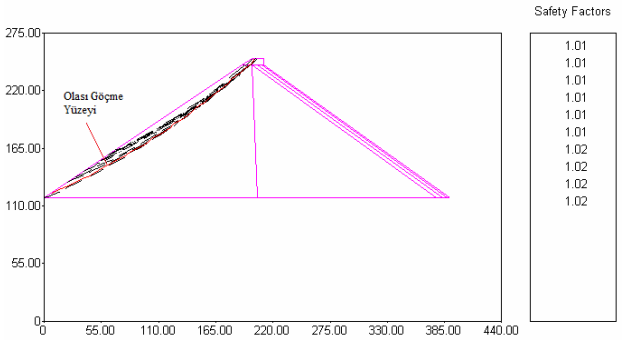
Baraj şevlerinin stabilite analizleri WinStabl programında Bishop yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Şekil 5 ve Şekil 6'da sırasıyla barajın statik yükler altında baraj arkası boşken ve su ile doluyken güvenlik sayısı ve göçme yüzeyi gösterilmiştir. Analizler baraj arkasının su dolu ve boş olduğu durumlar için depremli durumda güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesini belirlemek için tekrarlanmıştır. Şekil 7 ve Şekil 8'de sırasıyla baraj arkası boşken ve su ile doluyken güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesi değerlerinin belirlenmesi için göçme yüzeyleri gösterilmiştir. Barajın su dolu hali için yapılan analizlerde normal rezervuar seviyesi yüksekliği olan 111 m dikkate alınmıştır. Şekil 5, Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8'deki durumlar için belirlenen güvenlik sayıları ve yenilme ivmesi değerleri Tablo 5'de gösterilmiştir. Tablodan da görüldüğü üzere baraj arkası boşken statik durumda güvenlik sayısı 1.44 iken dinamik yük altında güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesi değeri 0.145g'dir. Baraj arkası su ile doluyken ise statik durumda güvenlik sayısı 1.39 iken dinamik yük altındaki güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesi değeri ise 0.10g'dir.



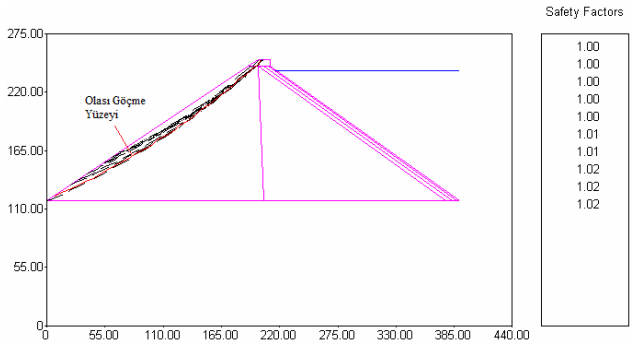
Şekil 5. Baraj arkası boşken statik yükler altındaki güvenlik sayısı ve göçme yüzeyi



Şekil 6. Baraj arkası doluyken statik yükler altındaki güvenlik sayısı ve göçme yüzeyi



Şekil 7. Baraj arkası boşken F=1 durumunda göçme yüzeyi ve a_y yenilme ivmesi



Şekil 8. Baraj arkası doluyken F=1 durumunda göçme yüzeyi ve a_y yenilme ivmesi

Tablo 5. WinStabl analizlerinden belirlenen güvenlik sayısı ve yenilme ivmesi değerleri

	Statik yükler altında baraj boş	Statik yükler altında baraj dolu	Baraj boş, F=1 durumunda yenilme ivmesi	Baraj dolu, F=1 durumunda yenilme ivmesi
Güvenlik sayısı	1.44	1.39	1	1
Yenilme ivmesi (a_y) (g)	-	-	0.145g	0.10g
y/H			0.964	

2.4. Maksidi-Seed Yöntemine Göre Yatay Yerdeğiştirmelerin Belirlenmesi

Erzincan, Nortridge ve Loma Prieta deprem kayıtları kullanılarak Makdisi-Seed yöntemine göre yatay yerdeğiştirme değerleri belirlenmiştir. Yöntemin uygulanması sırasında baraj şevi üstünde meydana gelen ivme değerleri Türkmen (2009)'dan alınmıştır (Tablo4).

Tablo 4'de verilen baraj tepesindeki ivme değerleri ve Tablo 5'de verilen yenilme ivmesi değerleri kullanılarak, Şekil 2 ve Şekil 4'den yararlanılarak Makdisi-Seed yöntemi uygulanmış ve yerdeğiştirme değerleri belirlenmiştir. Tablo 6'da belirlenen yatay yerdeğiştirme değerleri gösterilmiştir. Örneğin 1992 Erzincan depremi kayıtları ve baraj arkasının boş olması durumu için Winstable programı kullanılarak güvenlik sayısını 1 yapan yenilme ivmesi değeri 0.145g ve y/H oranı 0.964 olarak belirlenmiştir. Makdisi-Seed yöntemince verilen ortalama $k_{mak/}$ a_{mak} değeri Şekil 2'den 0.352 olarak okunmuştur. a_{mak} değeri ise iki boyutlu dinamik davranış analizi sonuçlarından (Tablo 4) elde edilmiş olup 0.849g'dir (Türkmen (2009)). Bu kret ivme değerinin Makdisi-Seed tarafından verilen 0.352 katsayısı ile çarpılması sonrası deprem yatay ivme katsayısı (k_{max}=0.352*x*0.849g/0.981) 0.305 olarak bulunur. Yenilme ivmesi katsayısı 0.148 (0.145g/0.981)'in yatay deprem ivme katsayısı 0.305'e oranı 0.48 ($k_{y/}$ k_{mak}) olup ve deprem büyüklüğüne bağlı olarak Şekil 4'den kalıcı yatay yerdeğiştirmenin alt ve üst sınırı sırasıyla 3.39 cm ile 14.54 cm arasında bulunmuştur.

Tablo 6. Makdisi-Seed yöntemi ile hesaplanan yatay yer değiştirme değerleri

Deprem	Baraj menba tarafı boş durumda			Baraj menba tarafı su dolu durumda		
	a_y (g)	a_{mak} (g)	Yer değiştirme (m)	a_y (g)	a_{mak} (g)	Yer değiştirme (m)
1992 Erzincan Depremi	0.145	0.849	0.034-0.145	0.10	0.700	0.08-0.254
1994 Nortridge Depremi	0.145	0.695	0.016-0.074	0.10	0.613	0.053-0.192
1989 Loma Prieta Depremi	0.145	0.526	0.004-0.018	0.10	0.487	0.026-0.111

Tablo 6'dan da görüldüğü üzere 1992 Erzincan Depremi hareketi etkisi altında baraj arkasının boş ve dolu olması durumları için hesaplanan olası yatay yerdeğiştirmelerin 1994 Northridge deprem hareketi ve 1989 Loma Prieta deprem hareketi için hesaplanan değerlerden biraz daha büyük olduğu görülmektedir. Barajın dinamik davranışının maksimum yatay ivme değeri yanında deprem frekans içeriğinden de etkilendiği anlaşılmaktadır. Her üç deprem hareketi etkisinde de baraj arkasının dolu olması durumu için hesaplanan olası yatay yerdeğiştirme

değerlerinin baraj arkasının boş olması durumu için hesaplanan değerlerden oldukça büyük olması hidrodinamik etkilerin önemine işaret etmektedir.

SONUÇ

Bu çalışmada, kaya zemin üzerine oturan Kürtün Barajı'nda olası bir deprem sırasında meydana gelebilecek olası yatay yerdeğiştirmeler belirlenmiştir. Bu amaçla öncelikle WinStabl programı kullanılarak baraj arkasının boş ve su ile dolu olması durumları için şev stabilite analizleri yapılarak yenilme ivmesi değerleri (a_y) belirlenmiştir. Daha sonra ise Türkmen (2009) tarafından Quake/W programı kullanılarak yapılan iki boyutlu dinamik davranış analizleri ile hesaplanan kretteki maksimum ivme değerlerinden faydalanılarak Makdisi-Seed (1978) tarafından tariflenen yöntem ile barajda oluşabilecek olası yatay yerdeğiştirmeler 3 farklı deprem için belirlenmiştir. Makdisi-Seed yöntemi ile elde edilen olası yatay yerdeğiştirmeler ile Quake/W programı kullanılarak elde edilen olası yerdeğiştirmeler karşılaştırıldığında genel olarak birbiri ile uyumlu sonuçlar elde edildiği görülmüş olup Makdisi-Seed yönteminin yoğun parametre çalışması gerektiren sayısal sismik tepki analizleri sonuçlarının mertebe kontrolünün yapılmasında iyi bir seçenek olduğu söylenebilir. Ayrıca baraj arkasının su ile dolu olması durumunda yatay yerdeğiştirmeler baraj arkasının boş olması durumuna göre daha büyük olduğu hesaplanmıştır. Bunun sebebi hidrodinamik su etkisidir. Bu sonuç, deprem bölgelerinde yapılması planlanan menba yüzü beton kaplı kaya dolgu barajların dinamik analizinde rezervuarın hidrodinamik etkisinin gözönüne alınması gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır.

KAYNAKLAR

Çetin, K. O. Ve Unutmaz B., (2004), "Dolgu barajların deprem davranışlarının belirlenmesinde mevcut yöntemler". 1. Ulusal Barajlar ve Hidroelektrik Santrallar Sempozyumu, Ankara

Kavruk, M. F. (2003), "Seismic behaviour of embankment dams". Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara.

Kürtün Barajı, (1997- 2002), DSI Ankara.

Makdisi, F. I. and Seed, H. B. (1978) "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations," J. Geotech. Eng. Div., ASCE 104(7), 849-867.

Özkuzukuran, R.S., (2005), "Settlement Behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams: A Case Study", Orta Dogu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Türkmen (2009) "Analysis of Slope Stability During Earthquake". Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Univ., FBE, İstanbul.

WinStable (2002), Third Version, University of Wisconsis-Madison.

KAZIKLI İSKELELERİN DEPREM PERFORMANSLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF PILE-WHARF STRUCTURES

Bilge SİYAHİ[1], Yasin FAHJAN[2], Bilge DORAN[3], Bülent AKBAŞ[4], Turğrul ÖZKAN[5]

ÖZET

Kıyı ulaşımının önemli bir parçası olan kazıklı iskele ve rıhtımların deprem performanslarının belirlenmesinde performansa dayalı tasarım ilkeleri kullanılabilmektedir. Bu bağlamda, 2007 yılında ülkemizde yürürlüğe giren Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği'nde (DLH, 2007), kazıklı rıhtım ve iskelelerin tasarımı ve değerlendirilmesi için performansa dayalı tasarım ve değerlendirme ilkelerinin kullanılması benimsenmiştir. DLH (2007) yönetmeliğinde tasarım ve değerlendirme için iki yöntem önerilmektedir; a)dayanıma göre tasarım, b)şekil değiştirmeye göre tasarım. Anılan yönetmelik çerçevesinde tanımlanan deprem seviyelerine bağlı olarak dayanıma göre tasarım yöntemleri D1 deprem seviyesi için normal ve basit yapılar da kullanılmakta olup, özel ve normal yapılarda D2 ve D3 deprem seviyeleri için şekil değiştirmeye göre tasarım yönteminin kullanılması gerekmektedir. Ancak özel yapı sınıfına giren yapılarda D2 deprem seviyesi için tasarım yönteminin seçimi serbest bırakılmıştır. Şekil değiştirmeye göre tasarım ve değerlendirme, rıhtım ve iskeleyi oluşturan yapısal elemanlarla, yani kazıklarla, zeminin doğrusal olmayan etkileşiminin tanımlanmasını gerektirmektedir. Bu çalışmada, örnek bir kazıklı iskele yapısı üzerinde DLH (2007) yönetmeliğine göre şekil değiştirmeye göre tasarım prensipleri uygulanarak farklı deprem seviyeleri için performans değerlendirmesi yapılmıştır. Analizler, dayanıma göre tasarımı yapılan kazıklı iskele yapısının deprem performasının yeterli olduğunu göstermiştir.
Anahtar Kelimeler: Kazıklı iskeleler, performansa dayalı tasarım, deprem performansı

ABSTRACT

Pile-wharf structures are an important component of port transportation. This study presents seismic performance evaluation of a pile-wharf structure based on performance-based evaluation criteria as set forth by DLH (2007). DLH (2007) proposes two methods for design and evaluation of pile-wharf structures: a)strength-based design, b)deformation-based design. Strength based design can be used for normal and simple structures and is based on linear analysis. Deformation-based design requires nonlinear modeling of the structure and consideration of nonlinear soil-pile interaction. According to DLH (2007), a pile-wharf structure is expected to withstand D1 level of earthquake ground motion with minor or no damage (Serviceable Damage Level) and D2 level of earthquake ground motion with short-term loss of serviceability (Controlled Damage Level). The pile-wharf structure in this study is divided into several section for seismic performance evaluation. Seismic performances of each section are separately evaluated. Analysis results indicate that the pile-wharf structure designed for strength meets the performance-based criteria.
Keywords: Pile-wharf structures, performance-based design, seismic evaluation

[1] Prof. Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, bilge.siyahi@gyte.edu.tr
[2] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, fahjan@gyte.edu.tr
[3] Y.Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniv., İnş. Müh. Böl., İstanbul, doran@yildiz.edu.tr
[4] Doç.Dr., Gebze Yüksek Tek.Enst. Deprem ve Yapı Müh. AD, Kocaeli, akbasb@gyte.edu.tr
[5] Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniv., İnş. Müh. Böl., İstanbul, tozkan@ins.itu.edu.tr

GİRİŞ

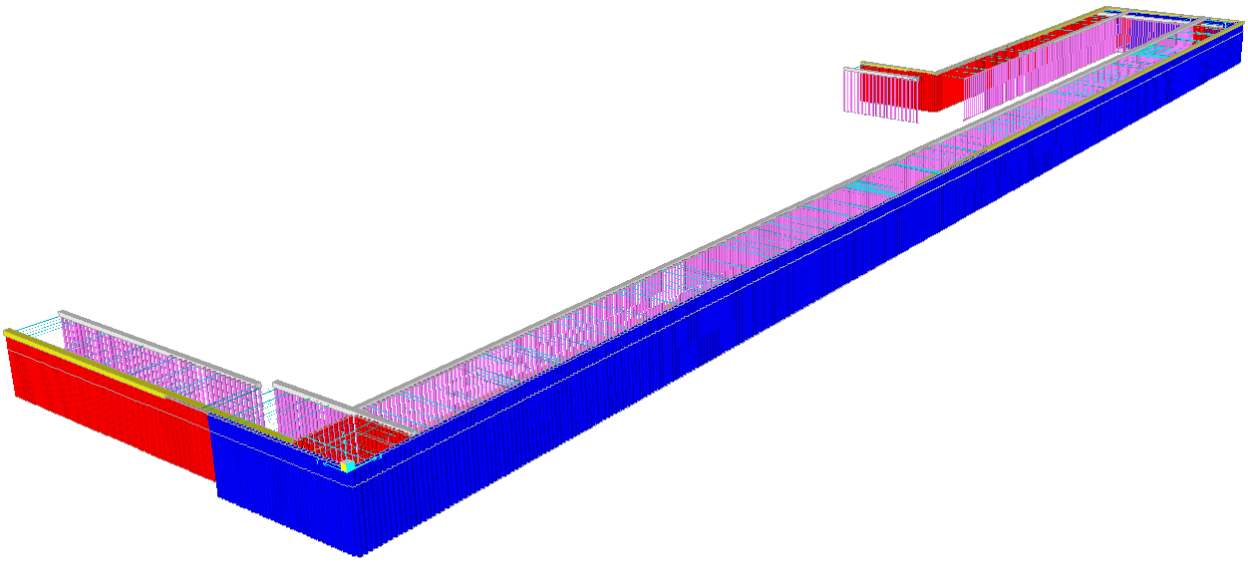
Bir yapının deprem performansının değerlendirilmesinde yapıda meydana gelmesi muhtemel hasarın mertebesi ve dağılımı önemli birer parametredir. Hasarın mertebesi ve dağılımı ise kullanılan yapı sistemi ile alakalı olacağından tasarlanan yapı sisteme ait hasar kriterlerinin bilinmesi faydalı olacaktır (Yüksel ve Çevik, 2010). Genelde kıyı çizgisine paralel planlanan kazıklı rıhtımlar ile dik planlanan iskeleler kıyı ulaşımının önemli bir parçasıdırlar. Her iki yanaşma yapısının yapısal elemanlarından olan kazıklar dik ve/veya eğik tasarlanabilmektedir. Ancak gemi yanaşma, bağlama ve kren hareketleri ile en önemlisi sismik aktiviteler sırasında açığa çıkan yatay yükler altında büyük ölçüde performans sergileyen eğik kazıklar, sistemin dik kazıklara oranla daha rijit davranmasına ve daha az yanal deformasyon yapmasına neden olur. Bununla beraber, büyük gerilme yığılmaları nedeniyle hasarın büyük çoğunluğu eğik kazıklarda oluştuğundan, 1994 Northgridge depreminde olduğu gibi, eğik kazık kullanımı artık tercih edilmemektedir. Bu bağlamda, 2007 yılında yürürlüğe giren *Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği* (DLH, 2007), eğik kazık kullanımını tavsiye etmemektedir. Deprem performansı düşük olan kazıklı rıhtım ve iskelelerde meydana gelebilecek hasarlar kıyı ulaşımını olumsuz yönde etkileyecektir. 1995 Kobe (Japonya) depreminde birçok kazıklı iskele ve kesonlu ruhtım hasar görmüştür (Chiou vd. 2011). Takahashi ve Takemura (2005) 1995 Kobe (Japonya) depreminde hasar gören bir kazıklı iskelede sıvılaşmanın etkisini incelemişler ve daha kalın sıvışabilir bir kum tabakasının ince bir kum tabakasına göre zeminde ve yapıda büyük daha büyük deformasyonlara yol açmayabileceğini göstermişlerdir. Kırılganlık eğrileri (fragility curves) yapıların sismik olarak zayıflıklarını değerlendirmek çok sık kullanılmaktadır. Chiou vd. (2011) kazıklı bir iskele yapısının kırılganlık eğrisi için bir model geliştirmişlerdir. Boroschek vd. (2011) 375 m uzunluğundaki bir kazıklı iskele yapısının zorlanmış titreşim etkisinde dinamik özelliklerini incelemişlerdir.

DLH yönetmeliği (2007), kazıklı rıhtım ve iskelelerin tasarımı ve değerlendirilmesi için performansa dayalı tasarım ve değerlendirme ilkelerinin kullanılmasını gerektirmektedir. Anılan yönetmelikte tasarım ve değerlendirme için iki yöntem önerilmektedir; a)dayanıma göre tasarım, b)şekil değiştirmeye göre tasarım. Dayanıma göre tasarım yöntemleri normal ve basit yapılar için kullanılmakta olup, özel ve normal yapılar için farklı deprem seviyelerinde şekil değiştirmeye göre tasarım yönteminin kullanılması gerekmektedir. Şekil değiştirmeye göre tasarım ve değerlendirme, rıhtım ve iskeleyi oluşturan yapısal elemanlarla zeminin doğrusal olmayan bir biçimde idealleştirilmesini içermektedir.

Bu çalışmada, örnek bir kazıklı iskele yapısı üzerinde DLH (2007) yönetmeliğine göre şekil değiştirmeye göre tasarım prensipleri uygulanarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. Örnek iskele yapısının D1 deprem düzeyi için dayanıma göre tasarım şartlarını sağladığı kabul edilmiş ve D2 deprem seviyesi için deprem performansının değerlendirilmesi yapılmıştır.

KAZIKLI İSKELE İLE İLGİLİ BİLGİLER

Bu çalışmada kullanılan olan kazıklı iskelenin Tekirdağ kıyılarında yapılması planlanmaktadır. Kazıklı iskelenin taşıyıcı sistemi, 100mm kalınlığında gergi çubukları ile birbirine bağlanan iki sıra kazıktan oluşmaktadır (Şekil 1). Çelik tüp kesitli kazıklar ve gergi çubukları için çelik sınıfı Fe52 (akma gerilmesi=380 MPa) alınmıştır. Çelik kazıkların içi başlık seviyesinden deniz seviyesinin 3.5m altına kadar betonarme ile doldurulmuştur. Çelik tüplerde kullanılan beton sınıfının minimum basınç dayanımı 40 MPa alınmıştır. Üç farklı çapta çelik tüp kesit kullanılmıştır: 1.400m, 1.524m ve 2.184m. Yapının tabliyesi minimum basınç dayanımı 30 MPa olan betonarme başlık kirişlerinden ve döşemeden oluşmaktadır. Boyuna donatı ve etriyeler için çelik sınıfı S420 (akma gerilmesi=490 MPa) alınmıştır. Analizler SAP2000, V14.0 (2009) kullanılarak yapılmıştır.



Şekil 1. Yapısal model

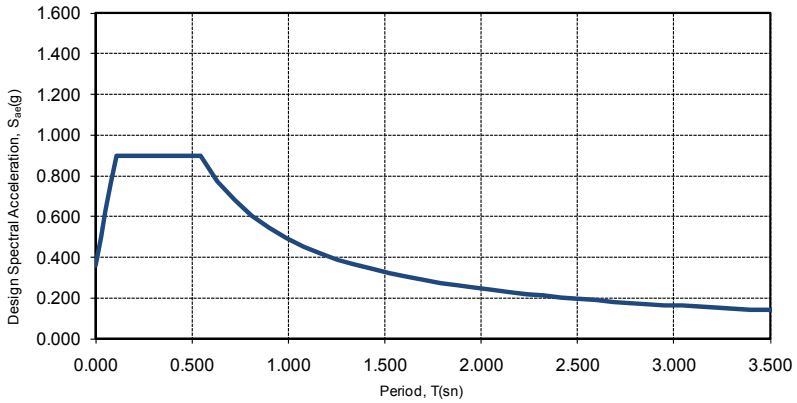
Kazıklı iskelenin inşa edileceği bölgede Danışment formasyonu'nun tortul tabakalarında gelişmiş yarlı bir kıyı mevcuttur. Bu kıyıdaki yarlarda da kiltası-kumtası ardalanmasından kurulu ve hafifçe güneydoğuya eğimli duran tabakalar görülmektedir. Danışment formasyonu 2.0-5.0m arasında oldukça fisürlü ve kırılmış bir yapı sergilemektedir. Genel zemin yapısı üç ana geoteknik tabakadan oluşmaktadır: gevşek-orta sıkı killi kum, sıkı-çok sıkı kum ve yer yer iyi, yer yer zayıf çimentolu, zayıf kaliteli, boz renkli kumtaşı tabakası (Danışment formasyonu). Deniz tabanında da bu birimin uzandığı belirlenmistir. Kıyıdaki tek sıra dışı olgu bölgede mevcut Balıkçı Barınağı'nda denize ulaşan dere ve bunun denize taşıdığı alüvyonlardır.

DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

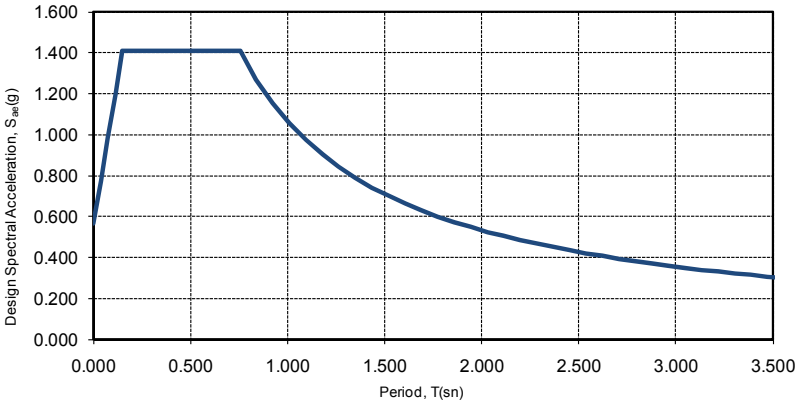
Dayanıma göre tasarımı yapılan kazıklı iskele yapısının deprem performansının değerlendirilmesi iskele boyunca düzenlenen anolardan üç tanesi seçilerek yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sistemi çelik ve kompozit (çelik + betonarme) kazıklardan ve bu kazıklara monolitik olarak bağlanmış kirişlerden ve döşeme plaklarından oluşmaktadır. İlk olarak yapısal elemanlar (kazıklar ve başlık kirişleri) doğrusal olmayan bir şekilde modellenmiştir. Kazıkların zeminle etkileşimi ise doğrusal olmayan zemin yayları ile gözönüne alınmıştır. Bu amaçla oluşturulan ayrık zemin yaylarının modellenmesinde doğrusal elastik olmayan; a)eksenel doğrultuda kazık çeperi boyunca (t-z eğrileri), b)kazık ucunda (Q-z eğrileri) kuvvet-yer değiştirme ilişkileri, c)birbirine dik iki yatay doğrultuda (p-y eğrileri) gözönüne alınmıştır. Deprem performasının değerlendirilmesi için yapılan itme analizinin başlangıç koşullarını belirlemek için ilk aşamada öz ağırlık ve gemi bağlama (baba) yükünün yarısının ortak etkisi altında statik analiz yapılmıştır. Daha sonra yapıda her iki doğrultuda mod şekline uygun olarak yapılan itme analizi sonucunda modal yer değiştirme istemleri hesaplanmıştır. Yapının her iki doğrultudaki deprem performansının değerlendirilmesi ise kazıkların plastik kesitleri için tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri kullanılarak yapılmıştır. Yapının deprem performansının değerlendirlmesinde ilgili yönetmelikler doğrultusunda aşağıdaki kabuller yapılmıştır:

- Kazıklı iskele yapısı normal yapı olarak sınıflandırılmıştır.
- Deprem performansının değerlendirilmesinde D1 ve D2 olmak üzere iki farklı deprem seviyesi kullanılmıştır. D1 ve D2 deprem seviyeleri, sırasıyla, 50 senede aşılma olasılığı %50 ve %10 olan deprem seviyelerine karşılık gelmektedir. D1 ve D2 deprem seviyelerine ait tasarım spektrumları Şekil 2'de verilmiştir.

- Zemin sınıfı D alınmıştır.
- Plastik mafsalların sadece kazıklarda ve kazık başlıklarında oluşmasına izin verilmiştir.
- Plastik mafsal boyları kazık-başlık kirişi birleşimlerinde ve zemin seviyesinin altında $0.44f_y d_b$ alınmıştır. f_y ve d_b ,sırasıyla, donatı çeliğinin akma gerilmesi ve boyuna donatı çapı olarak tanımlanmıştır.
- Su seviyesinin altındaki kazık kısımlarında ek su kütlesi tanımlanmıştır.
- Analizlerde P-Delta etkisi gözönüne alınmıştır.
- Kazıkların bileşik eğilme etkisi altında doğrusal olmayan davranışlarının idealleştirilmesinde plastik mafsal hipotezi kullanılmıştır.
- Çelik ve betonarme kesitlerin doğrusal olmayan davranışlarının tanımlanmasında doğrusallaştırılmış akma yüzeyleri kullanılmıştır (Şekil 3a).
- Plastik moment-plastik dönme bağıntılarında pekleşme etkisi dikkate alınmamıştır (Şekil 3b).
- Kazık-zemin etkileşimi doğrusal olmayan zemin yayları ile dikkate alınmıştır. Bu amaçla oluşturulan ayrık zemin yaylarının modellenmesinde doğrusal elastik olmayan; a)birbirine dik iki yatay doğrultuda (p-y eğrileri), b)eksenel doğrultuda kazık çeperi boyunca (t-z eğrileri), c)kazık ucunda (Q-z eğrileri) kuvvet-yer değiştirme ilişkileri gözönüne alınmıştır (API 2000). Şekil 4, 5, ve 6'da 1.400m, 1.524 m ve 2.184m çapındaki kazıklar için tanımlanan *t-z*, *Q-z* ve *P-y* eğrileri verilmiştir.

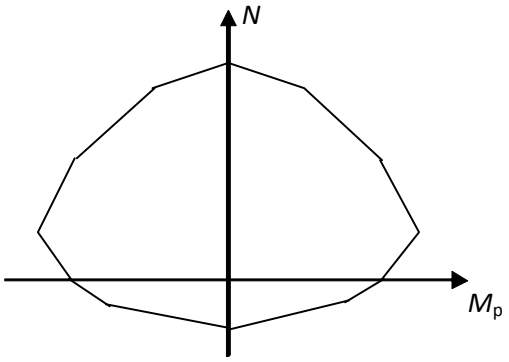


a.D1 deprem seviyesi

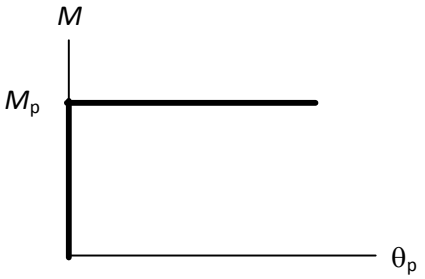


b. D2 deprem seviyesi

Şekil 2. D1 ve D2 deprem seviyelerine ait tasarım spektrumları

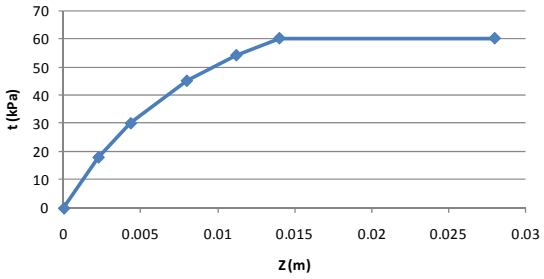


a. Betonarme kesitler için eksenel kuvvet-moment etkileşimi

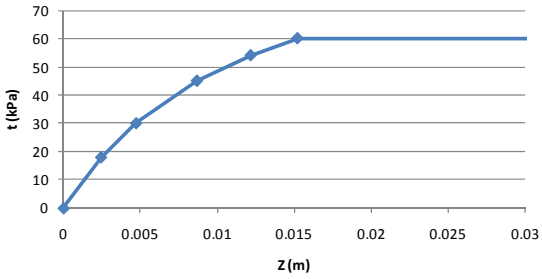


b. plastik moment-plastik dönme ilişkisi

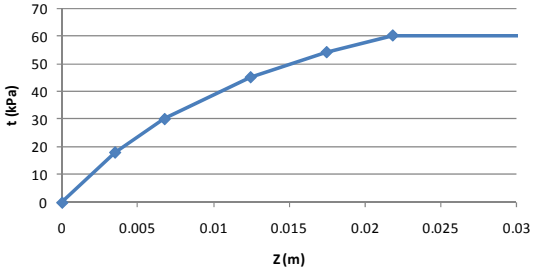
Şekil 3. Betonarme kesitler için akma yüzeyleri ve plastik moment-plastik moment ilişkisi



a.kazık çapı = 1.400m

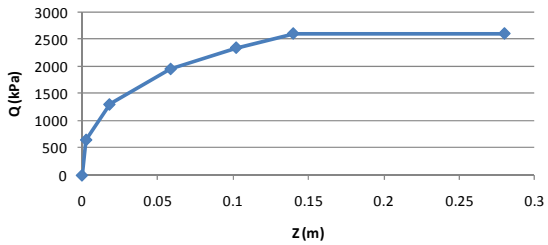


b.kazık çapı = 1.524m

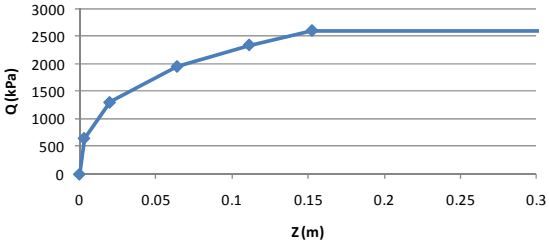


c.kazık çapı = 2.184m

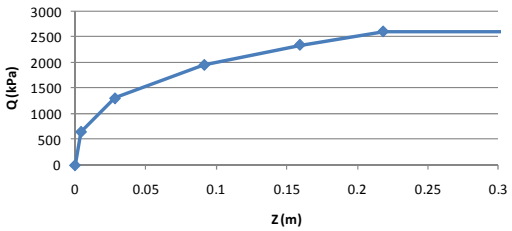
Şekil 4. Basitleştirilmiş *t-z* eğrileri



a.kazık çapı = 1.400m

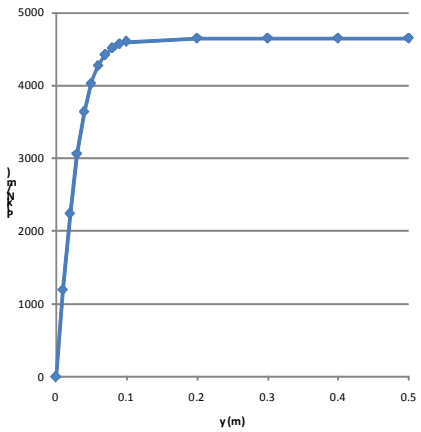


b.kazık çapı = 1.524m

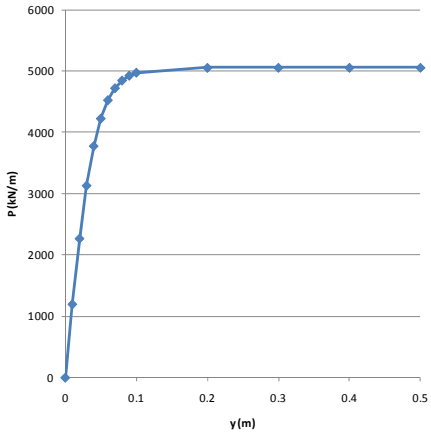


c.kazık çapı = 2.184m

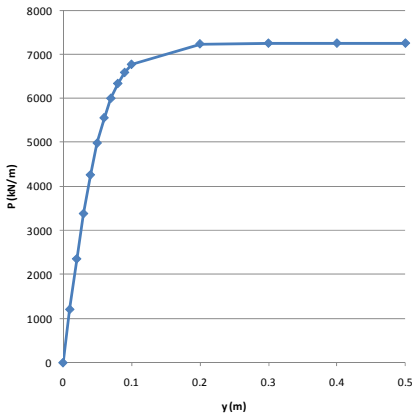
Şekil 5. Basitleştirilmiş *Q-z* eğrileri



a.kazık çapı = 1.400m



b.kazık çapı = 1.524m



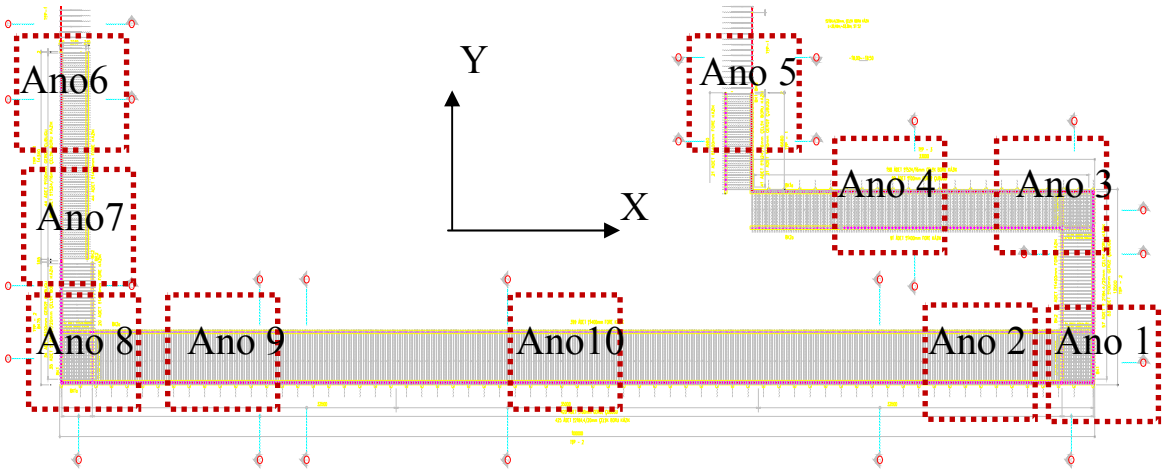
c.kazık çapı = 2.184m

Şekil 6. Basitleştirilmiş *P-y* eğrileri

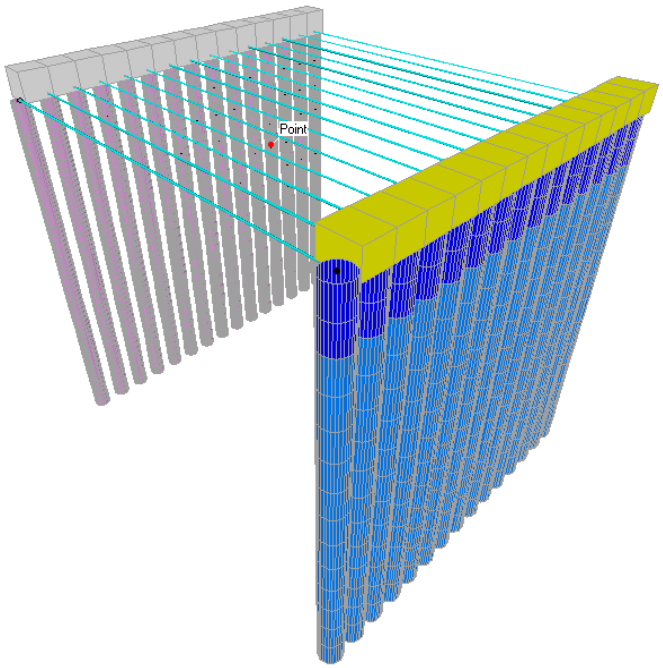
PERFORMANS ANALİZLERİ

DLH (2007) her deprem seviyesi için farklı performans düzeyleri tanımlamıştır. D1 ve D2 deprem düzeylerindeki deprem hareketlerine maruz yapıların, sırasıyla, minimum hasar ve kontrollü hasar performans düzeylerini sağlamaları beklenmektedir (DLH 2007). Kazıklı iskelenin deprem performansı 3 farklı ano kısmı için belirlenmiştir (Ano2, 3, ve 7-8-9) (Şekil 7). Her bir anonun deprem performansı ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Şekil 8, 9 ve 10'da, sırasıyla, Ano2, Ano3, ve Ano7-8-9 için yapısal modeller verilmiştir.

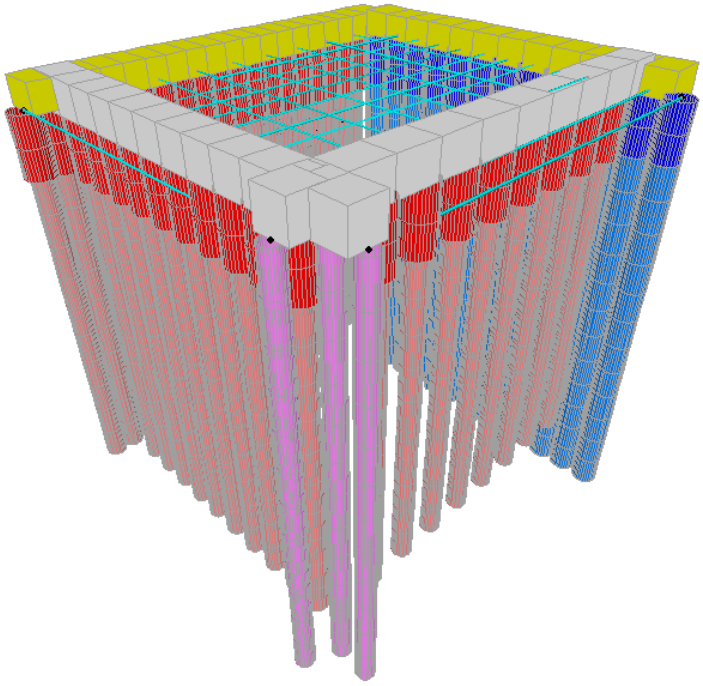
Dayanıma göre tasarımdan farklı olarak, DLH (2007) yönetmeliği kazıklı iskelelerin deprem performanslarının değerlendirilmesinde doğrusal olmayan statik öteleme analizi yapılmasını gerektirmektedir. Buna göre Ano2, Ano3 ve Ano7-8-9'a ait yapısal modellerde, ölü yük + ½baba yükü başlangıç koşulları altında her iki ortogonal doğrultudaki mod şekillerine uygun olarak doğrusal olmayan statik öteleme analizi gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda D2 deprem seviyesi için elde edilen her bir anoya ait modal kapasite-davranış spektrumları Şekil 11, 12 ve 13'de verilmiştir.



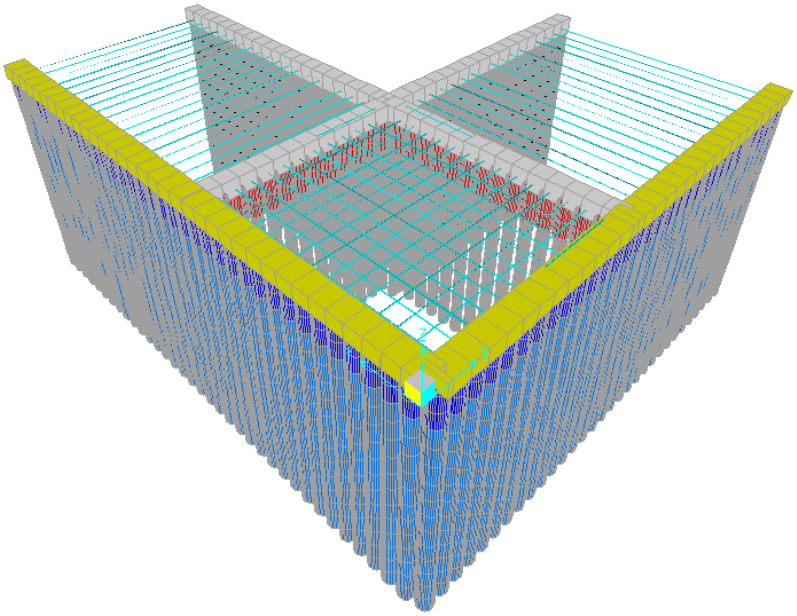
Şekil 7. Anolar



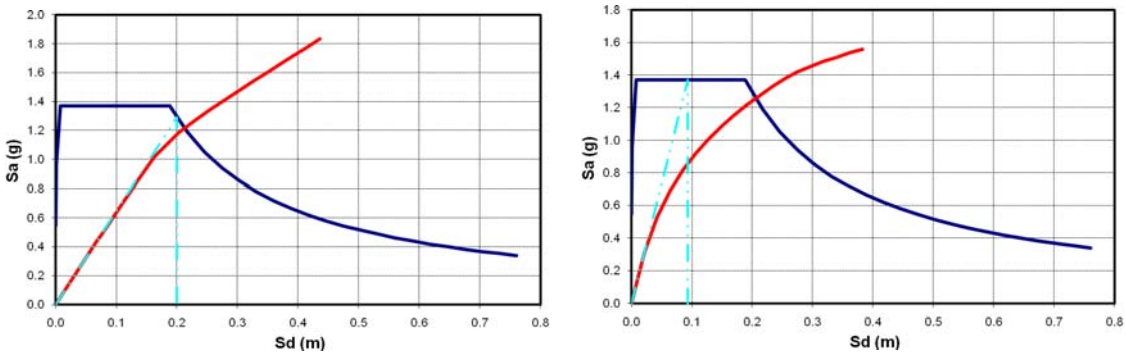
Şekil 8. Ano2 yapısal modeli



Şekil 9. Ano3 yapısal modeli

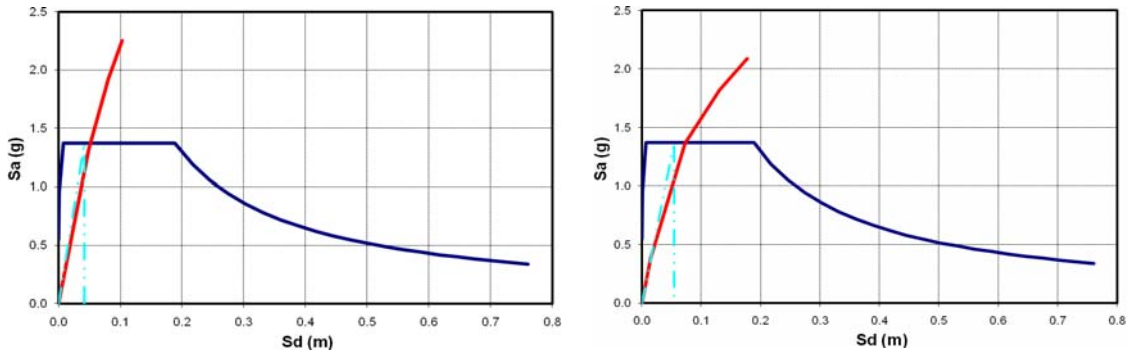


Şekil 10. Ano7-8-9 yapısal modeli



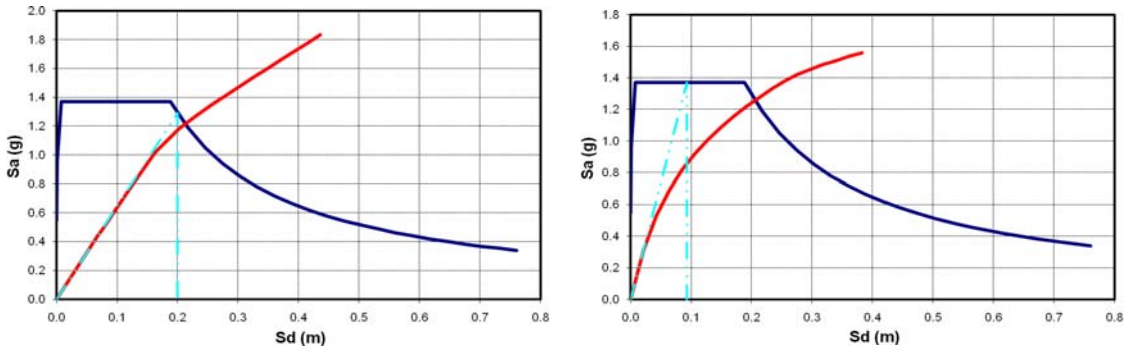
a. X doğrultusu b. Y doğrultusu

Şekil 11. Ano2 için modal kapasite-davranış spektrumu eğrileri (D2 deprem seviyesi)



a. X doğrultusu b. Y doğrultusu

Şekil 12. Ano3 için modal kapasite-davranış spektrumu eğrileri (D2 deprem seviyesi)



a. X doğrultusu b. Y doğrultusu

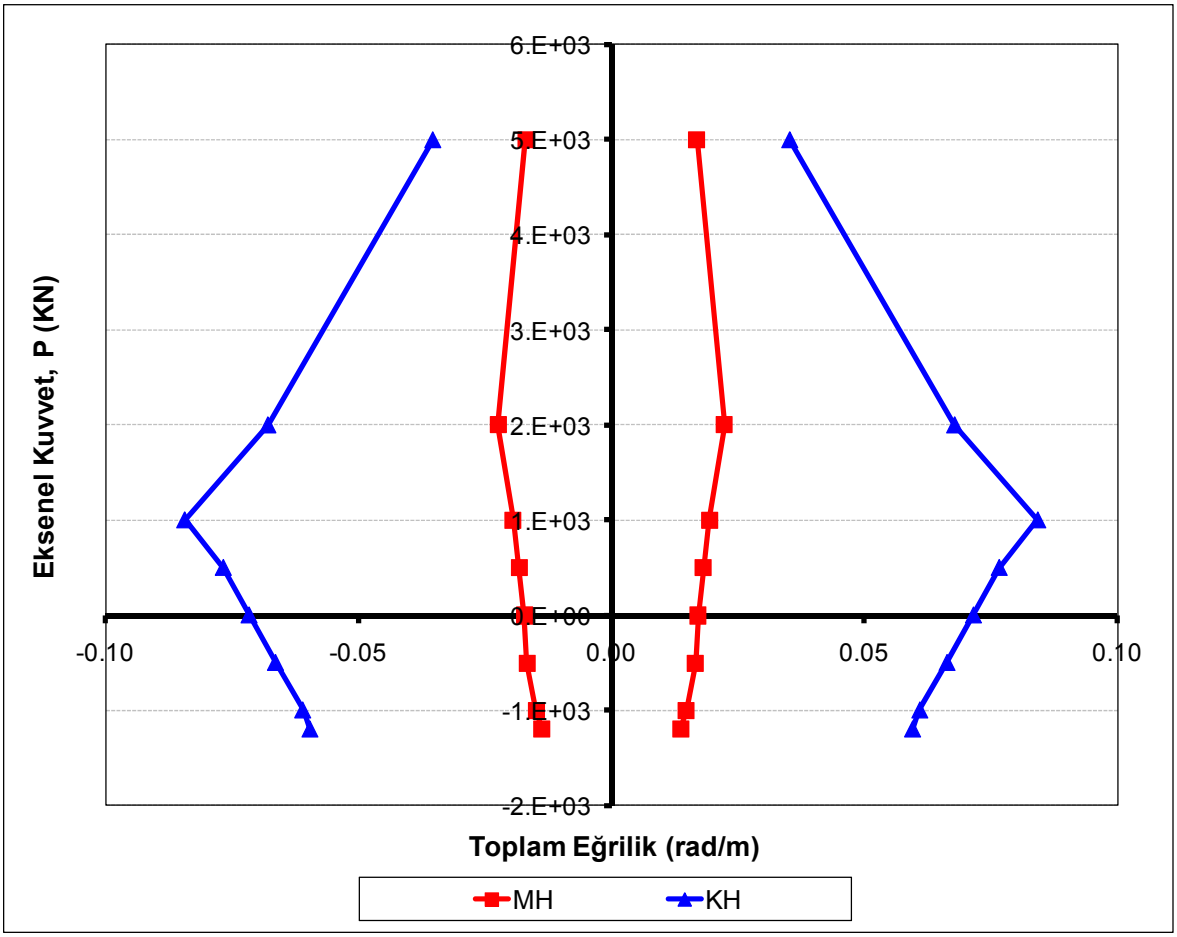
Şekil 13. Ano7-8-9 için modal kapasite-davranış spektrumu eğrileri (D2 deprem seviyesi)

Analiz Sonuçları

Kazıklı iskele yapısının performans değerlendirmesi kazıklarda kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri kullanılarak yapılmıştır. Çelik kazıklarda, hedef yer değiştirme seviyesindeki deprem istemleri (birim şekildeğiştirmeler) DLH'da (2007) tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Performans değerlendirmesinde kullanılan eksenel kuvvete bağlı toplam eğrilik limitleri minimum hasar ve kontrollü hasar performans seviyeleri için Şekil 14'de verilmiştir. Performans değerlendirmesinde iki farklı deprem seviyesi kullanılmıştır. Performans değerlendirmesi elektronik bir hesap çizelgesi programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Kullanılan elektronik hesap çizelgesinin anahatları Tablo 1'de verilmiştir. Analizler, yapının her iki

doğrultuda da D2 deprem seviyesi için deprem performasının yeterli olduğunu göstermiştir. Yapılan performans değerlendirmesinden elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

a) Ano2 Y doğrultusunda doğrusala yakın davranış sergilemiştir. Bu nedenle Ano1'in Y doğrultusunda performansını değerlendirmeye gerek duyulmamıştır. X doğrultusunda ise, tüm yapısal elemanlar minimum hasar seviyesi performans seviyesini sağlamışlardır.
b) Ano3'ün tüm elemanları X ve Y doğrultularında minimum hasar performans seviyesini sağlamışlardır.
c) Ano7-8-9'da iki plastik mafsal noktasında gevrek davranış belirlenmiştir. İki farklı plastik mafsal noktasında ise her iki doğrultuda da kontrollü hasar seviyesine ulaşılmıştır. Diğer tüm yapısal elemanlar minimum hasar seviyesinin altında performans göstermişlerdir.
d) Tüm anolar D2 performans seviyesi şartlarını sağladıkları için D1 deprem seviyesi için ek analize gerek duyulmamıştır.



Şekil 14. Minimum hasar (MN) ve kontrollü hasar (KH) performans seviyeleri için toplam eğrilik limitleri (DLH 2007)

Table 1. Performans değerlendirmesi için elektronik hesap çizelgesi

	Eksenel			Rot
Kazık	Yük	V	M	□p
B601_3	1316.588	2.428	26.0466	0.00656
B601_3	0	7.947	81.0754	0.025021
B601_6	1435.52	3.239	34.2451	0.013147
B601_6	0	7.389	48.4963	0.021966
B711_1	0	99.155	629.956	0.014448
B711_10	897.064	76.775	541.8917	0.021444
B711_11	201.964	86.057	544.8824	0.011724
B711_12	225.573	81.732	554.573	0.006844
B711_19	1313.673	58.342	397.7828	0.018466

		Eğr.	Eğr.	Toplam	Performans Kriteri				Egrilik (ϕt)		Performans
Kazık	Vr	ϕp	ϕy	Egrilik (ϕt)	ε-c(MH)	ε-s(MH)	ε-c(KH)	ε-s(KH)	MH	KH	Durumu
B601_3	350.5811	0.01773	0.005979	0.02370873	0.008	0.01	0.025	0.04	0.021631	0.090398	KH
B601_3	160.1473	0.067624	0.005979	0.07360332	0.008	0.01	0.025	0.04	0.02202	0.055556	İH
B601_6	207.0067	0.035532	0.005979	0.04151143	0.008	0.01	0.025	0.04	0.021631	0.090398	KH
B601_6	168.3893	0.059368	0.005979	0.06534657	0.008	0.01	0.025	0.04	0.02202	0.055556	İH
B711_1	353.0639	0.0301	0.00545	0.03555	0.008	0.01	0.025	0.04	0.026902	0.074799	KH
B711_10	290.2304	0.044675	0.00545	0.050125	0.008	0.01	0.025	0.04	0.016552	0.0705	KH
B711_11	455.6791	0.024425	0.00545	0.029875	0.008	0.01	0.025	0.04	0.016552	0.0705	KH
B711_12	635.813	0.014258	0.00545	0.01970833	0.008	0.01	0.025	0.04	0.016552	0.0705	KH
B711_19	308.2798	0.038471	0.00545	0.04392083	0.008	0.01	0.025	0.04	0.016552	0.0705	KH

SONUÇ

Bu çalışmada, örnek bir kazıklı iskele yapısı üzerinde DLH (2007) yönetmelik hükümleri esas alınarak şekil değiştirmeye göre tasarım prensipleri uygulanmış ve performans değerlendirmesi yapılmıştır. Deprem performansının değerlendirilmesinde DLH (2007) yönetmeliği kullanılmıştır. DLH (2007), kıyı ve liman yapılarının deprem performanslarının değerlendirmesinde performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kriterlerini kullanmaktadır. Bu çalışmada seçilen örnek yapı, her ne kadar kazıklı sistem olsa da gergiler ve kazıkların sık yerleştirilmesinden ötürü palplanş tipi bir yapı şeklinde davranmaktadır. Yapının deprem performansının değerlendirilmesinde her iki yanaşma yapısı için geçerli olan hasar kriterleri beraberce dikkate alınmalıdır. Analiz sonuçlarına göre, özellikle kazıkları bağlayan ve sistemin beraber çalışmasını sağlayan gergi çubuklarının Y doğrultusunda daha zayıf olan sistemin eksenel rijitliğini artırarak yanal yer değiştirmeleri sınırlandırdığı görülmüştür. Tahmin edildiği gibi hasar yer değiştirmeden çok gerilmeye bağlı olarak ortaya çıkmıştır. Hasarın yoğunlaşması beklenen kazıkların zemine gömülü kısımlarında süneklik koşulları ağırlaştırıldığı için hasar genelde iki farklı seviyede tasarlanan kazık birleşim kesimleri ile daha çok kazık uçlarında yoğunlaşmaktadır. Bu da tercih edilen bir durumdur; tabliye hasar görmeyeceğinden deprem sonrası kazık hasarları onarılabilecektir.

KAYNAKLAR

API (2000), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design

Boroschek RL, Baesler H, Vega C (2011) "Experimental evaluation of the dynamic properties of a wharf structure," *Engineering Structures*, 33:344-356

Chiou JS, Chiang CH, Yang HH and Hsu SY (2011) "Developing fragility curves for a pile-suppoted wharf," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 830-840

DLH (2007) Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Esasları, Ulaştırma Bakanlığı

SAP2000 V14.0, Structural Analysis Program, CSI Berkeley, 2009.

Takahashi A and Takemura J (2005) "Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25: 811-82

Yüksel Y, Çevik E (2010) "Liman Mühendisliği" Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş.