Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University 32:2 (2017) 481-488

Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi
Journal of The Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University

Elektronik / Online ISSN : 1304 - 4915
Basılı / Printed ISSN : 1300 - 1884

Betonarme bir deney binasının hasar düzeyinin Türk Deprem Yönetmeliği'ne (DBYBHY, 2007) göre belirlenmesi

Zeynep Tuna Değer*
İstanbul Teknik Üniversitesi, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü, 34467, Maslak, İstanbul,

ÖNEÇIKANLAR

- Dört katlı betonarme perdeli binanın tam ölçekli sarsma masası deneyleri
- Doğrusal olmayan modelleme ve analiz
- Deprem etkisi altında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Makale Bilgileri
Geliş: 25.03.2016
Kabul: 28.04.2016

DOI:
10.17341/gazimmfd.300607

Anahtar Kelimeler:
Doğrusal olmayan modelleme,
hasar tespiti,
yapısal performans değerlendirmesi,
betonarme binalar,
sarsma tablası deneyleri

ÖZET

2010 yılında tam ölçekli, dört katlı, betonarme bir binanın Japonya'nın Miki şehrinde yer alan NIED E-Defense sarsma tablası üzerinde üç eksenli dinamik deneyleri gerçekleştirilmiştir. Japonya'da benimsenmiş deprem yönetmeliklerine (JSL, 2007; AIJ, 1999) göre tasarımı yapılmış binanın taşıyıcı sistemi bir yönde perdelerden, diğer yönde ise iki açıklıklı çerçevelerden oluşmaktadır. Binaya büyük deformasyonlara ulaşana kadar şiddetleri artırılan yer hareketleri uygulanmıştır. Bu çalışmanın amacı, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde verilen modelleme kabullerini ve hasar düzeylerini tespit kriterlerini CSI Perform 3D programında zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılarak irdelemektir. Deney binasında gözlenen hasarların analiz modeliyle yakalanması hedeflenmiştir. Analizlerden elde edilen kestirimlerle deney sonuçları arasında bir takım farklılıklar olduğu gözlenmiştir. Özellikle yüksek şiddetli yer hareketi kayıtları altında analiz modelinin deneyde gözlemlenen hasar seviyelerini yakalayamadığı, bu sebeple yönetmelikte verilen modelleme ve kesit hasar sınırları ile ilgili hükümlerin geçerliğinin irdelenmesi gerektiği anlaşılmıştır.

Damage assessment of a reinforced concrete test building based on Turkish Seismic Code 2007

HIGHLIGHTS

- Full-scale shake table tests of a four-story reinforced concrete shear wall building
- Nonlinear modeling and analysis
- Damage assessment under earthquake loads

Article Info
Received: 25.03.2016
Accepted: 28.04.2016

DOI:
10.17341/gazimmfd.300607

Keywords:
Nonlinear modeling,
damage assessment,
structural performance evaluation,
reinforced concrete buildings,
shaking table tests

ABSTRACT

A series of three-dimensional dynamic shaking table tests were conducted on a full-scale, four-story, reinforced concrete building on the NIED E-Defense shake table in 2010. Design of the building was based on Japanese seismic codes (JSL, 2007; AIJ, 1999). The lateral load resisting system of the building was consisting of shear walls in one direction and two-bay moment frames in the other direction. The building was subjected to increasing intensity shaking until large deformations were reached. This paper focuses on assessing the modeling assumptions and damage limit state criteria provided by 2007 Turkish Seismic Code based on nonlinear response history analysis results of the building using CSI Perform 3D. Some inconsistencies were noted between analytical estimations and experimental results. The analytical model was not able to capture observed damages at high-intensity level ground motions, which proved the need to further investigate validity of the modeling and damage limit state provisions provided by the code.

*Sorumlu Yazar/Corresponding Author: tunaz@itu.edu.tr / Tel: +90 212 285 6532

1. GİRİŞ (INTRODUCTION)

2010 yılının Aralık ayında iki tane tam ölçekli binanın deneyleri Japonya'nın Miki şehrinde yer alan NIED (Japon Ulusal Yer Bilimleri ve Afet Önleme Araştırma Enstitüsü) E-Defense tesislerinde sarsma tablası üzerinde yan yana ve aynı anda üç eksende sarsılarak gerçekleştirilmiştir. Deneyler Japon-Amerikan ortak çalışması olup, binaların biri geleneksel betonarme, diğeri art-germeli betonarme olarak tasarlanmıştır. Geometri ve yapısal dizilim açısından çok benzeyen iki bina, bir yönde perdeli diğer yönde ise çerçeveli sistem davranışı göstermektedir. Binalara 1995 Kobe Depremi'nin JMA-Kobe ve JR-Takatori istasyonlarında kaydedilen yer hareketleri, büyük deformasyonlara ulaşana kadar şiddetleri artırılarak uygulanmıştır. Bu makalede çalışılan geleneksel betonarme binanın tasarımı Japonya'da benimsenmiş deprem yönetmeliklerine [1,2] uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Literatürde perdeler ve perdeli binalar için tek veya iki eksenli, orta ölçekli, quasi-statik deney sayısı fazla olmasına rağmen tam ölçekli binaların çok eksenli dinamik deneyleri sayıca çok azdır. NIED E-Defense deneylerinin yapılma amacı literatürdeki bu eksikliği gidermektir. Betonarme yapısal elemanların davranışını esas alan deneysel çalışmalardan Thomsen ve Wallace [4] düşük eksenel yük altındaki dikdörtgen ve T-kesitli perdeleri; Lowes v.d. [5] modern yönetmeliklere uygun olarak detaylandırılmış dikdörtgen perdeleri; Tran [6] farklı eksenel yükler altındaki konsol perdeleri; Bakırcı Er v.d. [7] ise kolon-kiriş birleşim bölgelerini orta ölçekli quasi-statik deneylerle incelemişlerdir. Tam ölçekli yapıların sarsma masasında deneylerini gerçekleştirenler çalışmalardan Ghannoum ve Moehle [8] betonarme çerçeve sistemleri, Panagioutou v.d. [9] ise perdeli bir bina dilimini 2-eksenli sarsmak kaydıyla ele almıştır. Tam ölçekli bütün bir perdeli binanın göçme seviyelerine kadar üç eksende dinamik olarak sarsılmasıyla türünün ilk örneği olan NIED E-Defense deneylerinin amacı literatürdeki bu eksikliği gidermektir. Bunun yanı sıra, NIED E-Defense deneyleri mevcut yönetmeliklerde yer alan basit (doğrusal) ve daha karmaşık (doğrusal olmayan) yöntemlerin yapısal performansı kestirmede ve hasar düzeyini tespit etmede ne kadar etkili olduğunu irdelemek için oldukça önemli bir veri kaynağı oluşturmaktadır. Bu çalışmanın amacı, geleneksel betonarme binanın Deprem Yönetmeliği'ne [3] uygun olarak hasar düzeylerini belirlemek ve deney sonuçlarıyla kıyaslamaktır. Literatüre bakıldığında daha önce çeşitli araştırmacıların betonarme binaların yapısal performansını ve hasar düzeylerini Deprem Yönetmeliği'ne [3] göre belirlemek konusunda çalışmalar yaptığı görülmektedir. Çalışmaların çoğu, Tuncer'in [10] çalışmasında olduğu gibi mevcut yapıların performansa dayalı değerlendirilmesi üzerine yönetmelikte verilen kabul kriterlerini doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanarak çerçeveli sistemler için incelemişlerdir. Yönetmelikteki hükümleri Aşık [11] gibi perdeli sistemler için inceleyen çalışmalar daha sınırlı sayıdadır. Literatürdeki çalışmalar çoğunlukla mevcut (gerçek) binalar kullanmış, ancak bulgular deney sonuçlarıyla kıyaslanmadığı için tespitler analitik hesaplarla sınırlı kalmıştır. Kazaz ve Gülkan [12] ise deneyleri gerçekleştirilmiş perde elemanlar için Deprem Yönetmeliği'nde [3] verilen şekil değiştirme ile ilgili hükümlerin geçerliğini sonlu eleman yöntemi ve kesit hesabı kullanarak irdelemiş ve yeni kabul kriterleri önermiştir. Bu çalışma, perdeli çerçeveli betonarme bir binadaki elemanlarda meydana gelen hasarları kesit ve sistem düzeyinde tespit etmeye çalışacak ve deney sonuçlarıyla kıyaslayarak literatürde görülen eksikliği tamamlayacaktır. Bu makalede geleneksel betonarme binanın perdeli yönde Deprem Yönetmeliği'ne [3] uygun olarak analiz modeli oluşturulmuş, doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle analizleri gerçekleştirilmiş ve analiz sonuçları deney sonuçlarıyla kıyaslanarak yapısal hasarların tespit edilip edilmediği araştırılmıştır. Analizler, dünya çapında yaygın olarak kullanılan, modelleme konusunda sağladığı esneklik ve nonlineer analiz performans hızı pek çok programa göre üstün olan CSI Perform 3D [13] programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları deney sonuçlarıyla kıyaslanırken göreli kat ötelemeleri, perdelerdeki kesme kuvvetleri ve yapısal elemanlarda meydana gelen birim şekildeğiştirmeler esas alınmıştır. Deney programı, bina özellikleri ve analiz sonuçları ile ilgili detaylı bilgi aşağıdaki bölümlerde verilmektedir. Deneyle ilgili daha detaylı bilgi deney raporunda PEER Report 2011/104 [14] yer almaktadır.

2. 2010 NIED E-DEFENSE DENEYLERİ (2010 NIED E-DEFENSE TESTS)

Japonya'nın Miki şehrinde yer alan ve Dünya'nın en büyük sarsma tablası olma özelliğini taşıyan E-Defense sarsma tablasının plan boyutları 20 m × 15 m olup, her birinin ağırlığı 590 ton olan deney binalarının aynı anda yan yana test edilmesine izin verecek yük kapasitesindedir. Deney düzeneği Şekil 1'de gösterilmektedir. Binaların yatay yük taşıyıcı sistemi planda binanın boyuna (-x) doğrultusunda iki açıklıklı çerçevelerden, enine (-y) doğrultusunda ise boşluksuz perdelerden oluşmaktadır. Şekil 1'de gösterildiği gibi binanın boyutları 14,4m x 7,2m olup bütün katların yüksekliği 3m'dir. Geleneksel betonarme binanın taban hariç toplam ağırlığı 364 ton olup (taban dahil 602,4 ton), eksenel yük oranları ($N_d/A_c f_{ck}$) perdelerde, köşe kolon (C1) ve ara kolonlarda (C2) sırasıyla %2, %6 ve %12'dir. Binanın duvar yönünde eleman boyutları şu şekildedir: Kolonlar 50 cm × 50 cm, Perdeler 25 cm x 250 cm, Kirişler ise A ve C akslarında 30 cm x 30 cm, B aksında 30 cm x 40 cm'dir. Döşeme kalınlığı 13 cm'dir. Kolonlarda 22mm çapında boyuna donatı (köşe kolonlarda 8-ϕ22, ara kolonlarda 10-ϕ22), 10mm çapında enine donatı (ϕ10@100mm) kullanılmıştır. Perdelerde uç bölgelerinde 19mm çapında boyuna donatı (6- ϕ19) ve 10mm çapında etriye (A aksında ϕ10@80mm, C aksında ϕ10@100mm) kullanılmış, gövde donatısı olarak ise 13mm çapında boyuna donatı (ϕ13@300mm) ve 10mm çapında enine donatı (A aksında ϕ10@125mm, C aksında ϕ10@200mm) kullanılmıştır. Perdelerde iki aksta farklı enine donatı seçilerek enine donatı oranının deformasyona etkisini görmek hedeflenmiştir.

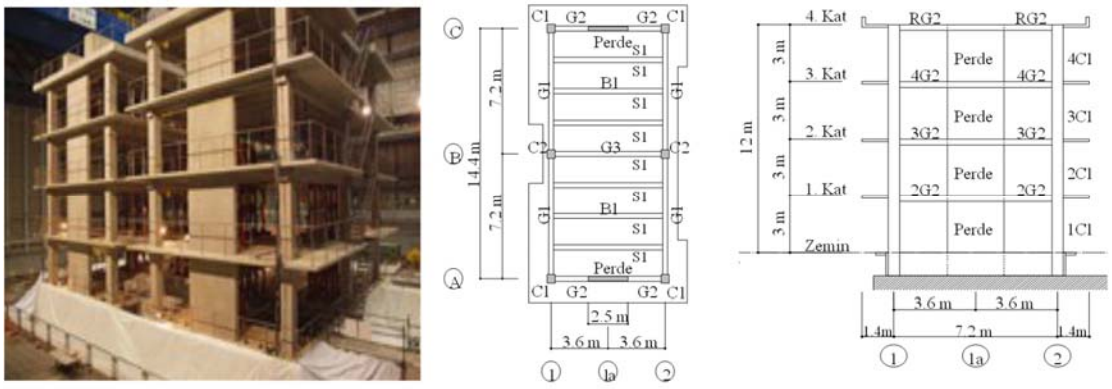
Elemanlarda kullanılan betonun tasarım basınç dayanımı 27 MPa olarak belirlenmiş, malzeme karakterizasyonu testleri sonucunda ise gerçek basınç dayanımlarının birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü katlar için sırasıyla 39,6; 39,2; 30,2 ve 41,0 olduğu saptanmıştır. Buna göre betonun mevcut ortalama basınç dayanımı tasarım dayanımının 1,4 katıdır. Boyuna donatıda kullanılan ϕ19 ve ϕ22 donatı çeliklerinin tasarım akma dayanımı sırasıyla 380 MPa ve 370 MPa olup, gerçek akma dayanımları tasarım dayanımının yaklaşık 1,1 katıdır.

2.1. Deney Planı ve Yer Hareketleri
(Test Program and Ground Motions)

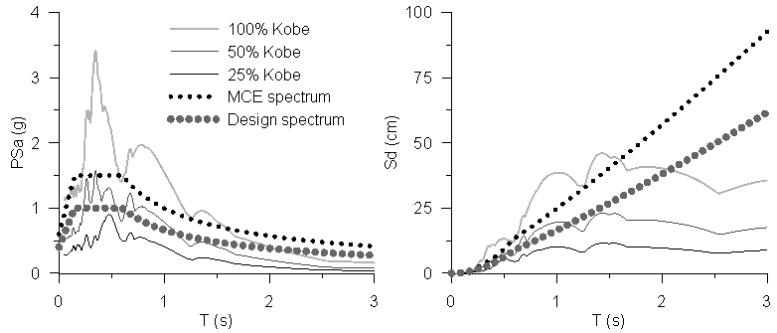
Deney binaları 1995 Kobe depreminin JMA-Kobe istasyonunda kaydedilmiş yer hareketinin sırasıyla %25, %50 ve %100 ölçekli olarak uygulanmasıyla sarsılmıştır. Bu yer hareketlerinin ardından aynı depremin JR-Takatori istasyonunda kaydedilmiş olan yer hareketi %40 ve %60 ölçekli olarak uygulanmış ve daha yüksek deformasyonlara ulaşılmıştır. Uygulanan yer hareketlerinin en yüksek ivme değerleri (PGA) sırasıyla 0,27g; 0,47g; 1,09g; 0,34g ve 0,56g'dir. Bu çalışma yalnızca JMA-Kobe kayıtları için olan sonuçlara odaklanmaktadır. Şekil 2, JMA-Kobe yer hareketlerinin ivme ve yerdeğiştirme spektrumlarını göstermekte ve Deprem Yönetmeliği [3] tarafından tanımlanan tasarım spektrumuyla kıyaslamaktadır. Yönetmeliğe uygun tasarım spektrumları Z3 zemin sınıfında yer alan bir konut binası kabulüyle oluşturulmuştur. Şekil 2'de görülebileceği gibi %50 Kobe kaydının bina elastik periyoduna denk gelen (T_1 = 0,3s) spektral ivme talepleri yönetmeliğe göre 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi esas alarak hazırlanan tasarım spektral ivme değerleri ile bunun 1,5 katı alınarak hesaplanan ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremi ifade eden en büyük deprem (MCE) spektral ivme değerleri arasında kalmaktadır. %100 Kobe için hesaplanan spektral ivme taleplerinin ise en büyük deprem (MCE) spektral ivme değerlerinden çok daha yüksek olduğu görülmüştür. Deney binalarından azami miktarda veri toplamak ve yapısal performans ve deney sonrası analitik çalışmaları gerçekleştirmek amacıyla toplam 609 kanaldan oluşan enstrümentasyon sistemi kurulmuştur. Bu ölçüm aletlerinin arasında her katta her alan toplam 48 ivme ölçer, katlar arası deplasmanı ölçmek için kullanılan kablo ve lazer tipi deplasman ölçerler, yapı elemanlarında oluşan dönme ve eğrilik gibi deformasyonları ölçmekte kullanılan toplam 60 deformasyon ölçer (Doğrusal değişken türevsel dönüştürücü) ve 200'ün üzerinde gerinim ölçer bulunmaktadır. İvmeölçerler bina katlarının yanı sıra zemin seviyesine (sarsma tablasının üzerine) de yerleştirilerek yer hareketi direkt olarak ölçülmüştür.

2.2. Deney Sonuçları (Test Results)

Deney sonucunda maksimum tepe noktası (dördüncü kat) deplasman değerleri %25 Kobe depremi için 23,5 mm, %50 Kobe depremi için 100,7 mm ve %100 Kobe depremi için 304,2mm olarak elde edilmiştir. Bu değerlere göre tepe



Şekil 1. Deney düzeneği ve bina boyutları (Test setup and building dimensions) [15]



Şekil 2. JMA-Kobe yer hareketlerinin ivme ve yerdeğiştirme spektrumları
(Acceleration and displacement spectra of JMA-Kobe records)

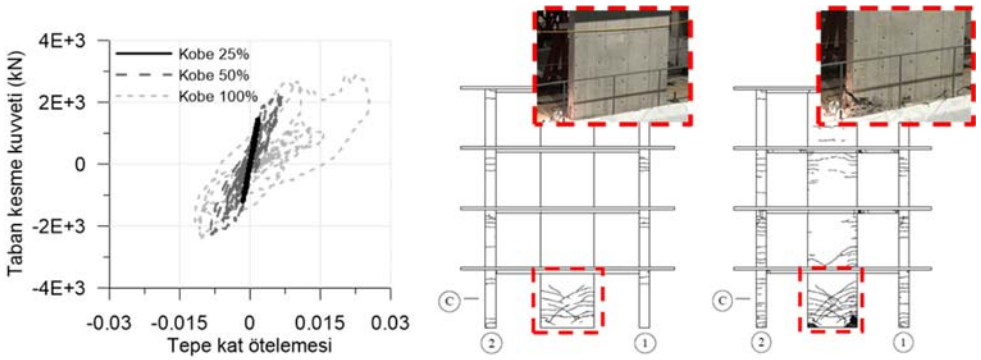
noktası ötelemeleri (δ_i/H_i) bu üç deprem kaydı için sırasıyla %0,2, %0,84 ve %2,54 olarak bulunmuştur. Deney sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti-tepe noktası deplasman ilişkisi Şekil 3'te gösterilmiştir. Buna göre binanın %25 Kobe depreminde elastik davrandığı, %50 Kobe depreminde az miktarda elastik ötesi davranış gösterdiği, %100 Kobe depreminde ise kayda değer akma ile rijitlik ve dayanım azalmasına bağlı ileri düzeyde elastik ötesi davranış gösterdiği görülmüştür. Deney sonrası yapılan incelemeler sonucunda %100 Kobe depreminde rijitlikteki azalmanın perde uç bölgelerinde betonun kırılması ve boyuna donatının burkulmasından kaynaklandığı anlaşılmıştır. Deneyler sonrasında perdelerde oluşan hasarlar Şekil3'te görülmektedir. %25 Kobe depreminde binada kılcak çatlaklar dışında gözle görülür bir hasara rastlanmamış, Şekil 'te görülen belirgin hasarlar %50 Kobe depreminden sonra başlamıştır. %100 Kobe depremi seviyesinde ise perde uç bölgelerinde betonun kırıldığı ve boyuna donatının burkulduğu gözlenmiş, ayrıca kirişlerde yüksek miktarda dönmeler meydana geldiği, birinci kat kolonlarında betonun kırılıp dökülmeye başladığı, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde 2,5mm'ye varan kesme çatlakları oluştuğu görülmüştür [16]. Ayrıca %100 Kobe depremi ve sonrasında perdelerin tabanında ciddi miktarda kayma (kızaklama) meydana gelmiş ve bundan kaynaklanan deplasmanlar toplam kat deplasmanlarının yaklaşık %10'unu oluşturmuştur.

2.2.1. DBYBHY 2007 kesit hasar sınırları
(TSC 2007 damage limit states)

Deprem Yönetmeliği'nde [3] sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç hasar sınırı tanımlanmıştır: Minimum Hasar (MN) sınırı, Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dır. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi durumunu ifade etmektedir. Kesit hasar bölgeleri ise hasar sınırlarına göre tanımlanmış; kritik kesitlerinin hasar düzeyi MN sınırının altında kalan elemanların Minimum Hasar Bölgesinde (MHB), MN sınırını geçen ancak GV sınırına ulaşmayan elemanların Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), GV ile GÇ sınırları arasında kalanların İleri Hasar Bölgesinde (İHB) ve GÇ sınırını aşan elemanların ise Göçme Bölgesinde yer aldığı belirtilmiştir. Yönetmelikte tanımlanan kesit hasar sınırları Priestley v.d. [17] tarafından tamamlanan çalışmalardan elde edilmiş [12] ve tespitinde donatı çeliğindeki çekme ve betondaki birim şekil değiştirme sınırlarının kullanılması önerilmiştir. Deney sonuçlarına göre hasar düzeylerinin sınıflandırılmasında da bu kıstaslar ve yapılan gözlemler esas alınmıştır. Buna göre, %100 Kobe yer hareketi sonrası perde uç bölgelerinde çekme birim şekildeğiştirmelerin 0,1 değerini aşması ve donatı çeliğinin burkulması sebebiyle perdelerde hasar seviyelerinin GÇ sınırını aşarak Göçme Bölgesinde yer aldığı; %50 Kobe yer hareketinde perdelerdeki öteleme değerinin %100 Kobe deneyinde GÇ sınırı için ulaşılan değerin %75'inden daha az olması ve hasarın belirgin ancak limitli olması sebebiyle hasar düzeylerinin GV sınırının altında kalarak Belirgin Hasar Bölgesinde yer aldığı, %25 Kobe yer hareketinde ise birim şekildeğiştirmeler sınırlı ve genel davranış hemen hemen elastik olduğu için hasarların MN sınırı altında kalarak Minimum Hasar Bölgesinde yer aldığı saptanmıştır.

3. ANALİZ MODELİ (ANALYTICAL MODEL)

Binanın yapısal performansının ve hasar düzeylerinin doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenmesi Deprem Yönetmeliği [3]'ne uygun olarak yapılmıştır. Bu çalışmada zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılmış, göreli kat ötelemeleri ve perde uç bölgelerindeki plastik şekildeğiştirme istemleri kullanılarak binada kesit ve sistem düzeyinde performans değerlendirmesi yapılmıştır. Analiz modeli binanın kısa (perdeli) yönü için (Şekil 'de gösterilen A, B ve C aksları) CSI Perform 3D programında oluşturulmuştur (Şekil 4a). Bina modellenirken davranışların idealleştirilmesinde ve gerekli hesaplarda Deprem Yönetmeliği [3] tarafından verilen hükümler esas alınmıştır. Bina modelinde çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş ve kolon elemanları yığılı plastik davranış modeline, lifli (fiber) elemanlar kullanılarak oluşturulan perde duvarlar ise yayılı plastik davranış modeline uygun olarak tanımlanmıştır. Mevcut malzeme dayanımı değerleri ve gerilme-

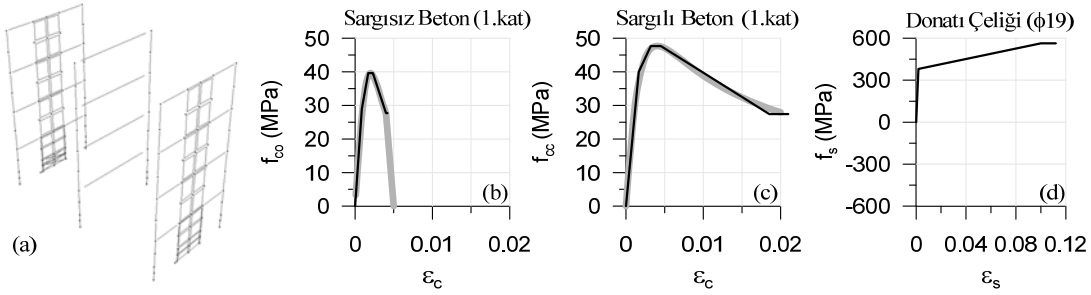


Şekil 3. Deneysel taban kesme kuvveti-tepe noktası öteleme ilişkisi ve hasar seviyeleri [16]
(Experimental base shear-roof drift relations and Damage states [16])

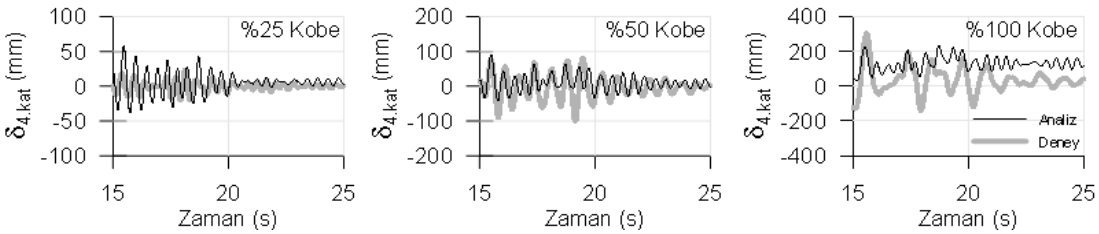
şekildeğiştirme bağıntıları deney öncesinde yapılan malzeme karakterizasyon testlerinin sonuçları [14] esas alınarak oluşturulmuştur. Kat kütleleri ve düşey yükler deneyde uygulanan değerlere [14] eşit olarak uygulanmış, analizlerde ikinci mertebe (P – Δ) etkileri hesaba katılmıştır. Katlar rijit diyafram olarak modellenmiş, döşemeler ayrıca modellenmemiştir. Doğrusal olmayan dinamik analizler için sönüm oranı $0{,}2T_1$ ve $2{,}0T_1$ periyotlarında $\xi = 0{,}05$ olarak tanımlanmıştır. Test sonuçlarıyla birebir kıyaslama olanağı sağlamak amacıyla binaya deneyde olduğu gibi sırasıyla %25 Kobe, %50 Kobe ve 100% Kobe yer hareketleri ardarda uygulanmıştır. Betonarme perde elemanlarının modellenmesi için 4 düğüm noktalı lif (fiber) elemanlar kullanmıştır. Fiberlerin tanımında beton ve donatı çeliği için gerçek malzeme dayanımlarını yansıtan tek eksenli gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılmış, yüklemeden sonra düzlem kesitin düzlem kaldığı varsayılmıştır. Perde uç bölgelerinde kullanılan sargılı beton, gövde kısmında kullanılan sargısız beton ve donatı çeliği için Deprem Yönetmeliği'nde [3] tanımlanan davranış modelleri esas alınmıştır (Şekil 4). Betonun ve donatı çeliğinin elastisite modülleri E_c ve E_s, malzeme testlerinin sonuçları kullanılarak hesaplanmıştır. Donatı çeliği iki doğrulu (bi-lineer) modellenmiş, yüksek deformasyon değerlerinde meydana gelebilecek dayanım azalması ihmal edilmiştir. Perdelerin kayma karakteristiği PEER/ATC Report 72 [18] ve TS500 [19] ile uygun olacak şekilde modellenmiş, etkin kayma rijitliği $G_e=G_c/20$ şeklinde kullanılmış, kayma modülü $G_c=0{,}4E_c$ olarak kabul edilmiştir. Kolon ve kirişlerin elastik kesitleri için çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e= 0{,}4\ (EI)_o$ olarak kullanılmış (C2 kolonlarında eksenel yük seviyesinin daha yüksek olması sebebiyle $(EI)_e= 0{,}43\ (EI)_o$), kolon-kiriş birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınmış, kolon ve kirişlerin net açıklıklarının uçlarına plastik mafsallar tanımlanmıştır. Kirişlerde plastik mafsalların doğrusal olmayan histeretik bağıntılarında iskelet eğrileri iki doğrulu olarak tanımlanmış ve pekleşme etkisi ihmal edilmiştir. Plastik mafsal tanımında gerekli olan eğilme momenti kapasiteleri, mevcut malzeme dayanımı değerleri ile etkili tabla genişliği hesaba katılarak kesit hesabı ile elde edilmiştir. Eğilme ve eksenel kuvvet etkisine maruz kalan kolonlarda ise eksenel kuvvet-eğilme momenti (P-M) etkileşim diyagramları oluşturulmuştur. Kiriş ve kolon plastik mafsallarında çevrimsel yüke bağlı rijitlik ve dayanım azalması ihmal edilmiştir.

4. ANALİZ SONUÇLARI VE HASAR DÜZEYLERİNİN BELİRLENMESİ
(ANALYSIS RESULTS AND DAMAGE ASSESSMENT)

Zaman tanım alanında hesap yöntemi ile tamamlanan doğrusal olmayan analizlerin sonuçları göreli kat ötelemeleri, perdelerdeki kesme kuvvetleri ve perde uçlarında meydana gelen birim şekildeğiştirmeler gibi tepki büyüklükleri kullanılarak deney sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Şekil 5'te tepe noktası (4.kat) deplasmanlarının üç deprem kaydı için zamana bağlı değişimi gösterilmektedir. Analiz sonuçları deney sonuçlarıyla kıyaslandığında üç deprem kaydı için de beklenen davranışın yakalanamadığı gözlenmektedir. Sonuçlar, analiz modeli ile %25 Kobe deprem kaydında ulaşılan deplasmanların ve sistem periyodunun olduğundan büyük (dolayısıyla sistem rijitliğinin olduğundan küçük) kestirildiğini, %50 ve %100 Kobe depremleri için ise deformasyon/hasarların yakalanamadığını ve rijitliğin olduğundan büyük kestirildiğini göstermiştir. Katlar arasındaki deplasman farkının kat yüksekliğine bölünmesiyle göreli kat ötelemeleri hesaplanmıştır. Tablo 1'de özetlenen en yüksek değerlerden de görülebileceği gibi, analiz sonuçlarından elde edilen en yüksek göreli kat ötelemeleri %25 Kobe deprem kaydı için deney sonuçlarından yaklaşık %140 oranında daha yüksek iken, %50 ve %100 Kobe kayıtları için ise yaklaşık %15 oranında daha düşük olarak bulunmuştur. Deney ve analiz sonuçlarının maksimum değerleri arasındaki hata payı çok



Şekil 4 a) CSI Perform 3D analiz modeli ve malzeme davranış modelleri
(a) CSI Perform 3D analysis model and material behavior models)



Şekil 5. Tepe noktası deplasmanların deney sonuçlarıyla kıyaslanması (Comparisons of roof displacements with the test results)

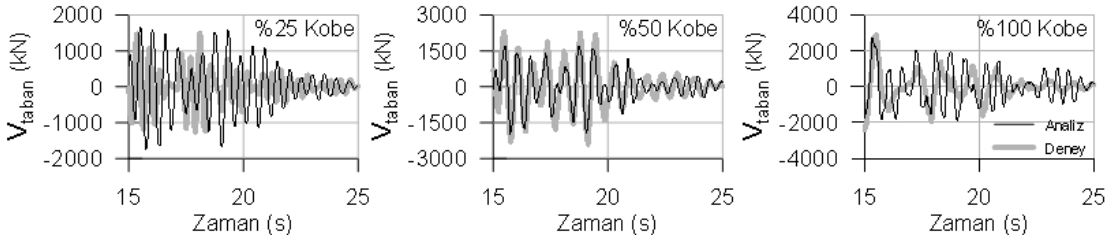
büyük olmamasına rağmen %50 ve %100 Kobe depremlerinde negatif yöndeki deplasmanların hiç yakalanamadığı kaydedilmiştir. Bunun sebebi olarak plastik mafsallarda ve donatı çeliği malzeme modelinde çevrimsel yüklemeden kaynaklanan dayanım ve rijitlikteki azalmanın ihmal edilmesi ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde meydana gelen donatı sıyrılma davranışının modellenmemiş olması gösterilebilir. Analiz modeli ile kestirilen göreli kat ötelemeleri Deprem Yönetmeliği'nde [3] verilen göreli kat ötelemesi sınırlarıyla karşılaştırılmıştır. Buna göre bina %25 ve %50 Kobe depremlerinde Minimum Hasar Bölgesinde kalırken, %100 Kobe depreminde Belirgin Hasar Bölgesine geçmektedir. Deney sonuçlarına göre %50 Kobe depreminde geçilen Belirgin Hasar Bölgesi ve %100 Kobe depreminde geçilmesi beklenen Göçme Bölgesi, analiz sonuçlarıyla tespit edilememiştir. Tablo 2'de perdelerde kesme kontrolü hesapları özetlenmiştir. A ve C akslarındaki perdeler için sonuçlar benzer çıktığı için yalnızca C aksının sonuçları sunulmuştur. Buna göre, bütün deprem düzeylerinde V_e/V_r oranlarının %50'yi aşmadığı görülmüştür. Deney sonrası perdelerde oluşan hasara bakıldığında perdelerde kesmeden kaynaklanan bazı çatlaklar dışında çapraz kayma kırılmaları gözlenmemiştir, bu da bulunan sonuçların deney sonuçlarıyla uyumlu olduğunu göstermektedir. Binada oluşan toplam taban kesme kuvvetlerinin zamana bağlı değişimi incelendiğinde (Şekil 6) analiz modelinin deney sonuçlarını mertebe olarak yakaladığı, ancak bazı uyumsuzluklar olduğu gözlenmiştir. Kolonlara etki eden kesme kuvveti istemleri kolonların kesme dayanımıyla kıyaslandığında da V_e/V_r oranlarının düşük olduğu belirlenmiş, ancak binada perde davranışının hakim olması sebebiyle (ki toplam kesme kuvvetinin yaklaşık %75'i perdeler tarafından taşınmaktadır) kolonlar için yapılan hesaplar burada gösterilmemiştir. Deney binasında gözlenen hasarlar analiz modeli sonuçlarıyla birim şekildeğiştirme cinsinden de kıyaslanmıştır. Daha zayıf enine donatı içeren

Tablo 1. Analiz sonuçlarından elde edilen göreli kat ötelemeleri ve hasar bölgeleri
(Interstory drifts obtained from analysis results and damage states)

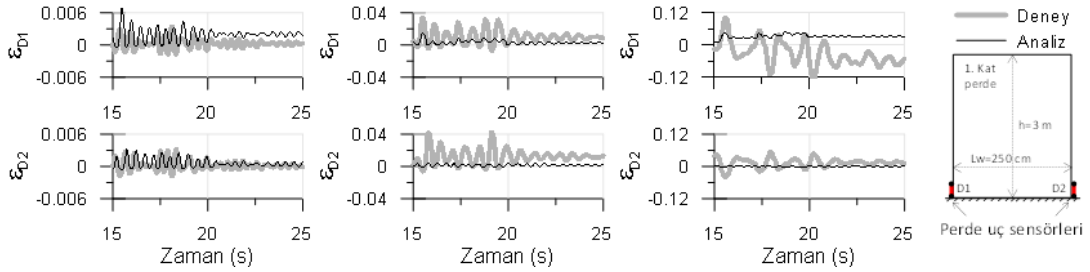
Kat	Deplasmanlar (mm)			Göreli kat ötelemeleri			Hasar bölgeleri		
	%25	%50	%100	%25	%50	%100	%25	%50	%100
Z	0	0	0						
				0,004	0,006	0,016	MHB	MHB	BHB
1	11,02	16,52	47,73						
				0,006	0,008	0,021	MHB	MHB	BHB
2	27,68	41,96	109,98						
				0,005	0,009	0,021	MHB	MHB	BHB
3	44,16	68,21	174,23						
				0,004	0,007	0,020	MHB	MHB	BHB
4	57,40	90,65	235,19						

Tablo 2. Perdelerde kesme kontrolü (Wall shear demand-to-capacities)

Kat	Beton özellikleri		Yatay donatı özellikleri				Kesme kapasitesi	Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları (PERFORM 3D)							Durum
								$0,22A_{ch}f_{cd}$	V_e			V_e/V_r			
	f_{cm}	f_{ctm}	f_{ywm}	φ	s	ρ_{sh}	V_r		%25 Kobe	%50 Kobe	%100 Kobe	%25 Kobe	%50 Kobe	%100 Kobe	
	(MPa)			(mm)		(-)	(kN)	(kN)	(kN)			(-)	(-)	(-)	
1	39,6	2,2	380	10	125	0,005	2089	5445	625	699	846	0,30	0,33	0,40	OK
2	39,2	2,2	380	10	125	0,005	2084	5390	626	697	812	0,30	0,33	0,39	OK
3	30,2	1,9	380	10	125	0,005	1975	4153	444	509	561	0,22	0,26	0,28	OK
4	41,0	2,2	380	10	125	0,005	2104	5638	181	214	268	0,09	0,10	0,13	OK



Şekil 6. Taban kesme kuvvetlerinin deney sonuçlarıyla kıyaslanması (Comparisons of base shears with the test results)



Şekil 7. Perde uç bölgesindeki birim şekildeğiştirme istemlerinin zamana bağlı değişimleri
(Response histories of strain demands at the wall boundaries)

Tablo 3. Perde birim şekildeğiştirme değerleri ve hasar bölgeleri (Shear wall strain values and damage states)

C Aksı	Analiz sonuçları			Deney sonuçları		
	ε_s	ε_c	Hasar bölgesi	ε_s	ε_c	Hasar bölgesi
%25 Kobe	0,0068	-0,0008	MHB	0,0034	-0,0019	MHB
%50 Kobe	0,0143	-0,0012	BHB	0,0422	-0,0072	BHB
%100 Kobe	0,0471	-0,0035	İHB	0,0981	-0,1250	GB

ve C aksında yer alan perdenin uç bölgeleri için analiz modelinden elde edilen birim şekildeğiştirme istemleri ile deformasyon ölçerlerden elde edilen değerlerin ölçüm aletinin uzunluğuna bölünmesiyle elde edilen deney sonuçlarının zamana bağlı değişimleri Şekil 'de çizilmiştir. Beton basınç ve donatı çeliği çekme birim şekildeğiştirme istemleri perde elemanlarda en dış lifte doğrudan elde edilmiştir. Birebir kıyaslama yapılabilmesi için birim şekildeğiştirme değerleri deney binasına yerleştirilmiş olan deformasyon ölçerlerle aynı uzunluk (25 cm) boyunca elde edilmiştir. Yapılan karşılaştırmalar, analiz sonuçlarıyla deney sonuçlarının üç yer hareketi altında da örtüşmediğini ve analiz modelinin hasarı olması gerekenden ciddi miktarda daha az kestirdiğini göstermektedir. Analiz sonuçlarından C aksındaki perdenin uç bölgelerinde kestirilen birim şekildeğiştirmesi istemlerinin maksimum değerleri üç deprem ivme kaydı için Tablo 3'te özetlenmiş ve yönetmelik tarafından tanımlanan hasar sınırlarıyla karşılaştırılmıştır. Beton basınç birim şekildeğiştirmesi sınırları için $(\varepsilon_c)_{MN}$ = 0,0035; $(\varepsilon_c)_{GV}$ = 0,0035 + 0,01 (ρ_s / ρ_{sm}) = 0,0121; $(\varepsilon_c)_{GÇ}$ = 0,004 + 0,014 (ρ_s / ρ_{sm}) = 0,0161, donatı çeliği çekme birim şekildeğiştirmesi sınırları için $(\varepsilon_s)_{MN}$ = 0,01; $(\varepsilon_s)_{GV}$ = 0,04; $(\varepsilon_s)_{GÇ}$ = 0,06 kullanılmıştır. Buna göre perdelerde kesit bazında yapılan hasar tespiti, %25 Kobe depreminde Minimum Hasar Bölgesinde, %50 Kobe depreminde Belirgin Hasar Bölgesinde, %100 Kobe depreminde ise İleri Hasar Bölgesinde kalındığını göstermektedir. Tablo 3'te görüldüğü gibi yönetmelikte verilen sınırlarla belirlenen hasar bölgeleri, deney sonuçlarına bakılarak ve Priestley v.d. [17] tarafından önerilen doğrultuda bulunan hasar bölgeleriyle farklılıklar taşımaktadır. En önemli farklılık, şiddeti en yüksek olan %100 Kobe depreminde ulaşılması beklenen Göçme Bölgesinin analiz sonuçlarıyla tespit edilememesidir. Bu önemli bir noktadır, çünkü mevcut bir binanın şiddetli bir yer hareketi altında performans değerlendirilmesinde yanıltıcı sonuçlar bulunmasına neden olabilir.

5. SONUÇLAR (CONCLUSIONS)

2010 yılının Aralık ayında NIED E-Defense sarsma tablasında deneyleri tamamlanan dört katlı, tam ölçekli geleneksel betonarme bina hakkında genel bilgiler verilmiş ve deney sonuçları kısaca özetlenmiştir. Deney binasında gözlemlenen hasarların analiz modeliyle yakalanması amacıyla binanın perdeli sistem doğrultusu için Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak oluşturulan doğrusal olmayan analiz modeli sunulmuş ve analiz sonuçları binada oluşan hasar düzeylerinin tespiti için kullanılmıştır. Mevcut Deprem Yönetmeliği'nde verilen modelleme tekniklerinin deney sonuçlarını yakalamaktaki başarısı, çeşitli tepki büyüklüklerinin deney sonuçlarıyla kıyaslanması yoluyla irdelenmiştir. Analiz sonuçları, katlara düşen yatay kesme kuvveti ve taban kesme kuvveti istemlerinin mertebe olarak yakalandığını, ancak kat deplasmanlarının analiz modeliyle uyumlu olarak kestirilemediğini ortaya koymuştur. Perde uç bölgelerinde en dış liflerde meydana gelen birim şekildeğiştirme değerlerinde ise büyük farklılıklar görülmüştür. Deney ve analiz sonuçları arasındaki tutarsızlığın olası sebepleri şu şekilde özetlenmiştir: Plastik mafsalların ve donatı çeliğinin doğrusal olmayan histeretik bağıntılarını tanımlayan iskelet eğrileri oluşturulurken çevrimsel yükleme altında oluşması beklenen dayanım ve rijitlikteki azalması ihmal edilmiştir. Modelde kolon-kiriş birleşim bölgeleri rijit kabul edilmiş, elemanlardaki donatı sıyrılmaları ihmal edilmiştir. Sıyrılma-uzama davranışının modele dahil edilmesi halinde daha tutarlı sonuçlar elde edilecektir. Beton malzeme özellikleri tanımlanırken betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir, oysa betonun çatlamamış kesitte çekme altında az da olsa rijitliği vardır. Perdelerin tabanında zemin-duvar arasında meydana gelen kayma (kızaklama) davranışı modellenmemiştir. Bu davranış yönetmelikte yer almamakla ve modellenmesi kullanılan analiz programında mümkün olmamakla birlikte

deplasmanların yaklaşık %10'unu oluşturduğundan önem taşımaktadır. Analiz sonuçlarının deney sonuçlarıyla uyumsuz çıkmasıyla paralel olarak deneyde gözlemlenen hasar düzeyleri de kesit bazında 100% Kobe deprem kaydı için, sistem bazında ise %50 ve %100 Kobe kayıtları için tespit edilememiştir. Yönetmeliğe göre oluşturulan analiz modelleri ile güvenilir performans değerlendirmesi yapılabilmesi için yönetmelikte verilen modelleme ve kesit hasar sınırları ile ilgili hükümlerin geçerliğinin detaylı olarak incelenmesi gerektiği düşünülmektedir. Gelecek çalışmalarda yönetmelikte önerilen modelleme tekniklerinin ve perdeler için verilen kesit hasar sınırlarının çeşitli deney sonuçları kullanılarak irdelenmesi planlanmaktadır.

6. SEMBOLLER (SYMBOLS)

H_i : İlgili katın zemin seviyesinden yüksekliği
E_c : Betonun elastisite modülü
E_s : Donatı çeliği için elastisite modülü
$(EI)_e$: Etkin eğilme rijitlikleri
$(EI)_o$: Çatlamamış kesite ait rijitlik
f_{cm} : Mevcut beton basınç dayanımı
f_{ctm} : Mevcut beton çekme dayanımı
f_{ywm} : Mevcut enine donatı akma dayanımı
G_e : Etkin kayma rijitliği
G_c : Betonun kayma modülü
s : Etriye aralığı
T_1 : Binanın hakim doğal titreşim periyodu
V_r : Perde kesme dayanımını
V_e : Deprem etkisi altında perdelere gelen kesme kuvveti istemi
δ_i : İlgili katın yatay deplasmanı
ε_c : Beton birim şekildeğiştirme değeri
$\boldsymbol{\varepsilon_s}$: Donatı çeliği birim şekildeğiştirme değeri
φ : Donatı çapı
ρ_{sh} : Perdede mevcut bulunan enine gövde donatı oranı
ρ_s : Perdede mevcut bulunan uç bölgesi enine donatı oranı
ρ_{sm} : Perdede bulunması gereken uç bölgesi enine donatı oranı

KAYNAKLAR (REFERENCES)

1. AIJ, Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on the Inelastic Displacement Concept, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, 440 1999.
2. MLIT, Technological Standard Related to Structures of Buildings, Ministry of Land, Infrastructure, Transport, and Tourism, Tokyo, Japan, 2007.
3. DBYBHY, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007.
4. Thomsen J.H., Wallace J.W., Experimental Verification of Displacement-Based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls, J. Struct. Eng., 130 (4), 618-630, 2004.
5. Lowes L.N., Lehman D.E., Birely A.C., Kuchma D.A., Marley K.P., Hart C.R., Earthquake response of slender planar concrete walls with modern detailing, Eng. Struct., 43, 31–47, 2012.
6. Tran T.A., Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls, Doktora Tezi, University of California, Los Angeles, 2012.
7. Bakırcı Er Ş., Aykaç S., Can H., Behaviour of Reinforced Concrete Weak Column-Beam Connections, Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University, 29 (3), 537-547, 2014.
8. Ghannoum W.M., Moehle J.P., Shake-table tests of a concrete frame sustaining column axial failures, ACI Struct. J. 109 (3), 393-402, 2012.
9. Panagiotou M., Restrepo J.I., Conte J.P., Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice. Phase I: Rectangular Wall, J. Struct. Eng., 137 (6), 691-704, 2011.
10. Tuncer Ö., Betonarme yapıların deprem performansının doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenmesi, YL Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İTÜ, 2015.
11. Aşık N.G., Perdelerden Oluşan Oniki Katlı Bir Betonarme Yapının Performansının İncelenmesi, YL Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İTÜ, 2011.
12. Kazaz İ., Gülkan P., Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları, İMO Teknik Dergi, 6113 (6140), 387, 2012.
13. CSI Perform 3D V5, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computer and Structures, Inc. Berkeley, CA, 2011.
14. Nagae T., Wallace J.W., Design and instrumentation of the 2010 E-Defense four-story reinforced concrete and post-tensioned concrete buildings, PEER-2011/104, UC Berkeley, 2011.
15. Tuna Z., Seismic Performance, Modeling, and Failure Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall Building, Doktora Tezi, University of California, Los Angeles, 2012.
16. Nagae T., Ghannoum W.M., Kwon J., Tahara K., Fukuyama K., Matsumori T., Moehle J.P., Design implications of large-scale shake-table test on four-story reinforced concrete building, ACI Struct. J., 112 (2), 135-146, 2015.
17. Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
18. PEER/ATC-72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Applied Technology Council, Redwood City, CA, 2010.
19. Türk Standartları Enstitüsü, TS 500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara, 2000.