



**KAMU YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ  
DOĞRUSAL ÖTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİYLE  
DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇÖZÜM ÖNERİLERİ**

**Hüseyin BİLGİN**

**Ağustos, 2007  
DENİZLİ**

**KAMU YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ  
DOĞRUSAL ÖTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİYLE  
DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇÖZÜM ÖNERİLERİ**

**Pamukkale Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Tarafından Kabul Edilen  
Doktora Tezi  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Hüseyin BİLGİN**

**Danışman: Yrd.Doç. Dr. Mehmet İNEL**

**Ağustos, 2007**

**DENİZLİ**

**DOKTORA TEZİ ONAY FORMU**

Hüseyin BİLGİN tarafından Yrd. Doç. Dr. Mehmet İNEL yönetiminde hazırlanan “**Kamu Yapılarının Deprem Performanslarının Doğrusal Ötesi Analiz Yöntemleriyle Değerlendirilmesi ve Çözüm Önerileri**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.



Yrd. Doç. Dr. Mehmet İNEL

(Jüri Başkanı, Danışman)



Prof. Dr. Hasan KAPLAN

(Jüri Üyesi)



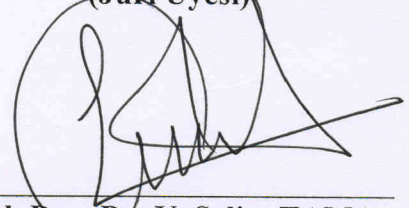
Yrd. Doç. Dr. Fuat Demir

(Jüri Üyesi)



Yrd. Doç. Dr. Ş. Murat Şenel

(Jüri Üyesi)



Yrd. Doç. Dr. Y. Selim TAMA

(Jüri Üyesi)

Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun

...../...../.....tarih ve .....sayılı kararıyla onaylanmıştır.

**Prof. Dr. Mehmet Ali SARIGÖL**

**Müdür**

## TEŞEKKÜR

Öncelikle, değerli hocam Yrd.Doç. Dr. Mehmet İNEL'e çalışmalarım esnasındaki destekleri ve teşvik edici yönlendirmeleri için minnettarım.

Çalışmamın hemen her aşamasında hiçbir zaman maddi – manevi desteğini esirgemeyen çok değerli kardeşim Arş. Gör. Yüksek Mühendis Hayri Baytan ÖZMEN'e teşekkürü bir borç bilirim.

Görüş ve önerileri için Prof. Dr. Ergin ATIMTAY, Prof. Dr. Hasan KAPLAN, Yrd.Doç. Dr. Şevket Murat ŞENEL, Yrd. Doç. Dr. Fuat DEMİR ve Dr. Salih YILMAZ'a teşekkür ederim.

Değerli çalışma arkadaşlarım Arş. Gör. Gulmustafa ŞEN ve Arş. Gör. Ali Haydar KAYHAN'a yardımları için teşekkür ederim.

Çalışmanın tamamlanması için çalışma ortamımda desteklerini esirgemeyen başta Bölge Müdürüm Orhan YILDIZ olmak üzere burada adını saymadığım tüm iş arkadaşlarıma şükran borçluyum.

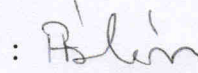
Özverili desteklerini esirgemeyen aileme minnettarım. Bu tez çalışmam sırasında gösterdiği anlayıştan ötürü sevgili eşime ve oğluma çok teşekkür ederim.

Hüseyin BİLGİN

*Eşime ve oğluma...*

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırılmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğini beyan ederim.

İmza

: 

Öğrenci Adı Soyadı : Hüseyin BİLGİN

## ÖZET

### KAMU YAPILARININ DEPREM PERFORMANSLARININ DOĞRUSAL ÖTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİYLE DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÇÖZÜM ÖNERİLERİ

BİLGİN, Hüseyin  
Doktora Tezi, İnşaat Mühendisliği ABD  
Tez Yöneticisi: Yard. Doç. Dr. Mehmet İNEL

Ağustos 2007, 195 Sayfa

Son yıllarda ülkemizde yaşanan depremler, birçok kamu binamızın sismik performanslarının yetersiz olduğunu göstermiştir. Türkiye’de kamu yapılarının büyük bir çoğunluğu tip projeler kullanılarak inşa edilmektedir. Bu yüzden, yaygın kullanılan tip projeler üzerinde yapılacak çalışmalar öncelikle ele alınmalıdır.

Bu çalışmada, doğrusal olmayan modelleme yöntemleri kullanılarak, 1975 Deprem Yönetmeliğine göre projelendirilmiş ve inşa edilmiş kamu yapılarının deprem performanslarının değerlendirilmesi hedeflenmiştir. Böyle bir değerlendirme yapabilmek için, Bayındırlık ve İskan Bakanlığının okul ve hastane binalarında yaygın kullandığı tip projeli binalardan altı adet kamu yapısı seçilmiştir. Tip projeli binaların ve malzeme özelliklerinin belirlenmesinde, Türkiye’nin batı bölgesindeki illerde bulunan kamu yapıları üzerinde yapılan çalışmalar esas alınmıştır. Tüm yapılar heriki asal yönde de artımsal statik itme (pushover) analizine tabi tutularak, kapasite eğrileri belirlenmiştir. Doğrusal olmayan dinamik karakteristiklerin belirlenmesinde “eşdeğer tek serbestlik dereceli sistem yaklaşımı” yaklaşımı kullanılmıştır. Türkiye’de son 20 yılda meydana gelen depremlerden seçimler yapılmış ve Fema-307 kayıtları ile birlikte bu depremlerin yapılarda oluşturduğu sismik talepler belirlenmiştir. Yapıların sismik kapasitelerinin değerlendirilmesinde, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007 esas alınmıştır. Geçmiş depremlerde karşılaşılan hasar nedenleri, tip projeli yapıların performans değerlendirmesi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Malzeme kalitesinin sismik performans üzerindeki etkileri incelenmiştir. Kapasite eğrilerinin ayrıntılı incelemesi ve performans değerlendirmesi sonucu analizi yapılan yapılardaki kusurlar ve çözüm önerileri belirlenmiştir.

Kapasite eğrilerinin incelenmesinden, perde duvar oranı az veya hiç olmayan binalarda, beton dayanımı ve etriye aralığının hem yatay dayanım hem de yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde belirgin etkisi varken, perde duvar oranının belli bir oranın üzerinde olduğu beton sınıfı ve etriye aralığının yerdeğiştirme ve yatay dayanım kapasiteleri üzerinde etkisi sınırlı seviyede kalmaktadır. Özellikle

**kötü malzeme ve kalitesiz işçiliğin yaygın bir problem olduğu ülkelerde, tip kamu yapılarda perde duvarlar oranının artması yapı performansını artırmaktadır.**

**Yapısal sistemi yetersiz olan binaların öngörülen sismik performans seviyelerini karşılayabilmeleri için yeteri ölçüde güçlendirilmeleri gerekir. Kötü malzeme ve kalitesiz işçiliğin yaygın bir problem olduğu ülkemiz kamu yapıları için en uygun güçlendirme yönteminin perde duvar ilavesi olduğuna karar verilmiştir. Yetersiz yapılara perde duvar ilavesiyle çerçeve elemanlarda karşılaşılan kusurlar giderilmiştir. Önerilen yöntem çerçevesinde yetersiz yapılara perde duvarlar eklenerek analitik modelleri oluşturulmuş ve tekrar performans değerlendirmeleri yapılmıştır. Son olarak, mevcut kamu yapıları için genel bir değerlendirme yapılarak, çözüm önerileri sunulmuş ve gelecek çalışmalar için yapılacaklar özetlenmiştir.**

**Anahtar Kelimeler: Sismik kapasite, Doğrusal olmayan statik analiz, Güçlendirme, Performans esaslı sismik değerlendirme, Tip Kamu yapıları**

**Yard. Doç. Dr. Mehmet İNEL**

**Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

**Yard. Doç. Dr. Fuat DEMİR**

**Yard. Doç. Dr. Şevket Murat ŞENEL**

**Yard. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA**



**ABSTRACT****SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF PUBLIC BUILDINGS USING  
NON-LINEAR ANALYSIS PROCEDURES AND SOLUTION METHODS**

BILGİN, Hüseyin

Ph.D. Thesis in Civil Engineering

Supervisor: Asist. Prof. Dr. Mehmet İNEL

August 2007, 195 Pages

Recent devastating earthquakes in Turkey have shown inadequate seismic performance of public buildings. In Turkey, template designs developed by the General Directorate of Construction Affairs are used for many of the buildings intended for governmental services (administrative centers, health clinics, hospitals, schools etc.) as common practice to save on architectural fees and ensure quality control. For that reason, these buildings must be dealt with firstly.

This study evaluates seismic performance of public buildings with the selected template designs in Turkey considering nonlinear behavior of reinforced concrete components. Four school and two hospital buildings with template designs were selected to represent major percentage of public buildings in medium-size cities located in high seismic region of Turkey. Selection of template designed buildings and material properties were based on field investigation on government owned public buildings in several cities in western part of Turkey. Capacity curves of investigated buildings were determined by pushover analyses conducted in two principal directions. The inelastic dynamic characteristics were represented by equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) systems and their seismic displacement demands were calculated under selected ground motions. Seismic performance evaluation was carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code that has similarities with FEMA-356 guidelines. Reasons of building damages in past earthquakes are examined using the results of performance assessment of investigated buildings. The effects of material quality on seismic performance of public buildings were investigated. The detailed examination of capacity curves and performance evaluation identified deficiencies and possible solutions for template designs. Seismic capacity evaluation was carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code (2007).

Evaluation of the capacity curves for the investigated buildings points out that concrete quality and detailing has significant role in both displacement and lateral strength capacity of buildings in direction with no shear walls or relatively small area of shear walls while the capacity curves suggest that the concrete strength and detailing have limited effect on both lateral strength and displacement capacity in direction with significant amount shear walls. Also, performance of public buildings improves as the amount of shear wall increases, emphasizing its

importance, especially in countries where construction with poor detailing is a common problem.

Inadequate performance of public buildings makes the development of the effective and affordable retrofitting techniques essential. The most convenient technique in Turkey where poor material and construction quality is common problem is the use of additional shear walls to increase lateral load capacity and decrease displacement demands. As a result, existing deficiencies in frame elements are less pronounced and poor construction quality in buildings is somewhat compensated. Performance evaluation with additional shear walls is also presented. Finally, conclusions are provided and future research needs on the topic are outlined.

**Keywords:** Seismic capacity, Pushover analysis, Strengthening, Performance based seismic evaluation, Template design.

**Asist. Prof. Dr. Mehmet İNEL**

**Prof. Dr. Hasan KAPLAN**

**Asist. Prof. Dr. Fuat DEMİR**

**Asist. Prof. Dr. Şevket Murat ŞENEL**

**Asist. Prof. Dr. Yavuz Selim TAMA**

## İÇİNDEKİLER

<b>DOKTORA TEZİ ONAY FORMU</b> .....	<b>II</b>
<b>TEŞEKKÜR</b> .....	<b>III</b>
<b>ÖZET</b> .....	<b>VI</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VIII</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>X</b>
<b>ŞEKİLLER DİZİNİ</b> .....	<b>XII</b>
<b>TABLolar DİZİNİ</b> .....	<b>XVI</b>
<b>SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ</b> .....	<b>XVII</b>

1. GİRİŞ .....	1
1.1 Genel.....	1
1.2 Çalışmanın Amacı .....	3
1.3 Çalışmanın Kapsamı ve Kullanılan Yöntem .....	4
1.4 Tezin Düzeni .....	5
2. LİTERATÜR ÖZETİ.....	8
2.1 Türkiye’de Önemli Depremler .....	8
2.2 Son Depremlerde Türkiye’deki Kamu Yapılarının Performansları .....	8
2.2.1 Genel .....	8
2.2.2 1975 Diyarbakır (Lice) depremi .....	9
2.2.3 1976 Van (Çaldıran-Muradiye) depremi .....	10
2.2.4 1983 Erzurum-Kars depremi .....	10
2.2.5 1992 Ezincan depremi .....	10
2.2.6 1995 Dinar depremi .....	11
2.2.7 1998 Adana-Ceyhan depremi .....	12
2.2.8 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri .....	13
2.2.9 1 Mayıs 2003 Bingöl depremi .....	14
2.2.10 Depremlerle ilgili gözlem ve sonuçları ve genel değerlendirmeleri .....	17
2.2.10.1 Taşıyıcı sistem.....	17
2.2.10.2 Malzeme ve İşçilik Kalitesi.....	18
2.2.10.3 Yapının statik ve betonarme hesapları .....	19
3. DEPREM YÖNETMELİKLERİ VE PERFORMANSA DAYALI YAPI TASARIMI .....	20
3.1 Genel.....	20
3.2 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1975.....	22
3.3 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1998.....	23
3.4 Performansa Dayalı Değerlendirmenin Temel İlkeleri (DBYBHY 2007).....	24
3.4.1 Yapı elemanlarında hasar tanımları.....	25
3.4.1.1 Kesit hasar sınırları .....	25
3.4.1.2 Kesit hasar bölgeleri.....	25
3.4.2 Bina deprem performans seviyeleri.....	26
3.4.3 Deprem yer hareketi .....	26
3.4.3.1 Servis (kullanım) depremi.....	26
3.4.3.2 Tasarım depremi.....	26
3.4.3.3 Maksimum (en büyük) deprem .....	27
3.4.4 Performans hedefleri .....	27

3.4.5	Kapasite ve istemin belirlenmesi.....	28
3.4.5.1	Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi .....	28
3.4.5.2	Artımsal mod birleştirme yöntemi .....	29
3.4.6	Modal yerdeğiştirme istemi ve performans noktasının belirlenmesi .....	30
3.4.7	Deprem güvenliğinin belirlenmesi ve güçlendirme kararlarının verilmesi...32	
3.4.7.1	Binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi.....	32
4.	TİP PROJELERİN VE ANALİZLERDE KULLANILAN DEPREM KAYITLARININ TANITILMASI .....	33
4.1	Genel.....	33
4.1.1	10370 tip no'lu proje .....	34
4.1.2	10419 tip no'lu proje .....	34
4.1.3	10735 tip no'lu proje .....	35
4.1.4	10816 tip no'lu proje .....	35
4.1.5	11276 tip no'lu proje .....	35
4.1.6	11187 tip no'lu proje .....	35
4.2	Dinamik Analizde Kullanılan Deprem Kayıtları.....	35
5.	ANALİTİK MODELLEME VE DEĞERLENDİRME .....	39
5.1	Analiz Yöntemleri .....	39
5.1.1	Doğrusal analiz yöntemleri.....	39
5.1.1.1	Doğrusal statik analiz.....	40
5.1.1.2	Doğrusal dinamik analiz .....	42
5.1.2	Doğrusal olmayan analiz yöntemleri.....	43
5.1.2.1	Doğrusal olmayan statik analiz .....	43
5.1.2.2	Doğrusal olmayan dinamik analiz.....	47
5.2	Doğrusal Olmayan Modelleme.....	47
5.2.1	Plastik mafsal kavramı .....	47
5.2.2	Mafsal bölgeleri.....	50
5.2.3	Eğilme mafsalı.....	51
5.2.3.1	Plastik mafsal boyu .....	52
5.2.3.2	Eğilme mafsalı kriterleri .....	53
5.2.3.3	Kolon eğilme mafsalı .....	56
5.2.3.4	Kiriş eğilme mafsalı .....	57
5.2.3.5	Perde eğilme mafsalı .....	57
5.2.4	Kesme mafsalı .....	58
5.2.5	Kullanılan malzeme modelleri .....	59
5.2.5.1	Mander beton modeli .....	59
5.2.5.2	Donatı çeliği modeli.....	61
5.2.6	Plastik mafsalların analitik model üzerine atanması .....	61
5.2.7	Artımsal itme analizinde kullanılan itme şekli .....	62
5.3	Taşıyıcı Sistemde Kullanılan Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi .....	62
5.3.1	Mevcut beton dayanımının belirlenmesi .....	63
5.3.1.1	Bir kamu binasında beton dayanımının belirlenmesi örneği.....	64
5.3.1.2	Performans değerlendirmesinde dikkate alınan beton dayanımları .....	69
5.3.2	Betonarme donatısının mevcut durumu.....	72
5.3.2.1	Performans değerlendirmesinde dikkate alınan donatı sınıfı özellikleri ...	73
6.	ANALİZ SONUÇLARI VE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ.....	75
6.1	Artımsal Statik İtme (Pushover) Analiz Sonuçları .....	75

6.1.1	10370 kapasite eğrileri .....	75
6.1.2	10419 (4- katlı) kapasite eğrileri .....	76
6.1.3	10419 (5- katlı) kapasite eğrileri .....	81
6.1.4	10735-A kapasite eğrileri .....	84
6.1.5	10735-B kapasite eğrileri .....	84
6.1.6	10816 kapasite eğrileri .....	84
6.1.7	11276-A kapasite eğrileri .....	91
6.1.8	11276-B kapasite eğrileri .....	91
6.1.9	11187 kapasite eğrileri .....	91
6.2	Kapasite Eğrilerinin Yorumlanması .....	98
6.3	Tip Projelerin Performanslarının Değerlendirilmesi .....	106
6.3.1	Kapasitelerin değerlendirilmesi .....	106
6.4	Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz ve Performans Değerlendirmesi .....	111
6.4.1	Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistem (ETSDS) yaklaşımı .....	111
7.	ÇÖZÜM ÖNERİLERİ .....	124
7.1	Genel .....	124
7.2	Kamu Yapılarında Gözlenen Ortak Kusurlar .....	124
7.3	Performans Seviyeleri .....	125
7.4	Güçlendirme Yöntemlerine Genel Bakış .....	126
7.4.1	Eleman güçlendirmeleri .....	126
7.4.1.1	Kolon güçlendirilmesi .....	127
7.4.2	Sistem bazında iyileştirme .....	128
7.4.2.1	Yanal rijitlik kazandıran elemanlar oluşturulması .....	128
7.5	Güçlendirme Stratejisi .....	130
7.6	Yetersiz Tip Projeler İçin Çözüm Önerileri .....	131
7.6.1	Yapıların güçlendirme sonrası taşıyıcı sistemleri .....	131
7.7	Güçlendirilmiş Projelerin Kapasite Eğrileri .....	132
7.8	Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz İle Performans Değerlendirmesi .....	148
8.	İNCELENEN BİNALARIN HIZLI DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİYLE İRDELENMESİ .....	152
8.1	Hassan İndeks .....	153
8.1.1	Hasar tanımları .....	153
8.1.2	Hassan indeksin hesaplanması .....	153
8.1.3	1 Mayıs 2003 Bingöl depremine göre kamu yapılarının performansı .....	154
8.1.4	DBYBHY-2007'ye göre kamu yapılarının performansı .....	159
9.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....	164
9.1	Sonuçlar ve Öneriler .....	164
9.2	Gelecek Çalışmalar İçin Öneriler .....	170
10.	KAYNAKLAR .....	172

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1. Kısmen yıkılmış kalkan duvarı ve SSK hastanesi lojmanı .....	13
Şekil 2.2. 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri Düzce istasyonu yatay kayıtları .....	14
Şekil 2.3. Çeltiksuyu YİBO kolon aplikasyon planı (Bayülke vd 2004).....	16
Şekil 2.4. Çeltiksuyu YİBO binası yıkılma görüntüsü (Bayülke vd 2004).....	16
Şekil 2.5. Yetersiz etriye nedeniyle kolonda kesme kırılması (Saatçioğlu vd 2001).....	18
Şekil 2.6. Yetersiz etriye nedeniyle kolonda basınç kırılması (Saatçioğlu vd 2001).....	19
Şekil 3.1. Farklı iki yapıya ait kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi .....	21
Şekil 3.2. Kesit hasar sınırları ve bölgeleri (DBYBHY 2007).....	26
Şekil 3.3. Kapasite diyagramının iki doğrulu hale dönüştürülmesi .....	30
Şekil 3.4. Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi .....	31
Şekil 5.1. Yanal yük dağılımı.....	41
Şekil 5.2. İtme şekli ve tipik kapasite eğrisi.....	46
Şekil 5.3. Statik itme analizi akış şeması .....	46
Şekil 5.4. Eğilme etkisindeki betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik bağıntısı .....	48
Şekil 5.5. Güç tükenmesinde konsol kolon eğilme momenti ve eğrilik değişimi.....	49
Şekil 5.6. Kolon ve kiriş elemanlarda sargılama bölgeleri .....	51
Şekil 5.7. Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi.....	52
Şekil 5.8. İdealleştirilmiş kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi .....	54
Şekil 5.9. Kriterlerin moment-eğrilik grafiği üzerinde belirtilmesi .....	57
Şekil 5.10. Malzeme için davranış modelleri.....	60
Şekil 5.11. Plastik mafsalların analitik model üzerine atanması.....	62
Şekil 5.12. a) Alınan numunelerin başlıklanmış hali b) Bir numunenin kırılmış hali ....	65
Şekil 5.13. Beton tabancası deneyi yapılışı.....	66
Şekil 5.14. Beton tabancası ve karot dayanımı arasındaki ilişki.....	68
Şekil 5.15. Kamu yapılarında yerinde yapılan deney sonuçlarında elde edilen beton basınç dayanımı dağılımları .....	72
Şekil 5.16. Kirişlerde donatı taraması (Etriye aralığının belirlenmesi) .....	73
Şekil 5.17. Perde duvarda donatı yerleşim şeması .....	73
Şekil 6.1. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10370 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü) .....	77
Şekil 6.2. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10370 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $y$ - yönü) .....	78
Şekil 6.3. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (4- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü) .....	79
Şekil 6.4. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (4- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $y$ - yönü) .....	80
Şekil 6.5. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (5- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü) .....	82
Şekil 6.6. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (5- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $y$ - yönü) .....	83
Şekil 6.7. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü) .....	85
Şekil 6.8. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $y$ - yönü) .....	86

Şekil 6.9. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü) .....	87
Şekil 6.10. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü) .....	88
Şekil 6.11. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10816 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü) .....	89
Şekil 6.12. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10816 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü) .....	90
Şekil 6.13. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü) .....	92
Şekil 6.14. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü) .....	93
Şekil 6.15. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü) .....	94
Şekil 6.16. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü) .....	95
Şekil 6.17. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11187 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü) .....	96
Şekil 6.18. Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11187 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü) .....	97
Şekil 6.19.a) 10370; b) 10419 (4 katlı); c) 10419 (5- katlı) tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	100
Şekil 6.20 a) 10370; b) 10419 (4 katlı); c) 10419 (5- katlı) tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	101
Şekil 6.21. a) 10735-A; b) 10735-B; c) 10816 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	102
Şekil 6.22 a) 10735-A; b) 10735-B; c) 10816 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) ..	103
Şekil 6.23. a) 11276-A; b)11276-B; 11187 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) ..	104
Şekil 6.24. a) 11276-A; b)11276-B; 11187 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) ..	105
Şekil 6.25. DBYBHY-2007 de tasarım ve maksimum deprem için tanımlanan mukabele spektrumları .....	108
Şekil 6.26. En olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü) .....	109
Şekil 6.27. En olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları (y- yönü) .....	110
Şekil 6.28. En olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü) .....	110
Şekil 6.29. En olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (y- yönü) .....	111
Şekil 6.30. Tipik ve idealize edilmiş kapasite eğrisi.....	112

Şekil 6.31. %5 sönüm oranı için Türk Depremlerine (20 kayıt) ait ortalama spektrumları .....	120
Şekil 6.32. %5 sönüm oranı için FEMA-307 kayıtlarına (17 kayıt) ait ortalama spektrumları .....	120
Şekil 6.33. Göz önüne alınan performans seviyelerinde perde duvar alanına (toplam bina alanının %'si) göre aşılma olasılıkları (Şekil üzerindeki çizgileri doğrusal regresyon ile noktalara uydurulmuştur). .....	123
Şekil 7.1. Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000).....	127
Şekil 7.2. Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000).....	128
Şekil 7.3 Güçlendirilmiş 10419(4) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	133
Şekil 7.4. Güçlendirilmiş 10419(4) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	134
Şekil 7.5. Güçlendirilmiş 10419(5) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	135
Şekil 7.6. Güçlendirilmiş 10419(5) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü).....	136
Şekil 7.7. Güçlendirilmiş 10735-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	137
Şekil 7.8. Güçlendirilmiş 10735-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	138
Şekil 7.9. Güçlendirilmiş 10735-B tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	139
Şekil 7.10. Güçlendirilmiş 10816 tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	140
Şekil 7.11. Güçlendirilmiş 11276-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü) .....	141
Şekil 7.12. Güçlendirilmiş 11276-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	142
Şekil 7.13. Güçlendirilmiş 11276-B tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	143
Şekil 7.14. Güçlendirilmiş 11187 tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü) .....	144
Şekil 7.15. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü).....	146
Şekil 7.16. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları (y- yönü).....	146
Şekil 7.17. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü).....	147
Şekil 7.18. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (y- yönü).....	147
Şekil 8.1. C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	155
Şekil 8.2. C10-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	155
Şekil 8.3. C13-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	156



Şekil 8.4. C13-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	156
Şekil 8.5. C16-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	157
Şekil 8.6. C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu.....	157
Şekil 8.7. Güçlendirmeden sonra C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu .....	158
Şekil 8.8. Güçlendirmeden sonra C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu .....	158
Şekil 8.9. C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	159
Şekil 8.10. C10-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	160
Şekil 8.11. C13-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	160
Şekil 8.12. C13-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	161
Şekil 8.13. C16-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	161
Şekil 8.14. C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu.....	162
Şekil 8.15. Güçlendirmeden sonra C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu .....	162
Şekil 8.16. Güçlendirmeden sonra C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu .....	163

## TABLOLAR DİZİNİ

Tablo 2.1. Türkiye'de son yüzyılda büyüklüğü 7 den fazla olan depremler (Çağatay 2005) .....	9
Tablo 3.1. DBYBHY-2007 ye göre performans kriterleri ve tanımları.....	27
Tablo 3.2. Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri (DBYBHY 2007) .....	28
Tablo 4.1. Tip projelere ait tanımlayıcı özellikler.....	34
Tablo 4.2. Türkiye’de son 20 yılda yaşanan yıkıcı deprem yer hareketi kayıtları.....	36
Tablo 4.3. FEMA 307 depremleri .....	38
Tablo 5.1. Moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanmasında kullanılan kriterler .....	55
Tablo 5.2. Perde duvarların modellenmesinde kullanılan Tablo 6-18 (FEMA-356).....	58
Tablo 5.3. Merkez Eskişehir İlköğretim Okulu Hizmet Binası Beton Karot Sonuçları .	65
Tablo 5.4. Merkez Eskişehir İlköğretim Okulu beton test tabancası okuma değerleri ...	66
Tablo 5.5. Korelasyona tabi tutulan beton tabancası ve karot basınç dayanım değerleri	67
Tablo 5.6. Beton tabancası görünür basınç dayanımı ve düzeltilmiş basınç dayanımı değerleri .....	68
Tablo 5.7. Düzeltilmiş beton tabancası sonuçlarına göre ortalama dayanım, standart sapma, değişkenlik katsayısı, yerinde beton basınç dayanımı değerleri.....	69
Tablo 5.8. Kamu yapıları üzerinde yapılan deney sonuçlarından elde edilen beton basınç dayanımları.....	70
Tablo 6.1. Tip projelerin HK, CG ve GÖ seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasiteleri..	107
Tablo 6.2. DBYBHY-2007 ye göre hesaplanan deprem istemleri.....	109
Tablo 6.3. Yapılarda gözönüne alınan HK performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri) .....	114
Tablo 6.4. Yapılarda gözönüne alınan CG performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri) .....	114
Tablo 6.5. Yapılarda gözönüne alınan GÖ performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri) .....	115
Tablo 6.6. Yapılarda gözönüne alınan HK performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri) .....	116
Tablo 6.7. Yapılarda gözönüne alınan CG performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri) .....	116
Tablo 6.8. Yapılarda gözönüne alınan GÖ performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri) .....	117
Tablo 6.9. Farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (TÜRK Depremleri) .....	119
Tablo 6.10. Farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri).....	119
Tablo 6.11. Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri).....	121
Tablo 6.12. Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri) .....	122
Tablo 7.1. Tip rojelerin güçlendirmelerinden sonraki perde oranları .....	131
Tablo 7.2. Güçlendirilmiş projelerin DBYBHY-2007 ye göre hesaplanan deprem istemleri ve kapasite karşılaştırmaları.....	132

Tablo 7.3. Güçlendirme sonrası yapılarda gözönüne alınan HK, CG ve GÖ performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri).....	149
Tablo 7.4. Güçlendirme sonrası yapılarda gözönüne alınan HK, CG ve GÖ performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri) .....	150
Tablo 7.5. Güçlendirme sonrası yapılarda farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (Türk Depremleri) ..	150
Tablo 7.6. Güçlendirme sonrası yapılarda farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri) .....	150
Tablo 7.7. Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri) .....	151
Tablo 7.8. Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri) .....	151

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

$A_0$	Etkin yer ivme katsayısı
$CI$	Kolon indeks
$C_0$	Deprem bölge katsayısı
$D$	Yatay yüklere paralel doğrultudaki bina genişliği (m)
$d_{bl}$	Boyuna donatı çapı
$f_c$	Beton basınç dayanımı
$g_i$	i'nci kattaki toplam sabit yük
$f_y$	Donatı akma dayanımı
$f_{yd}$	Donatı tasarım akma dayanımı
$H$	Temel üst kotundan ölçülen bina yüksekliği (m)
$m_i$	Binanın i'nci katının kütlesi
$p_i$	i'nci kattaki toplam hareketli yük
$l_d$	Kenetlenme boyu (gereken)
$l_p$	Plastik mafsalsal boyu
$n$	hareketli yük azaltım katsayısı
$K$	Yapı tipi katsayısı
$M$	Moment
$M_r$	Moment kapasitesi
$S$	Spektrum katsayısı
$P$	Yatay kuvvet
$PGA$	Maksimum yer ivmesi
$R$	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$S_a$	Spektral ivme
$V_r$	Kesme kapasitesi
$T$	Birinci moda ait doğal periyot
$T_{A,B}$	Spektrum karakteristik periyotları
$T_0$	Zemin hakim periyodu
$W$	Toplam yapı ağırlığı
$W_i$	Kat ağırlığı
$WI$	Perde İndeksi
$\Delta$	Çatı deplasmanı
$\phi$	Eğrilik, donatı çapı
$\theta_y$	Akma dönmesi
$\phi_y$	Akma eğriliği
$\theta_p$	Mafsalsal plastik dönme kapasitesi
$\phi_u$	Nihai eğrilik

## 1. GİRİŞ

### 1.1 Genel

Dünyadaki önemli deprem kuşaklarından biri üstünde bulunan ülkemizde, çok kısa denebilecek zaman aralıkları içerisinde yıkıcı depremler meydana gelmiştir. Bu süreçte yaşanan depremler, yapılaşma ve sanayinin yoğun olduğu bölgelerde meydana gelmesi sebebiyle ciddi boyutlarda can ve mal kayıplarına sebep olmuştur.

Yurdumuzdaki en önemli deprem etkinliği, Kuzey Anadolu fayındaki hareketten ortaya çıkmaktadır. Bunun yanında, küçük ve orta büyüklükteki depremler Ege Denizi kıyıları boyunca ve yurdumuzun güney-batısında meydana gelmiştir. Kuzey Anadolu Fayı'nın doğu ucunda başlayıp, Akdeniz'e uzanan bu fay boyunca hareket diğer bölgelere göre daha azdır. Merkezüsleri Akdeniz'de olanların dışında depremlerin odak derinlikleri yönünden sığ depremler olarak kabul edilebilir (Celep ve Kumbasar 2000).

Topraklarının %90'ından fazlası birinci derece deprem bölgesinde olan yurdumuzda meydana gelen her yıkıcı depremden sonra mevcut bina stoklarının deprem dayanımlarının tespiti ve güçlendirme ihtiyaçları her zaman ülke gündemine gelmiştir. Türkiye gibi çok büyük kısmı ciddi deprem tehlikesi altında olan bir ülkede bu doğa olayının sonucunda oluşabilecek kayıpların en aza indirilmesi ülkenin önemli bir meselesidir. Nüfusun önemli bir kısmını içinde barındıran yapıların güvenlik seviyesinin belirlenmesi deprem afetine karşı yapılacak hazırlıkların en önemli ve başta gelen safhalarından biridir.

Depremin ne zaman ve ne büyüklükte olacağını önceden kestirilememesine rağmen, bugünün teknolojisini kullanarak, depremin oluşması halinde can ve mal kayıplarını en aza indirilebilmesi mümkündür. Bilimsel çalışmalardan ve geçmiş depremlerden elde edinilen tecrübeler ışığında hazırlanan deprem yönetmelikleri, esas itibarıyla bu amaca hizmet etmek içindir. Temel olarak, can güvenliği seviyesini hedef seçen bu yönetmeliklerde bina türü yapıları kullanım amacına ve önemine göre sınıflandırmakta ve tasarıma esas kuvvetlerin hesabında kurallar getirmektedir.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998 (ABYBHY-1998), depremden sonra insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu okullar, eğitim binaları, yurt ve yatakhaneler gibi kamuya ait yapılarının bina önem katsayılarını, diğer konut türü yapılara göre daha yüksek tutması bu yapılara verilen önemi açıkça göstermektedir.

1989 Loma Prieta ( $M_w = 7.1$ ) ve 1994 Northridge ( $M_w = 6.7$ ) depremleri Amerika'nın nüfus yoğunluğu en fazla olan bölgelerinde meydana gelmiştir. Depremlerde oluşan can kayıplarının düşük seviyelerde kalmasına rağmen, milyarlarca dolar seviyelerinde ekonomik kayıplar oluşmuştur. Benzer şekilde son yirmi yıl içerisinde ülkemiz ve dünyanın diğer bazı bölgelerinde meydana gelen yıkıcı depremlerden sonra yapı inşasına çeşitli kurallar getirilmeye çalışılmış ve bu depremlerde oluşan hasarların sınırlandırılması ihtiyacı yapı mühendisliği alanındaki çalışmalarda motivasyon aracı olmuş, bu alanda büyük ilerlemeler kaydedilmiştir. Mevcut depreme dayanıklı yapı tasarım yöntemlerinin yeterlilikleri sorgulanmıştır. Bu ihtiyaçtan hareketle, mevcut yapıların değerlendirilmesi ve yeni yapılacak yapılar için çeşitli projelere başlanılmış ve geliştirilmiştir. Bunlar arasında SEAOC (1995), ATC-40 (1996), FEMA 273-274 (1997), FEMA 356-357 (2000), FEMA 440 (2005) yer almaktadır. Tüm bu çalışmaların sonuçlarıyla birlikte yapı mühendisleri arasında Performansa Dayalı Tasarım (PDT) adıyla yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemde; özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirmesi için yapılan tasarımda temel hedef, basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerini kullanarak yapının mevcut kapasitesinin bulunması ve olası bir depremde meydana gelecek hasar durumunun tahminine dayanır.

Kuvvet esaslı yöntemlerden farklı olarak, bu yöntemin farklı yapı grupları için alternatif performans hedefleri vardır. Güçlendirmeden sonra binanın hedeflenen performans seviyesine ulaşip ulaşmadığının yanında, sadece tüm yapıda oluşan yerdeğiştirmeler değil her bir yapı elemanının deformasyonları da elde edilebilmektedir. Bu da uygulamacılara daha ekonomik ve daha etkili güçlendirme seçenekleri sunabilmektedir.

Geleneksel yapı tasarım yönetmeliklerinde belirsizlikler (Örneğin; Mevcut yapılar için R katsayısının seçimi) ve eksiklikler vardır. Yeni geliştirilen ve ülkemizde 2007

yılında yürürlüğe giren DBYBHY (2007)'de de yer alan bu yöntemle (PDT) birlikte mevcut yapılar için olan bu belirsizlik ve eksiklikler tekrar çözümlenmiştir.

## 1.2 Çalışmanın Amacı

Ülkemizdeki kamu yapılarının büyük bir çoğunluğu tip projeler kullanılarak inşa edilmektedir. Yönetmelik değişiklikleri olduğunda söz konusu tip projeler, yenilenen yönetmelik şartlarına göre mimari aynen kalmak suretiyle yeniden düzenlenmektedirler. 1998 tarihindeki deprem yönetmeliğinden sonra bu tip projeler yeni yönetmelik şartlarına göre tekrar boyutlandırılmış ve deprem güvenlikleri sağlanmaya çalışılmıştır. Ancak ülkemiz kamu yapı stoğunda, büyük bir yeri olan bu tarihten önce yapılmış birçok kamu yapısı vardır (Bilgin ve Özmen 2006, Bilgin vd 2006).

Mevcut fonksiyonlar ve deprem sonrası muhtemel kullanımlar gözönüne alındığında kamu binaları (hastane, okul, vb.), olası bir deprem felaketi sonrası hemen kullanılması gereken yapılardır. Son depremlerde gerekli performansı gösteremeyen kamu binalarının riskleri gözden geçirilerek deprem performanslarının artırılması için gerekli çalışmaların yapılması yönünde çabalar başlamıştır. Önceliklerin iyi belirlenerek planlı ve ekonomik bir çalışmanın yapılabilmesi için her bir binanın tek tek incelenmesinden önce, yaygın kullanılan tip projeler üzerinde çalışmalar yapılarak proje eksiklikleri tespit edilmelidir. Böylelikle, olası bir depremde aynı anda birçok kamu yapısının performansı hakkında fikir sahibi olunabilecektir.

Bu çalışmada, yaygın kullanılan tip projeli kamu binaları (okul, hastane, sağlık ocağı) seçilerek, uygulamada karşılaşılabilecek beton basınç dayanımları ve etriye sıklıkları dikkate alınarak doğrusal olmayan analizlerle performans değerlendirmesinin yapılması, eksikliklerin belirlenip çözüm önerilerinin sunulması hedeflenmiştir. Performans değerlendirmesinde tip projeli yapıların planları üzerindeki boyutlar dikkate alınmış ve analitik modelleri hazırlanmıştır. Artımsal itme analizlerinden elde edilen sonuçlar doğrultusunda, betonarme kamu yapılarının modellenmesinde gözönüne alınması gerekli parametreler ve eksikliklerin giderilmesinde çözüm önerileri sunulmuştur.

Burada belirli sayıda proje üzerinde yapılacak çalışma ile bunların temsil edeceği birçok bina üzerinde bilgi sahibi olunabilecektir. Bu çalışmada elde edilen bulgular, incelenen tip projelerin DBYBHY-2007 (2007) performans düzeylerini karşılayabilir hale getirilmesi için yapılacak güçlendirme çalışmalarında faydalı olacağı düşünülmektedir

### 1.3 Çalışmanın Kapsamı ve Kullanılan Yöntem

ABYYHY-1998 (1998) yayımlanmadan önce Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından 1. derece deprem bölgelerinde inşa edilmiş tip kamu hizmet binalarına ait projelerden yaygın olarak kullanılanlardan seçimler yapılmıştır. Söz konusu projeler esas alınarak her bir yapının 3-boyutlu modelleri hazırlanmış ve sistemin doğrusal olmayan davranışı her bir elemanın doğrusal olmayan davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Elemanlara ait doğrusal olmayan davranış parametreleri, bu davranışın eleman uçlarında yoğunlaşacağı varsayımına dayanan “*yığılı plastik davranış hipotezi*” kullanılarak hesaplanmıştır. Bu hipotez uyarınca kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değiştirmelerin, iç kuvvetlerin kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca düzgün yayılı biçimde meydana geleceği varsayılabilir. Eğilme davranışının hakim olmasından ötürü bu bölge *plastik mafsallık boyu* ( $L_p$ ) olarak adlandırılır. Tez çalışmasında Priestley (Priestley vd 1996) tarafından önerilen ve ATC 32 (1996) dokümanında da yer alan ( $L_p$ ) bağıntısı kullanılmıştır. Sargılı beton davranış modellerinden Mander (Mander vd 1998) beton modeli kullanılmıştır. Projedeki öngörülen kesit ve donatı özelliklerine bağlı alınarak hesaplanan moment-eğrilik ilişkilerinden moment-dönme ilişkilerine geçilerek plastik mafsallar türetilmiştir.

Çalışmada, Bayındırlık ve İskan Bakanlığının okul ve hastane binalarında yaygın olarak kullandığı projelerden 10370, 10419 (4- kat), 10419 (5- kat), 10735-A, 10735-B, 10816 tip nolu okul ile 11276 (A ve B Bloklar) ve 11187 tip nolu hastane projeleri seçilerek, bilgisayar ortamında analitik modellemeleri yapılmıştır. Daha sonra, uygulamada karşılaşılabilecek beton basınç dayanımları ve enine donatı aralıklarının dikkate alınmasıyla doğrusal olmayan (nonlinear) modelleme teknikleri kullanılarak yapıların deprem davranışı açısından performansları değerlendirilmiştir. Her bir bina için yapılan ayrıntılı analizlerden sonra, DBYBHY-2007’de (2007) öngörülen kriterler



esas alınarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. DBYBHY-2007'nin öngördüğü deprem talepleri hesaplanmış ve mevcut performanslarla kıyasları yapılmıştır. Performans (kapasite) / talep (istem) karşılaştırmasından sonra yetersizliği belirlenen binalarda seçilecek güçlendirme yöntemiyle yapının performansının yönetmelikte öngörülen düzeye çıkarılması hedeflenmiştir. Muhtemel eksiklikler belirlendikten sonra, kamu yapılarında en etkin güçlendirme yöntemi olarak görülen uygun akslara perde duvar eklenmesi ve bazı kolon ve kirişlerde manto yapılması suretiyle doğrusal olmayan statik analizler tekrarlanmıştır. İstenilen performanslar elde edilinceye kadar alternatif çözümler yinelenmiş ve en uygun çözümler önerisi sunulmuştur. Ayrıca her bir durum için plastik mafsalları oluşum sırası göçme mekanizmaları ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Performans değerlendirmesinde ölkemiz ve dünyada meydana gelen yıkıcı depremlerden seçimler yapılmış ve bu deprem etkileri altındaki her bir yapının performansları irdelenmiştir. Doğrusal olmayan artımsal itme analizinde SAP2000 (CSI 2005), zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizde ise USEE (İnel vd 2001) programları kullanılmıştır. Modellemede projelere ait planlar kullanılmıştır. Dikkate alınan diğer parametreler;

- Geometrik karakteristikler
  - Plandaki değişimler; boyutlar ve kolonların yerleşimleri,
  - Perde, kolon ve kirişler için etkili eylemsizlik momentleri (atalet momentleri),
  - Güçlendirme önerileri,
- Yapı malzemelerinin karakteristikleri
  - Beton kalitesi (sınıfı, beton basınç dayanımı),
  - Donatı kalitesi,
- Deprem yer hareketleri
  - Maksimum yer ivmesi,
  - Yer hareketi özellikleri.

#### **1.4 Tezin Düzeni**

Tezin birinci bölümünde, konu, amaç, kapsam ve tez düzeni kısaca özetlenmiştir.

İkinci bölümde; Türkiye’de mevcut kamu yapıları ve bunların 1975’ten sonra yaşanan yıkıcı depremlerdeki performansları özetlenmiştir. Performans değerlendirmesinde, kamu yapılarında gözlemlenen tipik hasar ve nedenleri esas alınmıştır.

Üçüncü bölümde; Yapıların değerlendirilip, güçlendirilmesinde son yıllarda yaygın olarak kullanılan ve 2007 yılında yürürlüğe giren yönetmeliğimizin de kapsamına alınan performansa dayalı değerlendirme hakkında bilgiler verilmiştir.

Dördüncü bölümde; çalışmada göz önüne alınan kamu yapıları ve bunların tanıtılması yapıp, binalara ait kalıp planları ile taşıyıcı sistem özellikleri ayrıntılı olarak irdelenmiştir.

Beşinci bölümde; modelleme ve değerlendirme aşamasında dikkate alınan parametrelerin açıklamaları yapılmıştır. Bu kapsamda, analiz yöntemleri, plastik mafsallık kavramı, çalışmada kullanılan beton modeli ve oluşturulan plastik mafsalların (eğilme, kesme ve eksenel yük mafsallığı) kriterleri ile her bir taşıyıcı eleman için bu kriterlerin birer açıklayıcı örnek üzerinde tanımlaması yapılmıştır.

Altıncı bölümde; doğrusal olmayan artımsal itme analizi ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz sonuçları verilerek, göz önüne alınan yapıların performans değerlendirmeleri ayrıntılı olarak yapılmıştır. Performans değerlendirmesinde, 2007 yılında ülkemizde yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) kriterleri esas alınmıştır.

Yedinci bölümde; performans değerlendirmeleri yapılan kamu yapılarında gözlemlenen ortak sorunların giderilmesi doğrultusunda literatürde mevcut güçlendirme yöntemleri özetlenmiş ve bu yapılar için en uygun strateji belirlenmiştir. Bundan sonra, yetersiz tip projeler için sunulan strateji doğrultusunda yapıların güçlendirmeleri yapılmıştır. Artımsal itme analizi ve zaman tanım alanında analizler, en uygun çözüm bulununcaya kadar tekrarlanmış ve sonuçlar ayrıntılı olarak verilmiştir.

Sekizinci bölümde; literatürde mevcut yapıların değerlendirilmesi için önerilen hızlı değerlendirme metodlarına kısaca değinilmiş ve tez kapsamında elde edilen sonuçlar

doğrultusunda kamu yapılarının değerlendirilmesi için Hassan İndekste (Hassan ve Sözen 1997) verilen parametreler dikkate alınarak, yapıların bu metoda göre hızlı performans değerlendirmeleri yapılmıştır.

Son bölümde ise, genel bir değerlendirme yapılarak elde edilen sonuçlar tartışılmış ve Türkiye'deki tip projeli kamu yapıları için çözüm önerileri sunulmuştur.

## 2. LİTERATÜR ÖZETİ

### 2.1 Türkiye’de Önemli Depremler

Dünyanın en önemli deprem kuşaklarından birinde bulunan ülkemizde, en önemli deprem etkinliği Kuzey Anadolu fayındaki hareketten kaynaklanmaktadır. Yaklaşık 1500 km uzunluğundaki bu fay çizgisi boy, deprensellik ve fay tipi olarak ABD’de bulunan San Andreas fayına benzemektedir. Özellikle 1939 yılında Erzincan’daki depremin ardından bu fay boyunca hareketler yoğunlaşmıştır. Niksar-Erbaa ( $M_s = 7.0$ , 1942), Tosya-Ladik ( $M_s = 7.2$ , 1943), Bolu-Gerede ( $M_s = 7.4$ , 1944), Bolu-Abant ( $M_s = 7.1$ , 1957), Varto ( $M=6.9$ , 1966) ve Adapazarı ( $M_s = 7.2$ , 1967), Erzincan ( $M_s = 6.8$ , 1992), Kocaeli ( $M_s = 7.4$ , 1999), Düzce ( $M_s = 7.2$ , 1999) depremleri bu fayın aktif duruma geçtiğinin en güzel delilleridir. Bununla birlikte, küçük ve orta büyüklükte depremler Ege Denizi boyunca ve ülkemizin güney-batısında meydana gelmiştir. Yine Doğu Anadolu Fayı, Kuzey Anadolu Fayı’nın doğu ucunda başlar ve Akdeniz’e uzanır. Diğerlerine göre bu fay boyunca aktiflik daha azdır. Tarihsel kayıtlara bakıldığında bu bölgede yıkıcı depremlerin oluştuğuna dair işaretler yoktur (Celep ve Kumbasar 2000).

Merkezüsleri Akdeniz’de olanların dışındaki depremler odak derinlikleri olarak sığ kabul edilebilir. 1900’den günümüze yaşadığımız depremlerde yüzbinlere ulaşan can kaybı ve milyonlara varan bina ağır hasar görmüştür. Bu rakamlardan da görüleceği üzere deprem afetinin Türkiye’deki tehlike boyutu açık bir şekilde ortaya çıkmaktadır. Son yüzyılda ülkemizde yaşanan büyüklüğü 7’den büyük olan depremler Tablo 2.1’de özetlenmiştir.

### 2.2 Son Depremlerde Türkiye’deki Kamu Yapılarının Performansları

#### 2.2.1 Genel

İzmit, Gölcük, Adapazarı ve Bolu illerindeki sanayileşme ve fabrikalarda çalışanların neden olduğu nüfus artışı, son 25 yıl içine sığıdığı için teorik olarak depremden etkilenen bina stoğunun en büyük kısmının 1975 yönetmeliğine göre hesaplanmış olduğunu düşünebiliriz. Bu bölümde 1975’ten günümüze ülkemizde meydana gelen önemli depremler ve kamu yapılarında oluşturdukları hasarlar konusunda özet bilgiler verilecektir. Deprem hasarları, yapıların gerçek davranışlarını

anlama konusunda çok önemli bilgiler sağladığı gibi depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda uyulması zorunlu olan kuralları da açık biçimde ortaya koyar. Her şiddetli depremden sonra konu ile ilgili bilim adamları ve mühendisler olayları yerinde tespit ederek gözlemler yapıp bazı sonuçlar çıkarırlar. Bu gözlemler sonucunda hazırlanan raporlar herkesin bilgisine sunulur ve bazıları toplantılarda tartışılır. Bu bölümde verilen bilgiler, depremler sonrası hazırlanan raporlardan özetlenerek elde edilmiştir.

**Tablo 2.1.** Türkiye'de son yüzyılda büyüklüğü 7 den fazla olan depremler (Çağatay 2005)

Gün/Ay/Yıl	Magnitüd (M <sub>s</sub> )	Yer	Can Kaybı	Ağır Hasarlı Bina	Kuzey	Doğu	Derinlik (km)
09.08.1912	7.3	Mürefte	216	5540	40.60	27.20	16
31.03.1928	7.0	İzmir-Torbalı	50	2100	38.18	27.8	10
06.05.1930	7.2	Hakkari	2514	3000	37.98	44.48	70
22.09.1939	7.1	İzmir-Dikili	60	1235	39.07	26.94	10
26.12.1939	7.9	Erzincan	32962	116720	39.8 0	39.51	20
20.12.1942	7.0	Niksar-Erbaa	3000	32000	40.87	36.47	10
26.11.1943	7.2	Tosya-Ladik	2824	25000	41.05	33.72	10
01.02.1944	7.2	Bolu-Gerede	3959	20865	41.41	32.69	10
06.10.1944	7.0	Ayvalık-Edremit	27	1158	39.48	26.56	40
23.07.1949	7.0	İzmir-Karaburun	1	824	38.57	26.29	10
17.08.1949	7.0	Karlıova	450	3000	39.60	40.60	40
18.03.1953	7.4	Yenice-Gönen	265	9670	39.99	27.36	10
16.07.1955	7.0	Aydın-Söke	23	470	37.65	27.26	40
25.04.1957	7.1	Fethiye	67	3100	36.42	28.68	80
26.05.1957	7.1	Bolu-Abant	52	4201	40.67	31.00	10
06.10.1964	7.0	Manyas	23	5398	40.30	28.23	24
22.07.1967	7.2	Adapazarı	89	5569	40.67	30.69	33
28.03.1970	7.2	Gediz	1086	9452	39.21	29.51	18
24.11.1976	7.2	Çaldıran-Muradiye	3840	9552	39.12	44.16	10
17.08.1999	7.4	Kocaeli	17322	50000	40.70	29.91	20
12.11.1999	7.3	Düzce	950	3000	40.79	31.21	11

### 2.2.2 1975 Diyarbakır (Lice) depremi

Diyarbakır'ın Lice, Hani ve Kulp ilçelerinde 6 Eylül tarihinde yaşanan bu depremin bilançosu, 2844 ölüm ve 8149 ağır ve/veya yıkık bina olmuştur. Büyüklüğü 6.7 olan depremde arazide düşey yönde 50~100 mm düşey, 80~100 mm yatay hareketi gösteren çatlaklar oluşmuştur (Celep ve Kumbasar 2000).

Hasar gören kamu yapılarında, kireç veya zayıf çimento-kireç harçlı tuğla ve taş duvarlı yığma binalar ve betonarme olanlar vardır. Yapım kurallarına uygun betonarme yapılar hiç hasarsız depreme karşı koyarken, büyük kapı ve pencere boşlukları içeren duvarlarla, deprem yönetmeliğine uygun yapılmamış binalarda büyük hasar görülmüştür.

### 2.2.3 1976 Van (Çaldıran-Muradiye) depremi

24 Kasım'da meydana gelen bu depremin bilançosu 3840 ölüm, 497 yaralanma ve 9200 ağır ve/veya yıkık bina olmuştur. Bölgedeki hakim yapı tipi, toplama taş veya kerpiç ve çoğunlukla çamur harçla yapılmış kargir duvarlı, toprak damlı yapılardır. Hasarın yoğunlaştığı yapılar bunlar olup, yapım kurallarına uygun inşa edilen betonarme kamu binalarında hasar azdır. Görülen hasarlar genellikle düğüm noktalarının etriyelerinin yetersizliğinden ve kısa kolon oluşturan duvarlardan kaynaklanmıştır.

### 2.2.4 1983 Erzurum-Kars depremi

Büyüklüğü  $M_s= 6.8$  olarak verilen deprem 30 Ekim tarihinde 1155 can kaybına, 3000'den fazla yapının ağır hasar görmesine veya tamamen yıkılmasına sebep olmuştur. Kurallarına uygun yapılan betonarme binalar küçük hasarlarla depremi atlattılar. Ancak, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde etriyesi seyrek olan kolonlarda donatıların burkulduğu gözlemlenmiştir.

### 2.2.5 1992 Ezincan depremi

13 Mart tarihinde  $M_s= 6.8$  büyüklüğünde olan bu depremde doğu-batı doğrultusunda  $0.50g$  mertebelerine varan bir yatay ivme kaydedilmiştir. Havzadaki tabakalaşmanın bir etkisi olarak, depremin yatay bileşeninin hakim periyodunun  $0.4\sim 0.5$  s civarında olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum, 4-5 katlı yapıların çok hasar görmesine neden olmuştur. Ezincan'ın kalın bir alüvyon dolgu üzerinde bulunmasının, zeminin büyütme etkisi nedeniyle, deprem şiddetini artırıcı rol oynamış olduğu tahmin edilmektedir (Celep ve Kumbasar 2000).

Bu depremde yıkılan veya ağır hasar gören yapıların, genel yapım kuralları ile deprem yönetmeliğinde öngörülen şartlara uyulmadan yapıldıkları söylenebilir. Projelendirmede *B160* olarak kabul edilen beton dayanımının genellikle öngörülenin yarısı civarında olduğu belirlenmiştir. Fırat Irmağı yatağından toplanan ve hiçbir işleme tabi tutulmadan kullanılan beton agregası da diğer bir olumsuz durumdur. Beton içinde çakıl taşı büyüklüğünde kil topaçlarına rastlanılmıştır. İnşaat derzleri yeni beton

dökülmeden temizlenmediği için (kolon ile döşemelerin alt kesitlerine biriken çimento torbası parçaları, ahşap testere tozu ve parçaları vb.) önemli birleşim yerlerinde kuvvet aktarımı konusunda zafiyetlerin olduğu gözlemlenmiştir (Ülker 1992, İnan vd 1993).

Bu depremde kamu yapılarının %32'si ağır, %8'i orta ve %60'ı hafif hasar görmüştür. Sık görülen hatalardan biri olan kolon-kiriş birleşim bölgelerinin etriye ve donatı bakımından yetersizliği, zemin katların katlarda bölme duvar olmamasından ve bu kattaki kolon kesitlerinin zayıf olmasından doğan yumuşak kat etkisi burada yaygın olarak gözlemlenmiştir. Sakıncaları açık olarak bilinen kuvvetli kiriş-zayıf kolon düzeni de diğer bir hasar nedenidir (İnan vd 1993, Celep ve Kumbasar 2000) .

### 2.2.6 1995 Dinar depremi

1 Ekimde 1995'te  $M_s= 5.9$  büyüklüğünde meydana gelen bu depremin bilançosu 90 ölüm, 240 yaralanma ve çok sayıda ağır ve/veya yıkık bina olmuştur. Meydana gelen ağır hasara rağmen can kaybının fazla olmaması, ana sarsıntıdan önce meydana gelen bir dizi ön sarsıntılardan dolayı halkın evlerinden uzak durmaları olarak söylenebilir.

Dinar'daki binaların %15'i betonarme çerçeve taşıyıcı sistemli yapılar, %40'ı taş yığma yapılar, %25'i tuğla yığma yapılar, %10'u kerpiç dolgulu ahşap yapılar ve %10'u da kerpiç yığma yapılardan oluşmaktadır. Bu depremde açığa çıkan enerji, Erzincan depremindekinin yaklaşık 1/30'u olup, nispeten küçüktür (Celep ve Kumbasar 2000). Yapısal hasarların yoğunlaştığı bölge, yumuşak alüvyon tabakaların bulunduğu güney bölgesidir.

Depremin ivme kayıtları incelendiğinde yatay doğrultularda 0.28g mertebesine varan ivmeler oluşmuştur. Havzadaki tabakalaşmanın bir etkisi olarak, depremin bileşeninin hakim periyodu her iki doğrultuda 0.3s civarında olup, kuzey-güney doğrultusunda 0.8-0.9s arasında bir ikinci hakim periyot ortaya çıkmıştır. Bu durum 3-4 katlı yapıların depremden daha çok zarar görmelerine neden olmuştur. Şehirdeki betonarme yapıların çoğu 2-5 katlı olduğundan, titreşim periyodu bu aralığa düşen bu yapıların önemli bir kısmı zorlanmış, ağır hasar görmüş veya yıkılmıştır.

Hasar sebeplerinin başında; (1) Düşük kaliteli beton kullanımı (~10 MPa), (2) Kolon ve perdelerin uzun kenarları yapı planında aynı doğrultuda tasarlanmış, bu yüzden diğer doğrultuda dayanım ve rijitlik yeterli düzeyde sağlanamamış olması, (3) Kolon ve kiriş birleşim bölgelerinde etriye sıklaştırması yapılmamış olması, (4) Donatı ile beton arası aderansın sağlanamaması ve donatılarda yeterli kenetlenme boyunun sağlanmamış olması, (5) Etriyelerin kancalarının  $90^0$  bükülmüş olması, gelmektedir.

### 2.2.7 1998 Adana-Ceyhan depremi

26 Haziran'da  $M_s= 6.3$  büyüklüğünde meydana gelen sığ odaklı (15km) bu depremde, enerjinin büyük bir kısmı yüzeye yakın ortaya çıkmış ve zayıf yapılarda önemli hasarlara neden olmuştur. Depremde Ceyhan ve çevresinde, Ceyhan Irmağı'nın oluşturduğu suya doymun alüvyon zeminlerde gevşek kumlu siltli zemin tabakalarının sıvılaşması sonucu kum konileri ve derin çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir (Adalier and Aydingun 2001).

Kalıp işçiliğinin kolay olması ve mimari nedenlerden dolayı olmalı ki, Adana ve Ceyhan'da binaların çoğunluğunun taşıyıcı sistemleri dolgu duvarlı dişli döşemelerden oluşmaktadır. Taşıyıcı sistemde tüm kirişler dişli döşeme kalınlığında olan geniş kirişlerden meydana gelmektedir. Kolonların bölme duvarlar içinde bırakılması esas alınmış ve bu nedenle çok küçük kolon kesitleri uygulanmıştır. Yine perdelerin yetersiz olmasından dolayı bir doğrultuda yumuşak kat oluşumu ağır hasara neden olmuştur. Beton kalitesinin düşük olması, etriyelerin seyrek yerleştirilmesi ve binaların iyi mühendislik hizmeti almamaları en önemli hasar nedenlerindedir. Yine asmolen blok kullanılarak dişli döşeme düzeninin kullanılması ve birçok kirişin döşeme içinde kalması sonucu, yatay rijitliği düşük taşıyıcı sistemlerin oluşturulması diğer bir hasar sebebidir. Kamu yapılarında görülen deprem hasarlarından bazıları Şekil 2.1'de görülmektedir.





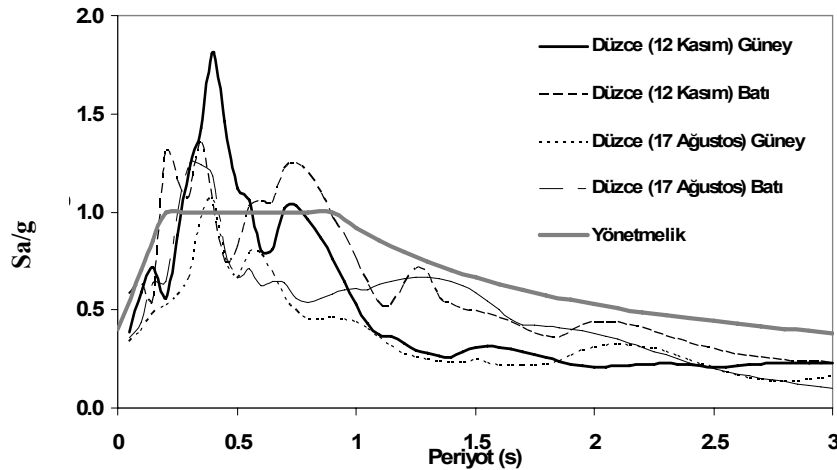
**Şekil 2.1.** Kısmen yıkılmış kalkan duvarı ve SSK hastanesi lojmanı

### 2.2.8 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri

17 Ağustos Kocaeli ( $M_w = 7.4$ ) ve 12 Kasım 1999 Düzce ( $M_w = 7.1$ ) depremleri, 1939 Erzincan depreminden sonra ülkemizin 20. Yüzyılda yaşadığı en büyük doğal afetler olarak tarihimize geçmiştir. Resmi kayıtlara göre Kocaeli depreminde 17322, Düzce depreminde 950 insanımız yaşamını yitirmiştir. İki depremde toplam 75000 konut ağır, 74000 konut ise orta derecede hasar görmüştür.

İlk depremde orta derecede hasar gören birçok yapı (Örneğin; Düzce Yüksek Okulu) hemen üç ay sonra meydana gelen ikinci depremde tamamen yıkılmıştır. Yine benzer şekilde, Ağustos depreminden sonra az hasarlı olduğu ve kullanımında sakınca görülmeyen yapılardan bazıları Kasım ayında ağır hasar görmüş ya da tamamen yıkılmıştır. İlk depremde hasar gören ve onarımına yeterli özen gösterilmeden veya güçlendirilmeden kullanıma sunulan binalarda da maalesef ikinci depremden sonra tam bir yıkım yaşanmış ve birçok vatandaşımız hayatını kaybetmiştir. Yapılan onarım işlemleri genellikle betonarme elemanlarda oluşan çatlaklara epoksi enjeksiyonu uygulaması şeklinde olmuştur (Sucuoğlu 2000).

Heriki depremde Düzce kayıtları incelendiğinde, yönetmelikte öngörülen tasarım depreminin üstündedir (Şekil 2.2). 17 Ağustos depreminin henüz yaraları sarılmadan üç ay sonra ikinci bir depremin olması can ve mal kayıplarını çok yüksek safhalara ulaşmasına neden olmuştur.



**Şekil 2.2.** 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri Düzce istasyonu yatay kayıtları.

Bu depremlerde okul ve hastane yapılarının performansları genel yapı stoğuna göre daha iyidir. Bunun en belirgin sebepleri arasında tasarım depreminin bu yapılar için 1.5 yapı önem katsayısı kullanılarak hesaplanması, düzgün plana sahip olmaları ve yumuşak kat gibi düzensizlikler içermemeleri sayılabilir. Özel okul ve hastane binalarının performansları ise genel yapı stoğununkine benzerdir.

47 adet kamu ve özel hastane binası arasından 12 tanesi onarılamayacak derecede hasar görmüştür. 28 tane sağlık merkezi tamamen yıkılırken, 20 tanesi çok ağır hasar görmüştür. 550 adet eczanenin yaklaşık %50'si değişik oranlarda hasar görmüştür. Depremden etkilenen bölgede 43 okul yapısı tahrip olurken 381 okul hasar görmüştür. 22 ilköğretim ve 21 orta öğretim okulu onarılamayacak derecede hasar almıştır. Diğer 267 ilk ve 114 orta öğretim okulu hafif ile orta derecede hasara maruz kalmıştır (Erdik 2001).

### 2.2.9 1 Mayıs 2003 Bingöl depremi

Bölgedeki yapı tipi incelendiğinde, yaklaşık 5-6 kata kadar betonarme binalar, hımıs yapılar ve yığma yapılar olarak bir tasnif yapılabilir. Bölgenin güneyi, genellikle eski yapılardan kuzeyi ise betonarme yapılardan oluşmaktadır. Ağır hasar görmüş veya tamamen yıkılmış yapıların çoğu Yenişehir, Saray, İnönü ve Yen bölgelerindedir (Koeri 2003).

Deprem bölgesinde yapılan çalışmalar, en büyük hasarın kamu binalarında (okul, hastane, yatakhane ve diğer kamu yapıları) olduğunu göstermiştir. Orta büyüklükte sayılabilecek bir deprem için bu kadar büyük hasar yaşanması buradaki binaların performanslarının kötü olduğunu göstermektedir.

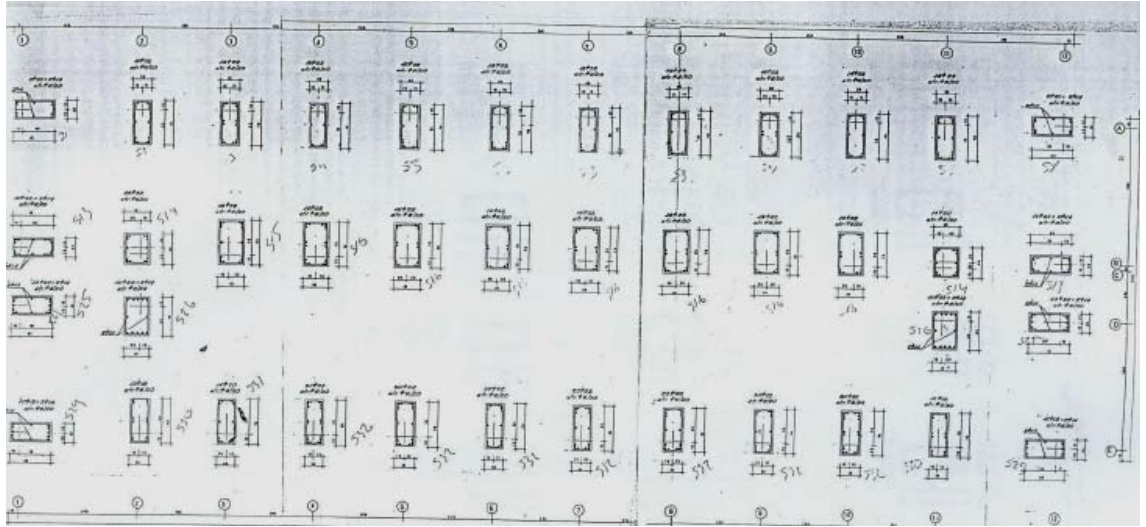
Ülkemizin birçok yerinde olduğu gibi burada da yapı stokunun büyük bir bölümünü betonarme yapılar oluşturmaktadır. Çok az bir kısmı hariç betonarme yapıların birçoğu sadece çerçeveli taşıyıcı sistemlidirler. Yenişehir, Saray, İnönü ve Yen bölgelerindeki betonarme yapıların birçoğu ağır hasar görmüş, Bahçelievler, Düzağaç ve Yeşilyurt bölgelerindekiler ise az hasar görmüşlerdir (Koeri 2003).

Hasar gören binalar arasında gözlenen ortak hasar, yapısal elemanların kritik bölgelerindeki detaylandırma eksiklikleridir. Kolon ve kirişlerin uçları ile kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki yetersiz sargı donatısı ve birleşimlerdeki yetersiz bindirmeli ek boyudur. Diğer bir hasar nedeni beton kalitesinin kötü olmasıdır. İldeki Murat nehrinden alınan agregalarla yapılan denetimsiz betonlarla dökülen binalarda malzeme yönünden bir standart yoktur. Çok az binada perde duvar kullanılmış ancak yetersiz sargı donatısı ve beton kalitesinden dolayı, bu perde duvarlarda büyük kesme çatlakları oluşmuştur (Örneğin; Bingöl Lisesi). Öte yandan, Yeni ve Yeşilyurt'ta son yıllar (1998'den sonara) içinde yapılmış perde duvarlı binaların depremi başarı ile atlattığı gözlemlenmiştir (Dogangun 2004).

1 Mayıs 2003 depreminde bodrum katının üzerindeki katlarının birbiri üzerine yıkılarak 86 can kaybına neden olan Çeltiksuyu YİBO kamuoyunda oluşturduğu büyük ilgi nedeni ile burada hasar nedenlerinden bahsedilecektir.

Yapı; bodrum, zemin ve 3 normal katlı olarak yapılmıştır. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğünün 9661 sayılı "300 Kişilik Tip Yurt Binası" projesine göre yapılmıştır. Proje 1 ve 2 nci derece deprem bölgesine ve o tarihlerde yürürlükte olan 1972 Tarihli Türkiye Deprem Tehlike Bölgeleri Haritasına göre ikinci derece deprem bölgesi dikkate alınarak ve yine o tarihlerde yürürlükte olan 1975 tarihli "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar hakkında Yönetmelik" hükümlerine göre 1995 yılında inşa edilmiştir. Projesine göre yapının hesaplarında B160 dayanım sınıfında, 28

günlük silindirik basınç dayanımı 14 MPa olan beton ve St-I sınıfı, akma dayanımı 220 MPa olan inşaat demiri kullanılmıştır.



**Şekil 2.3.** Çeltiksuyu YİBO kolon aplikasyon planı (Bayülke vd 2004).

Yapının uzun yönde 12 aksı vardır: Boyu ise 41.2 metre kısa yönünde 3 ana ve bir tali aksı vardır. Kısa yönde 13.10 metre boyutundadır. Kat yükseklikleri 3.20 metredir. Kolon aplikasyon planı Şekil 2.3'de görülmektedir. Yapıda hiçbir perde duvar kullanılmamış olması hem yatay rijitliğin düşmesine hem de gelen deprem talebinin yüksek olmasına neden olmuştur. Katlar arası kolon boyutlarının farklı olması diğer bir kusur nedenidir. Yapının yıkılmasında en önemli ve belirgin rolü oynayan beton ve demirin projede istenen nitelikte olmamasıdır (Şekil 2.4)



**Şekil 2.4.** Çeltiksuyu YİBO binası yıkılma görüntüsü (Bayülke vd 2004).

### **2.2.10 Depremlerle ilgili gözlem ve sonuçları ve genel değerlendirmeleri**

Ülkemizin yaşadığı bu depremlerde kamu yapılarında büyük hasar ve yıkılmayla sonuçlanan olayların hemen hemen tümünde eksik bilgidен kaynaklanan, yanlış yapım veya yönetmelik kurallarına uymama sonucu ortaya çıkan yetersizlikler sözkonusudur. Bölgesel olarak deprem hasarları değerlendirildiğinde, Doğu Anadolu Bölgesi'nde meydana gelen depremlerin batıdakilere oranla daha yıkıcı hasarlara yol açtığı gözlemlenmiştir. Yörenin iklim koşulları nedeniyle malzeme ve yapım yöntemlerinde oluşan kusurların bunda etken olduğu söylenebilir. Depremden oluşan etki ve hasarların yerel zemin koşullarına da bağlı olması, projelendirilmede yönetmelik kurallarına uyarken gösterilecek hassasiyetin, yapım sırasında gösterilmemesi diğer hasar nedenlerindedir. 1998 Deprem Yönetmeliği, 1975 Deprem Yönetmeliğine göre yeni bilgi ve deneyim sonuçları içermektedir. Ancak kamu yapılarından birçoğunun 1975 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış olması, yapım aşamasında yeterli hassasiyetin gösterilmemiş olması ve yeterli mühendislik hizmeti almamaları nedeniyle büyük hasar görmüştür. Hasar nedenleri gözden geçirilirse gözlem sonuçları hasarların önem sırasına göre aşağıdaki şekilde ortaya çıktığını göstermektedir.

#### **2.2.10.1 Taşıyıcı sistem**

Düşey yükler altında problem oluşturmayan her sistem, yatay yükler etkisinde uygun olmayabilir. Özellikle tasarım aşamasında, deprem etkilerinin gözardı edilmemesi ve taşıyıcı sistemin buna göre düzenlenmesi gerekir. Yatay yüklerin karşılanması ve yatay doğrultudaki yerdeğiştirmelerin dolayısıyla da hasarların azaltılmasında simetrik olarak düzenlenen perdelerin önemi büyüktür. Özellikle 1998 Deprem Yönetmeliği kuralları pek çok yapıda olduğu gibi kamu binalarında da perde kullanımını gerekli kılmaktadır.

Yaşanan bu depremlerde kamu yapılarında gözlemlenen taşıyıcı sistem sorunlarından birisi kuvvetli kiriş-zayıf kolon oluşumunun yaşanmasıdır. Birinci kattan ikinci kata geçişte, kolon boyunlarında azaltılma yapılması kamu yapılarında gözlemlenen diğer bir hasar nedenidir. Bir başka kusur, heriki yönde perde duvarların teşkil edilmemesi ya da bir yönde hiç perde duvar kullanılmamasıdır.

### 2.2.10.2 Malzeme ve İşçilik Kalitesi

Kesitlere yeterli miktarda donatı konulmasının yanında bunların etkili çalışmasını sağlayacak kenetlenme boyunun oluşturulması şarttır. Kenetlenme ve ekleme özen gösterilmemesi nedeniyle birçok kamu binamız yıkıcı hasarlar almıştır.

Yönetmelikte süneklik düzeyi yüksek yapılarda öngörülen kuvvetler, yapı elemanlarının dolayısıyla tüm yapının sünek davranacağı kabulüyle verilmektedir. Bu nedenle, istenilen sünekliğin sağlanamadığı yapılarda, meydana gelen enerji yutulamamakta ve ağır hasar olarak ortaya çıkmaktadır. Pek çok depremde, kamu yapılarımızın birçoğu kolonlarında yeterli etriye ile sarılmadığından boyuna donatıları burkulmuş ve ağır hasarlar almıştır (Şekil 2.5). Yetersiz sargı donatısı ve eksenel yükün yüksek olması basınç kırılmalarına sebep olmuştur (Şekil 2.6). Bu yüzden yönetmelikte düşey ve yatay taşıyıcı elemanlar için öngörülen enine donatı aralığına titizlikle uyulmalıdır.



**Şekil 2.5.** Yetersiz etriye nedeniyle kolonda kesme kırılması (Saatçioğlu vd 2001)

Bu çalışma kapsamında, kamu binalarından alınan deney numuneleri üzerinde yapılan çalışmalar ve deprem raporlarından elde edilen gözlem sonuçları; çelik sınıfının S220, kontrol olmaksızın yapılan inşaatlardaki beton basınç dayanımının  $10 \text{ MPa}$  civarında olduğunu göstermiştir. Beton dayanımının düşük olması donatıda aderans

çözülmelerine ve kesme yenilmelere sebep olmuş bu yüzden birçok kamu yapımız göçmüştür.



**Şekil 2.6.** Yetersiz etriye nedeniyle kolonda basınç kırılması (Saatçioğlu vd 2001)

Beton yerleştirilmesinde virbaratör kullanılmaması veya özen gösterilmemesi, donatının yoğun olduğu bölgelerde boşluklar kalmasına sebep olmaktadır. Genellikle donatısı yoğun bölgelerin en çok zorlanan yerler olduğu düşünüldüğünde, durumun ciddiyeti ortaya çıkar. 2000’li yıllardan önce denetimsiz beton üretiminin yaygınlığı göz önüne alındığında, yapılan deney ve gözlem sonuçlarında düşük kaliteli betonla karşılaşılması bunun en belirgin göstergesidir.

### 2.2.10.3 Yapının statik ve betonarme hesapları

Projelendirme yapılırken, taşıyıcı sistem modelinin çalışma biçimine uygun yapılmış olması gerekir. Taşıyıcı sistemin davranışını ve sistemdeki kuvvet iletimini sağlayacak şekilde modellenmelidir.



### 3. DEPREM YÖNETMELİKLERİ VE PERFORMANSA DAYALI YAPI TASARIMI

#### 3.1 Genel

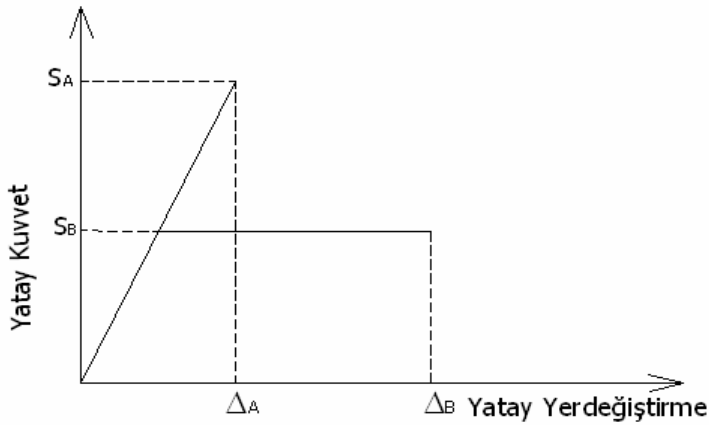
Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilke, yapının sık ve küçük şiddetdeki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak; orta şiddetdeki depremleri elastik sınırların ötesinde, fakat taşıyıcı sistemde kolayca onarılabilecek önemsiz hasarlarla; çok seyrek şiddetli depremleri, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden, can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Bu anlayışla boyutlandırılan yapılarda; deprem ivmesi, şiddetli bir depremde yapıya etki edebilecek değerin oldukça altında ( $1/2 \sim 1/10$  gibi) bir değer olarak kullanılır (Celep ve Kumbasar 2000).

Tasarımda kullanılan statik yüklerden farklı olarak, büyük bir deprem etkisinde yapı elastik limitlerin üzerinde zorlanır ve akarak hasara uğrar. Seyrek meydana gelecek şiddetli deprem etkisini, yapının elastik davranışının üzerinde karşılaması öngörüldüğü için doğrusal olmayan davranış önem kazanır. Yapının doğrusal sınırı aşp, sünek kesit zorlarında önemli artmalar olmadan şekildeğiştirme yapması arzu edilir. Bu yolla depremin dinamik etkisi doğrusal ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüşerek, yutulmakta ve sönmülmektedir. Çerçeve elemanlarının sahip oldukları süneklikleri sayesinde belli bir enerji yutma kapasiteleri olduğu varsayılır. Süneklik, bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişme olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekildeğiştirme, dolayısıyla da yerdeğiştirme yapma özelliğinin ölçüsü olarak tanımlanabilir.

ABYYHY-1998'de, yapı ömrü boyunca meydana gelme olasılığı düşük olan bir etkinin sürekli taşınan yükler gibi dikkate alınmasının mantıklı olmayacağından hareketle, deprem etkisinin doğrusal olmayan kapasitelerinin de göz önüne alınarak taşınması öngörülmektedir. Ancak, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışına dayanan kapasitelerin belirlenmesi doğrusal olmayan çözümlemeyi gerektirmektedir. Bu çözümlemenin güçlüğü nedeniyle, doğrusal çözümlemenin sonucu elde edilen etkiler, deprem yükü azaltma katsayısı ile azaltılarak taşıyıcı sistemde doğrusal olmayan davranış nedeniyle artan kapasite dikkate alınmaktadır.



Depremlerden sonra yapılan incelemelerden bir kesitte yeterli eğilme momenti dayanımı bulunmamasının, taşıyıcı sistemin bütünlüğü bozulmamak ve sistemde yeterli süneklik bulunmak koşuluyla, her zaman ağır hasara veya göçmeye götürmediği belirlenmiştir. Şekil 3.1 de aynı başlangıç rijitliğine sahip fakat yanal dayanım kapasiteleri farklı olan iki yapının kuvvet-yerdeğiştirme grafiği görülmektedir. B yapısında doğrusal olmayan davranış başladığında, A yapısı halen doğrusal sınırlar içinde kalmaktadır. Şekil 3.1'den de görüleceği üzere doğrusal olmayan yerdeğiştirmeler tarafından kontrol edilen B yapısının daha küçük yatay kuvvetler için tasarlanabileceği görülmektedir. Sünekliği ne kadar fazla olursa A yapısına göre daha fazla enerji yutma kapasitesine sahip olabilecektir.



**Şekil 3.1.** Farklı iki yapıya ait kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi

Birçok ülke yönetmeliğinde olduğu gibi ülkemizde de ABYYHY-1998'e göre doğrusal olmayan davranış, doğrusal analiz yöntemleriyle bulunan toplam eşdeğer deprem yükünün deprem yükü azaltma katsayısına bölünmesiyle dikkate alınmaktadır. Yapı sünekliğinin bir fonksiyonu olan bu katsayı taşıyıcı sistemin özelliğine bağlı olarak değişmektedir. Oysa, süneklik yapı taşıyıcı sistemine ve yapı malzemesine göre değişir. Bu taban kesme kuvveti kullanılarak bulunan yerdeğiştirmeler, yapının maruz kalacağı olası bir depremdeki kuvvetlere göre oldukça az olduğundan bir belirsizlik durumu söz konusudur.

Bilindiği üzere, bir taşıyıcı sistemin yatay yük taşıma kapasitesi, malzeme dayanımlarının taşıyıcı sistemin düzeninin ve rijitlik dağılımının oldukça karmaşık bir

fonksiyonudur. Böylesine karmaşık bir sistemin yapısal performansını belirlemede, *doğrusal olmayan dinamik analiz metotlarının* en etkili yöntemler olduğu bilinmektedir. Yapılardaki iç kuvvetlerin dağılımı ve kritik elemanlardaki hasar dağılımı konusunda tatmin edici doğrulukta sonuçlar veren bu yöntem, uygulamadaki zorlukları nedeniyle pratik kullanıma uygun değildir. Bununla birlikte son 30 yıl süresince yapı sistemlerinin tasarım ve değerlendirmesinde daha basit bir kullanım sunan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri geliştirilmiştir.

Ülkemizde de, özellikle 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesine yönelik olarak pratik uygulamalar yapılmaktadır. Ancak, yakın bir tarihe kadar diğer bir çok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik bir yönetmeliğin bulunmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni inşa edilecek binalar için geçerli olan yönetmelik esas alınarak uygulanmaktaydı. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları ortadan kaldırmak amacıyla, 2003 yılında, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm (**Bölüm 13**) eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmıştır (ABYBHY Taslak 2005). Daha sonra bu çalışmalar genişletilerek 2007 Mart ayı başlarında yürürlüğe girmiştir.

Bu bölümde, mevcut yapı stoğunun büyük bir bölümünün tasarımında kullanılmış olan ABYYHY-1975, daha sonra yaşanan tecrübeler ve bilgi birikimi sonrası yeniden geliştirilen ABYYHY-1998 son olarak da performansa dayalı değerlendirme ve tasarım kriterlerinin eklenerek 2007 Mart başlarında yürürlüğe giren DBYBHY-2007'den bahsedilecektir.

### 3.2 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1975

1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik'e göre yapıların depreme karşı dayanıklı olarak boyutlandırılmasında kullanılacak statik eşdeğer yatay yüklerin hesaplanmasında izlen yol, Denklem 3.1-6'da verilmiştir;

$$F = C \cdot W \quad (3.1)$$

$$C = C_0 \cdot K \cdot S \cdot I \quad (3.2)$$

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (3.3)$$

$$W_i = g_i + n \cdot p_i \quad (3.4)$$

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_0|} \quad (3.5)$$

$$T = \frac{0.9 \cdot H}{\sqrt{D}} \quad \text{veya} \quad T = (0.07 \sim 0.10) \cdot N \quad (3.6)$$

Burada;

- C : Deprem katsayısı,
- W : Toplam yapı ağırlığı,
- C<sub>0</sub> : Deprem bölge katsayısı,
- I : Yapı önem katsayısı,
- W<sub>i</sub> : Kat ağırlığı,
- K : Yapı tipi katsayısı,
- g<sub>i</sub> : i'nci kattaki toplam sabit yük,
- n : Hareketli yük azaltım katsayısı,
- p<sub>i</sub> : i'nci kattaki toplam hareketli yük,
- S : Spektrum katsayısı,
- T : Birinci moda ait doğal periyot,
- T<sub>0</sub> : Zemin hakim periyodu,
- D : Yatay yüklere paralel doğrultudaki bina genişliği (m),
- H : Temel üst kotundan ölçülen bina yüksekliği (m),
- N : Bina temel üstündeki kat adedidir.

### 3.3 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1998

1998 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik'e göre yapıların depreme karşı dayanıklı olarak boyutlandırılmasında kullanılacak statik eşdeğer yatay yüklerin hesaplanmasında izlen yol, Denklem 3.7-12'de verilmiştir;

$$V_i = C \cdot W \quad (3.7)$$

$$C = A_0 \cdot I \cdot S(T) / R \quad (3.8)$$

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (3.9)$$

$$W_i = g_i + n \cdot p_i \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} S &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A), \\ S &= 2.5 & (T_A \leq T \leq T_B), \\ S &= 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right) & (T_B \leq T) \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$T = 2\pi \left( \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (3.12)$$

Burada;

- C : Deprem katsayısı,
- W : Toplam yapı ağırlığı,
- A<sub>0</sub> : Etkin yer ivme katsayısı,
- I : Yapı önem katsayısı,
- R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı,
- W<sub>i</sub> : Kat ağırlığı,
- g<sub>i</sub> : i'nci kattaki toplam sabit yük,
- n : Hareketli yük azaltım katsayısı,
- p<sub>i</sub> : i'nci kattaki toplam hareketli yük,
- S : Spektrum katsayısı,
- T : Birinci moda ait doğal periyot,
- T<sub>A,B</sub> : Spektrum karakteristik periyotları,
- m<sub>i</sub> : Binanın i'nci katının kütlesi ( $m_i = w_i / g$ ),
- d<sub>fi</sub> : Binanın i'nci katında F<sub>fi</sub> fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme,
- F<sub>fi</sub> : Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'nci kata etkiyen fiktif yük,

### 3.4 Performansa Dayalı Değerlendirmenin Temel İlkeleri (DBYBHY 2007)

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesi genel olarak iki kriter gerektirmektedir. *Kuvvet esaslı değerlendirme* adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri doğrusal elastik deprem yüklerinden oluşan ve lineer teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı

elemanının sünekliğini gözönüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayısı kullanılarak, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

*Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme* esaslı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

### 3.4.1 Yapı elemanlarında hasar tanımları

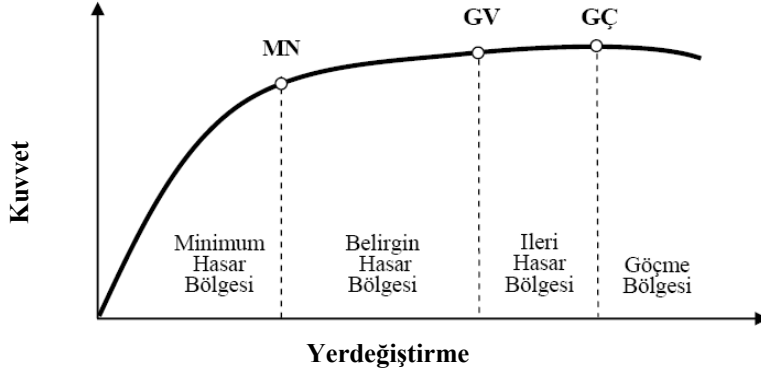
#### 3.4.1.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *minimum hasar sınırı (MN)*, *güvenlik sınırı (GV)* ve *göçme sınırı (GÇ)* dir. Minimum hasar sınırı kritik kesitte doğrusal olmayan davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği doğrusal olmayan davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır (Şekil 3.1). Çalışmada, plastik mafsallı deformasyon kapasitelerinin hesabında *MN*, *GV* ve *GÇ* için sırasıyla plastik deformasyon kapasitelerinin %10, %60 ve %90 ı kullanılmıştır.

#### 3.4.1.2 Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitleri *MN'* ye ulaşmayan elemanlar *minimum hasar* bölgesinde, *MN* ile *GV* arasında kalan elemanlar *belirgin hasar* bölgesinde, *GV* ve *GÇ* arasında kalan elemanlar *ileri hasar* bölgesinde, *GÇ*'yi aşan elemanlar ise *göçme* bölgesinde kabul edilir (Şekil 3.2).

Aşağıda tanımlanan, doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve şekildeğiştirmelerin, yukarıda verilen sınır değerler ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hasar bölgelerine karar verilir. Eleman hasarları içinde yukarıda tanımlanan bilgiler aynen geçerlidir.



Şekil 3.2. Kesit hasar sınırları ve bölgeleri (DBYBHY 2007)

### 3.4.2 Bina deprem performans seviyeleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapı sisteminde oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Deprem geçirmiş binaların deprem sonrası hasar durumlarının belirlenmesi için de aynı tanımlar kullanılabilir. DBYBHY-2007'ye göre performans kriterleri ve tanımları Tablo 3.1'de görülmektedir.

### 3.4.3 Deprem yer hareketi

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda gözönüne alınmak üzere, farklı düzeyde deprem hareketleri tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı ile ifade edilirler.

#### 3.4.3.1 Servis (kullanım) depremi

50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 75 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

#### 3.4.3.2 Tasarım depremi

50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 500 yıldır. Bu deprem 1997 Türk deprem yönetmeliğinde esas alınmaktadır.

### 3.4.3.3 Maksimum (en büyük) deprem

50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2500 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık 1.50 katıdır.

**Tablo 3.1.** DBYBHY-2007 ye göre performans kriterleri ve tanımları

Performans Seviyesi	Performans Kriterleri
<b>Hemen Kullanım (HK)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Kirişlerin en fazla % 10'u MN-GV aralığında olmalıdır.</li> <li>Hiç bir düşey taşıyıcı eleman MN seviyesini geçmemelidir.</li> <li>Hiç bir kiriş eleman GV seviyesini geçmemelidir.</li> <li>Kat görelî ötelenmesi % 0.8 değerini aşmamalıdır.</li> </ul>
<b>Can Güvenliği (CG)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Kirişlerin en fazla % 20'si GV-GÇ aralığında olmalıdır.</li> <li>GV-GÇ aralığında düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki kat kesmesine oranı % 20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında % 40'ı geçmemelidir.</li> <li>Her iki ucu birden MN seviyesini aşmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 30'unu aşmamalıdır.</li> <li>Kat görelî ötelenmesi % 2 değerini aşmamalıdır.</li> <li>Hiçbir düşey taşıyıcı eleman GÇ seviyesini geçmemelidir.</li> </ul>
<b>Göçmenin Önlenmesi GÖ)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Kirişlerin en fazla % 20'si GÇ seviyesini geçebilmektedir.</li> <li>GÇ'yi geçmiş düşey taşıyıcıların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 20'sini aşmamalıdır. Bu oran çatı katında en fazla % 40 olabilir.</li> <li>Her iki ucu birden GV seviyesini aşmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 30'unu aşmamalıdır.</li> <li>Kat görelî ötelenmesi % 3 değerini aşmamalıdır.</li> </ul>
<b>Göçme Durumu</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.</li> </ul>

### 3.4.4 Performans hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bir bina için öngörülen yapısal performans, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Yapısal performans, bir yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlarının performans seviyeleri ile tanımlanır. Bir yapı için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir. Yönetmelikte öngörülen çok seviyeli performans hedefleri Tablo 3.2'de verilmiştir.

**Tablo 3.2.** Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri (DBYBHY 2007)

<i>Binanın Kullanım Amacı ve Türü</i>	<i>Deprem Aşılma Olasılığı</i>		
	<i>50 yılda %50</i>	<i>50 yılda %10</i>	<i>50 yılda %2</i>
<b>Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar:</b> Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	<b>HK</b>	<b>CG</b>
<b>İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar:</b> Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	<b>HK</b>	<b>CG</b>
<b>İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar:</b> Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	<b>HK</b>	<b>CG</b>	–
<b>Tehlikeli Madde İçeren Binalar:</b> Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	<b>HK</b>	<b>GÖ</b>
<b>Diğer Binalar:</b> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	<b>CG</b>	–

### 3.4.5 Kapasite ve istemin belirlenmesi

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi *kapasite* ve *istem*dir. Kapasite, yapının deprem etkisi altındaki davranışını; istem (talep) ise yapıya etkileyen deprem yer hareketini temsil etmektedir.

Doğrusal elastik yöntemlerde, yapı elemanlarının kapasiteleri elemanların iç kuvvet taşıma kapasitelerine ve süneklik özelliklerine bağlı olarak belirlenir. Buna karşılık, deprem istemi için elastik deprem etkileri altında lineer teoriye göre hesap yapılır. Elastik hesap yöntemleri *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* ve *Mod Birleştirme Yöntemi*' dir.

Doğrusal olmayan yöntemlerin başlıcaları ise, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Artımsal Hesap Yöntemi' dir.

#### 3.4.5.1 Artımsal eşdeğer deprem yüğü yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde, yapısal kapasite kapasite eğrisi (pushover curve) ile temsil edilir. Bu eğri, genellikle taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi ile temsil edilir. Kapasite eğrisinin elde edilmesi



için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay kuvvetler altında, sistemin taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar hesaplanır. Daha sonra, kapasite eğrisi spektral formata dönüştürülerek modal kapasite eğrisi elde edilir.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsallardan oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, taşıyıcı sistemin başlangıçtaki doğrusal elastik davranışı için hesaplanan birinci (hakim) titreşim modu ile orantılı olacak şekilde tanımlanır.

Daha kesin bir sonuç için, artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımında öncekilere göre değişken olarak gözönüne alınabilir. Bu durumda yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik mafsallar gözönüne alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim modu ile orantılı olarak tanımlanır.

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, tek modun etkin olduğu, yükseklikleri bakımından sınırlı olan (~kat sayısı sekizi aşmayan) ve önemli ölçüde burulma düzensizliği bulunmayan binalara uygulanabilir.

### **3.4.5.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi**

*Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ile itme analizinde, deprem istem limitine kadar her bir titreşim modunda monotonik olarak arttırılan *modal yerdeğiştirmelere* göre Mod Birleştirme Yöntemi, ardışık iki plastik mafsallardan oluşumu arasındaki her bir itme adımında artımsal olarak uygulanır. Bu itme adımlarında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi, tüm binalara uygulanabilir (DBYBHY-2007).

### 3.4.6 Modal yerdeğiştirme istemi ve performans noktasının belirlenmesi

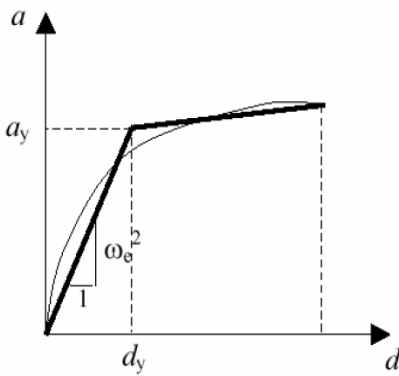
İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.3 de gösterildiği gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-linear) bir diyagrama dönüştürülür (DBYBHY-2007). Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, birinci (hakim) moda ait doğrusal elastik doğal titreşim periyoduna karşı gelen özdeğere eşit alınabilir (Denklem 3.13). İki-doğrulu modal kapasite diyagramınının eşdeğer akma noktası'nın koordinatları  $(d_y, a_y)$  eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Maksimum modal yerdeğiştirmenin bilinmediği durumlarda ardışık yaklaşım uygulanır.

$$\left[ \omega_e^2 = \left( \frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

Başlangıç periyodu  $T_e$  için tanımlanan doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme  $S_{di}$  ile, doğal periyodu yine  $T_e$  olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{de}$  arasında aşağıdaki ilişki gözönüne alınır (Denklem 3.14-15).

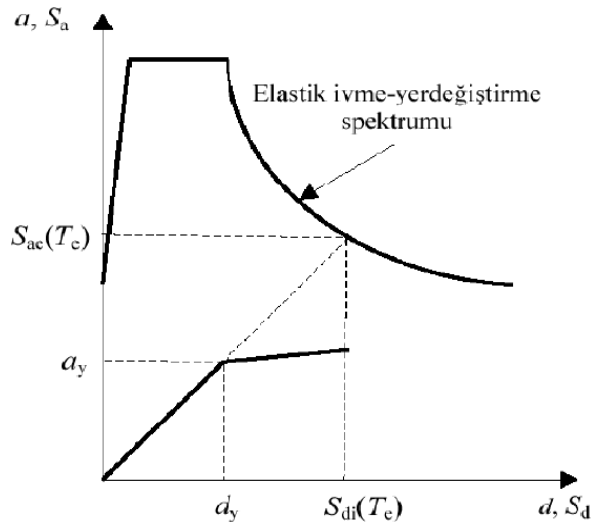
$$S_{di} = C_R S_{de} \quad T_E < T_B \quad (3.14)$$

$$S_{di} = S_{de} \quad T_E > T_B \quad (3.15)$$



Şekil 3.3. Kapasite diyagramının iki doğrulu hale dönüştürülmesi.

Şekil 3.4'den görüldüğü gibi,  $T_e$  eşdeğer doğal periyodun, elastik ivme spektrumunun  $T_B$  karakteristik periyodundan daha büyük olması halinde, eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme  $S_{di}(T_e)$ , doğal periyodu  $T_e$  olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal-elastik spektral ivme  $S_{de}(T_e)$ 'ye eşittir.



Şekil 3.4. Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi.

$T_e < T_B$  olması durumunda, yerdeğiştirme oranı  $C_R$  şöyle tanımlanır (Denklem 3.16):

$$C_R = \frac{1 + (R_y - 1)T_B / T}{R_y} \quad (3.16)$$

Bu bağıntıda  $R_y$  dayanım azaltma katsayısı'dır (Denklem 3.17):

$$R_y = \frac{S_{ae}}{a_y} \quad (3.17)$$

$S_{ae}$ , doğal periyodu  $T_e$  olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait *linear elastik spektral sözde ivme*'yi göstermektedir.

### 3.4.7 Deprem güvenliğinin belirlenmesi ve güçlendirme kararlarının verilmesi

#### 3.4.7.1 Binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi

Yukarıda açıklanan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile binanın deprem güvenliği düzeyi belirlenir. Bunun sonucuna göre bina için güçlendirme kararları oluşturulur. Binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi için uygulanacak kurallar Tablo 3.1’de verilmişti.

Tablo 3.1’de maddeler halinde verilen kriterler sağlanmadığı takdirde bina güçlendirilmelidir. Ancak *GÖ* ve *Göçme Durumları* sözkonusu olduğunda, güçlendirmenin ekonomik verimliliği araştırılmalı ve ona göre karar verilmelidir.

Binaların güçlendirilmesi, deprem hasarlarına neden olacak kusurlarının giderilmesi, deprem güvenliğini arttırmaya yönelik olarak taşıyıcı sisteme yeni elemanlar eklenmesi, kütle azaltılması, mevcut elemanlarının deprem davranışlarının geliştirilmesi, kuvvet aktarımında sürekliliğin sağlanması türündeki işlemleri içerir.

## 4. TİP PROJELERİN VE ANALİZLERDE KULLANILAN DEPREM KAYITLARININ TANITILMASI

### 4.1 Genel

Ülkemizde son 15 yılda meydana gelen depremlerde oluşan ekonomik zarar ve can kayıpları, yapılarımızın mevcut durumlarının değerlendirilerek gerekli önlemlerin alınması ihtiyacını ortaya çıkarmıştır. Depremlerde meydana gelen kayıplar sonrası insanlarda oluşan veya oluşmaya başlayan deprem bilinci henüz meyvesini vermekte ve yapılardaki kalite artmaktadır. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998 ve 2000’li yıllarda bazı 1. derece deprem bölgelerinde başlayan denetimlerle birlikte yapıların sünek davranışı için gerekli detaylandırmalarına kısmen uyulmaktadır. Fakat, 1998 öncesi yapılan yapılarda malzeme ve işçilik kalitesi ile detaylandırmadaki eksikler düşünüldüğünde değerlendirilmesi gereken çok astronomik rakamlarla ifade edilecek bir yapı stoku bulunmaktadır.

Fonksiyonlar ve deprem sonrası muhtemel kullanımlar gözönüne alındığında kamu binaları (hastane, okul, telekomünikasyon vb.), olası bir deprem felaketi sonrası ayakta kalması gereken yapılardır. Bu nedenle, bu tür yapıların öncelikli olarak ele alınması gerekmektedir. Kamu binalarının birçoğu tip projelerden oluşmaktadır. Bunun bir avantaj haline dönüştürülmesi için çok yaygın olarak kullanılan tip projeler üzerinde çalışmalar yapılarak proje eksiklikleri belirlenip, inceleme sırasında öncelik sınıflandırmasına gidilebilir.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar hakkında Yönetmelik-1998 yayımlanmadan önce Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından 1. derece deprem bölgelerinde inşa edilmiş tip kamu hizmet binalarına ait projelerden uygulama sıklıkları dikkate alınarak seçimler yapılmış ve bunlar Bayındırlık Müdürlükleri arşivlerinden temin edilmiştir. Söz konusu projeler esas alınarak her bir yapının 3-boyutlu modelleri hazırlanmış ve sistemin doğrusal olmayan davranışı her bir elemanın doğrusal olmayan davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Bu bölümde çalışma kapsamında modelleri hazırlanan tip kamu yapılarının proje özellikleri tanıtılacaktır. Bunlar, Bayındırlık ve İskan Bakanlığının 1. derece deprem bölgelerinde yaygın olarak kullandığı 10370, 10419, 10735, 10816, 11276 ve 11187 nolu tip projelerdir. Bu tip kamu yapısı projelerinde 10370, 10419, 10735 ve 10816 tip nolu binalar okul binaları olup, 11276

devlet hastanesi binası ve 11187 de il tipi sağlık ocağı binasıdır. 10419 tip projesi dört ve beş katlı olmak üzere iki şekilde uygulanmıştır. 10735 ve 11276 tip nolu projeler A- ve B- olmak üzere iki bloktan oluşmaktadır.

Çalışmada kullanılan projelere ait geometri ve malzeme özellikleri ile dinamik analizden elde edilen tanımlayıcı özellikler özet olarak Tablo 4.1’de verilmiştir.

**Tablo 4.1.** Tip projelere ait tanımlayıcı özellikler

Proje Tipi	Kullanım Amacı	Kat Alanı (m <sup>2</sup> )	Kat Yüksekliği (m)	Kat Sayısı	Yapı Ağırlığı (ton)	Yapı Taşıyıcı Sistemi		Perde Duvar Alanı (kat alanı %)	
						Uzun yönü (x)	Kısa yönü (y)	Uzun yönü (x)	Kısa yönü (y)
10370	İlköğretim	322	3.2	3	1257	Ç + P	Ç + P	1.10	0.78
10419 (4)	İlköğretim	613	3.4	4	3323	Ç	Ç + P	----	1.50
10419 (5)	İlköğretim	613	3.4	5	4250	Ç	Ç + P	----	1.50
735 - A	İlköğretim	250	3.4	4	1342	Ç + P	Ç + P	0.90	1.46
735 - B	İlköğretim	390	3.4	4	1981	Ç + P	Ç + P	0.50	1.00
10816	Lise	890	3.4	5	5711	Ç + P	Ç + P	0.50	1.02
11276 - A	Hastane	560	3.2	4	2944	Ç	Ç	----	----
11276 - B	Hastane	350	3.2	3	1211	Ç	Ç	----	----
11187	Sağlık O	216	2.8	5	1552	Ç + P	Ç	0.60	----

Ç: Çerçeve taşıyıcı sistem, Ç+P: Çerçeve ve Perdeli taşıyıcı sistem

#### 4.1.1 10370 tip no’lu proje

Çalışmada kullanılan 10370 tip nolu proje Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından birçok bölgede yaygın olarak uygulaması yapılmış bir ilköğretim okuludur. Okul taşıyıcı sistemi, her iki yönde çerçeve ve perdelerden oluşmaktadır. Binanın uzun yönlerinde ikişer adet büyük uzunlukta perde duvarlar bulunmaktadır.

#### 4.1.2 10419 tip no’lu proje

10419 nolu tip proje Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından birçok bölgede 4 ve 5 katlı olarak uygulaması yapılmış bir okul binasıdır. Okulun taşıyıcı sistemi, kısa yönde perde ve çerçevelerden, uzun yönde ise sadece çerçevelerden oluşmaktadır. Yapının kısa yönünde, dış akslarda 30 cm kalınlığında 7.35 m ve 5.85 m uzunluğunda perde duvarlar kullanılmıştır.

#### 4.1.3 10735 tip no'lu proje

10735 Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından yine birçok bölgede A ve B blok olarak 4 katlı uygulaması yapılmış bir okul binasıdır. Taşıyıcı sistemi, her iki yönde de perde ve çerçevelerden oluşmaktadır. A blok kısa yönünde, dış akslarda 30 cm kalınlığında 6.10 m uzunluğunda ve uzun yönde de 25 cm kalınlığında ve 4.65 m uzunluğunda perde duvarlar kullanılmıştır. B blokun kısa yönde, dış akslarda 30 cm kalınlığında 6.20 m. uzunluğunda ve uzun yönde de 25 cm kalınlığında ve 4.25 m uzunluğunda perde duvarlar kullanılmıştır.

#### 4.1.4 10816 tip no'lu proje

10816 Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından yine birçok bölgede 5 katlı uygulaması yapılmış bir okul binasıdır. Taşıyıcı sistemi, her iki yönde de perde ve çerçevelerden oluşmaktadır. Yapının kısa yönünde, dış akslarda 25 cm kalınlığında 4.00, 4.40, 5.85, 6.68, 7.58 ve 7.68 m uzunluklarında, uzun yönde dört adet 25 cm kalınlığında 4.45 m uzunluğunda perde duvarlar kullanılmıştır.

#### 4.1.5 11276 tip no'lu proje

11276 tip nolu proje A ve B blok olarak Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından uygulanmış bir devlet hastane binasıdır. A blok 4 katlı, B blok 3 katlı olarak uygulanmıştır. Taşıyıcı sistemi, her iki yönde de çerçevelerden oluşmaktadır.

#### 4.1.6 11187 tip no'lu proje

11187 tip nolu proje Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından değişik bölgelerde uygulaması yapılmış il tipi sağlık ocağı binasıdır. Bina taşıyıcı sistemi  $x$ - yönünde perde ve çerçevelerden,  $y$ - yönünde sadece çerçevelerden oluşmuştur.

### 4.2 Dinamik Analizde Kullanılan Deprem Kayıtları

Tez kapsamında incelenen yapıların analitik modellerine deprem talepleri farklılıklarının incelenmesi için zaman tanım alanında dinamik analiz uygulanmıştır. Zaman Tanım Alanında Çözümleme Yönteminde farklı karakteristikteki ivme

kayıtlarının kullanılması güvenilir bir değerlendirme için önkoşuldur. Çalışmada özellikle son 20 yılda ülkemizde yaşanan yıkıcı depremlerden seçilen kayıtlar ve FEMA 307 (1998) dokümanında yer alan birçok depremin karakteristik özelliklerini yansıtmak amacıyla belirlenmiş olan ivme kayıtları kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Uygulanan 37 farklı depreme ait ivme kaydı için analiz modellerinde yapıların doğrusal olmayan davranışını bir derece yansıtabilmesi ve artımsal itme analizi ile uyumlu bir tanımlama yapılabilmesi amacıyla çatlama kesit rijitlikleri dikkate alınmıştır.

Bu amaçla FEMA 356'da önerildiği gibi kolon rijitlikleri 0.7, perde rijitlikleri 0.5 katsayısı ile kiriş rijitlikleri ise 0.5 katsayısı ile çarpılmıştır. Analizlerde kullanılan depremlere ait tanımlayıcı bilgiler Tablo 4.2 ve 4.3'te verilmiştir. Çalışma içinde bundan sonra depremler çizelgede verilen kısaltmalar ile anılacaktır.

**Tablo 4.2.** Türkiye’de son 20 yılda yaşanan yıkıcı deprem yer hareketi kayıtları

Tanımlayıcı	Deprem	Tarih (Gün/Ay/Yıl)	Büyük­lük	İstasyon	Bileşen (°)	PGA (g)	Odak Der. (km)
AF02SULT.360	Afyon-S.Dağı	03.02.2002	$M_w = 6.5$	Afyon	Kuzey	0.114	6
AF02SULT.090	Afyon-S.Dağı	03.02.2002	$M_w = 6.5$	Afyon	Doğu	0.094	6
BN03BING.360	Bingöl	01.05.2003	$M_w = 6.4$	Bingöl	Kuzey	0.546	6
BN03BING.090	Bingöl	01.05.2003	$M_w = 6.4$	Bingöl	Doğu	0.277	6
AD98CEYH.090	Adana-Ceyhan	27.06.1998	$M_s = 5.9$	Ceyhan	Doğu	0.274	23
AD98CEYH.180	Adana-Ceyhan	27.06.1998	$M_s = 5.9$	Ceyhan	Güney	0.223	23
DN95DINA.090	Dinar	01.10.1995	$M_s = 5.9$	Dinar	Doğu	0.330	24
DN95DINA.180	Dinar	01.10.1995	$M_s = 5.9$	Dinar	Güney	0.282	24
DZ99BOLU.360	Düzce	12.11.1999	$M_w = 7.2$	Bolu	360°	0.728	11
DZ99BOLU.090	Düzce	12.11.1999	$M_w = 7.2$	Bolu	090°	0.822	11
DZ99DUZC.180	Düzce	12.11.1999	$M_w = 7.2$	Düzce	180°	0.348	11
DZ99DUZC.270	Düzce	12.11.1999	$M_w = 7.2$	Düzce	270°	0.535	11
ER92ERZN.360	Erzincan	13.03.1992	$M_s = 6.8$	Erzincan	Kuzey	0.515	27
ER92ERZN.090	Erzincan	13.03.1992	$M_s = 6.8$	Erzincan	Doğu	0.496	27
KC99DUZC.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	Düzce	180°	0.312	20
KC99DUZC.270	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	Düzce	270°	0.358	20
KC99GEBZ.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	Gebze	180°	0.244	20
KC99IZMT.090	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	İzmit	090°	0.220	20
KC99YARM.060	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	Yarımca	060°	0.268	20
KC99YARM.330	Kocaeli	17.08.1999	$M_s = 7.4$	Yarımca	330°	0.349	20



FEMA 307’de verilen ivme kayıtları yapı davranışı üzerindeki etkileri bakımından üç gruba ayrılmıştır: İleri Atımlı (Forward Directivity), Uzun Süreli (Long Duration) ve Kısa Süreli (Short Duration).

İleri atımlı ivme kayıtları göreceli olarak büyük hız pulse etkileri taşımaktadır. Bu tür ivme kayıtları bazı kaynaklarda “yakın kaynak” (Near Field) etkileri taşıyan depremler olarak yer almaktadır (Sommerville vd 1997). Bu tür ivme kayıtları için fay doğrultusuna dik en yakın bileşenler kullanılmıştır.

Kısa süreli ve uzun süreli terimlerinden amaç, yapıların doğrusal olmayan bölgede kalma süreleridir. Bu süre yapı periyoduna, göreceli dayanımına ve kullanılan kuvvet-deplasman modeline bağlı olduğundan bu şekilde ivme kayıtlarının çok kesin biçimde sınıflandırılması mümkün değildir. Bu ayırım genel kabuller çerçevesinde yapılmıştır.

10370, 10419 (4-katlı), 10419 (5-katlı), 10735-A, 10735-B, 10816, 11276-A, 11276-B, 11187 nolu tip projelere ait kolon-perde yerleşim planları EKLER bölümünde verilmiştir (Ek-1 ile Ek-8 arası). Planlar üzerindeki boyut ve ölçüler mm boyutundadır.

Tablo 4.3. FEMA 307 depremleri

Sıra	Tip	Kısaltma	Yer	Tarih	Büyüklik (M <sub>s</sub> )	Kaydedilen Yer	Bileşke (°)	Maksimum Yer İvmesi (g)	Uzaklık (km)	Karakteristik Periyot (s)
1	İleri Atımlı	IV79BRWY	Imperial Valley	15.10.1979	6.6	Brawley	315°	0.221	43	0.35
2		LN92LUCN	Landers	28.06.1982	7.5	Lucerna	250°	0.733	42	0.20
3		LP89SARA	Loma Prieta	17.10.1989	7.1	Saratoga	360°	0.504	28	0.40
4		NR94NWHL	Northridge	17.01.1994	6.7	Newhall	360°	0.589	19	0.80
5		NR94SYLH	Northridge	17.01.1994	6.7	Sylmar	090°	0.604	15	0.90
6	Uzun Süreli	CH85LLEO	Central Chile	03.03.1985	7.8	Llolleo	010°	0.711	60	0.30
7		CH85VALP	Central Chile	03.03.1985	7.8	Santa Maria	070°	0.176	26	0.55
8		IV40ELCN	Imperial Valley	18.05.1940	6.3	ElCentro	180°	0.348	12	0.65
9		LN92JOSH	Landers	28.06.1982	7.5	Joshua Tree	360°	0.274	15	1.30
10		MX85SCT1	Michoacan	19.09.1985	8.1	SCT1	270°	0.171	376	2.00
11		TB78TABS	Tabas	16.09.1978	7.4	Tabas	344°	0.937	<3	0.80
12	Kısa Süreli	BB92CIVC	Big Bear	28.06.1992	6.6	Civic Center	360°	0.544	125	1.00
13		IV79ARR7	Imperial Valley	15.10.1979	6.6	Array	140°	0.333	27	1.20
14		LP89CORR	Loma Prieta	17.10.1989	7.1	Corralitos	90°	0.478	8	0.85
15		NR94CENT	Northridge	17.01.1994	6.7	Century City	360°	0.221	19	1.00
16		SP88GUKA	Spitak	07.12.1988	6.9	Gukasyan	360°	0.207	57	0.55
17		WN87MWLN	Whittier Narrows	01.10.1987	6.1	Mount Wilson	90°	0.175	18	0.20

## 5. ANALİTİK MODELLEME VE DEĞERLENDİRME

### 5.1 Analiz Yöntemleri

Yapılarda meydana gelen kuvvet, yerdeğiştirme ve şekil değiştirmelerin hesabında literatürde birçok çalışma vardır (Newmark ve Rosenblueth 1971, Chopra 1981, Clough and Penzien 1993). Bir yapının değerlendirilmesi için kullanılacak bu yöntemler, eleman davranış özellikleri dikkate alınarak doğrusal ve doğrusal olmayan olarak iki grupta incelenebilir. Doğrusal yöntemlerde yapıyı oluşturan elemanların dayanımları dikkate alınmaz ve elemanlarda herhangi bir akma olayı meydana gelmeksizin analiz boyunca elastik kalacakları varsayılır. Bina türü yapıların düşey yükler altındaki analizi için genellikle doğrusal analiz metotları yeterli olmakta ve yapıda oluşacak yerdeğiştirmelerin ve kesit tesirlerinin kolayca bulunması mümkün olmaktadır. Ancak deprem gibi büyük yatay yükler söz konusu olduğunda durum biraz daha karışıktır. Doğrusal analiz yöntemleri belli şartlarla yine kullanılmakla birlikte büyük yanal yükler altında yapının göstereceği doğrusal olmayan davranışın iyi tahmin edilmesi gerekmektedir. Doğrusal olmayan yöntemlerde ise her eleman için dayanım-deformasyon bağıntıları tanımlanarak elemanların kapasiteleri göz önüne alınır ve analiz boyunca meydana gelebilecek rijitlik değişimleri hesaba katılmış olur.

Günümüzde mühendisler yönetmelikler tarafından kuşatılmış bir şekilde çalışmaktadırlar. Gelişmiş bilgisayarların sunduğu geniş olanaklarla binlerce bilinmeyen demek olan bir yapısal sistem saniyeler içerisinde çözümlenip, tasarlanabilmektedir. Kullanıcı dostu arabirimlere sahip programlar sayesinde bir yapının doğrusal – doğrusal olmayan, statik-dinamik olmak üzere analizleri kısa zaman dilimleri içerisinde yapılabilmektedir. Aşağıda bu metotlardan kısaca bahsedilmiştir.

#### 5.1.1 Doğrusal analiz yöntemleri

Doğrusal analiz yöntemlerinde yapı elemanlarının doğrusal ve elastik olduğu varsayılır. Böylelikle tanımlanan çeşitli yük kombinasyonları süperpoze edilerek elemanlarda oluşabilecek en büyük kesit zorlanmaları bulunabilir. Eleman dayanımları dikkate alınmadığından kapasite değil talebin belirlenmesinde kullanılabilir, yapı elemanlarında akma başladıktan sonra yapılan kabuller gerçekten uzaklaşmaya başlar.

### 5.1.1.1 Doğrusal statik analiz

El ile çözüme uygun tek yöntemdir. Mevcut yapıların büyük bir bölümü eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak tasarlanmıştır.

Bu metotta yapı, eşdeğer viskoz sönüm ve doğrusal elastik rijitlik kullanılarak modellenir. Tasarım deprem talepleri yatay statik kuvvetlerle temsil edilir. Bu analiz yöntemleri Eşdeğer Statik Yük Yöntemi bizim yönetmeliğimizde ve pek çok yönetmelikte yerini almıştır. Her iki yöntemde de binanın doğrusal ötesi davranışının mühendis tarafından tahmin edilmesi gerekir. Yönetmeliklerde bu davranışı yansıtacak şekilde taşıyıcı sistem davranış katsayılarına yer verilmiştir. Bu katsayılarla doğrusal analizle bulunan kesit tesirleri azaltılır (Bu azaltma genelde kesit tesirleri yerine, binaya etkileyen elastik deprem yüklerinin azaltılması şeklinde yapılır) ve diğer yüklemelerden elde edilen tesirlerle, tasarımda kullanılmak üzere birleştirilerek süperpoze edilirler.

Eşdeğer deprem yüküne göre tasarlanan bir binada, öncelikle bina sismik ağırlığıyla orantılı olan tasarım taban kesme kuvveti hesaplanır ve buradan bulunan kuvvet, katlar arasında orantılı olarak dağıtılır (Denklem 5.1);

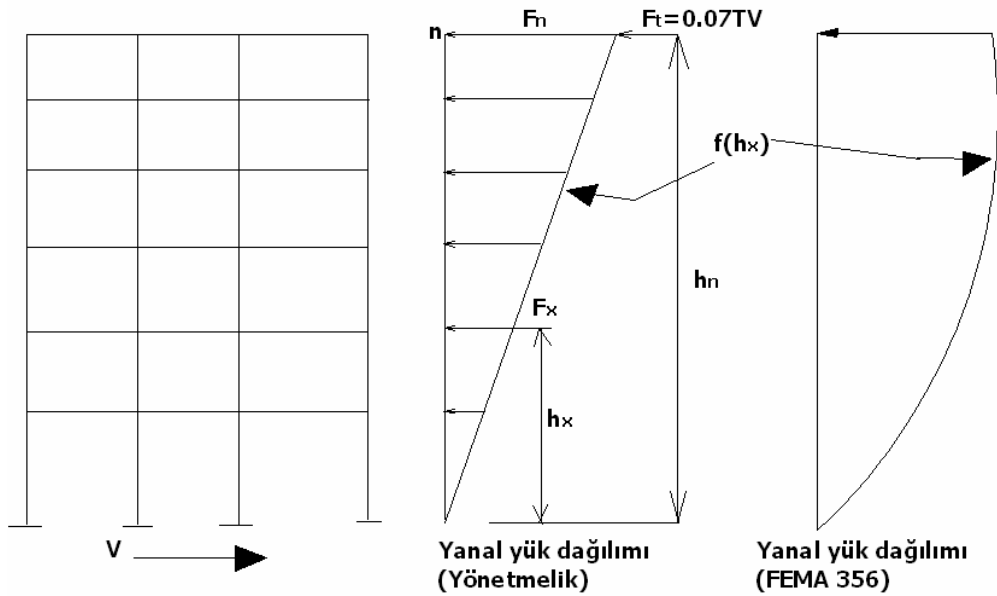
$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (5.1)$$

Burada;

W	: Bina sismik ağırlığı,
$T_1$	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu,
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı,
$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı,
I	: Yapı önem katsayısıdır.

Tasarım taban kesmesi bina yüksekliği boyunca dağıtılır. Taban kesmesinin bir kısmı, yüksek modların katkılarını dikkate alabilmek için binanın en üst katına ek olarak etkililir ( $T > 0.7$ ). Diğer kısmı ise birinci (hakim) mod davranışını dikkate alarak kat kütleleri ile de orantılı olacak şekilde en alt katta minimum en üst katta maksimum olacak şekilde doğrusal olarak dağıtılır. Eğer kat kütleleri aynıysa, tüm katlar boyunca

lineer olarak dağıtılır. Denklem 5.1 kullanılarak hesaplanan taban kesmesi Şekil 5.1 deki gibi dağıtılır.



Şekil 5.1. Yanal yük dağılımı

FEMA-356'yı kullanarak tasarım yapılırken Denklem 5.2 de verilen eşitlik kullanılır.

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (5.2)$$

Burada;

- W : Bina sismik ağırlığı,
- C<sub>1</sub> : Bina periyodunun fonksiyonu olan katsayı. (Periyot ; bina yüksekliği, yapısal sistem ve yapımda kullanılan malzeme özelliğinin fonksiyonudur.)
- C<sub>2</sub> : Dayanım ve rijitlik düşmesini yansıtan katsayı,
- C<sub>3</sub> : P-Δ etkilerinden dolayı artan yerdeğiştirmeler ilgili katsayı,
- S<sub>a</sub> : Hesap yapılan yön için, temel periyot ve sönüm oranındaki ivme spektrumudur.

Hesaplanan tasarım kesmesi benzer şekilde yapı yüksekliği boyunca benzer şekilde dağıtılır.

Bu analiz yönteminin ve bu yöntemden elde edilmiş kesit tesirleriyle yapılan tasarımın güvenli olabilmesi için binanın azaltma katsayısıyla öngörülen süneklik düzeyini sağlaması gerekir. Aksi takdirde tüm bu hesaplar kağıt üstünde kalır.

Mühendis bu davranış katsayısıyla öngördüğü süneklik düzeyini nasıl sağlayabileceğini bilmelidir. Bu yöntemlerde, kesitlerde minimum şartlara uymak için fazladan bir dayanım ve süneklik sağlanması göz ardı edildiğinde, tüm kesitlerin aynı anda akması ve yaklaşık aynı sünekliğe sahip olduğu basitleştirmelerinin yapıldığı söylenebilir. Bu da genelde güvenli tarafta kalan bir basitleştirme olmasına rağmen, gerçekten uzaktır.

### 5.1.1.2 Doğrusal dinamik analiz

Mühendislerce tasarlanan yapıları asıl zorlayan kritik yükler deprem ve rüzgar gibi dinamik karakterdeki yüklerdir. Bu sebeple bu yüklerin doğasına uygun biçimde yapı davranışına yansıtılması dinamik analiz ile yapılabilir. Dinamik analiz Denklem 5.3'de gösterilen hareket denkleminin çözülmesi ile yapılır (Tedesco vd 1998 ; Chopra 2000).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (5.3)$$

Burada;

- m : Kütle matrisi,
- c : Sönüm matrisi,
- x : Kütlenin yere göre yerdeğiştirilmesi,
- k : Rijitlik matrisi,
- $\ddot{x}_g$  : Deprem yer ivmesidir.

Yapıda bulunan her bir düğümün ilk yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri bilindiğinde ivme kaydı küçük zaman dilimleri için nümerik olarak entegre edilerek her bir zaman dilimi sonundaki yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri bulunur. Bu işlem tekrar edilerek tüm ivme kaydı için yapıda meydana gelen etkiler düğümlerin yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri kullanılarak hesaplanabilir.

Bu yöntem doğrusal statik analizde depremin eşdeğer statik bir yük olarak tanımlanmasıyla meydana gelen yaklaşıklığı ortadan kaldırdığından daha gerçekçi bir analize imkan vermektedir. Yapılarda çeşitli depremlerde meydana gelecek elastik taleplerin belirlenmesinde kullanılabilir.

### 5.1.2 Doğrusal olmayan analiz yöntemleri

Yapılar kullanım süreleri boyunca üzerlerine gelebilecek tüm yükler altında elastik kalacak şekilde tasarlanmazlar. Bu sebeple doğrusal analiz yöntemlerinin içerdiği doğrusal elastik eleman kabulü gerçek hayatta özellikle deprem etkisi altında pek olası değildir. Bu nedenle yapının dayanım ve şekil değiştirme kapasitesi, kritik yüklemelerin yapı elemanları arasında nasıl paylaşılacağı gibi akmadan sonra gerçekleşebilecek olayların incelenmesi ancak doğrusal ötesi analiz yöntemleriyle mümkündür. Kısaca taleple ilgili değerlendirmeler doğrusal yöntemlerle bir derece yapılabilirken kapasite ile ilgili değerlendirmeler doğrusal ötesi yöntemlerle yapılabilir.

#### 5.1.2.1 Doğrusal olmayan statik analiz

Artımsal Statik İtme analizi (Pushover) olarak da tanımlanan bu analiz türü son yıllarda inşaat mühendisliğinde oldukça önem kazanmış bir konudur. Elemanların dayanım özelliklerinin dikkate alındığı bu yöntem yapı elemanları aktıktan sonra yapı davranışının değerlendirilmesinde yeterince gerçekçi ve kullanılabilir ölçüde pratik bir metot olarak kabul edilmektedir.

Metodun adından da anlaşılacağı üzere, statik bir analiz metodudur. Statik yükler yapı nihai bir duruma gelinceye kadar belli bir tarzda artırılarak uygulanır. Doğrusal olmayan tabiri ise, farklı yapı bileşenlerinin/elemanların doğrusal-olmayan matematik bir model kullanılarak modellenmesinden gelir. Doğrusal olmayan statik analizinin amacı, statik elastik olmayan analiz vasıtasıyla, dikkate alınan tasarım depremi altında yapısal sistemin dayanım ve yerdeğiştirme taleplerinin tahmini ve bu taleplerin istenen performans seviyesindeki kapasiteyle karşılaştırarak değerlendirilmesidir. Bu değerlendirmede, kullanılan performans parametrelerinden bazıları aşağıdaki gibidir.

- Göreli kat ötelenmesi,
- Katlararası göreli ötelenme,
- Doğrusal olmayan eleman şekil değiştirmeleri,
- Birleşim noktası kuvvet ve şekil değiştirmeleri.

Doğrusal olmayan statik analiz, elastik statik ve dinamik analizle elde edilemeyen birçok davranış karakteristiklerinin belirlenmesinde etkin bir güce sahiptir (Krawinkler vd 1998).

- Potansiyel olarak gevrek olan elemanlarda, gerçek kuvvet taleplerinin tahmini özellikle aksel kuvvet taşıyan kolon elemanlarında, çapraz bağlantılardaki kuvvet talepleri, kolon-kiriş birleşim noktalarındaki moment talepleri, derin betonarme kirişlerdeki kesme talepleri, vb. belirlenmesinde,
- Deprem hareketi tarafından yapıya verilen enerjiyi sönmüleyebilmek için doğrusal olmayan deformasyonların oluşabilmesi için elemandaki deformasyon taleplerinin tahmin edilmesinde,
- Yapısal sistem davranışından yola çıkarak eleman bazında davranış bozulmalarının tespitinde,
- Muhtemel deformasyon taleplerinin yüksek olduğu kritik bölgelerin tanımlanması ve detaylı araştırmaların yapılması gerekli bölgelerin tespit edilmesinde,
- Plan ve yükseklik boyunca dayanım süreksizliği olan bölgelerin tanımlanmasında,
- Yapı sistemindeki tüm eleman ve bağlantı noktaları rijit ve rijit olmayan elemanlarla birlikte temel sistemini de gözönüne alarak, yük akış mekanizmasının doğru bir şekilde tespitinde,
- P-delta etkilerinin değerlendirilmesinde ve hasar sınırlarının tespitinde kullanılan katlararası ötelenmenin tahmininde,

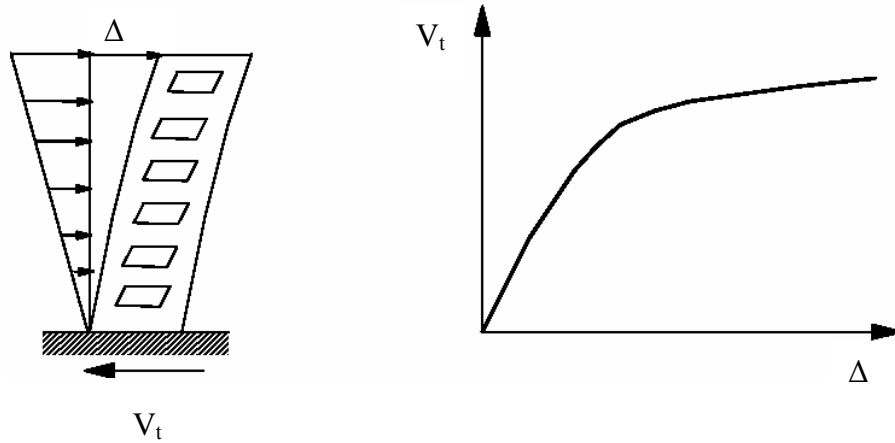
pushover analiz oldukça yararlı bilgiler verir. Doğrusal olmayan statik analizin yapılmasında izlenen yol şöyle sıralanabilir;

- Öncelikle, yapıda plastik sönmün oluşacağı bölgeler (plastik mafsal yerleri) tespit edilir. Bu bölgelerde bulunan malzeme ve kesit özellikleri kullanılarak her bir plastik mafsal için kuvvet-yerdeğiştirme bağıntıları elde edilir. Bu mafsallar, eğilme mafsalı, kesme mafsalı veya aksel yük mafsalları olabileceği gibi bunların bir bileşkesi de olabilir.
- Yapının yatay yükler altında göstereceği davranışı mümkün olduğunca iyi bir şekilde yansıtabilecek bir yatay yük dağılımı (itme şekli) belirlenmelidir (Şekil 5.3). Bu nokta itme analizinin en can alıcı noktalarından biridir. Mühendisin iyi bir



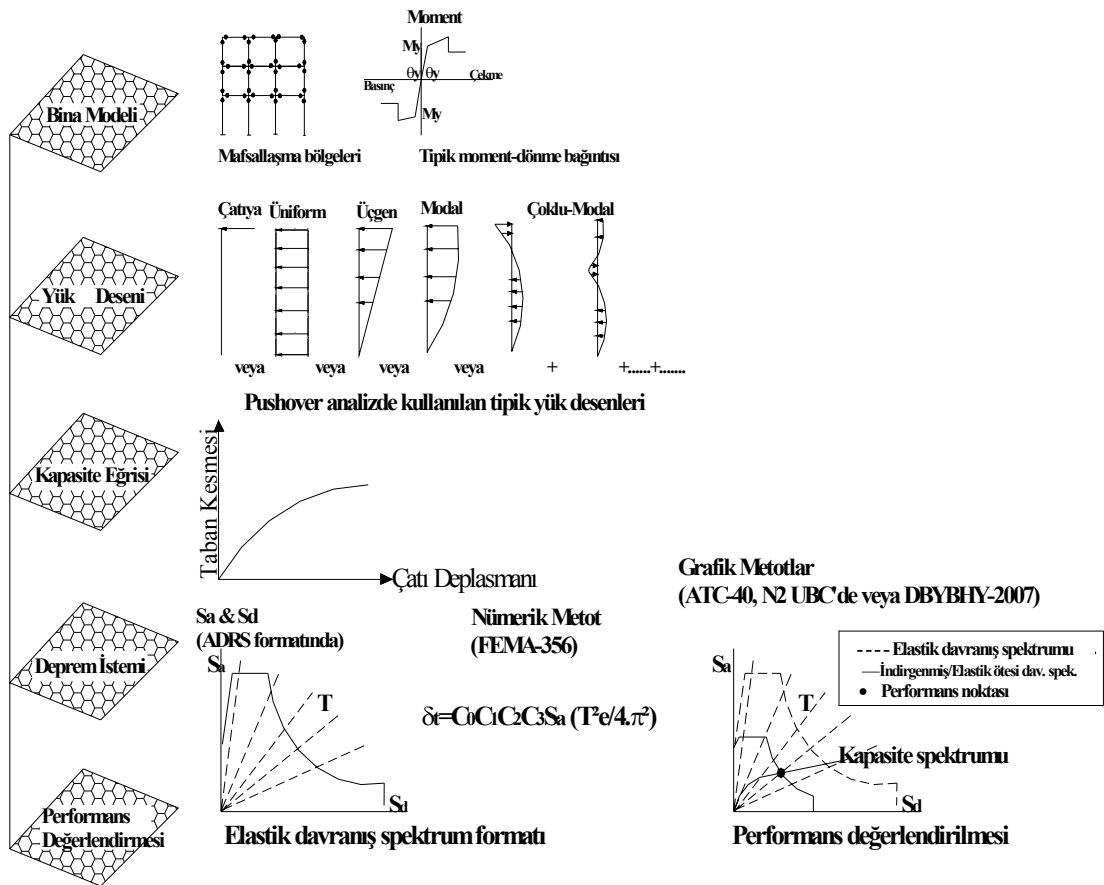
davranış bilgisine ve tecrübeye sahip olması çok önemlidir. Yöntemin tanımlandığı ATC-40 (1996) dokümanında önerilen bazı itme şekilleri şöyle sıralanabilir:

- Yatay yükün tamamı en üst kat seviyesinden etkitilir,
- Her kata deprem yönetmeliklerinde yer alan eşdeğer statik yük yönteminden çatıya ilave yük koyulmadan hesaplanan eşdeğer deprem yükleri, yatay yük olarak kat seviyelerine etkitilir,
- İlk mod şekli ile kat kütlelerinin çarpımının oranları olan yatay yükler kat seviyelerine uygulanır. Böyle bir itme şekli, yapının birinci moduna ait tepkisini elde etmemize yarar. Birinci mod şeklinin baskın olduğu binalarda (genellikle birinci doğal titreşim periyodu 1 saniyeden küçük binalar) kullanılabilir,
- Yapıda ilk eleman akması görülene dek bir önceki seçenikle aynıdır. Ancak daha sonra, yük dağılımı değişen şekil değiştirmiş hal ve davranışa uyacak şekilde düzenlenmelidir. Bu değişken itme şekli, daha çok yumuşak katlı yapılarda kullanılması önerilmektedir.
- Önceki iki seçenekte verilen itme şekilleri uygulanır. Ancak yüksek frekanslı modların katkılarını da dikkate almak gerekir. Yüksek yapılarda veya düzensizliklerin bulunduğu yapılarda kullanılması tavsiye edilir.
- İtme şekli belirlendikten sonra, bina çatı yerdeğiştirmesi veya istenilen herhangi bir düğümün yerdeğiştirmesi kontrol edilerek, adım adım itilir. Bu adımlar boyunca yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti kaydedilir. Binanın itildiği her bir adımda önceden belirlenmiş mafsal bölgelerinin taşıma kapasitelerine (akma noktalarına) ulaşıp ulaşmadığı kontrol edilir.
- Akma noktasına ulaşmış bölgelerde (plastik mafsal) yapısal eleman ikiye bölünerek mafsal tanımlanmış bölge düğüm haline getirilir ve bu düğüme plastik mafsal elemanının dönme rijitliğini yansıtan bir dönme redörü konularak analize devam edilir. (Üzerinde plastik mafsal oluşmuş bir yapısal elemanının üzerindeki yük kaldırılarak analize devam edilir). Analiz yapı stabilitesini kaybedinceye dek devam eder. Böylece yapının taban kesmesi – çatı yerdeğiştirme eğrisi yani kapasite eğrisi elde edilmiş olur (Şekil 5.2).



Şekil 5.2. İtme şekli ve tipik kapasite eğrisi

- Bu noktadan sonra yapılacak işlem basitleştirilmiş doğrusal ötesi performans tahmini yöntemlerinden birini kullanarak yapının kapasite eğrisi üzerinde hangi deplasman seviyesine kadar gelebileceğini tespit etmektir.



Şekil 5.3. Statik itme analizi akış şeması

### 5.1.2.2 Doğrusal olmayan dinamik analiz

Doğrusal ötesi dinamik analiz en karmaşık ve gelişmiş analiz türüdür. Statik analizde bulunan dinamik yükün statik olarak ifade edilme durumu bu tür analizde bulunmaz. Verilen yükleme durumu için en gerçekçi davranış şeklini yansıtır. Fakat kullanılması oldukça zordur. Çok büyük hesap gücü ve zamana ihtiyaç duyar, ayrıca üretilen çok büyük miktardaki verinin derlenip değerlendirilmesi en az analizin gerçekleştirilmesi kadar zordur.

Uygulanması aynı doğrusal dinamik analiz gibidir. Fakat herhangi bir elemanın dayanım veya rijitlik özelliklerinde bir değişiklik olması durumunda sistem rijitlik matrisi ve eleman üzerindeki yük buna göre değiştirilerek analize devam edilir.

## 5.2 Doğrusal Olmayan Modelleme

Doğrusal ötesi yöntemlerde eleman kapasitelerinin de hesaba dahil edilmesi için eleman dayanım ve deformasyonları arasında bir ilişkinin tanımlanması gereklidir. Tez çalışmasında bu işlem elemanların doğrusal ötesi davranış göstermesi beklenen bölgelerine tanımlanan plastik mafsallar yoluyla gerçekleştirilmiştir. Bu bölümde plastik mafsal kavramı üzerinde durulacak, elemanların kesme ve eğilme altında hasar görebileceği öngörülerek her eleman için tanımlanan kesme ve eğilme mafsalları tanımlanacaktır.

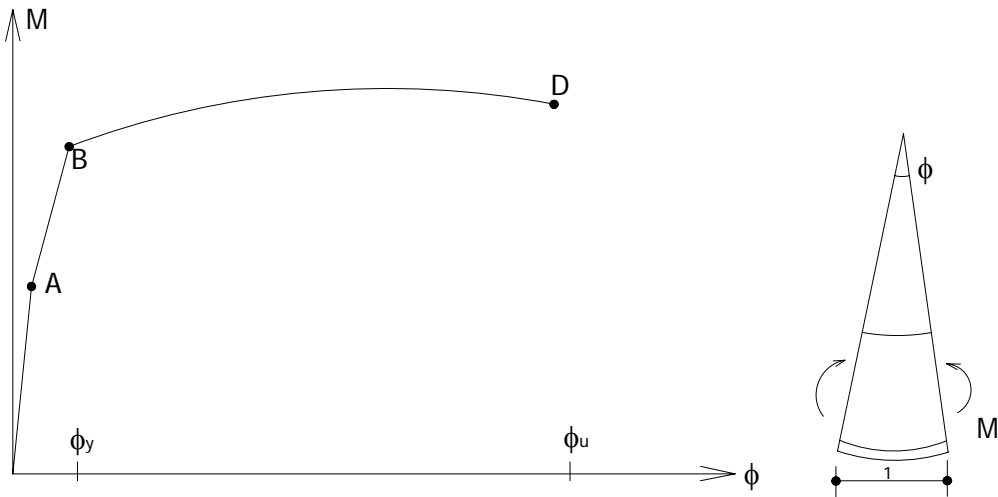
### 5.2.1 Plastik mafsal kavramı

Şekil 5.4'de verilen betonarme kesitin moment-eğrilik değişimlerinin incelenmesinden bunların esas olarak iki değişim bölgesi gösterdiği gözlenir. Momentin küçük değerleri için, moment-eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal ve elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede kesitteki beton ve donatı esas olarak doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, moment-eğrilik bağıntısı da benzer özelliktedir. Bununla birlikte, kesitte gerilmelerin artmasıyla çekme bölgesindeki betonun çatlaması, beton ve çelikte doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme bölgelerinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması ile, moment-eğrilik değişiminin doğrusal davranıştan ayrılmasına sebep olur. Moment-eğrilik değişiminin ikinci bölgesinde (A-B arası) eğri

yataya yakındır. Bu aralıkta doğrusal olmayan plastik davranış etkilidir. Kesitin taşıyacağı momentte az bir artım meydana gelirken, eğrilik belirgin şekilde artar ve eğriliğin son değerine erişilmesi ile kesit nihai taşıma kapasitesine ulaşır ve eğri son bulur. Heriki doğrusal davranış birbirinden kesin bir nokta ile ayrılmaz. Ancak, çekme donatısının akmaya erişmesi bu iki aralığı ayıran nokta olarak kabul edilebilir ve karşılık gelen eğrilik  $\phi_y$  ile, güç tükenmesine karşı gelen eğrilik  $\phi_u$  gösterilse, kesitin eğilme sünekliği (Denklem 5.4);

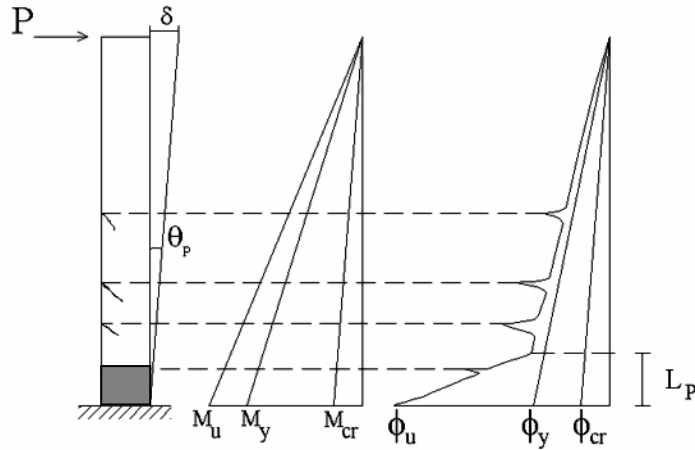
$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.4)$$

olarak tanımlanır.



**Şekil 5.4.** Eğilme etkisindeki betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik bağıntısı

Betonarme kolon ve kiriş gibi elemanlarda, eğilme momenti eleman eksenini boyunca değişir ve kritik kesitin bulunduğu sınırlı bölgenin dışındaki kesitler nihai taşıma kapasitesine erişmez, hatta bazı kesitlerde momentin küçük olması nedeniyle çekme bölgesi çatlamamış bile olabilir. Bu durum, eleman boyunca eğilme momentinin, kesitin geometrik boyutlarının ve donatının değişimine bağlıdır. Şekil 5.5'te en büyük moment etkisindeki mesnet kesiti güç tükenmesine erişmiş konsol kolon görülmektedir.



**Şekil 5.5.** Güç tükenmesinde konsol kolon eğilme momenti ve eğrilik değişimi

Kolon boyunca eğrilik dağılımı şekilde gösterilmiştir. Momentin küçük değerleri için moment ile eğrilik doğru orantılıdır. Momentin artmasıyla kesitte meydana gelen çatlakların kesit atalet momentini azaltmasından dolayı eğriliğin çatlak kesitlerinde büyüdüğü görülmektedir. Bunun yanında mesnede yakın bölgede eğilme momenti büyük olduğu için, elastik davranış ötesi plastik dönmeler daha etkili olacaktır. Bu dönmelerin entegrasyonu ile konsol kolonun yatay yerdeğiştirmeleri bulunabilir. Bu işlemi basitleştirmek amacıyla, eğrilik değişimi elastik ve plastik olmak üzere ayrılabilir. Elastik eğriliklerden oluşan konsol ucu dönmesi (Denklem 5.5) ve yerdeğiştirmesi (Denklem 5.6) sırasıyla;

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (5.5)$$

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \frac{M}{EI} dx \quad (5.6)$$

olarak hesap edilebilir. Burada elastik bölgedeki kesitlerin eğilme rijitliği olarak (Denklem 5.7);

$$EI_e = \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (5.7)$$

kabul edilebilir (Park and Paulay 1975).

Burada;

- $M_{cr}$  :Kesitin çatlama momentini,  
 $I_g$  :Kesitin brüt atalet momentini,  
 $M$  :Kesite etkiyen momenti göstermektedir.

Şekil 5.5 de plastik şekildeğiştirmelerin oluşturduğu kesit dönmelerinin yoğunlaştığı bölge taralı olarak da gösterilmiştir. Plastik dönmelerin belli bir bölgede yoğunlaştırılması *Yığılı Plastik Mafsal Hipotezi* kabulü olarak adlandırılır. Plastik mafsalın normal bir mafsaldan farkı, kesit dönmesinin eğilme momentinin  $M_u$  değerine erişmesiyle meydana gelmesidir. Güç tükenmesi durumunda yüksekliği  $\phi_u - \phi_y$  ve genişliği  $L_p$  olan bu dikdörtgenin alanı taralı alana eşdeğer olacak şekilde belirlenir. Burada  $L_p$ , plastik eğriliğin sabit kabul edildiği eşdeğer boyu gösterir. Buna göre plastikleşen bölgede toplam dönme (Denklem 5.8);

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \quad (5.8)$$

olarak bulunur ve plastik mafsal dönmesi olarak adlandırılır.

Konsol kolon örneğinde yapılan basitleştirme kabulü ile uç kesitin dönmesi ve yatay yerdeğiştirmesi sırasıyla (Denklem 5.9-10);

$$\theta_{AB} = \theta_e + \theta_p = 0.5l\phi_y + (\phi_u - \phi_y)L \quad (5.9)$$

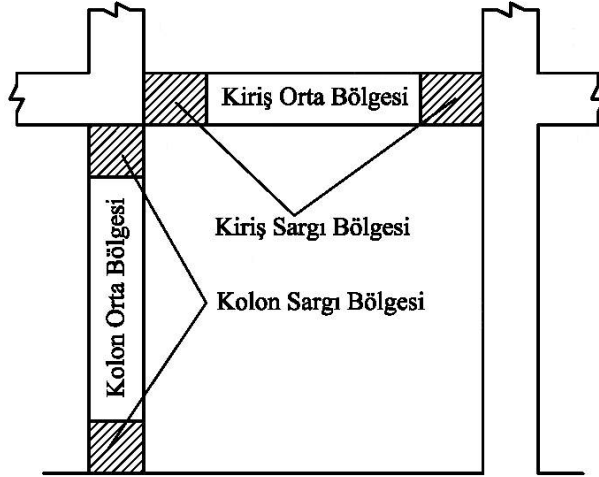
$$\Delta_{AB} = \left(\phi_y \frac{l}{2}\right)\left(\frac{2l}{3}\right) + (\phi_u - \phi_y)L_p \left(l - \frac{L_p}{2}\right) \quad (5.10)$$

olarak hesaplanır.

### 5.2.2 Mafsal bölgeleri

Betonarme elemanlarda en büyük kesit tesirlerine uç bölgeler maruz kalmaktadır. Hasar ve doğrusal olmayan davranış bu bölgelerde görülmektedir. Plastik mafsallar, yönetmeliğimizde etriye sıklaştırması yapılması şartı bulunmasından dolayı sargı bölgesi olarak da adlandırılan bu bölgelerde tanımlanmıştır (Şekil 5.6).

Plastik mafsalların tanımlanmasında, sözü edilen etriye aralıkları bu bölgeler için göz önüne alınmaktadır. Betonarme elemanların orta bölgelerinin elastik kalacağı varsayıldığından bu bölgelerde bulunan yanal donatı miktarının analizlerde önemi yoktur. Bu bölgelerde hasar beklenmesi durumunda bu noktalarada da plastik mafsalları tanımlanabilir. Bu çalışmada sadece uç bölgelere mafsallar tanımlanmıştır.



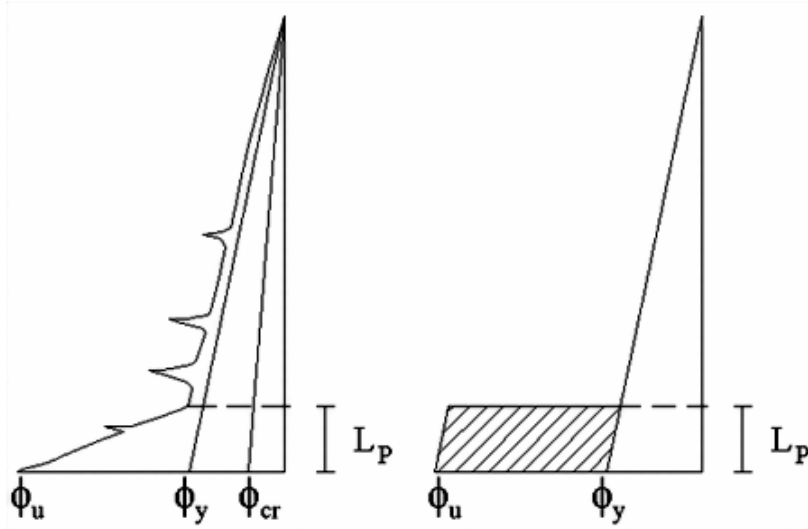
Şekil 5.6. Kolon ve kiriş elemanlarda sargılama bölgeleri

### 5.2.3 Eğilme mafsalı

Eleman bazında betonarme bir yapıda aksenal yük, kesme ve eğilme etkisi altında olmak üzere üç tür göçme durumu mümkündür. Bunlardan yalnız eğilme davranışında belirli bir süneklikten bahsetmek mümkündür. Betonarme binalar eğilme davranışı altında göçmek üzere tasarlanırlar. Aksenal yük ve kesme hasarları için de plastik mafsalları tanımlanabilmesine rağmen tek başına “plastik mafsalları” denildiğinde “eğilme plastik mafsalı” anlaşılmaktadır. Bu nedenle bina davranışı üzerinde büyük etkisi olan eğilme mafsalının nasıl tanımlandığı oldukça önemlidir. Eğilme mafsalının nasıl tanımlanacağına ilişkin anlaşılması için betonarme bir elemanda eğilme hasarının nasıl oluştuğu incelenmelidir. Bölüm 5.2.1’de moment etkisi altında kesitte oluşan hasar oluşumu ayrıntılı olarak anlatılmıştı.

Eğrilik yoğunlaşması olayı Şekil 5.7 de görülen idealleştirilmiş eğrilik grafiğiyle gösterilebilir. Grafik plastik mafsalları bölgesine kadar eğrilik moment diyagramı gibi

doğrusal olarak artarken, plastik mafsal bölgesinde ani olarak artış gösterir. Grafikteki taranmamış alan akma anına kadar, taralı kısım ise akmadan sonra plastik mafsalda oluşan eğrilik değerlerini gösterir.



**Şekil 5.7.** Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi

Moment kesit üzerinde eğilme şekil değiştirmesi oluştururken, eleman üzerindeki etkisi dönme şekil değiştirmesi şeklindedir. Eğilme plastik mafsalının dayanım-şekil değiştirme bağıntısı karşılığı moment-dönme bağıntısıdır. Bu nedenle her bir eleman için moment-eğrilik ilişkisinin moment-dönme ilişkisine çevrilmesi gereklidir. Elemanın plastik mafsalın başı ve sonu arasındaki dönme miktarı, eğilmenin plastik mafsal boyunca entegre edilmesi ile bulunabilir (Denklem 5.5). Fakat eğrilik değerinin Şekil 5.7 de görülen idealleştirmede olduğu gibi plastik mafsal boyunca sabit kaldığı kabul edilirse, dönme değeri eğrilik değerinin plastik mafsal boyuna çarpımına eşittir (Denklem 5.9).

### 5.2.3.1 Plastik mafsal boyu

Süneklik üzerinde önemli etkisi olan plastik mafsal boyu elemanın çeşitli özelliklerine bağlı olarak değişir ( Anonim 2001);

- Aksenal yük düzeyi,
- Plastik mafsal bölgesindeki kayma (kesme) gerilmesi seviyesi,
- Boyuna ve enine donatının çapı, mekanik özellikleri,
- Betonun kabul edilebilir nihai birim şekil değiştirmesi,



- Enine donatı ile orantılı olan sargı etkisi,
- Mafsalsal ve moment sıfır noktası arası mesafe,
- Boyuna donatının kenetlenme dayanımı ve boyuna donatıda çözülme olup olmama durumu.

Plastik mafsalsal boyu için literatürde çeşitli bağıntılar mevcuttur (Baker 1956; Baker ve Amarakone 1964, Mattock 1964, Mattock 1967; Corley 1966, Park vd 1982; Paulay and Priestley 1992, Sheikh and Khoury 1993, Mendis 2001, Bae 2005). Bu çalışmada, Priestley ve diğ. tarafından önerilen ve ATC 32 (1996) dokümanında da yer alan Denklem 5.11 de verilen bağıntı kullanılmıştır.

$$L_p = 0.08L_0 + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (\text{MPa, mm}) \quad (5.11)$$

Burada;

$L_0$  : Plastik mafsalsal moment sıfır noktası arası mesafe,

$f_{ye}$  : Donatı akma dayanımı,

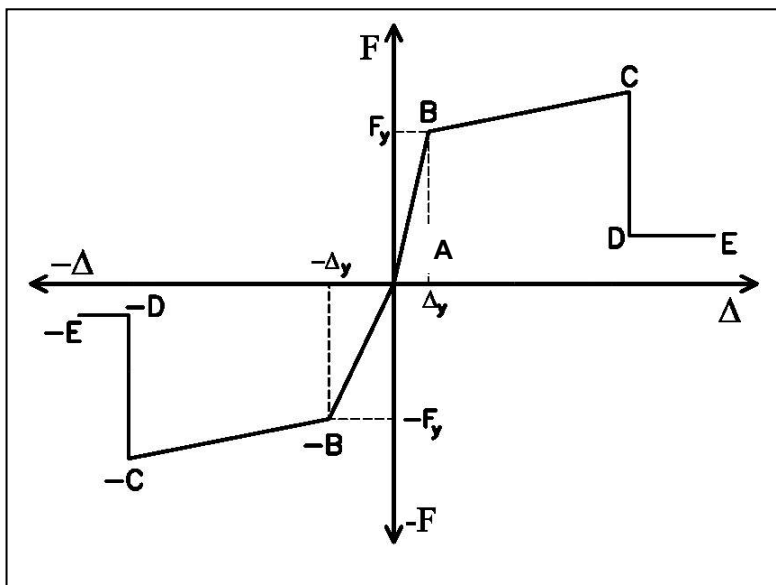
$d_{bl}$  : Boyuna donatı çapıdır.

### 5.2.3.2 Eğilme mafsalsal kriterleri

Moment-eğrilikten moment-dönme ilişkisine nasıl geçildiği belirlendikten sonra plastik mafsalsalın tanımlanabilmesi için kritik eğrilik değerlerinin bilinmesi gereklidir. Mafsallaşmanın oluşması beklenen noktalar üzerinde tanımlanan plastik mafsalsal yardımcıyla elemanın o noktasının şekil değiştirme-dayanım ilişkisi tanımlanmış olmaktadır. SAP2000, ETABS gibi programlarda bu tanımlama Şekil 5.8 de görülen idealleştirilmiş dayanım-şekil değiştirme eğrileri ile yapılmaktadır.

Kritik eğrilik değerleri tez çalışmasında kullanılan yazılımın Şekil 5.8 de görülen moment-dönme ilişkisini belirlemek için kullandığı 4 noktanın ( $B$ ,  $C$ ,  $D$ ,  $E$ ) değerleridir.  $A$  orijin  $(0,0)$  noktasıdır.

“B” noktası, kesitin akma konumuna ulaştığı nokta olup, bu noktadan sonra doğrusal ötesi davranış hakim olmaya başlamaktadır. “B”-“C” noktaları arasında kesit kapasitesini korur veya pekleşirken, “C” noktasında göçme konumuna ulaşmaktadır. Bu noktadan sonra kapasitede belli bir oranda düşme meydana gelir ve “D” noktasına ulaşılır. “C”-“D” arasındaki kapasite kaybı için çeşitli kaynaklarda belirli oranlar verilmektedir. Bu çalışmada “D” noktasındaki dayanım değeri FEMA 356 (2000) ve ATC-40 (1996) dokümanlarında öngörüldüğü gibi akma dayanımının % 20’si olarak belirlenmiştir. “D”-“E” arasında düşen kapasitenin bir müddet daha korunduğu ve “E” noktasında kapasitenin tamamen kaybedilerek sıfır olduğu varsayılmaktadır.



Şekil 5.8. İdealleştirilmiş kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi

Bu çalışmada kolon ve kirişlerin mafsal özellikleri moment-eğrilik ilişkileri esas alınarak, literatürde kabul görmüş (Denklem 5.11) bağıntısı ile verilen plastik mafsal boyu kullanılarak bulunmuştur. Perdelerin mafsal özellikleri FEMA-356 (2000) dokümanından faydalanarak belirlenmiştir.

“B” noktası Denklem 5.12’de tanımlandığı gibi kesitte bulunan çekme donatısının ilk aktığı andaki eğrilik değerinin, en dış beton lifinde basınç şekil değiştirmesinin 0.003 olduğu andaki moment dayanımı olan nominal moment dayanımının çekme donatısının aktığı noktadaki moment dayanımına oranı ile çarpılmasıyla bulunur. “B” noktasının dönme değerinin kullanılan yazılım yönüyle herhangi bir önemi yoktur

çünkü yazılım kesitin akıp akmama durumunu moment dayanımına göre belirlemektedir (Denklem 5.12).

$$\phi_y = \frac{M_n}{M_s} \phi_s \quad (5.12)$$

Burada;

- $\phi_y$  : Akma eğriliği,  
 $M_n$  : Nominal moment kapasitesi,  
 $M_s$  : Çekme donatısının aktığı noktadaki moment dayanımı,  
 $\phi_s$  : Kesitte bulunan çekme donatısının ilk aktığı andaki eğrilik değeridir.

Diğer noktalar için kesitin zorlanmasına bağlı olarak çeşitli kriterler kullanılabilir. Bu çalışmada Tablo 5.1’de verilen kriterler ışığında “C, D ve E” noktaları tanımlanmıştır. “D” noktası eğrilik değeri “C” noktası ile aynı öngörüldüğünden ayrıca bir kriter belirlenmemiştir.

**Tablo 5.1.** Moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanmasında kullanılan kriterler

Sıra	Kriter	İlişki	“C” noktası	“E” noktası
1	$\varepsilon_{cc}$	<	$0.7 \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{cu}$
2	$\varepsilon_{cc}$	<	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>
3	$M_{maks}$	>	$0.7 M_{maks}$	$0.6 M_{maks}$
4	$\varepsilon_{su}$	<	<b>0.09 (0.5 <math>\varepsilon_{su}</math>)</b>	<b>0.18 (<math>\varepsilon_{su}</math>)</b>

Göz önüne alınan ilk iki kriter beton basınç şekil değiştirmesi ( $\varepsilon_{cc}$ ) ile ilgili olup, bu kriterlere göre “C” noktasında en üst çekirdek beton basınç deformasyon değeri  $0.7 \varepsilon_{cu}$  değerini ve “E” noktası için ise  $\varepsilon_{cu}$  değerini geçemez. Burada  $\varepsilon_{cu}$  ifadesi Priestley ve diğ. tarafından en üst çekirdek beton lifi şekil değiştirme değerinin hesaplanması için önerilen, Denklem 5.13 de verilen bağıntı ile hesaplanmaktadır (Priestley vd 1996).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (5.13)$$

Burada;

- $\varepsilon_{cu}$  : En üst çekirdek beton lifi için izin verilen maksimum şekil değiştirme değeri,  
 $\rho_s$  : Hacimsel yanal donatı oranı,

$f_{yh}$  : Donatı akma dayanımı,  
 $\epsilon_{su}$  : Donatı kopma uzaması,  
 $f_{cc}$  : Sargılı beton basınç dayanımıdır.

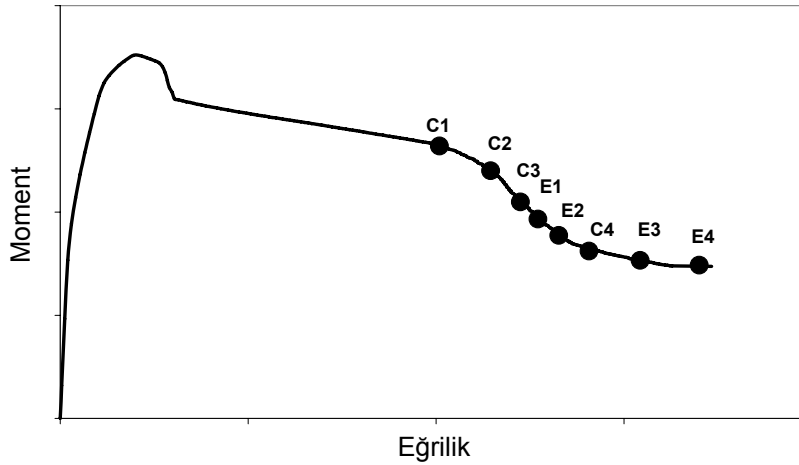
Diğer basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cc}$ ) kriterine göre “C” noktasında, en üst çekirdek beton lifi hiçbir şekilde 0.02’den büyük olamaz. “E” noktasında da, 0.03 değerini aşamaz.

“C” noktasında kesit, taşıyabileceği maksimum moment kapasitesinin %30’undan fazlasını kaybetmiş olmamalıdır. Bu değer “E” noktasında %40’dan fazla olmamalıdır.

Kolon ve kiriş elemanlarda “C” noktasında en alt çekme donatısında maksimum şekil değiştirme kapasitesinin %50 sine ( $0.5\epsilon_{su}$ ) kadar şekil değiştirme yapmasına izin verilmiştir (Priestley 2000). Herhangi bir donatının kopması ( $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ ) “E” noktası olarak kabul edilmiştir.

### 5.2.3.3 Kolon eğilme mafsalı

Kolon eğilme mafsallarının tanımlanması için öncelikle deprem sırasında üzerinde oluşması beklenen aksenal yük seviyesi altında ve öngörülen etriye aralığı için kolon kesitinin moment-eğrilik diyagramı elde edilir. Daha sonra Şekil 5.9 da görüldüğü gibi “C” ve “E” noktası kriterleri moment-eğrilik diyagramı üzerinde işaretlenerek en kritik olanlar (en küçük eğrilik değerine karşılık gelenler) belirlenir. Bu değerler kullanılarak bölüm 5.2.2.3 de açıklandığı şekilde idealleştirilmiş moment-dönme bağıntısı belirlenmiş olur. Bu işlem kolonun her iki doğrultusu için tekrarlanır. Kolonlarda aksenal yük hesaplanırken TS500 (2000) kullanılmıştır. Hastane binaları için hareketli yükün %30’u, okul binalarında ise %60’ı dikkate alınarak hesaplanan sismik ağırlık dikkate alınmıştır.



**Şekil 5.9.** Kriterlerin moment-eğrilik grafiği üzerinde belirtilmesi

#### 5.2.3.4 Kiriş eğilme mafsalı

Kiriş kesitleri için, kolon kesitleri gibi yukarıda anlatılan şekilde moment-eğrilik ilişkisinden belirtilen kriterler kullanılarak moment-dönme bağıntıları hesaplanmıştır. Bu işlem esnasında kiriş kesitleri üzerinde aksenal yük sıfır alınmıştır. Fakat kiriş kesitlerinin donatı yerleşimi kolonlar gibi simetrik olmadığından pozitif ve negatif moment altında plastikleşme momentleri farklıdır. Yani, basınç ve çekme donatıları yer değiştireceğinden simetrik bir moment-dönme ilişkisi yoktur. Bu nedenle her bir kiriş kesiti için pozitif ve negatif yönde yukarıdaki işlem tekrarlanmıştır.

#### 5.2.3.5 Perde eğilme mafsalı

Perde elemanların eğilme mafsallarının tanımlanmasında FEMA-356 (2000) da verilen yaklaşım kullanılmıştır. Öncelikle deprem sırasında üzerinde oluşması beklenen aksenal yük seviyesi altında ve öngörülen etriye aralığı için kesitin moment-eğrilik diyagramı elde edilir. Moment kapasitesi bulunan perdenin Tablo 5.2’de verilen değerler kullanılarak dönmeler hesaplanır. Bu değerler kullanılarak bölüm 5.2.2.3 de açıklandığı şekilde idealleştirilmiş moment-dönme bağıntısı belirlenmiş olur. Perdenin diğer doğrultusu için kolonlarda belirtilen şekilde hesaplama yapılır.

**Tablo 5.2.** Perde duvarların modellenmesinde kullanılan Tablo 6-18 (FEMA-356)

Tablo 6-18 Doğrusal olmayan Yöntemler İçin Modelleme Parametreleri ve Kabul Kriterleri										
			Kabul Edilebilir Plastik Mafsalsal Dönmeleri (radyan)							
			Performans Düzeyi							
			Artık Dayanım Oranı	HK	Eleman Tipi					
					Birincil		İkincil			
a	b	c	CG	GÖ	CG	GÖ				
i. Perde duvarlar ve duvar parçaları										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$\frac{Kesme}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	Uç Bölgesi Düzenlemesi								
$\leq 0.1$	$\leq 3$	Var	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Var	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 3$	Var	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Var	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 3$	Yok	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yok	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 3$	Yok	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yok	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

### 5.2.4 Kesme mafsalsal

Özellikle beton dayanımının düşük olduğu ve sargılamanın yetersiz olduğu mevcut betonarme binalarda kesme kırılmaları dikkate alınmalıdır. Bu çalışmada, eğilme mafsalları yanında kesmenin kritik olabileceği durumlar da göz önüne alınarak kolon, perde ve kiriş elemanlara kesme mafsalları tanımlanmıştır. Kesme anında betonun gevrek davranışından dolayı bu mafsallarda herhangi bir süneklik tanımlanmamıştır. Yani eleman kesme kapasitesine ulaştıktan hemen sonra herhangi bir süneklik olmaksızın göçmektedir. Elemanların kesme kapasiteleri TS500 (2000)'e göre hesaplanmıştır (Denklem 5.14):

$$V_r = 0.182bd\sqrt{f_c}\left(1 + 0.07\frac{N}{A_c}\right) + \frac{A_{sh}f_{yh}d}{s} \quad (5.14)$$

Burada;

- b : Kesit genişliği,
- d : Etkili derinlik,
- $f_c$  : Beton basınç dayanımı (MPa),
- N : Kesite etkiyen eksenel yük,
- $A_{sh}$  : Enine donatı alanı,
- $f_{yh}$  : Enine donatı akma dayanımı,
- s : Enine donatı aralığıdır.

### 5.2.5 Kullanılan malzeme modelleri

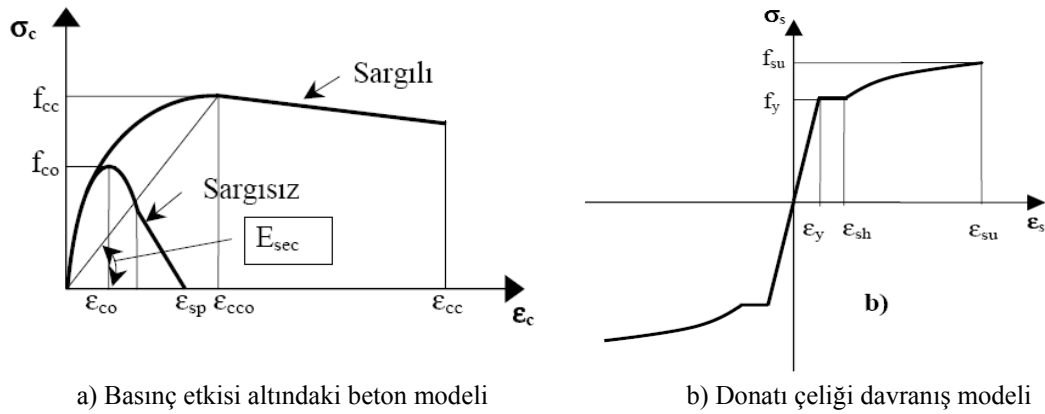
Yerdeğiştirme esaslı bir problemin çözümünde, gerilme veya kuvvet cinsinden ifade edilen “denge denklemleri” ile deformasyon cinsinden ifade edilen “uygunluk denklemleri” arasındaki ilişki, kullanılan malzemenin gerilme-birim şekil değiştirme ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) ilişkisinden yararlanılarak bulunur. Denge ve uygunluk denklemleri malzeme özelliklerinden bağımsız olduğundan, çözümdeki hata oranı büyük ölçüde göz önüne alınan malzeme davranışının, yani ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır. Matematiksel çözümü kolaylaştırmak amacıyla ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) eğrileri idealleştirilerek basitleştirilirler.

Beton  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisinin, çok sayıda bileşenden etkilenir ve bu nedenle de her durum için tek bir eğrinin tanımlanması olanaksızdır. Bununla birlikte, kesin olmasa bile problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için betonun ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) ilişkisini belirleyen modellere ihtiyaç vardır. Bu gereksinme nedeniyle, bugüne kadar çeşitli araştırmacılarca birçok beton modeli önerilmiştir (Sheikh and Uzumeri 1982, Scott vd 1982, Mander vd 1988, Saatçioğlu and Razvi 1992).

Genel olarak sargılı beton modellerinde betonun dayanımında ve bu dayanımın oluştuğu birim ve nihai birim şekil değiştirme değerinde sargı etkisiyle meydana gelen değişim, yanal donatı miktar ve özelliğine bağlı olarak hesaplanmaktadır. Böylelikle sargılı betonda meydana gelen dayanım ve süneklik artışının belirlenmesi amaçlanmaktadır. Bu çalışmada, Şekil 5.10'a da gösterilen basınç etkisi altındaki sargılı ve sargısız beton davranışı için yaygın olarak kullanılan ve DBYBHY-2007 (2007)'ye eklenen yeni bölümde de yeralan Mander beton modeli kullanılmıştır (Mander vd 1988).

#### 5.2.5.1 Mander beton modeli

Mander tarafından geliştirilen  $\sigma$ - $\epsilon$ 'nin şekli için önerilen formülasyonlar aşağıdaki gibidir (Denklem 5.14-20). Çalışmada verilen  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisi sargılı beton davranışı içindir ve kesitin moment-eğrilik analizinde aksenal olmayan gerilme şekil değiştirme eğrisi olarak kullanılmaktadır. Her iki asal yöndeki sargı etkisi, enine donatının akma dayanımına bağlıdır.



Şekil 5.10. Malzeme için davranış modelleri

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (5.14)$$

$$f_{cc} = f_{co} \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_e}{f_{co}}} - \frac{2 f_e}{f_{co}} - 1.254 \right) \quad (5.15)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (5.17)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.18)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{co}} \quad (MPa) \quad (5.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.20)$$

Burada;

- $f_{cc}$  : Sargılı beton maksimum basınç dayanımını,
- $f_c$  : Sargılı betonda basınç gerilmesi,
- $f_e$  : Etkili sargılama basıncı (Sargı donatısı yanal basıncı),
- $\varepsilon_c$  : Beton basınç birim şekildeğiştirilmesi,
- $f_{co}$  : Sargısız betonun basınç dayanımı,
- $\varepsilon_{cc}$  : Sargılı betonda maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekildeğiştirilmesi,
- $E_c$  : Beton elastisite modülünü göstermektedir.



### 5.2.5.2 Donatı çeliği modeli

Bu projelerde donatı çeliği S220 olarak öngörüldüğünden, S220 olarak kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan projelerin tümü 1975 Afet Yönetmeliğine göre tasarlanmış mevcut betonarme yapılardan oluşmaktadır. Kullanılan donatı çeliğinin elastisite modülü  $2 \times 10^5$  MPa, akma dayanımı 220 MPa, kopma dayanımı 330 MPa, akma uzaması 0.0011, pekleşmenin başladığı birim uzama 0.010 ve kopma uzaması 0.18 olarak kabul edilmiştir (TS500 2000). Tip projelerin performans değerlendirmesinden sonra yetersiz olanlar güçlendirilmiştir. Güçlendirmede kullanılan perde elemanlarda S420 kalitesindeki çelik kullanılmıştır. S420 sınıfı çeliğin akma dayanımı 420 MPa, kopma dayanımı 550 MPa, akma uzaması 0.0021, pekleşmenin başladığı birim uzama 0.008 ve kopma uzaması 0.10 olarak kabul edilmiştir (DBYBHY 2007). Donatı çeliğine ait davranış modeli Şekil 5.10b’de görülmektedir. Elemanların doğrusal ötesi modellemesinde malzeme faktörleri “1” olarak kullanılmıştır.

### 5.2.6 Plastik mafsalların analitik model üzerine atanması

Çalışmada yığılı plastik mafsallı kabulü yapılmış,  $L_p$  uzunluğu boyunca oluşan mafsallı, plastikleşme bölgesinin ortasında tek bir nokta olarak modellenmiştir. Bu nedenle tanımlanan her bir mafsallı elemanların mafsallaşması beklenen uç noktalarına Şekil 5.11’de gösterilen ve Denklem 5.21a, 5.21b, 5.21c’de tanımlanan mesafelere yerleştirilmiştir.

$$l_1 = \frac{L_p}{2} \quad (5.21a)$$

$$l_2 = H_{kiriş} + \frac{L_p}{2} \quad (5.21b)$$

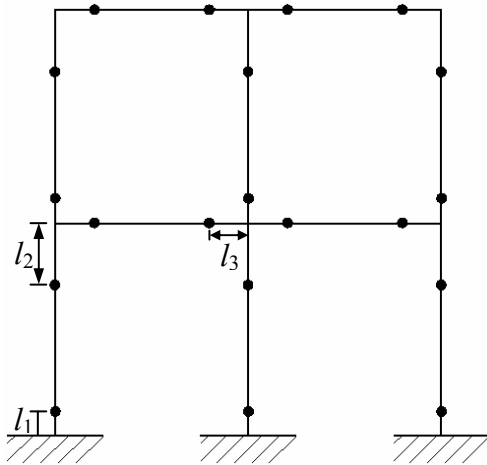
$$l_3 = \frac{H_{kolon}}{2} + \frac{L_p}{2} \quad (5.21c)$$

Burada;

$L_p$  : Plastik mafsallı boyu,

$H_{kiriş}$  : Kiriş derinliği,

$H_{kolon}$  : Kolonun üzerine mafsallı atanan kirişe dik boyutudur.



**Şekil 5.11.** Plastik mafsalların analitik model üzerine atanması

### 5.2.7 Artımsal itme analizinde kullanılan itme şekli

Artımsal Statik İtme Analizlerinde itme şekli olarak *Modal Yük Deseni* kullanılmıştır. Modal yük deseni binaların itilen yönlerinde en kritik mod şekli kullanılarak hesaplanmıştır. Binanın her bir katına uygulanan kuvvet, Denklem 5.22 de olduğu gibi her katın kütlelerinin göz önüne alınan moda ait yerdeğiştirme değeri ile çarpılmasıyla bulunur. Her kat için tekrarlanan bu işlemden sonra taban kesmesi; hesaplanan  $F_i$  değerleri oranında katlar arasında dağıtılır.

$$F_i = m_i \times \phi_i \quad (5.22)$$

Burada;

$m_i$  :  $i$ 'inci katın kütlesi,  
 $\phi_i$  :  $i$ 'inci kat modal yerdeğiştirmesidir.

Yapıların her kat için kütle merkezleri hesaplanarak, bu noktalardan itilmiştir.

### 5.3 Taşıyıcı Sistemde Kullanılan Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi

Kamu yapılarının beton basınç dayanımları ve etriyelerin uygulama aralığının belirlenmesinde, son beş yılda Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde

yapılan deprensellik inceleme raporlarında kamu binalarına ait karot numuneleriyle elde edilen dayanımlar ve yerinde açılan elemanlarda gözlemlenen etriye aralıkları dikkate alınmıştır. Bina projelerinin doğrusal olmayan analizlerinde kullanılan malzeme özellikleri; Denizli ve komşu illerdeki kamu binalarından alınan karot numuneleri üzerinde yapılan deney sonuçları ve test çekici okumalarından alınmıştır. Bu çalışmadaki malzeme özellikleri, 44 kamu kompleksine ait 98 bina üzerinde yapılan çalışmalardan elde edilmiştir.

### 5.3.1 Mevcut beton dayanımının belirlenmesi

Betonun kalite kontrolünde değerlendirmeye esas alınan ve deneylerle en kolay belirlenebilen malzeme özelliği basınç dayanımıdır. Yapının işlevini beklenen servis ömrü boyunca güvenilir şekilde yapabilmesi büyük oranda betonun basınç dayanımına bağlıdır. Betonun diğer bir çok özelliği de beton basınç dayanımına paralel olarak değişmektedir.

Sertleşmiş betonun yerindeki basınç dayanımının belirlenmesinde tahribatlı (karot alma) ve tahribatsız (beton tabancası, ultrases) deney yöntemleri kullanılır. Kolaylığı ve hızlı bir deney yöntemi olması nedeniyle beton tabancası (çekici) en yaygın kullanılan tahribatsız deney yöntemidir. Etki tepki prensibine dayanarak geliştirilen beton tabancası deney yönteminde, beton basınç dayanımı yüzey sertliğinden hareketle yaklaşık olarak saptanabilmektedir.

Deneyin güvenilir ve sağlıklı sonuç verebilmesi birçok değişkene bağlıdır. Bunlar arasında, beton tabancasının kalibrasyonu, deneyin yapıldığı betonun yaşı, karbonatlaşma derinliği, yüzey pürüzlülüğü, nem durumu, betonu oluşturan malzemelerin özellikleri (çimento ve agrega tipleri) vb. sayılabilir. Örneğin, yüzeyin altında bulunabilen çelik donatılar, yüzey sertleştiriciler veya boşluklar aldaticı değerler verir. Diğer bir deyişle, betonun iç bünyesinin yüzeyinden farklı olması yanılığa yol açabilir. Bu yüzden, beton tabancası deney sonuçları büyük değişkenlikler gösterebilmektedir. Buna karşın, sertleşmiş betonda basınç dayanımının gerçeğe daha yakın olarak saptanabilmesi için daha pahalı, zahmetli ve tahribatlı bir deney yöntemi

olan karot deney yöntemi yaygın olarak kullanılır. Betonarme ya da beton elemandan alınan silindir veya küp şeklindeki karot numuneler laboratuarda tek eksenli basınç deneyine tabi tutularak basınç dayanımları saptanmaktadır. Bu deney yönteminde de güvenilir ve sağlıklı sonuçlar elde edilebilmesi birçok faktöre bağlıdır. Bunlar arasında, betonun yaşı, örnek boyutları ve narinliği, preste yükleme hızı, numunenin donatı içerip içermemesi, nem durumu, örneğin alım yeri ve yönü, vb. sayılabilir.

Beton Tabancası deney sonucunda kullanılan tabanca tipine bağlı olarak, beton elemanın yaklaşık 30 mm derinliğine kadar niteliği hakkında fikir elde edilebilir. Deney sonuçlarının bir çok faktöre bağlı olması nedeniyle, değişkenliği genelde çok fazladır. Bu faktörleri göz önüne almadan, yetersiz sayıda deney sonucunu istatistiksel yaklaşımları kullanmadan, yalnızca aritmetik ortalama ile yetinilmiş deney sonuçlarına kuşku ile bakmak gerekir. Bu nedenle bir yapının beton sınıfının yalnızca yetersiz beton tabancası deney yöntemi kullanılarak belirlenmesi özellikle karbonatlaşmış eski yapılarla sağlıklı ve güvenilir olmamaktadır. Bu sakıncaların, beton tabancası deney sonuçlarının karot deneyi sonuçları veya döküm sırasında alınmış yeterli sayıda standart silindir veya küp örneklerle ilişkisi belirlenerek, istatistiksel yaklaşımların kullanılmasıyla bir ölçüde giderilmesi mümkündür.

### **5.3.1.1 Bir kamu binasında beton dayanımının belirlenmesi örneği**

Bu bölümde bir kamu yapısına ait beton basınç dayanımının nasıl belirlendiği ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Denizli İli Merkez Eskişehir İlköğretim Okulunda belirlenen noktalarda alınan beton karot örneklerinden gösterimler yapılmıştır. Alınan karot numuneler, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Malzemesi laboratuvarında uygun şekilde kesildikten sonra başlıklararak tek eksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur (Şekil 5.12).

Eskişehir İlköğretim Okulundan alınan örneklerin tek eksenli basınç deneyi sonucu kırılmasıyla elde edilen basınç dayanımı değerleri Tablo 5.3'de verilmiştir.



Şekil 5.12. a) Alınan numunelerin başlıklı hali b) Bir numunenin kırılmış hali

Tablo 5.3. Merkez Eskihisar İlköğretim Okulu Hizmet Binası Beton Karot Sonuçları

Numune No	Numune Yeri veya Adı		boy (mm)	Çap (mm)	Kırılma Yüğü (kgf)	h/d	Düzeltilme Katsayısı	h/d oranına göre düzeltilmiş basınç dayanımı (MPa)
1	E1K2	Kolon	113	64	2970	1.77	0.981	<b>8.92</b>
2	E1K4	Kolon	119	64	2910	1.86	0.988	<b>8.73</b>
3	E1K5	Kolon	123	64	3470	1.92	0.994	<b>10.49</b>
4	EBK1	Kolon	101	64	2770	1.58	0.966	<b>8.14</b>
5	EBK3	Kolon	106	64	2270	1.66	0.972	<b>6.77</b>
6	EZK1	Kolon	117	64	2120	1.83	0.986	<b>6.37</b>
7	EZK2	Kolon	68	64	3570	1.06	0.884	<b>9.61</b>
8	EZK3	Kolon	91	64	1910	1.42	0.950	<b>5.49</b>
9	EZK4	Kolon	90	64	2050	1.41	0.948	<b>5.88</b>

Ayrıca yukarıda belirtildiği gibi karot alınan noktalarda ve belirlenen daha başka noktalarda beton tabancası (Schmidt Çekici) deneyi yapılmıştır (Şekil 5.13). Her bir noktada NR tipi beton tabancası (çekici) ile çok sayıda ve yeterli vuruş yapılarak saptanan beton test çekici kayıtlarının, aritmetik ortalamalarına karşıt gelen test çekici kullanma kılavuzunda belirtilen silindirik beton basınç dayanımları verilmiştir. Alt ve üst uç değerlerin atılması ile elde edilen değerler Tablo 5.4'de verilmiştir.



Şekil 5.13. Beton tabancası deneyi yapılışı

Tablo 5.4. Merkez Eskişehir İlköğretim Okulu beton test tabancası okuma değerleri

Örnek No	Örnek Yeri veya Adı		okuma değerleri											ortalama	silindir dayanımı (MPa)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	EBK1	Kolon	29	30	32	25	23	26	26	24	27	30	27.2	18.24	
2	EBT2	Kolon	30	27	30	30	26	30	32	30	26	30	29.1	20.99	
3	EBK3	Kolon	26	26	28	30	27	26	28	26	28	26	27.1	18.24	
4	EZK1	Kolon	26	28	32	34	28	30	26	30	27	27	28.8	19.61	
5	EZK2	Kolon	28	30	30	28	28	30	30	32	32	32	30.0	22.95	
6	EZK3	Kolon	24	25	25	23	26	29	25	24	25	25	25.1	15.59	
7	EZK4	Kolon	28	27	29	28	26	27	28	28	28	27	27.6	18.24	
8	EZT5	Kolon	29	28	28	30	29	28	30	30	30	30	29.2	20.99	
9	EZT4	Kolon	29	32	33	30	32	29	30	32	30	31	30.8	22.95	
10	E1T1	Kolon	30	32	30	29	28	28	29	30	28	27	29.1	20.99	
11	E1K2	Kolon	26	30	30	34	33	36	28	30	27	27	30.1	22.95	
12	E1T3	Kolon	30	32	32	32	33	27	26	26	33	31	30.2	22.95	
13	E1K4	Kolon	30	30	32	28	30	28	30	32	28	30	29.8	20.99	
14	E1K5	Kolon	30	33	30	29	30	32	30	34	34	30	31.2	24.03	
15	E1T6	Kolon	30	34	33	33	29	28	27	30	31	30	30.5	22.95	
16	E2T1	Kolon	28	30	30	30	28	30	29	28	28	30	29.1	20.99	
17	E2K2	Kolon	26	28	30	26	28	30	26	28	30	29	28.1	19.61	
18	E2K3	Kolon	28	29	26	29	28	29	28	27	29	28	28.1	19.61	
19	E2T4	Kolon	29	28	28	26	29	26	28	29	28	29	28.0	19.61	
20	E2T5	Kolon	29	29	28	28	29	28	26	27	28	29	28.1	19.61	
21	E2K6	Kolon	28	26	29	28	29	28	27	29	28	28	28.0	19.61	

Yapılan deneyler sırasında 21 adet noktada beton tabancası deneyi yapılmıştır. Bu noktaların 9 adedinden ayrıca karot örnek alınmıştır. Böylece söz konusu noktalar için beton tabancası ve karot ile elde edilen basınç dayanımı değerleri elde edilmiştir (Tablo 5.5).

**Tablo 5.5.**Korelasyona tabi tutulan beton tabancası ve karot basınç dayanım değerleri

Örnek No	Örnek Yeri veya Adı	B.Tabancası Görünür Basınç Dayanımı (MPa)	h/d oranına göre düzeltilmiş karot basınç dayanımı (MPa)
1	E1K2 Kolon	<b>22.95</b>	<b>8.92</b>
2	E1K4 Kolon	<b>20.99</b>	<b>8.73</b>
3	E1K5 Kolon	<b>24.03</b>	<b>10.49</b>
4	EBK1 Kolon	<b>18.24</b>	<b>8.14</b>
5	EBK3 Kolon	<b>18.24</b>	<b>6.77</b>
6	EZK1 Kolon	<b>19.61</b>	<b>6.37</b>
7	EZK2 Kolon	<b>22.95</b>	<b>9.61</b>
8	EZK3 Kolon	<b>15.59</b>	<b>5.49</b>
9	EZK4 Kolon	<b>18.24</b>	<b>5.88</b>

Beton Tabancası görünür silindir basınç dayanımı ve karot basınç dayanımı değerleri arasındaki korelasyon değerlendirmesinde kolaylık için  $y = ax + b$  doğrusal denklemi kullanılmıştır. En küçük kareler yöntemiyle doğru uyumu çalışması yapılarak; karot basınç dayanımı ve beton tabancası basınç dayanımları arasında Şekil 5.14 de görülen ilişkisi bulunmuştur (Denklem 5.23). Bulunan ilişkinin korelasyon katsayısı  $R=0.90$ 'dır.

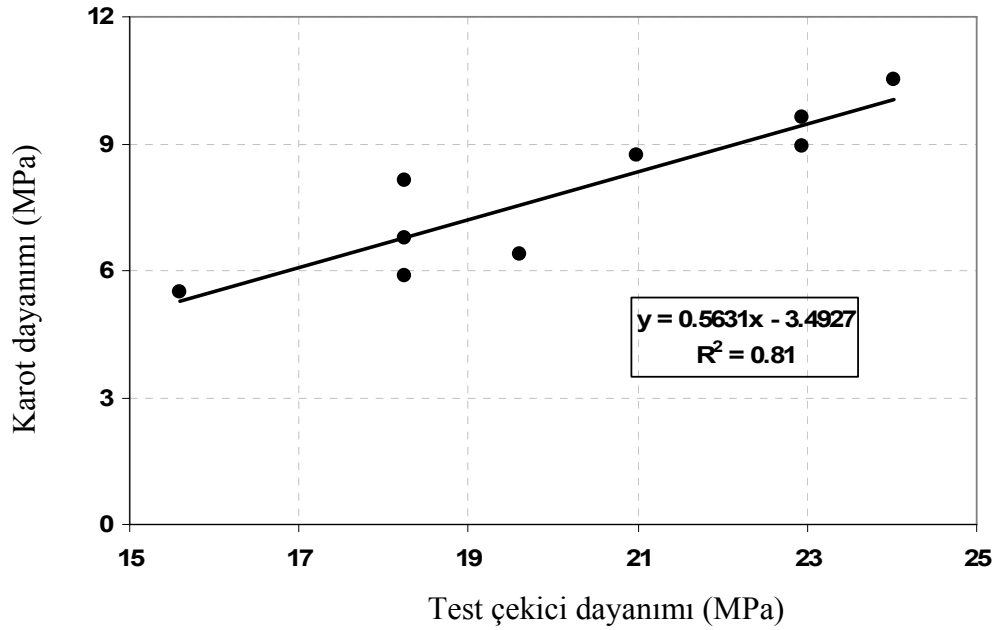
$$y = 0.5631x - 3.4927 \quad (5.23)$$

Burada;

$y$  : Karot dayanımı,

$x$  : Beton tabancası dayanımıdır.

Bu ilişki yardımıyla, beton tabancası ile elde edilen görünür basınç dayanımı değerleri düzeltilmiştir (Tablo 5.6). Düzeltilmiş basınç dayanımı değerleri 5.30 MPa ile 10.00 MPa arasında değişmektedir.



Şekil 5.14. Beton tabancası ve karot dayanımı arasındaki ilişki

Tablo 5.6. Beton tabancası görünür basınç dayanımı ve düzeltilmiş basınç dayanımı değerleri

Örnek No	Örnek Yeri veya Adı	B.Tabancası Görünür Basınç Dayanımı (MPa)	Düzeltilmiş B. Tabancası Basınç dayanımı (MPa)
1	EBK1 Kolon	18.24	6.77
2	EBT2 Kolon	20.99	8.34
3	EBK3 Kolon	18.24	6.77
4	EZK1 Kolon	19.61	7.55
5	EZK2 Kolon	22.95	9.41
6	EZK3 Kolon	15.59	5.30
7	EZK4 Kolon	18.24	6.77
8	EZT5 Kolon	20.99	8.34
9	EZT4 Kolon	22.95	9.41
10	E1T1 Kolon	20.99	8.34
11	E1K2 Kolon	22.95	9.41
12	E1T3 Kolon	22.95	9.41
13	E1K4 Kolon	20.99	8.34
14	E1K5 Kolon	24.03	10.00
15	E1T6 Kolon	22.95	9.41
16	E2T1 Kolon	20.99	8.34
17	E2K2 Kolon	19.61	7.55
18	E2K3 Kolon	19.61	7.55
19	E2T4 Kolon	19.61	7.55
20	E2T5 Kolon	19.61	7.55
21	E2K6 Kolon	19.61	7.55

Deney verilerinin tüm binayı temsil ettiği varsayımıyla, beton kalitesi açısından genel bir değerlendirme yapılıncaya deney gününde elde edilen düzeltilmiş ortalama



basınç dayanımı, standart sapma, karakteristik dayanım değişkenlik katsayısı değerleri hesaplanarak Tablo 5.7’de verilmiştir.

Tablo 5.7’de verilen beton dayanımı %90 güvenli yönde kalmak üzere, %10 risk (21 örnek için *Student-t dağılımına* göre  $t=1.323$ ) ile (Denklem 5.24);

$$f_y = f_{ort} - t(\sigma) \quad (5.24)$$

bağıntısı ile hesaplanmıştır.

Burada;

- $f_y$  : Yerinde beton basınç dayanımı,
- $f_{ort}$  : Beton tabancası dayanımı,
- $t$  : Katsayı,
- $\sigma$  : Standart sapmadır.

**Tablo 5.7.** Düzeltilmiş beton tabancası sonuçlarına göre ortalama dayanım, standart sapma, değişkenlik katsayısı, yerinde beton basınç dayanımı değerleri

Ortalama Dayanım, $f_{cm}$ (MPa)	Standart Sapma, $\sigma$ (MPa)	Değişkenlik Katsayısı (%)	Yerinde Beton Dayanımı, $f_y$ (MPa)
8.04	1.18	15	<b>6.7</b>

Beton tabancası ve karot deneylerinin ortak değerlendirilmesiyle, *Denizli ili Merkez Eskişehir İlköğretim Okulu Hizmet binası* için yerinde beton basınç dayanımı (hesap dayanımı) **6.7 MPa** olarak hesaplanmıştır.

### 5.3.1.2 Performans değerlendirmesinde dikkate alınan beton dayanımları

Elde edilen korelasyonlar kullanılarak, her bir binadaki tüm elemanlar için basınç dayanımları belirlenmiştir. Yukarıda bir kamu yapısı için ayrıntılı olarak verilen işlemler 98 bina (44 kompleks) üzerinde 1024 karot ve 2937 test ekici okuması yapılarak tekrarlanmıştır. Herbir elemanın standart silindir basınç dayanımı, ortalama ve değişim katsayıları belirlenmiştir (Tablo 5.8). Bazı yapıların komplekslerinde bitişik okul binalarında birlikte değerlendirme yapılmıştır.

**Tablo 5.8.** Kamu yapıları üzerinde yapılan deney sonuçlarından elde edilen beton basınç dayanımları

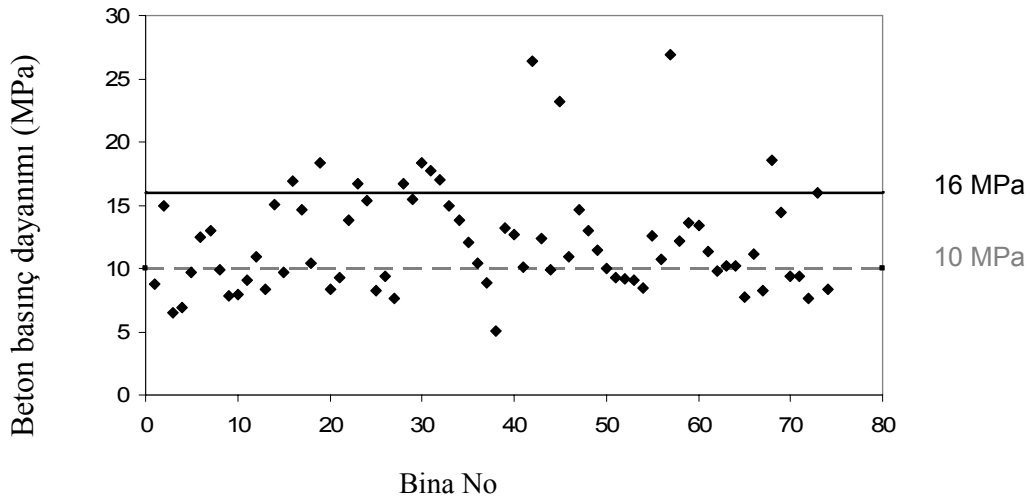
Okul Adı	Blok No	Kerot Örnekleri		Kerot & Schmidt çekici örnekleri			Bina $f_{c,hesap}$ dayanımı (MPa)
		Örnek Sayısı	$f_{c,ort}$ (MPa)	Örnek Sayısı	$f_{c,ort}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	
Ahmet Baysal İ.Ö.O.	A	10	9.8	27	10.0	10.96	8.9
A. Nuri Erikoğlu İ.Ö.O.	A	13	17.1	38	19.1	38.34	15.3
Başkarcı M. K. İ.Ö.O.	A	11	8.4	24	9.1	24.71	6.6
Eskihisar İ.Ö.O.	A	9	8.0	21	8.2	11.98	7.0
Göveçlik İ.Ö.O.	A	13	12.6	30	12.7	28.55	9.9
Merkez İ.Ö.O.	A	20	14.6	35	14.6	18.37	12.7
Okul Y. Y. D. İ.Ö.O.	A	11	15.2	31	15.3	20.56	13.2
Sevil Kaynak İ.Ö.O.	A	20	13.2	42	13.2	30.61	10.1
Sümer Ali Ülker İ.Ö.O.	A	10	9.7	24	10.1	20.77	8.2
Z. N. Moralioğlu İ.Ö.O.	A	10	9.0	21	10.0	19.2	8.1
Denizli Anadolu L.	A	6	12.4	15	12.2	10.5	11.2
	B & C	23	10.4	57	11.2	18.97	9.3
Denizli Anadolu L. Yurt	A & B	24	9.7	55	10.2	17.1	8.5
F. Akcakoca Ana O.	A, B, C & D	21	16.8	57	17.3	1.99	15.3
Cumhuriyet L.	A	25	11.4	75	12.1	2.1	9.9
	B & C	6	20.0	15	19.8	2.6	17.2
Cumhuriyet L. Yurt	A	13	16.2	31	16.2	1.3	14.9
Ataturk E.M.L.	A	24	12.7	70	13.6	2.9	10.6
	B & C	4	22.1	11	21.5	2.8	18.7
	D	16	10.9	51	11.1	2.6	8.5
	E	26	10.7	91	10.6	1.1	9.5
Anafartalar L.	A	30	17.1	90	17.3	3.2	14.1
	B & C	10	20.1	25	20.2	3.1	17.1
Denizli L.	A	28	18.6	76	18.9	3.3	15.6
	B	12	9.6	33	9.7	1.3	8.4
	C	22	13.4	51	12.3	2.7	9.6
Rehberlik A. M.	A	15	10.0	40	9.9	2.2	7.7
Yusuf Batur E.M.L.	A	4	19.7	10	18.7	1.7	17.0
	B	3	19.9	10	20.0	4.2	15.8
	C	4	21.4	10	21.4	2.7	18.7
	D	4	21.7	9	21.7	3.6	18.1
	E	24	19.8	63	19.3	2.0	17.3
	F	6	17.5	15	17.2	1.9	15.3
	G	7	18.2	20	18.9	4.8	14.1
	H	5	16.4	15	16.1	3.8	12.3
	I	5	11.6	13	11.9	1.3	10.6
Ticaret M.L.	J/1*	5	11.1	12	11.2	2.1	9.1
	J/2*	9	6.1	39	6.5	1.4	5.1
Ticaret M.L.	A	12	15.3	33	15.8	2.4	13.5

Tablo 5.8'in devamı ....

	B	12	15.3	29	16.1	3.1	13.0
	C & D	12	13.3	39	12.4	2.1	10.3
Yunus Emre T.M.L.	A	18	28.7	53	30.5	3.6	26.9
Kız M.L	A, B & C	26	15.6	75	15.0	2.3	12.6
	D/1*	7	10.9	21	12.8	2.7	10.1
	D/2*	4	23.6	12	25.6	2.0	23.6
Vali N.B. Eğitim M.	A	25	13.1	97	13.4	2.3	11.1
Halk Eğitim M.	A	15	17.4	42	17.4	2.5	14.9
Milli Eğitim M.	A/1*	18	16.7	98	15.9	2.6	13.3
	A/2*	15	12.1	46	14.2	2.5	11.7
Bilim Sanat M.	A	16	13.3	42	13.0	2.8	10.2
Çal Cumhuriyet İ.Ö.O.	A	8	10.3	32	11.1	1.7	9.4
Çameli Bucakçı İ.Ö.O.	A	17	13.0	59	12.7	3.3	9.4
Civril Gumussu İ.Ö.O.	A	13	10.6	35	11.5	2.3	9.2
	B	7	10.4	22	11.4	2.8	8.6
Kazım Kaynak L.	A, B&C	28	16.3	90	16.5	3.7	12.8
Mehmet A. Ersoy L.	A, B&C	28	13.3	87	13.9	2.9	11.0
TEV Anadolu L.	A, B&C	35	29.8	97	29.9	2.5	27.4
Fatih İ.Ö.O.	A	15	13.8	45	13.7	1.3	12.4
	B	6	14.6	20	17.9	4.1	13.8
Anadolu İ.H.L.	A	18	15.9	60	16.3	2.7	13.6
Güzelyurt Uyg. M.	A	19	13.1	49	12.7	1.2	11.5
Akköy Turizm M.L.	A	9	12.0	28	12.4	2.4	10.0
	B	7	11.3	31	11.2	0.8	10.4
	C/1*	8	11.8	25	12.9	2.5	10.4
	C/2*	4	8.6	24	9.3	1.4	7.9
	D	12	13.2	35	13.2	1.8	11.4
Akdere İ.Ö.O.	A	6	10.6	16	9.8	1.4	8.4
Arif Yalınkaya İ.Ö.O.	A	13	21.3	33	21.0	2.0	19.0
Gözler İ.Ö.O.	A	8	19.0	24	18.0	3.3	14.7
Hürriyet İ.Ö.O.	A, B&C	23	12.1	56	11.8	2.3	9.5
Yesilköy İ. Eng İ.Ö.O.	A, B&C	22	11.1	59	11.8	2.3	9.5
Leman Oto İ.Ö.O.	A	10	8.8	18	9.0	1.2	7.7
Lütfi Ege İ.Ö.O.	A	11	21.3	27	22.5	6.3	16.2
A. Sami Uslu İ.Ö.O.	A	9	9.9	26	11.1	2.6	8.5

\*Karat numunesinin birisi alt diğeri üst kattan alındığı binalardaki durumu yansıtmaktadır

Beton basınç dayanımları 5.1 ila 27.4 MPa arasında değişmektedir (Tablo 5.8). Şekil 5.15 de deney yapılan kamu yapılarında gözlemlenen beton basınç dayanımı dağılımı verilmiştir. Şekil 5.15 incelendiğinde dağılımın birçok bina için 10 ila 16 MPa arasında değiştiği görülmektedir.



**Şekil 5.15.** Kamu yapılarında yerinde yapılan deney sonuçlarında elde edilen beton basınç dayanımı dağılımları

Şekil 5.15 teki dağılım esas alınarak; bu çalışmada performans değerlendirmesi yapılan kamu yapılarının doğrusal olmayan analizlerinde 10, 13 ve 16 MPa olmak üzere üç tip betona basınç dayanımı esas alınmıştır. 1975 Afet Yönetmeliğine göre tasarlanıp inşa edilen bu kamu yapılarının projelerinde öngörülen beton basınç dayanımlarının 14-18 MPa arasında olduğu göz önüne alındığında, hesaplarda 16 MPa basınç dayanımının dikkate alındığı durum, projelerdeki beton sınıfının temsil edildiği durum olarak sayılabilir.

### 5.3.2 Betonarme donatısının mevcut durumu

Yerinde yapılan rölöve çalışmaları sırasında, yapıda taşıyıcı sistem elemanlarında donatı tespit cihazı ile ölçümler yapılmıştır. Donatı tespitinde *PS200 Ferroskan* cihazı kullanılmıştır. Bu ölçümlerde dikey ve yatay sistem elemanlarında bulunan boyuna ve enine donatıların yerleşim şekli ve donatı sayıları belirlenmiştir (Şekil 5.16-17). Bu tarama işlemi ile özellikle kolon ve kirişlerde, sargılama bölgesinde, etriye sıklaştırması yapıp yapılmadığı açığa çıkartılmıştır. Ayrıca, beton içersindeki donatının durumunu tespit etmek için (korozyon olup olmadığı gibi) rastgele seçilen bazı kolonlarda beton örtü tabakası kaldırılmış ve donatılar açığa çıkartılarak gözlemsel incelemeler de yapılmıştır.



**Şekil 5.16.**Kirişlerde donatı taraması (Etriye aralığının belirlenmesi)



**Şekil 5.17.** Perde duvarda donatı yerleşim şeması

### 5.3.2.1 Performans değerlendirmede dikkate alınan donatı sınıfı özellikleri

Kamu yapılarında yerinde yapılan gözlem ve deney sonuçlarına göre; 1975 Afet Yönetmeliği standartlarına göre projeleri hazırlanan bu yapılarda boyuna ve enine donatı olarak S220 sınıfı çelik kullanılmıştır. TS500'e (2000) göre S220 sınıfı çeliğin akma dayanımı 220 MPa ve boyuna donatıdaki pekleşmeyle birlikte nihai kopma dayanımı 330 MPa olarak dikkate alınmıştır. Etriye aralıklarının 370 mm gibi çok uç değerler göstermesine karşın, genel aralığın 150 ila 250 mm arasında değiştiği gözlemlenmiştir. Sünek ve sünek olmayan detaylandırmayı yansıtmak üzere performans değerlendirmesinde etriye aralığı olarak sırasıyla 150 ve 250 mm kullanılmıştır.

Pamukkale Üniversitesi tarafından Denizli, Muğla ve Aydın illerinde bulunan eğitim ve sağlık kurumlarından oluşan kamu binaları üzerinde yapılan çalışmalarda gözlemlenen beton basınç dayanımları ve etriye aralıklarının genel yapı stokunda karşılaşılabilecek aralığı temsil ettiği düşünülmüştür (Kaplan vd 2003-2007). Bu

yapıların incelenmesi sonucunda beton basınç dayanımının 10 ile 16 MPa arası yoğunlaştığı ve eleman uçlarındaki etriye aralıklarının da 150 ile 250 mm arasında değiştiği gözlenmiştir. Bu çalışmada C10 ve C16 beton sınıfları ile kolon ve kiriş uçlarında 150 ve 250 mm etriye aralıkları kullanılmıştır. Çalışmada ele alınan dokuz tip projeli bina farklı beton basınç dayanımları ve etriye aralıklarını yansıtacak şekilde modellenerek artımsal itme analizine tabi tutulmuş ve kapasite eğrileri elde edilmiştir.

Çalışmanın bundan sonraki bölümlerinde performans değerlendirmesindeki en olumsuz durum için; beton dayanımının 10 MPa ve etriye aralığının 250 mm olduğu, ortalama dayanım için; beton dayanımının 16 MPa ve etriye aralığının 150 mm olduğu durumlar kastedilecektir.

## 6. ANALİZ SONUÇLARI VE PERFORMANS DEĞERLENDİRİLMESİ

### 6.1 Artımsal Statik İtme (Pushover) Analiz Sonuçları

Yapıların yatay yükler altındaki davranış özelliklerinin ve performans seviyelerinin belirlenmesine yönelik yapılan artımsal itme (pushover) analizleri, genel olarak yapıda adım adım artırılan yanal yüklerin etkisinde rijitlik ile dayanım değişiminin yapı elemanlarındaki elastik olmayan davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belli performans seviye değerleri için tarif edildiği sayısal bir inceleme yöntemidir. Artımsal itme analizinde yapı davranışı, taban kesme kuvveti ve çatı yerdeğiştirmesi ilişkisini içeren kapasite eğrisiyle karakterize edilir. Pratikte kullanımı ve mühendisler arasında aşinalığı nedeniyle kapasite eğrisi performans değerlendirmesinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır.

Artımsal itme analizinde kullanılan yükleme şekli, toplanmış kat kütleleri ve doğrusal dinamik analizden elde edilen mod şekliyle ( $x$ - ve  $y$ - yönlerinde) orantılı olarak ikinci mertebe etkilerinin de dikkate alınmasıyla kat hizalarında uygulanmıştır. Bu çalışmada göz önüne alınan tip projeli yapıların, malzeme özelliklerinde (Bölüm 5) belirtilen beton sınıfları ve etriye aralıkları için kapasite eğrileri verilmiştir. Şekillerde düşey ve yatay eksenin daha anlaşılır olması için taban kesme ve çatı katı yerdeğiştirmesi yerine, taban kesme kuvveti sismik ağırlık, çatı katı yerdeğiştirmesi de bina yüksekliği ile normalize edilmiştir. Şekillerdeki notasyonda beton dayanımı  $MPa$  ve etriye aralığı  $mm$  dir. Örneğin C16-S150; beton dayanımı 16 MPa (C16) ve etriye aralığı 150 mm (S150) olan durumu yansıtmaktadır.

#### 6.1.1 10370 kapasite eğrileri

Şekil 6.1 ve 6.2’de 10370 tip numaralı projenin kapasite eğrileri verilmiştir. Yapı, her iki asal yönde de perde duvarlıdır. Perde duvar alanı  $x$ - ve  $y$ - yönlerinde sırasıyla zemin kat alanının % 1.10 ve % 0.78’i kadardır. Şekil 6.1’den de görüleceği üzere  $x$ - yönünde beton sınıfı ve etriye aralığının yatay dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde dikkate değer bir etkisi yoktur. Ancak, etriye aralığının değişmesi sonucu kabul edilen tanıma bağlı olarak yerdeğiştirme kapasitesi bir miktar değişebilir. Diğer doğrultuda yerdeğiştirme kapasitesi etriye aralığına bağlı görülmekle birlikte, artımsal itme analizi sonuçları dikkatli incelendiğinde, 150 mm etriye aralığı için çatı ötelenmesi

değerinin %2 seviyelerinde orta aks kolonlarında lokal göçmeler oluşmaktadır. Yatay yüklerin büyük bir kısmını büyük uzunluktaki perde duvarların taşıması nedeniyle kolonlardaki lokal göçmelerin kapasite eğrisi üzerinde etkisi belli olmamaktadır.

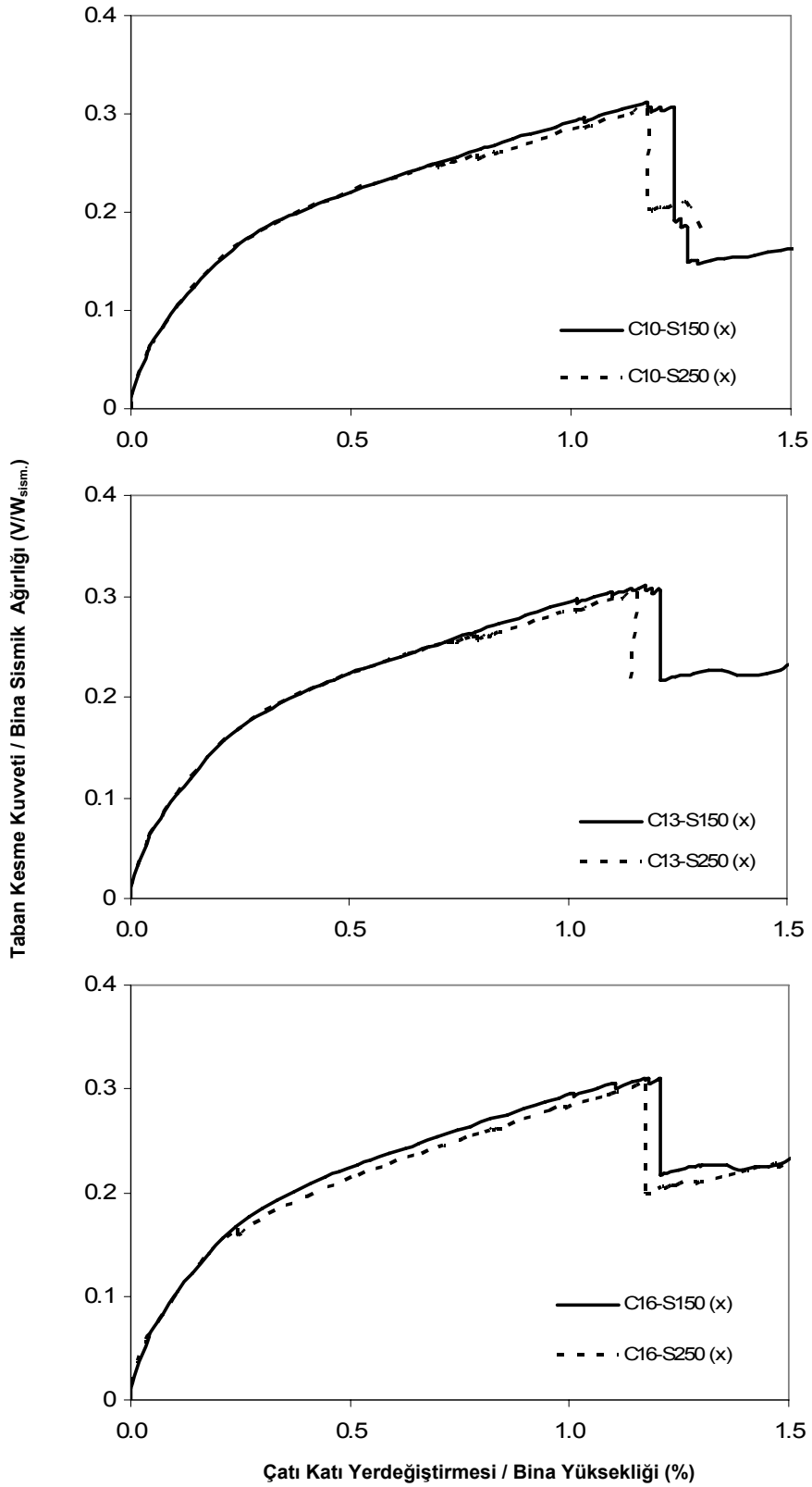
Bina  $x$ - doğrultusu yatay dayanım/ağırlık oranı % 31 iken, diğer doğrultu için bu oran % 22 mertebesindedir. Beton basınç dayanımı ve etriye aralığının kapasite eğrisi üzerindeki etkisinin belirgin olmaması, 10370 nolu tip okul projesinde perde davranışının hakim olması ile açıklanabilir. Kapasitedeki önemli düşüşler, perde duvarlardan herhangi birinin göçme kapasitesine ulaşmasıyla oluşmaktadır.

### 6.1.2 10419 (4- katlı) kapasite eğrileri

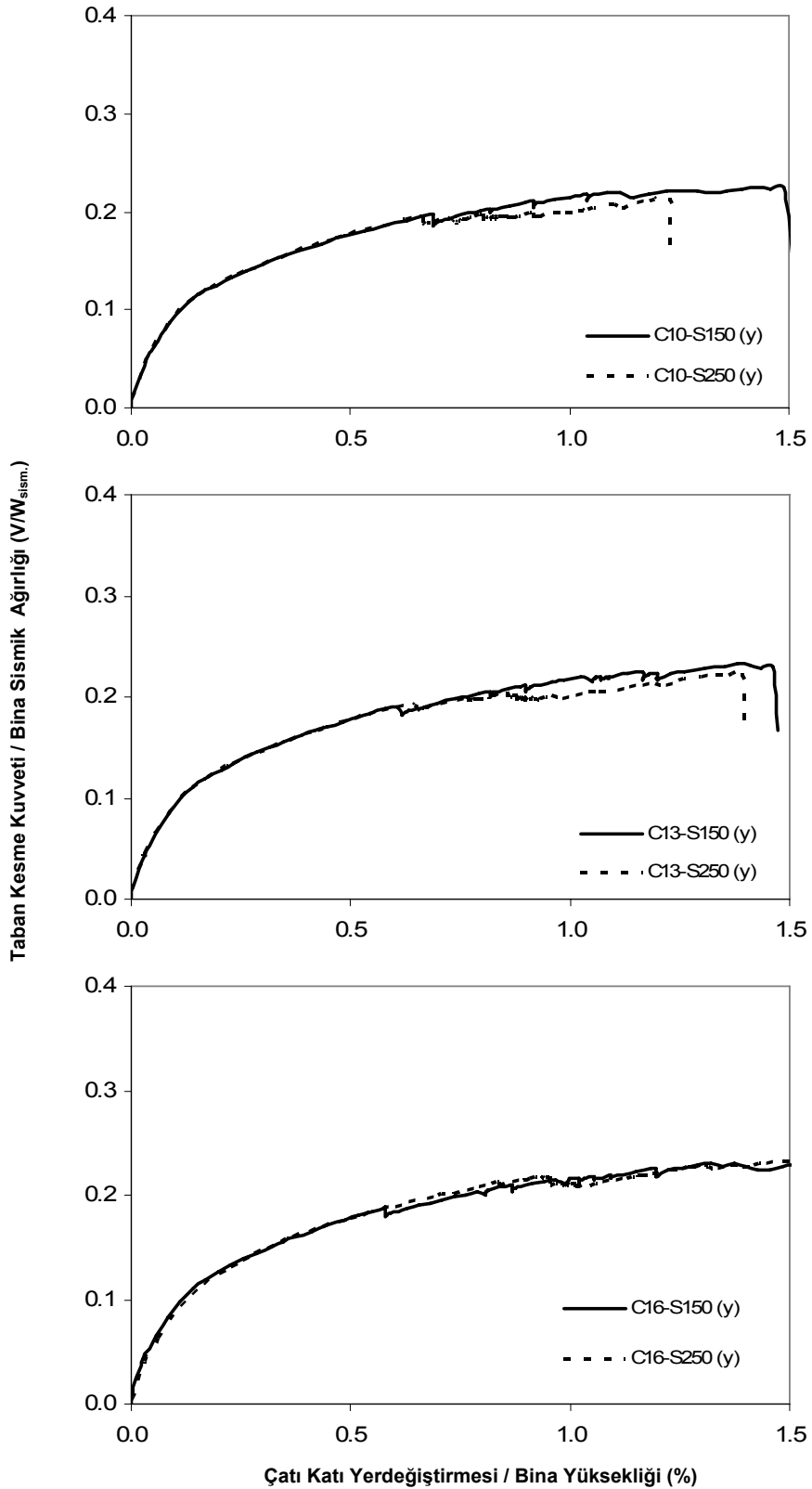
Şekil 6.3 ve 6.4'te 10419 (4- katlı) tip numaralı projenin kapasite eğrileri verilmiştir. Bu yapıda sadece kısa yönde ( $y$ -) perde duvar kullanılmıştır. Perde duvar alanı zemin kat alanının %1.5 i kadardır. Perdesiz olan uzun yön üzerinde etriye aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki belirgin etkisi görülmektedir. 250 mm etriye aralığı durumunda bu doğrultuda çalışan kolonlarda meydana gelen kesme kırılmalarından dolayı bu yöndeki yerdeğiştirme kapasitesi oldukça sınırlı kalmıştır. Yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde oldukça belirgin etkisi olduğu bilinen enine donatı aralığının yetersiz olduğu durumlarda böylesine gevrek kırılmaların oluşması kaçınılmazdır. Etriye aralığının 150 mm olduğu durumlar incelendiğinde, sadece kötü beton (10 MPa) olması durumunda diğer beton sınıflarına nazaran dikkate değer bir yerdeğiştirme kapasitesi azalması sözkonusudur.

Yapının  $x$ - doğrultusunda  $C10$  ve  $C13$  beton sınıfları için yatay dayanım/ağırlık oranı % 24~25 mertebelerinde iken, bu oran beton sınıfı projeye uygun inşa edildiği takdirde ( $C16$ ) % 28 seviyelerine çıkmaktadır. 10370 tip nolu projeden farklı olarak, bu yapının perdesiz yönünde malzeme özelliklerinden kapasite eğrisi etkilenmektedir. Beton dayanımı düştükçe veya etriye miktarı azaldıkça yerdeğiştirme kapasitesindeki düşüş göze çarpmaktadır. Perdeli olan diğer yönde ise, beton dayanımındaki artış, yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde gözle görülür bir artış yapmazken, yerdeğiştirme kapasitesini az bir miktarda artırmaktadır. Bu yönde yatay dayanım/ağırlık oranı % 35 seviyesindedir. Perdelerin bu yönde davranışa hakim olmasından dolayı, yanal yük kapasitesindeki düşüş perdelerden birinin göçmeye ulaşmasıyla başlamaktadır.

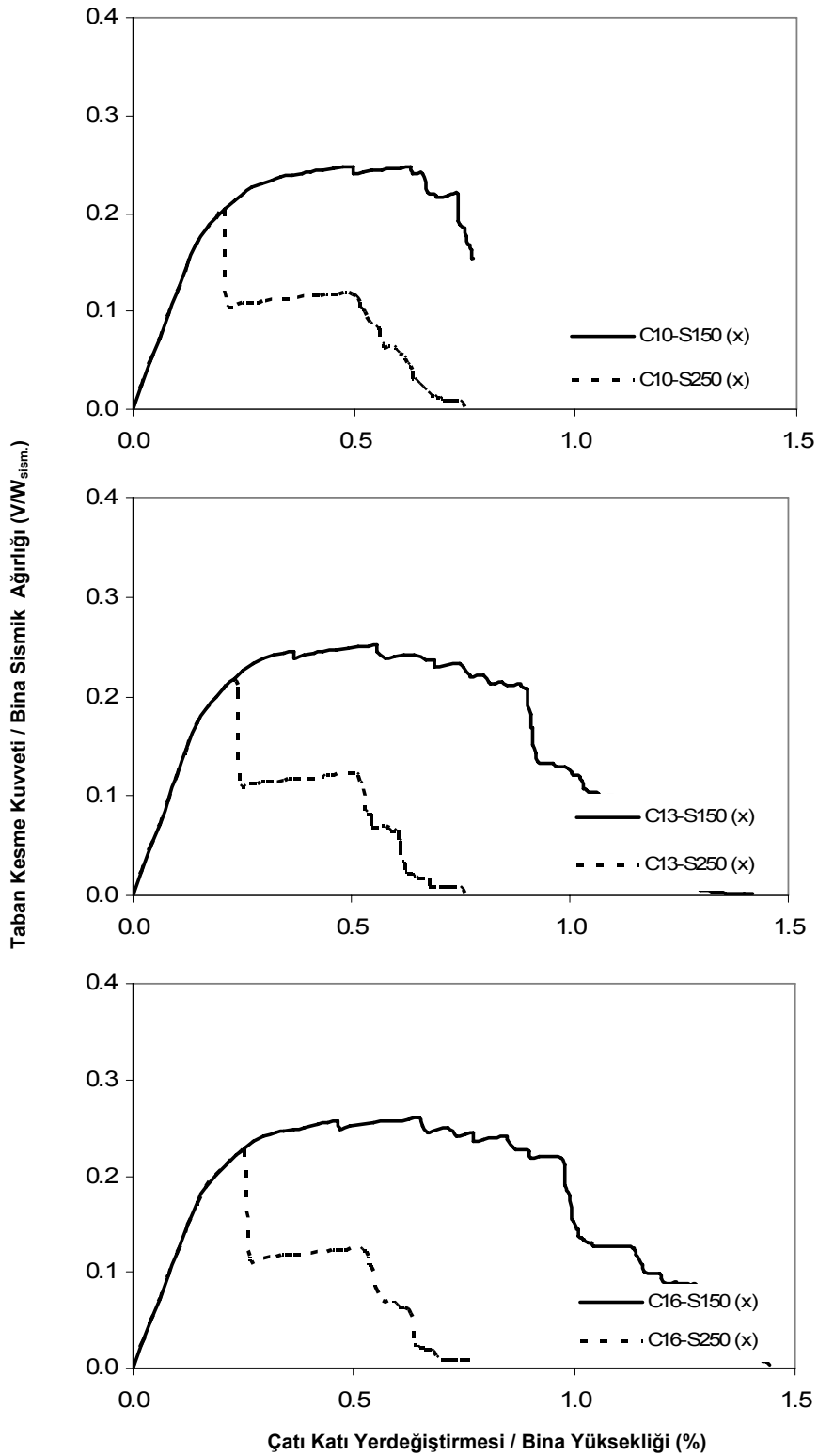




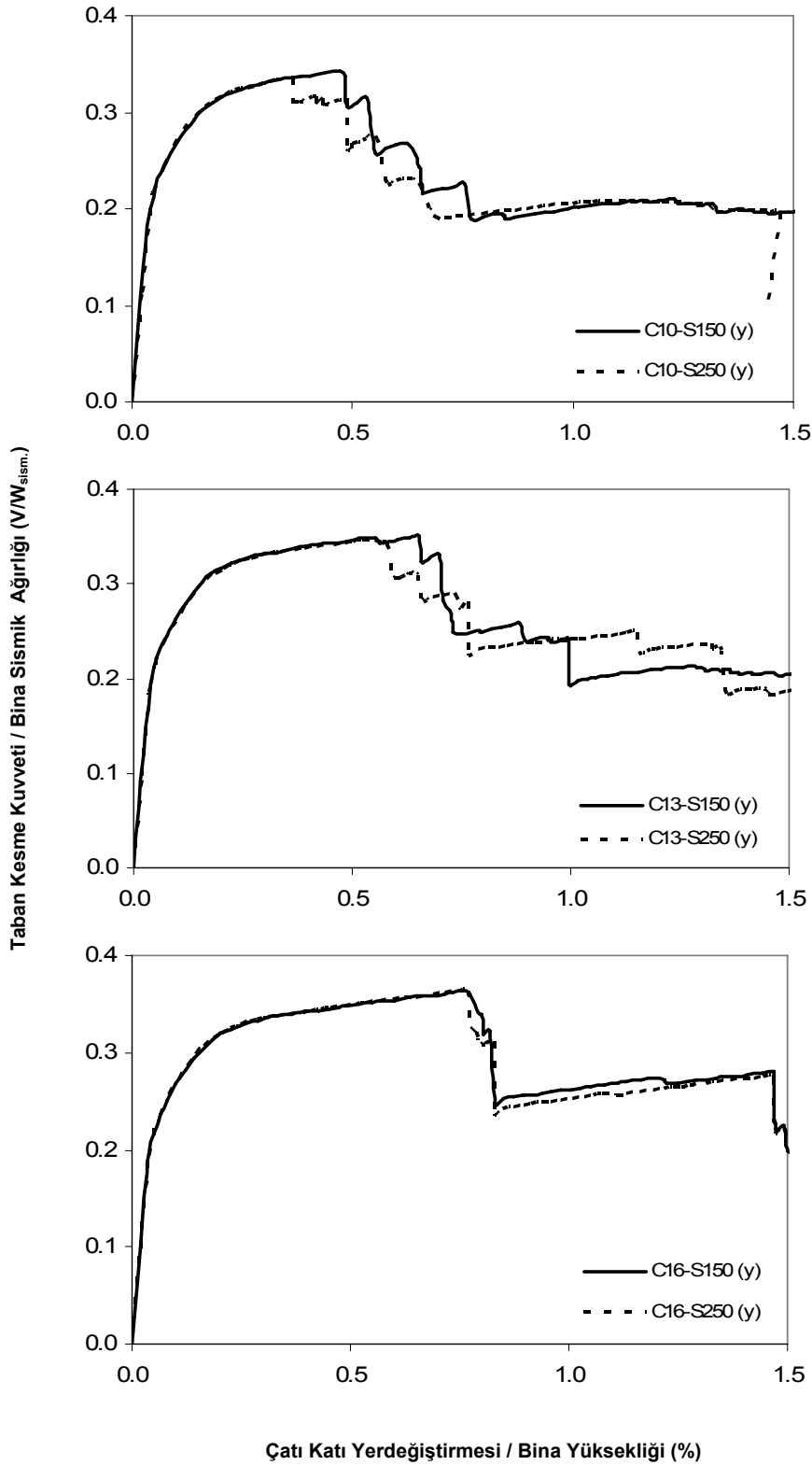
**Şekil 6.1.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10370 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.2.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10370 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)



**Şekil 6.3.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (4- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü)



**Şekil 6.4.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (4- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)

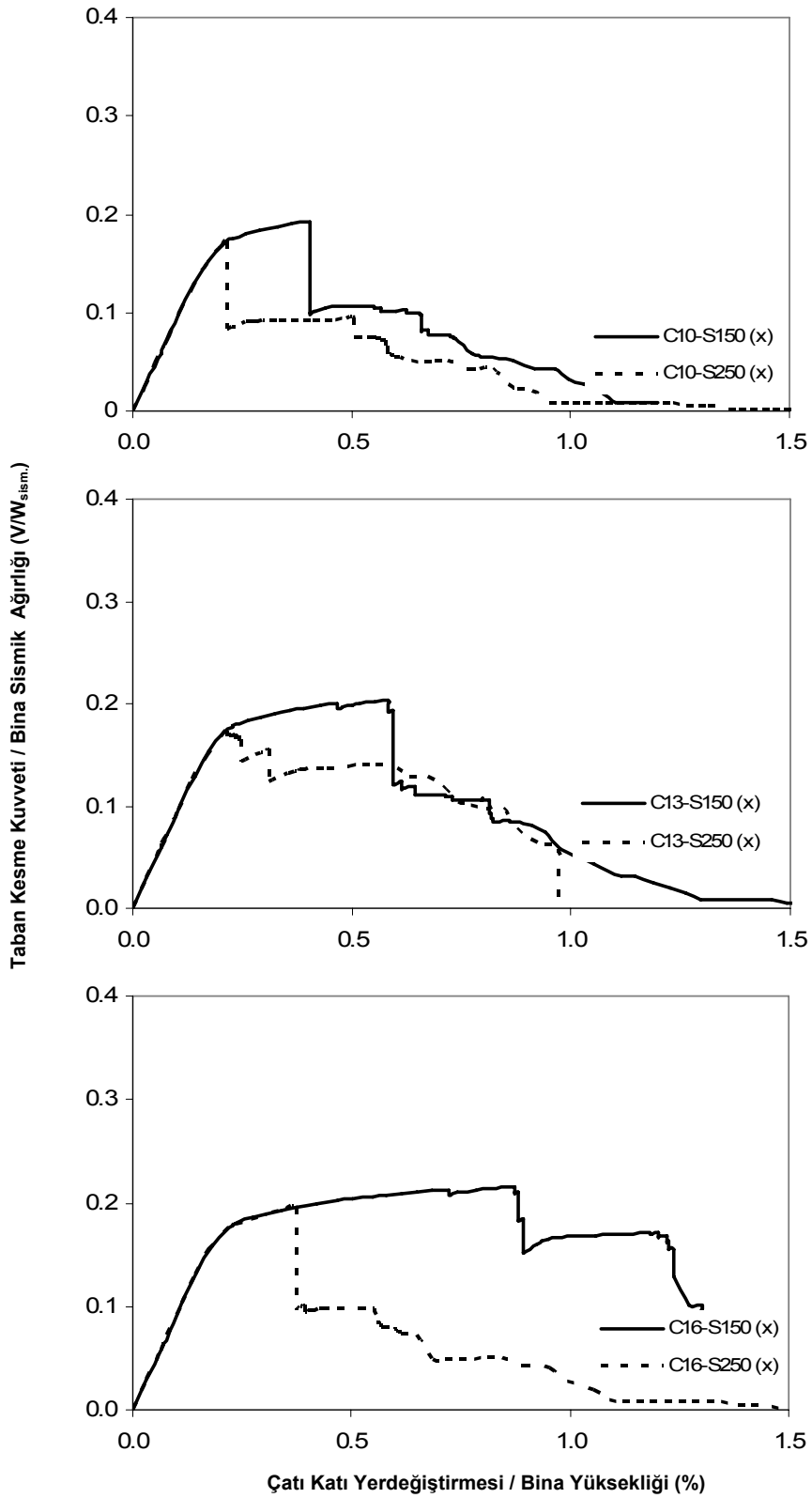
### 6.1.3 10419 (5- katlı) kapasite eğrileri

Şekil 6.5 ve 6.6'da 10419 (5- katlı) tip numaralı projenin kapasite eğrileri verilmiştir. 10419 (4- katlı) dan tek farkı bu yapının kat sayısıdır. Perdesiz olan uzun yön üzerinde etriye aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki belirgin etkisi görülmektedir. 10419 (4-katlı) binaya benzer şekilde, 250 mm etriye aralığı durumunda bu doğrultuda çalışan kolonlarda meydana gelen kesme kırılmalarından dolayı bu yöndeki yerdeğiştirme kapasitesi oldukça sınırlıdır.

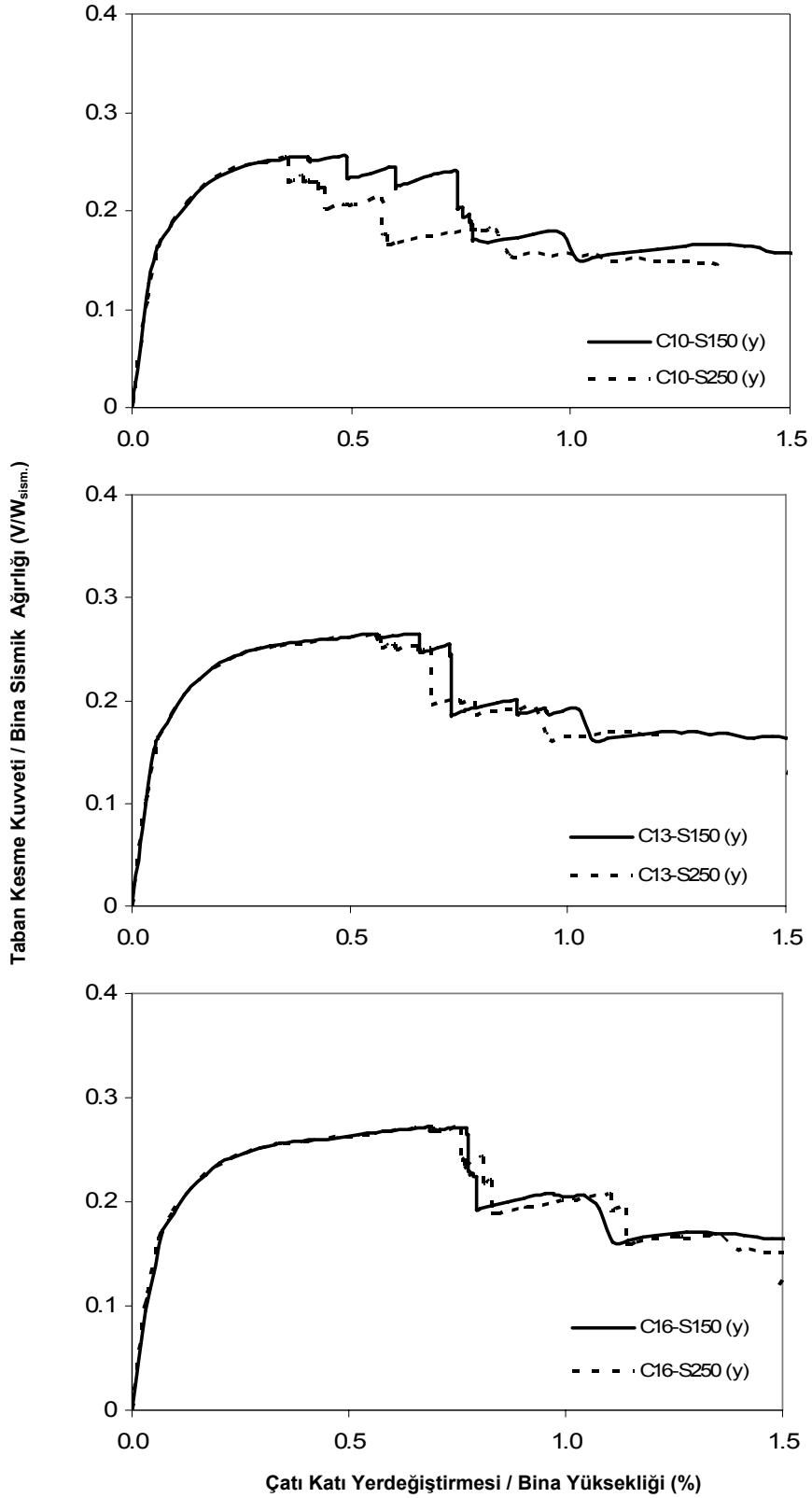
150 mm etriye aralığı durumunda, beton dayanımı arttıkça, yerdeğiştirme kapasitesindeki artış da belirginleşmektedir. Perde duvarların yerleştirildiği kısa doğrultuda perde davranışının hakim olmasından dolayı, yerdeğiştirme kapasitesi hem etriye aralığı hem de beton dayanımından bağımsız olduğu söylenebilir.

4 ve 5 katlı 10419 tip numaralı projelerin kapasite eğrileri karşılaştırıldığında 5 katlı projenin yatay yük taşıma kapasitesinin heriki yön içinde daha düşük olduğu görülür. Sünek olmayan detaylandırma için, perdesiz yönde yatay yük dayanım kapasitesinin yerdeğiştirme kapasitesinde ihmal edilebilir bir etkisi olmasına rağmen; sünek detaylandırma durumunda, 5 katlı yapının yerdeğiştirme kapasitesi 4 katlı yapıya göre oldukça düşüktür. Bazı durumlarda; perdesiz yönde 5 katlı yapı 4 katlıya göre daha sünek bir mekanizmaya sahiptir. 5 katlı yapıda aksenal yük düzeyinin yüksek olması kolonların daha yüksek eğilme kapasitelerine sahip olmasına ve dolayısıyla da zayıf kolon-kuvvetli kiriş mekanizmasının oluşmasının engellenmesinden dolayı, beklenenin aksine, 5 katlı yapı 4 katlıya göre daha yüksek yerdeğiştirme kapasitesine sahip olabilir.

Heriki projede de göze çarpan diğer bir husus; yapının perdesiz olan uzun doğrultusunda birçok kolonun ince yönlerinin bulunması nedeniyle zayıf kolon-kuvvetli kiriş mekanizmasının oluşmasıdır. Bu nedenle davranış oldukça gevrek olmaktadır. Perdelerin yerleştirildiği kısa doğrultuda ise perdelerin davranış üzerindeki olumlu etkisi nedeniyle yerdeğiştirme kapasitesi daha yüksektir.



**Şekil 6.5.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (5- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü)



**Şekil 6.6.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10419 (5- katlı) tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)

#### 6.1.4 10735-A kapasite eğrileri

Şekil 6.7 ve 6.8’de 10735-A tip numaralı projenin kapasite eğrileri verilmiştir. Heriki doğrultuda da perdeli-çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip bu yapıda  $x$ - ve  $y$ - doğrultularında sırasıyla zemin kat alanının % 0.90 ve % 1.46 sı kadar perde duvar kullanılmıştır. Yapının uzun yönünde  $x$ -, hem beton dayanımı hem de etriye aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde belirgin etkileri vardır. Beton dayanımının artmasıyla, yerdeğiştirme kapasitesi de artmaktadır. C16 sınıfı beton hariç, diğer beton sınıflarında etriye aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki etkileri belirgin olarak gözlemlenmektedir. Etriye aralığı arttıkça yerdeğiştirme kapasitesinde azalma belirginleşmektedir. Binanın kısa yönünde ( $y$ -), perde davranışının daha etkin olmasından dolayı yerdeğiştirme kapasitesi, beton basınç dayanımı ve etriye aralığından bağımsız olarak gözükmemektedir.

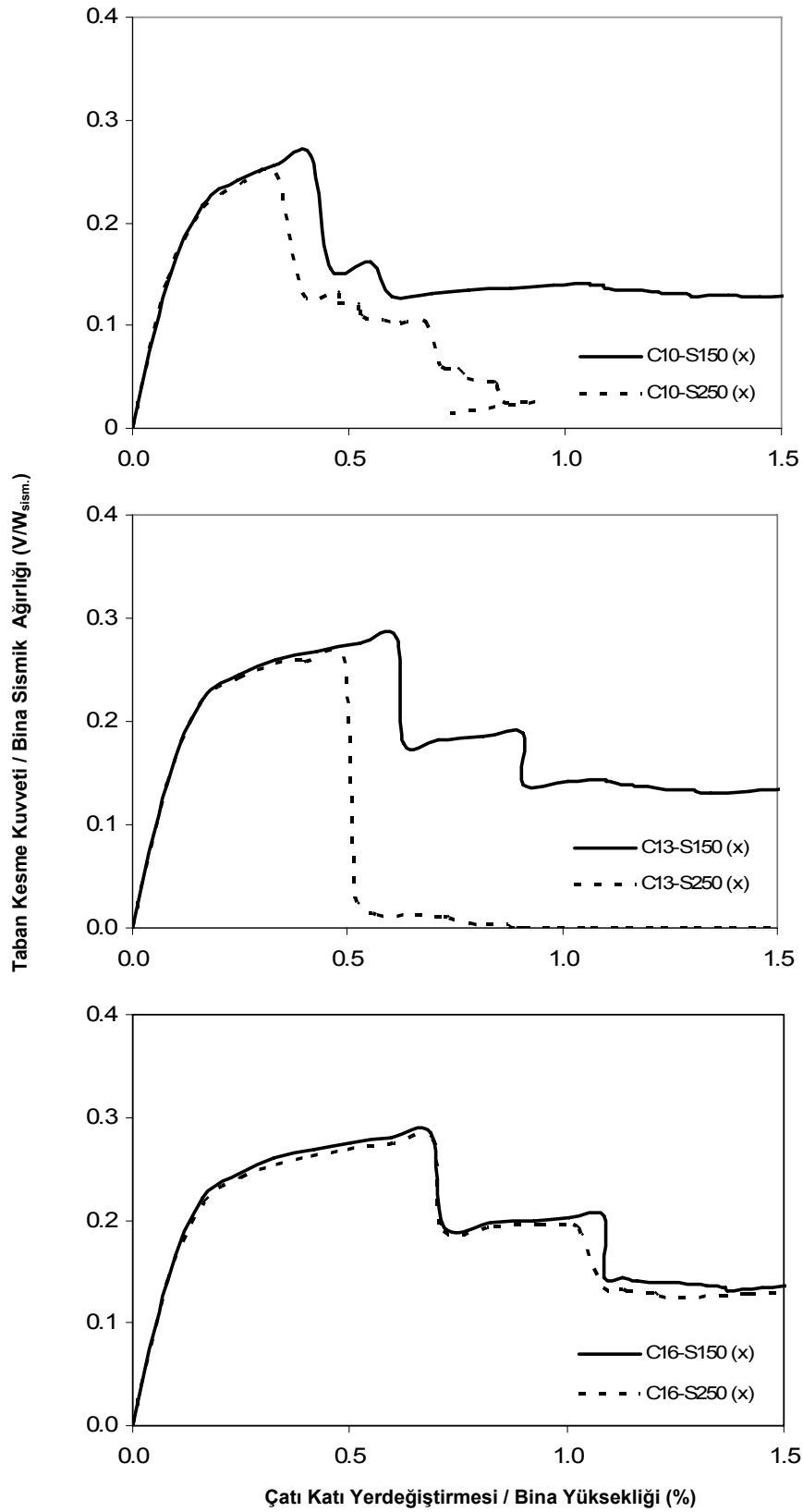
#### 6.1.5 10735-B kapasite eğrileri

Şekil 6.9 ve 6.10’da 10735-B tip numaralı projenin kapasite eğrileri verilmiştir. Heriki doğrultuda da perdeli-çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip bu yapıda  $x$ - ve  $y$ - doğrultularında sırasıyla zemin kat alanının % 0.50 ve % 1.00 ı kadar perde duvar kullanılmıştır. Enine donatı aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki etkisi yapının uzun yönünde daha belirgindir. Etriye aralığının 250 mm olduğu durumda, kolonlarda meydana gelen kesme kırılmalarından dolayı bu yönde daha düşük yerdeğiştirme kapasitesi gözlemlenmiştir.

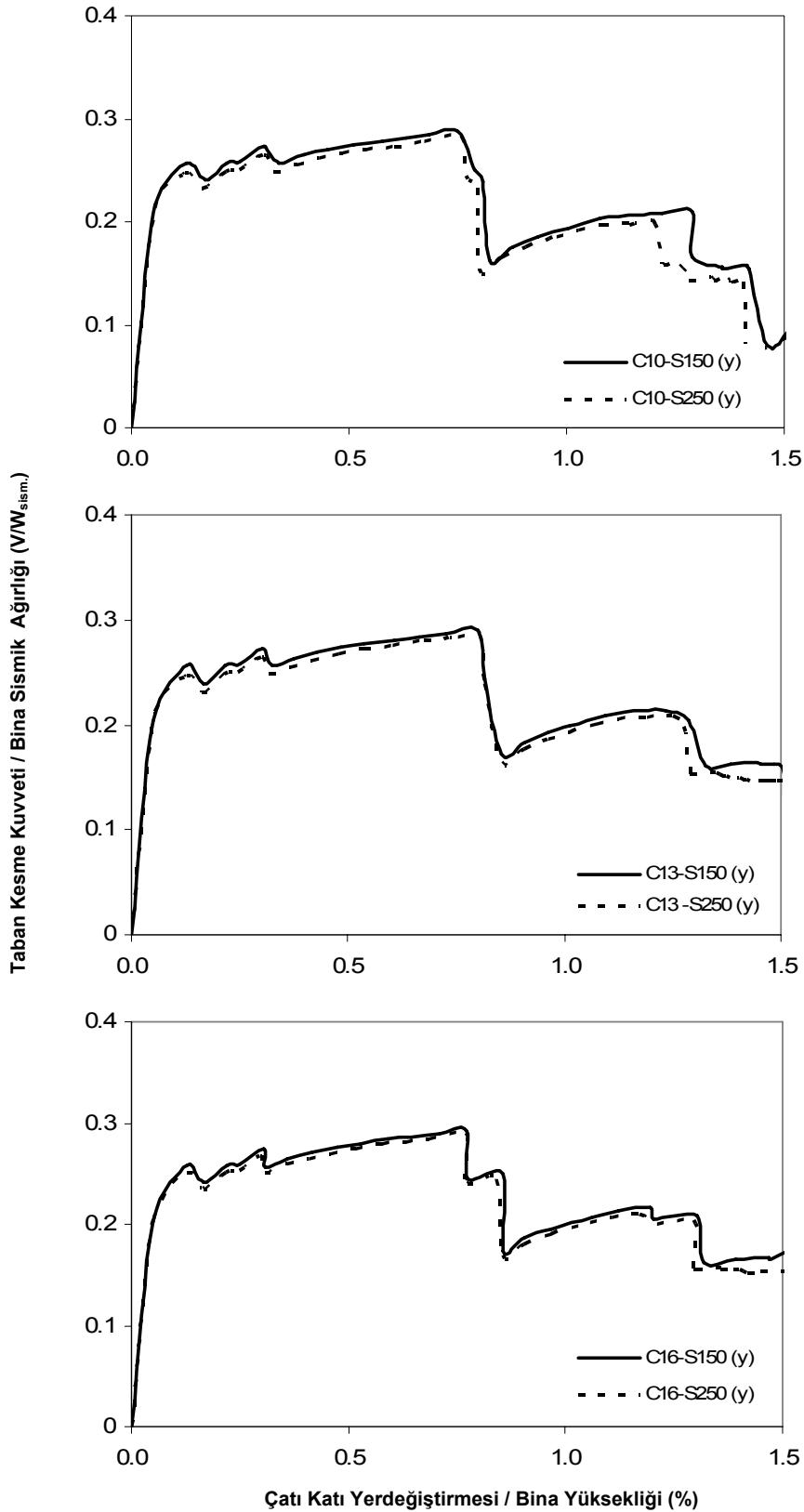
#### 6.1.6 10816 kapasite eğrileri

Şekil 6.11 ve 6.12’de 10816 tip numaralı projenin kapasite eğrileri görülmektedir. Heriki doğrultuda da perdeli-çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip bu yapıda  $x$ - ve  $y$ - doğrultularında sırasıyla zemin kat alanının % 0.50 ve % 1.02 si kadar perde duvar kullanılmıştır. Yapı heriki yönde de perdeli olmasına rağmen diğer okul binalarına göre yatay yük taşıma kapasitesi oldukça düşüktür. Bu durum yapının diğer okul binalarına göre sismik ağırlığının fazla olmasıyla açıklanabilir. 5 katlı ve 24 sınıflı olan bu binada hareketli yük bina toplam ağırlığını oldukça artırmıştır. Heriki yönde de beton dayanımının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki etkisi sınırlı olup; enine donatının artmasıyla yerdeğiştirme kapasitesi artmaktadır.

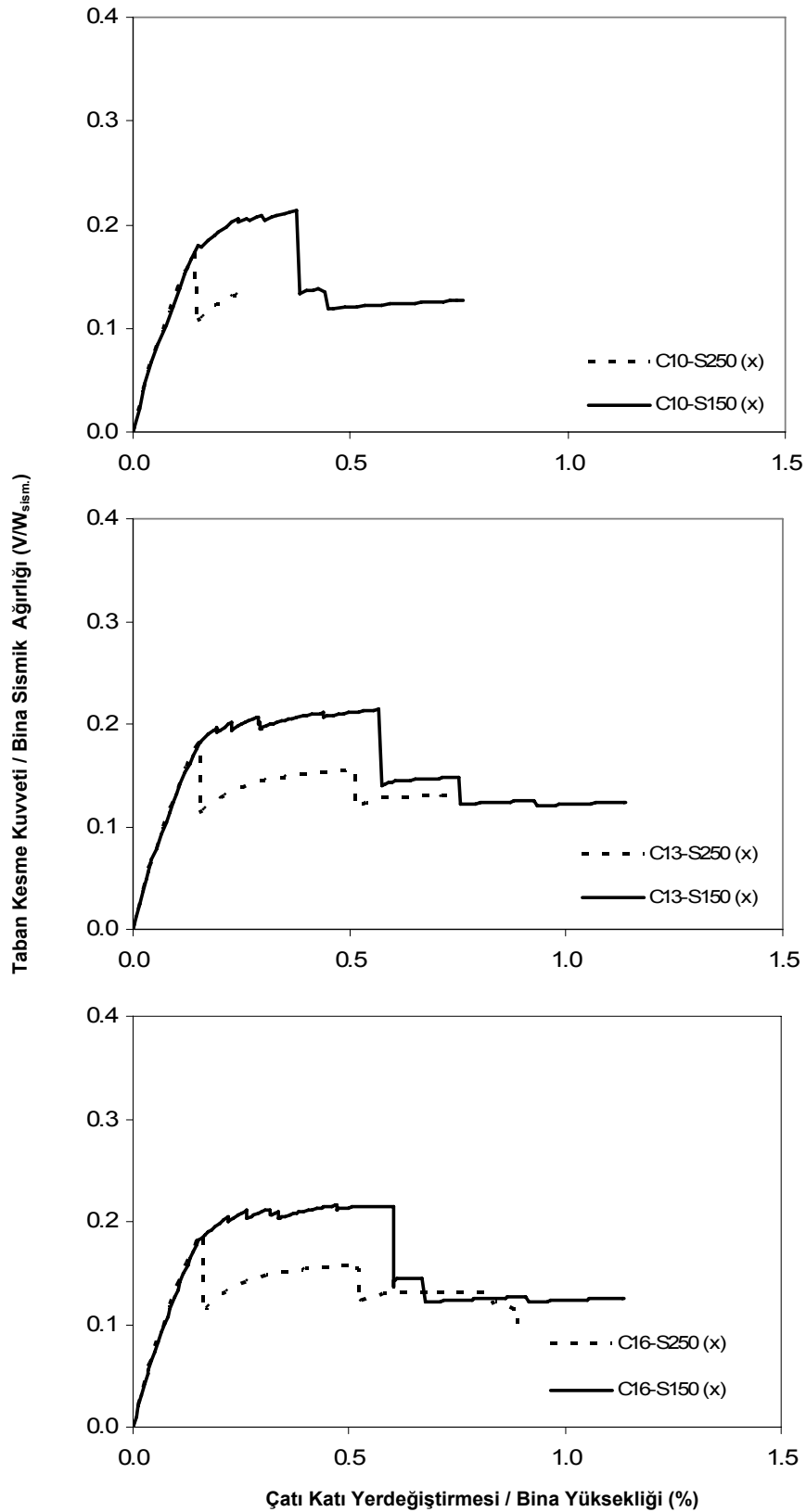




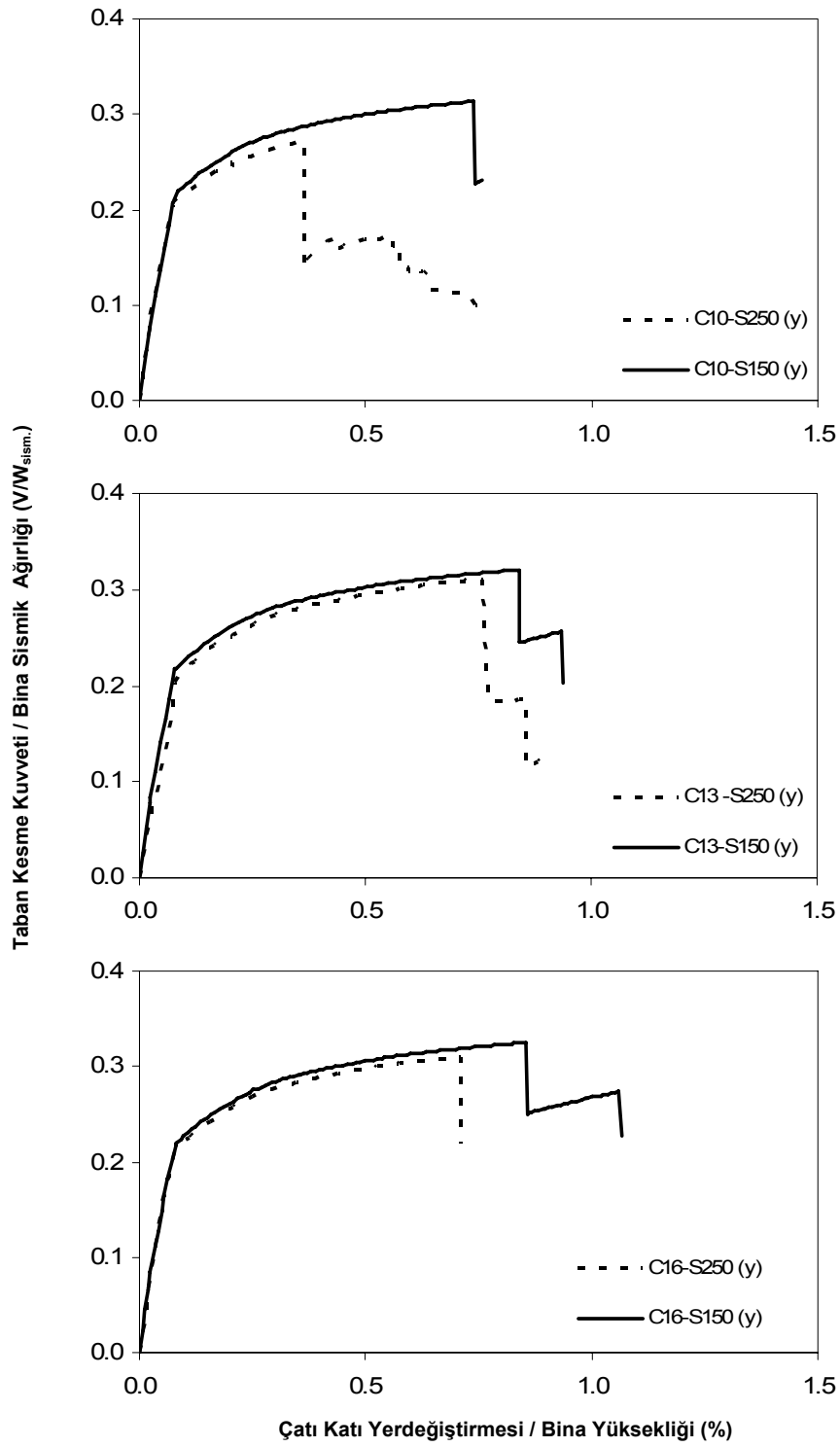
**Şekil 6.7.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



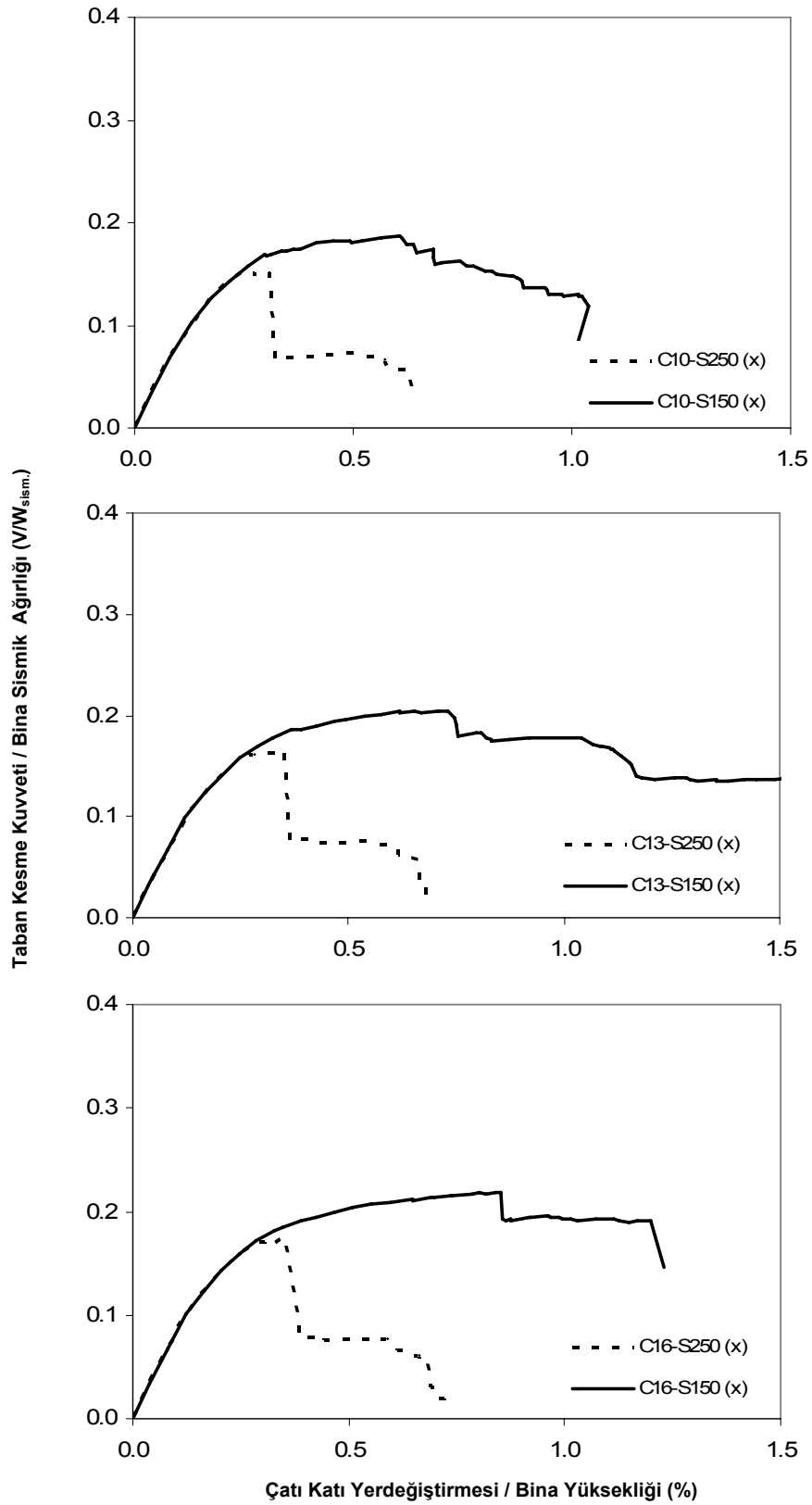
**Şekil 6.8.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)



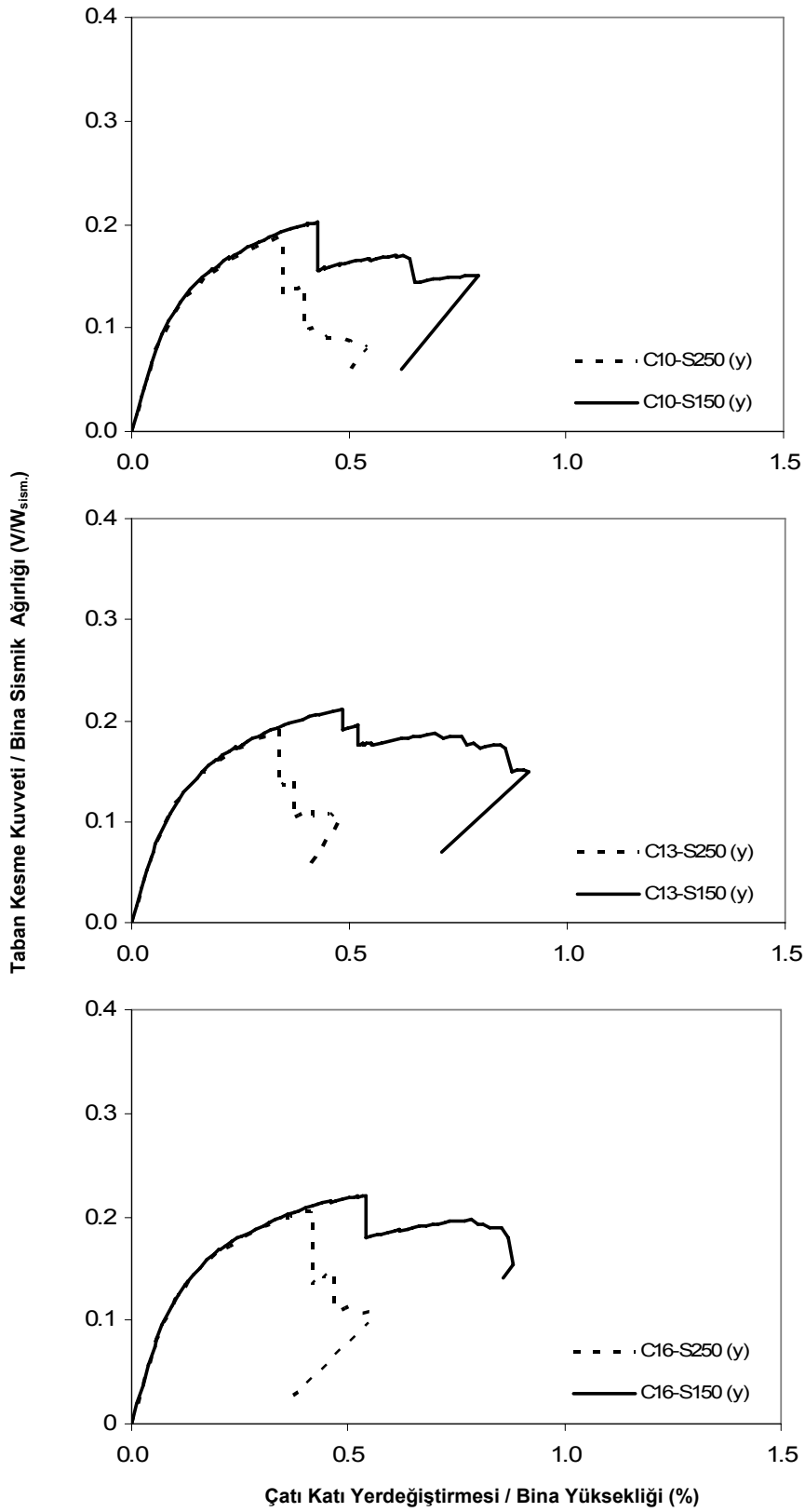
**Şekil 6.9.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.10.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10735-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)



**Şekil 6.11.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10816 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.12.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 10816 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)

### 6.1.7 11276-A kapasite eğrileri

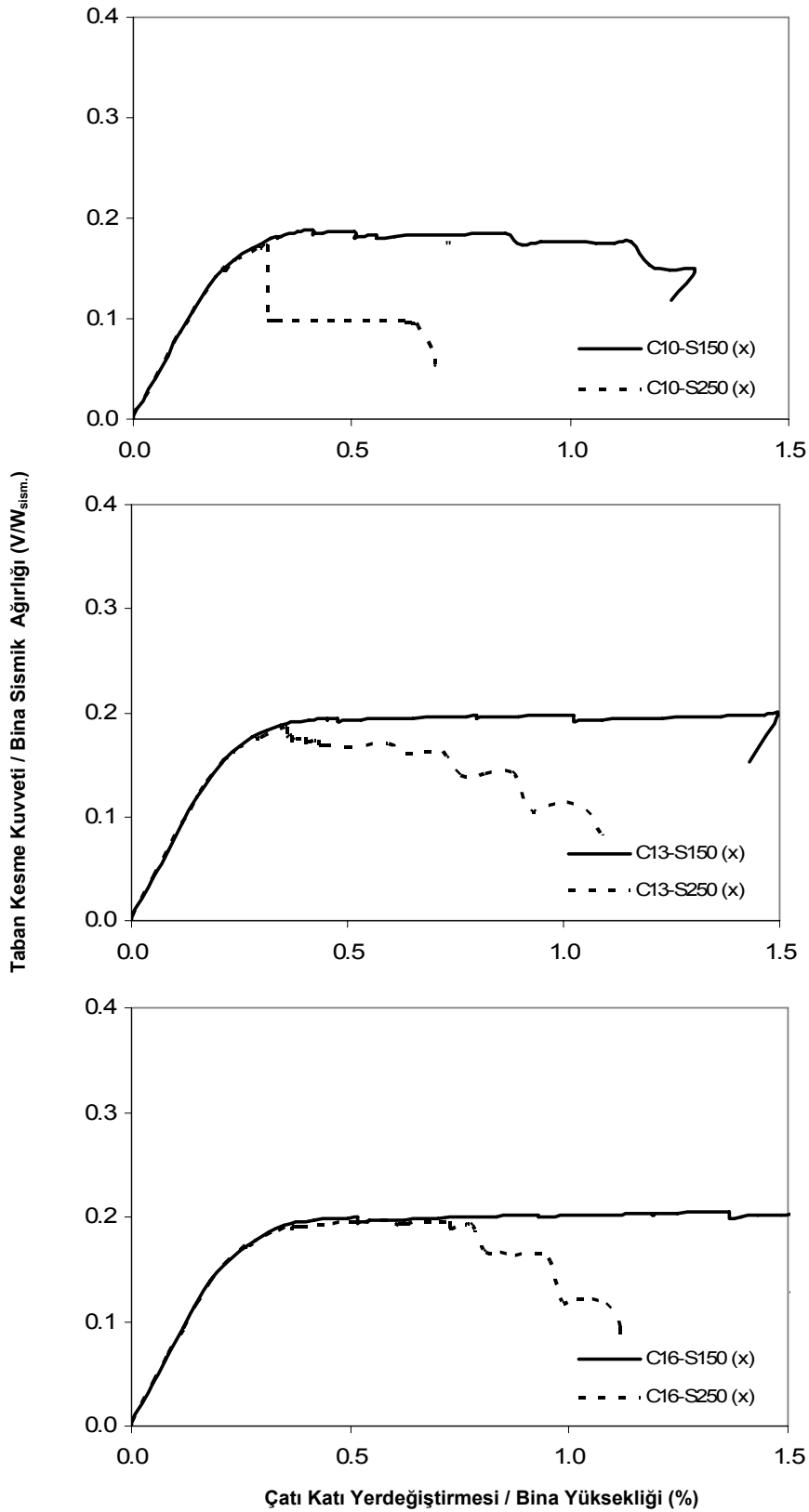
Şekil 6.13 ve 6.14'te 11276-A tip numaralı projenin kapasite eğrileri görülmektedir. Yapı bir hastane binası olup, taşıyıcı sistemi heriki yönde de çerçevelerden teşkil edilmiştir. Yapının heriki yönde çerçevesel bir taşıyıcı sisteme sahip olması ve 10816'ya benzer şekilde binada hareketli yükün toplam sismik ağırlığını artırması nedeniyle yapının yatay dayanım katsayısı oldukça düşüktür. Yapının  $x$ - yönünde en olumsuz durum için (C10-S250), ikinci kat kolonlarında kesme kırılmasına rastlanmakta ve yatay yük taşıma kapasitesinde büyük kayıp meydana gelmektedir. Dolayısıyla da yerdeğiştirme kapasitesi bu durum için diğerlerine göre oldukça sınırlı kalmaktadır. Kolonların uzun yönlerinin daha çok binanın kısa yönünde yerleştirilmesi ve ikinci kata geçişte kolon boyutlarında küçültme yapılması yapının  $x$ - yönündeki yerdeğiştirme kapasiteleri üzerinde olumsuzluklara sebep olmaktadır. Bununla birlikte,  $y$ - yönünde C10-S250 durumunda ikinci kat kolonlarında yumuşak kat olma durumu sözkonusudur. Aynı durum C10-S15 de üçüncü kat kolonlarında oluşmaktadır.

### 6.1.8 11276-B kapasite eğrileri

Şekil 6.15 ve 6.16'da 11276-B tip numaralı projenin kapasite eğrileri görülmektedir. A bloğa benzer şekilde, taşıyıcı sistemi heriki yönde de çerçevelerden teşkil edilmiştir. Kolonların uzun yönlerinin daha çok  $y$ - yönünde yerleştirilmesi binanın  $x$ - yönünün zayıf olmasına sebep olmuştur. Özellikle etriye aralığının ve beton dayanımının düşük olduğu durumlarda bu yönde kesme kırılmaları oluşmaktadır (Şekil 6.15). Kolonların güçlü yönlerinin  $y$ - yönünde olması bu yöndeki dayanım ve deplasman kapasitesinin  $x$ - e göre nispeten iyi olmasını sağlamıştır.

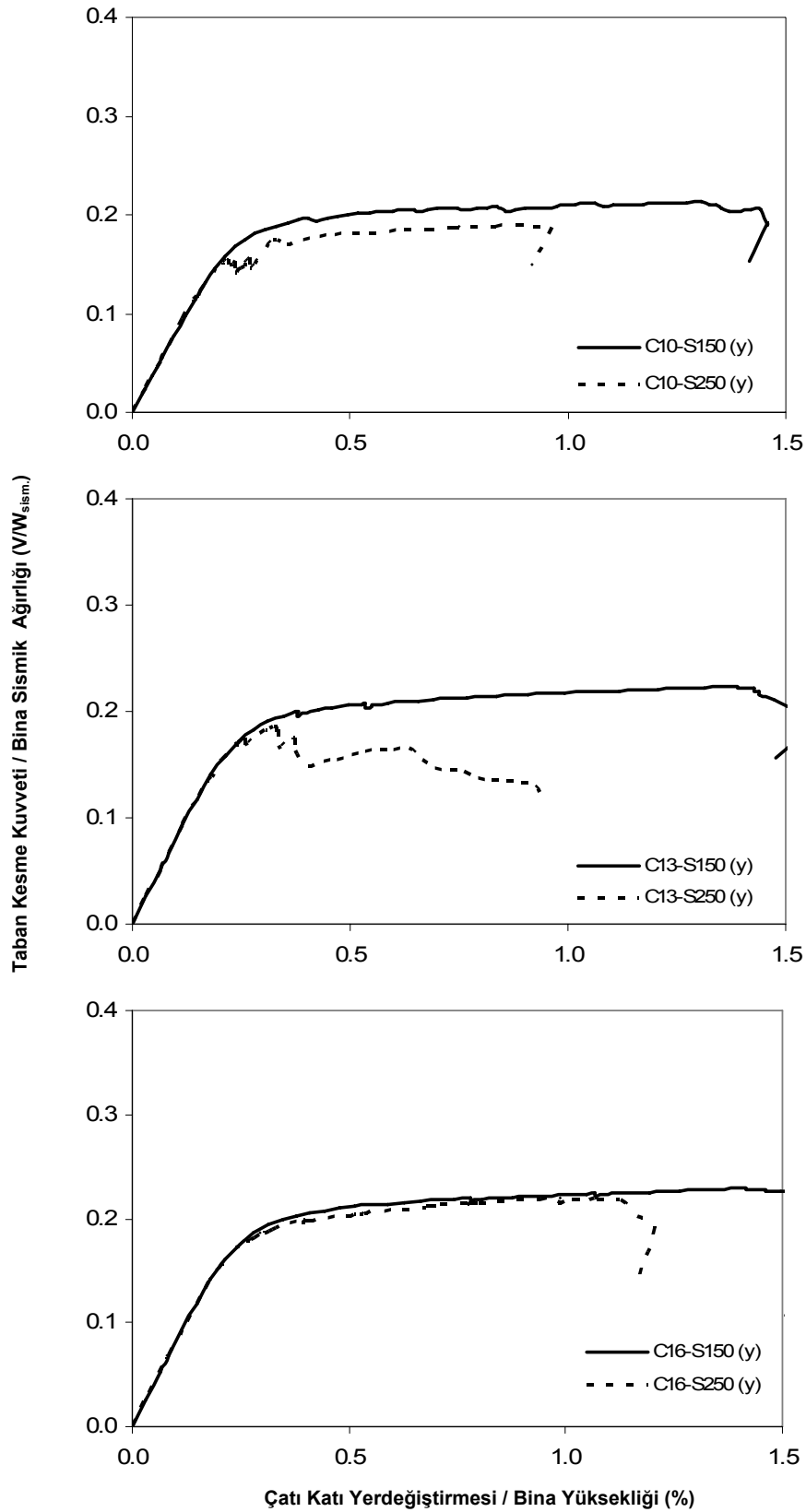
### 6.1.9 11187 kapasite eğrileri

Şekil 6.17 ve 6.18'de 11187 tip numaralı projenin kapasite eğrileri görülmektedir. Yapı bir sağlık ocağı binası olup, taşıyıcı sistemi  $x$ - doğrultusunda perdeli-çerçevesel diğer doğrultuda ise sadece çerçeveseldir. Perde duvar alanı zemin katın %0.60 ı kadardır. Binanın  $x$ - yönünün perdeli olması, bu yöndeki dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesinin çerçevesel olan diğer yöne göre daha olumlu olmasını sağlamıştır. İncelen diğer projelere göre burada düşey taşıyıcı elemanların yerleşimi daha düzgün ve dengelidir.

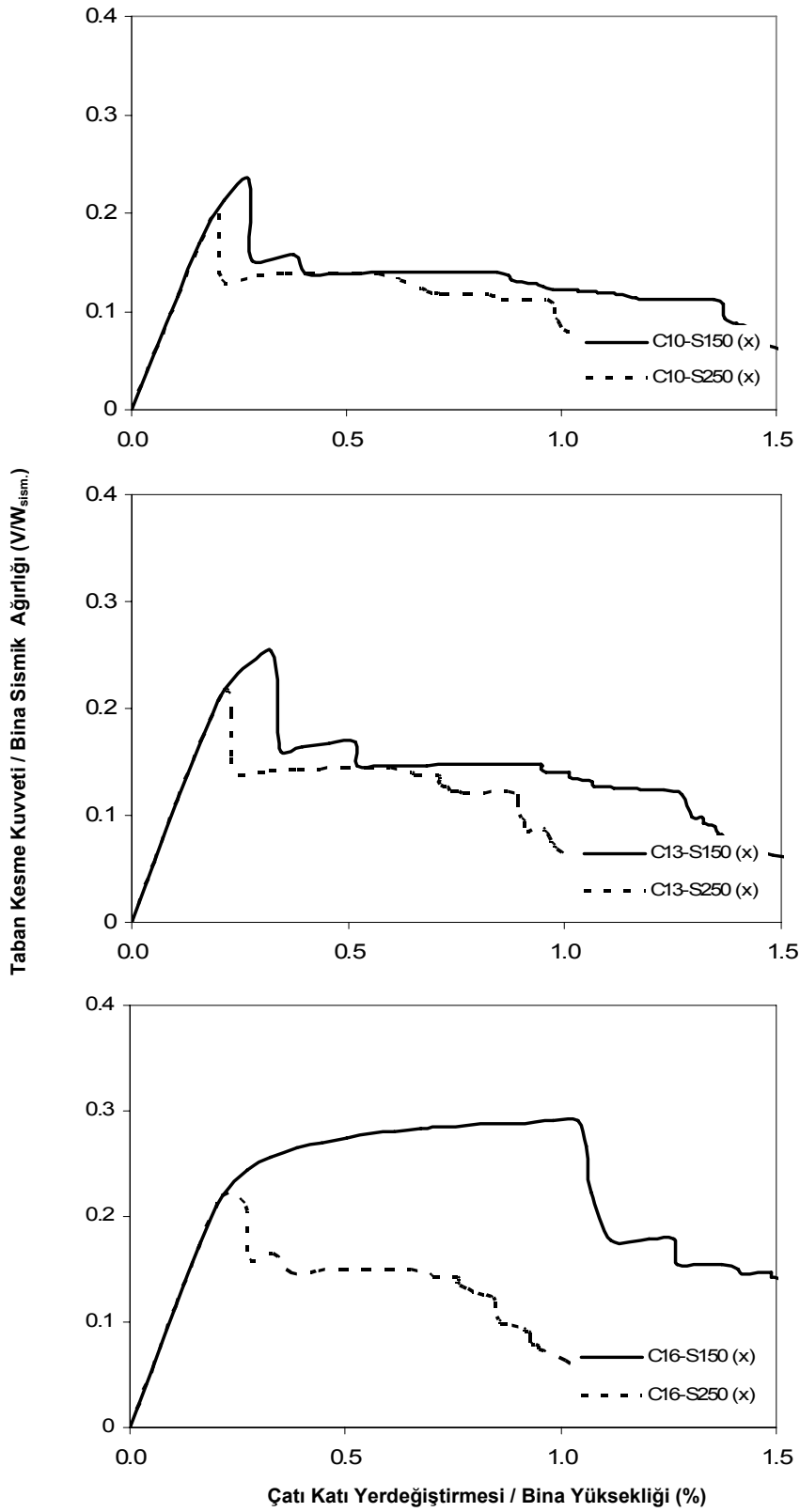


**Şekil 6.13.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri ( $x$ - yönü)

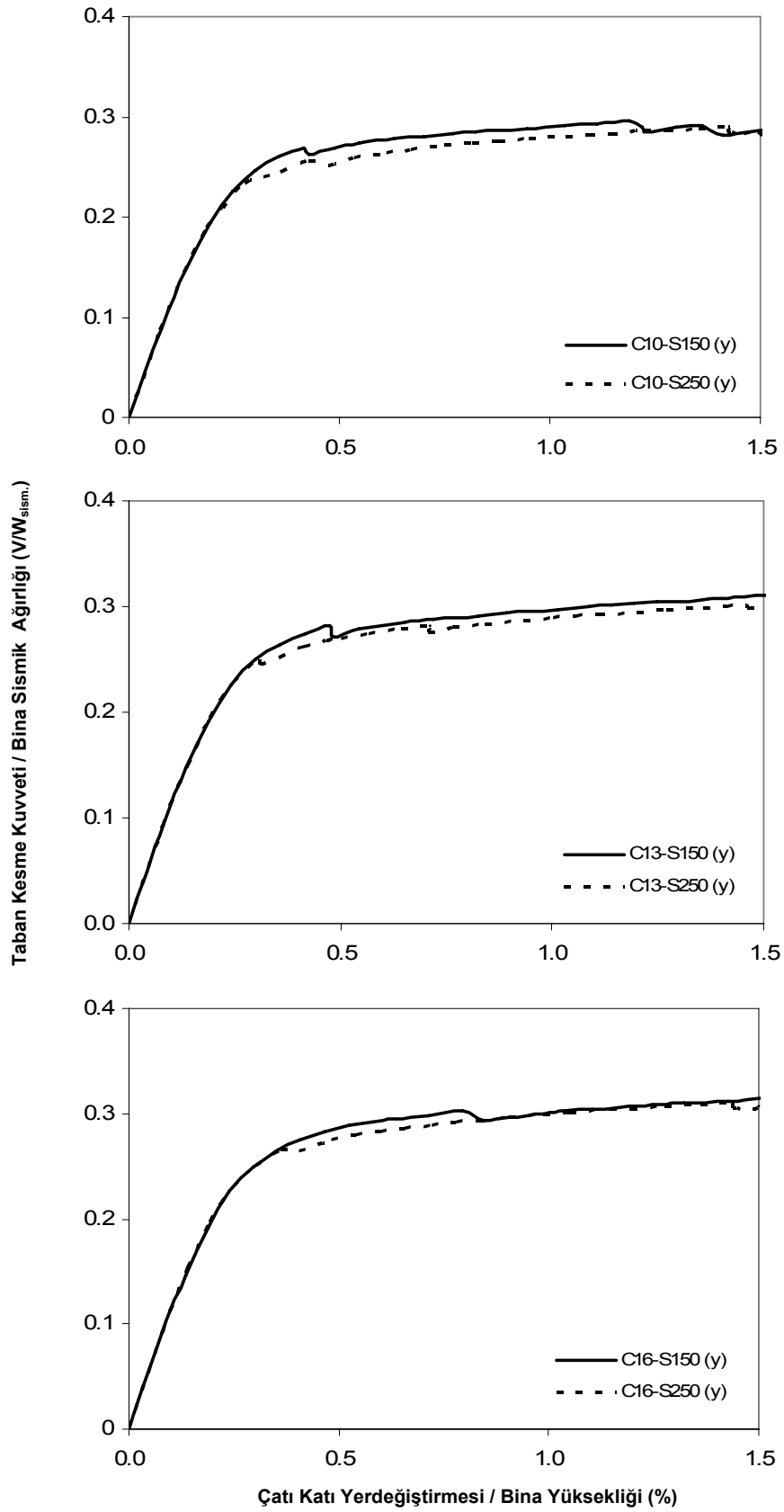




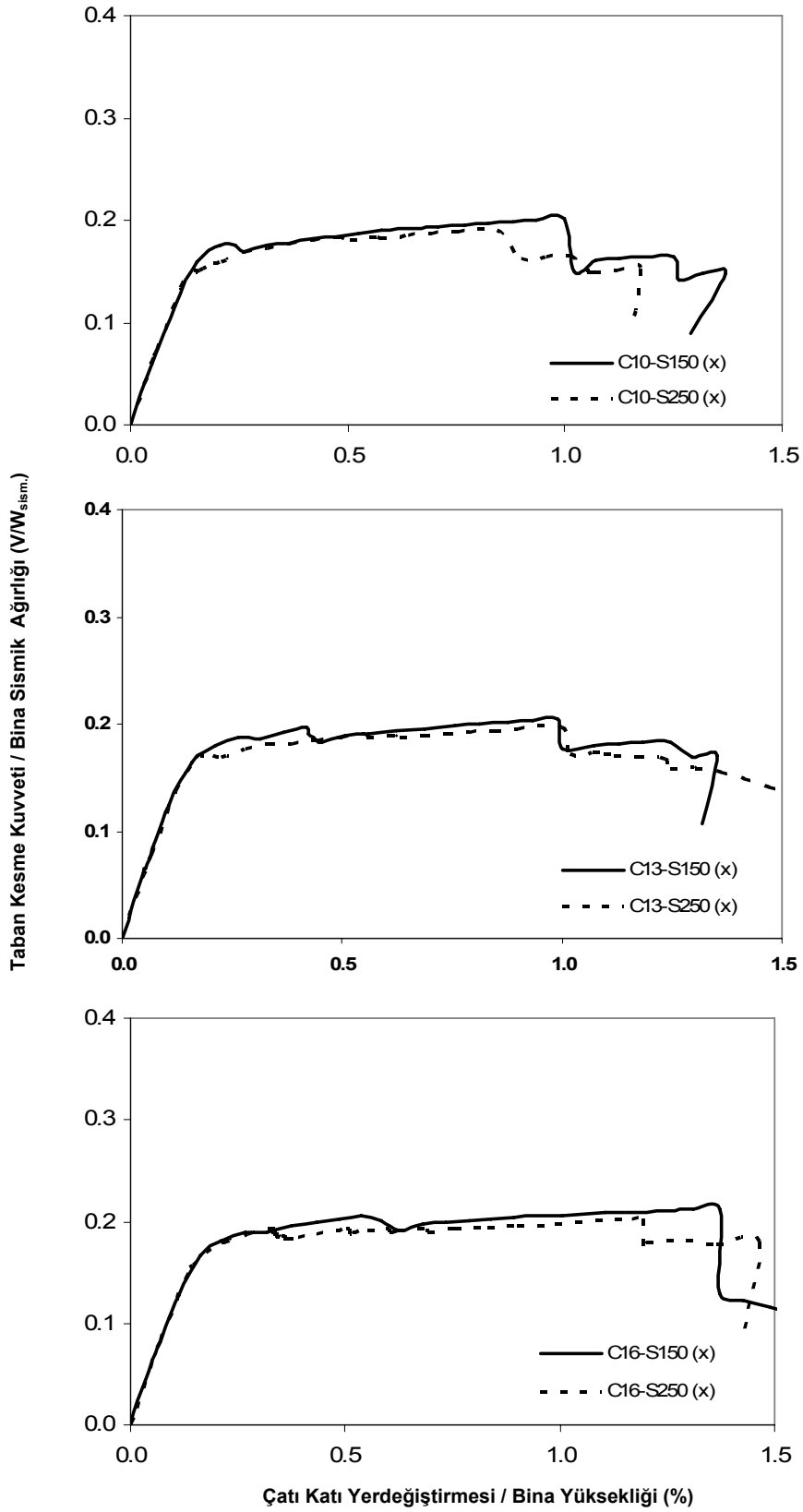
**Şekil 6.14.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-A tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)



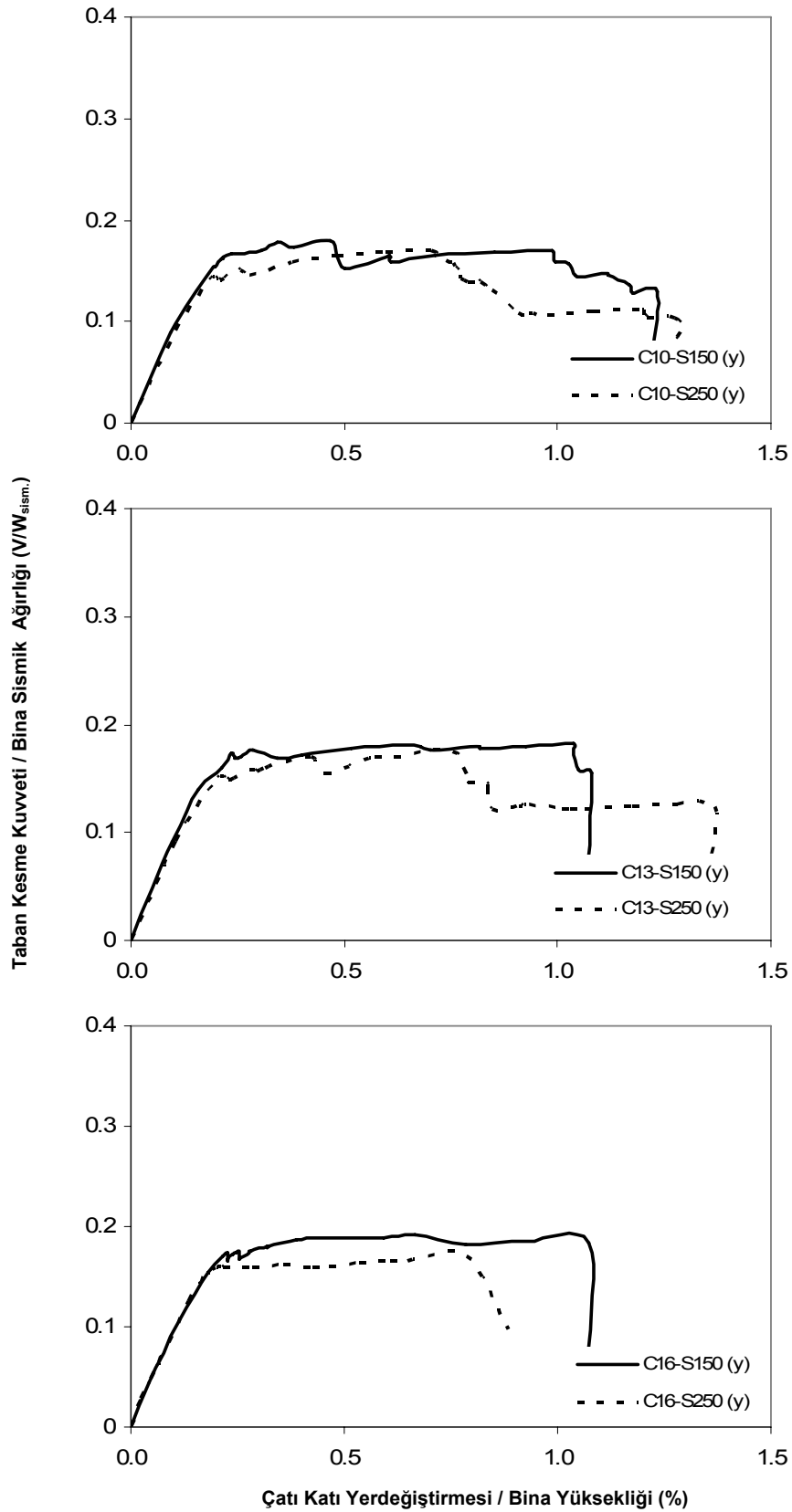
**Şekil 6.15.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.16.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11276-B tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)



**Şekil 6.17.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11187 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.18.** Farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için 11187 tip nolu projeye ait kapasite eğrileri (y- yönü)

## 6.2 Kapasite Eğrilerinin Yorumlanması

Tip projelerin yapısal davranışları hakkında karşılaştırmalı bir yorum yapabilmek için, malzeme özelliklerinin dikkate alındığı en gayri müsait (sünek olmayan) durum (C10 ve S250) ve en iyi (sünek) durum (C16 ve S150) dikkate alınmıştır. Şekil 6.19-24’de bu durumlar için kapasite eğrileri verilmiştir.

Perde duvar oranının az ve/veya hiç olmadığı doğrultularda, analizi yapılan tip projelerin kapasite eğrileri üzerinde aşağıdaki gözlemlerler yapılabilir;

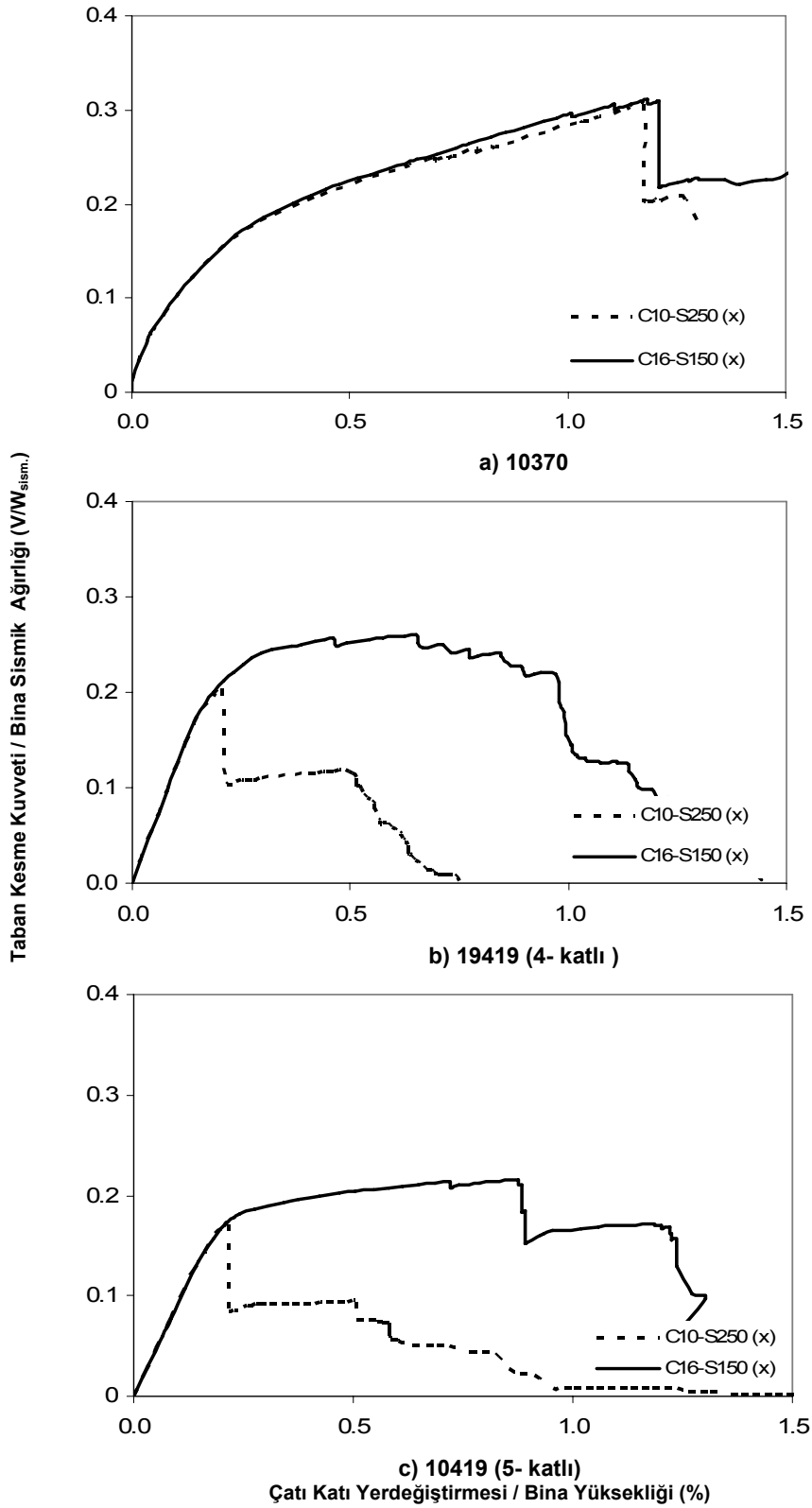
- Yapıların yatay dayanım ve yerdeğiştirme kapasiteleri üzerinde beton kalitesi ve detaylandırmanın büyük etkisi vardır.
- En olumsuz durum (C10-S250) ile en iyi durum (C16-S250) arasında karşılaştırma yapıldığında, yatay dayanımlar üzerinde farklılık sınırlı boyutta kalırken; yerdeğiştirme kapasiteleri arasındaki fark iki kata çıkabilmektedir.
- Beton basınç dayanımının etkisi 10 ile 13 MPa arasında yerdeğiştirme kapasiteleri üzerinde belirgin; bu fark, 13 ila 16 MPa aralığında aynı oranda yansımamaktadır. Buradan, özellikle perde duvarsız ve/veya az perdeli binalarda beton kalitesinin 13 MPa nın altında olduğu durumlarda sargı donatısının öneminin daha da arttığı çıkarılabilir.

Perde duvar oranının yüksek olduğu durumlarda, beton dayanımı ve sargı donatısının hem yatay dayanım hem de yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki etkisi sınırlıdır.

Çalışma kapsamında incelenen binalardan perde duvar oranının yüksek olduğu yapılarda yatay yerdeğiştirme kapasiteleri düşüktür. Bunun temelde iki sebebi vardır. Birincisi; bu binalar tasarlandıkları dönem itibariyle 1975 Afet Yönetmeliği koşulları geçerliydi. Bu yönetmeliğe göre tasarlanan perde duvarların uç bölgelerinde farklı detaylandırma ve süneklik şartlarının öngörüldüğü günümüzdeki koşullar geçerli değildi. FEMA-356’ya (2000) göre uç bölgesi oluşturulmayan perde duvarların uç bölgesi oluşturulanlara göre plastik dönme kapasiteleri %50 oranında daha düşük olabilmektedir. Detaylandırmanın kötü ve beton dayanımının düşük olduğu bazı durumlarda bina davranışını kontrol eden perde duvarın gevrek kırılması

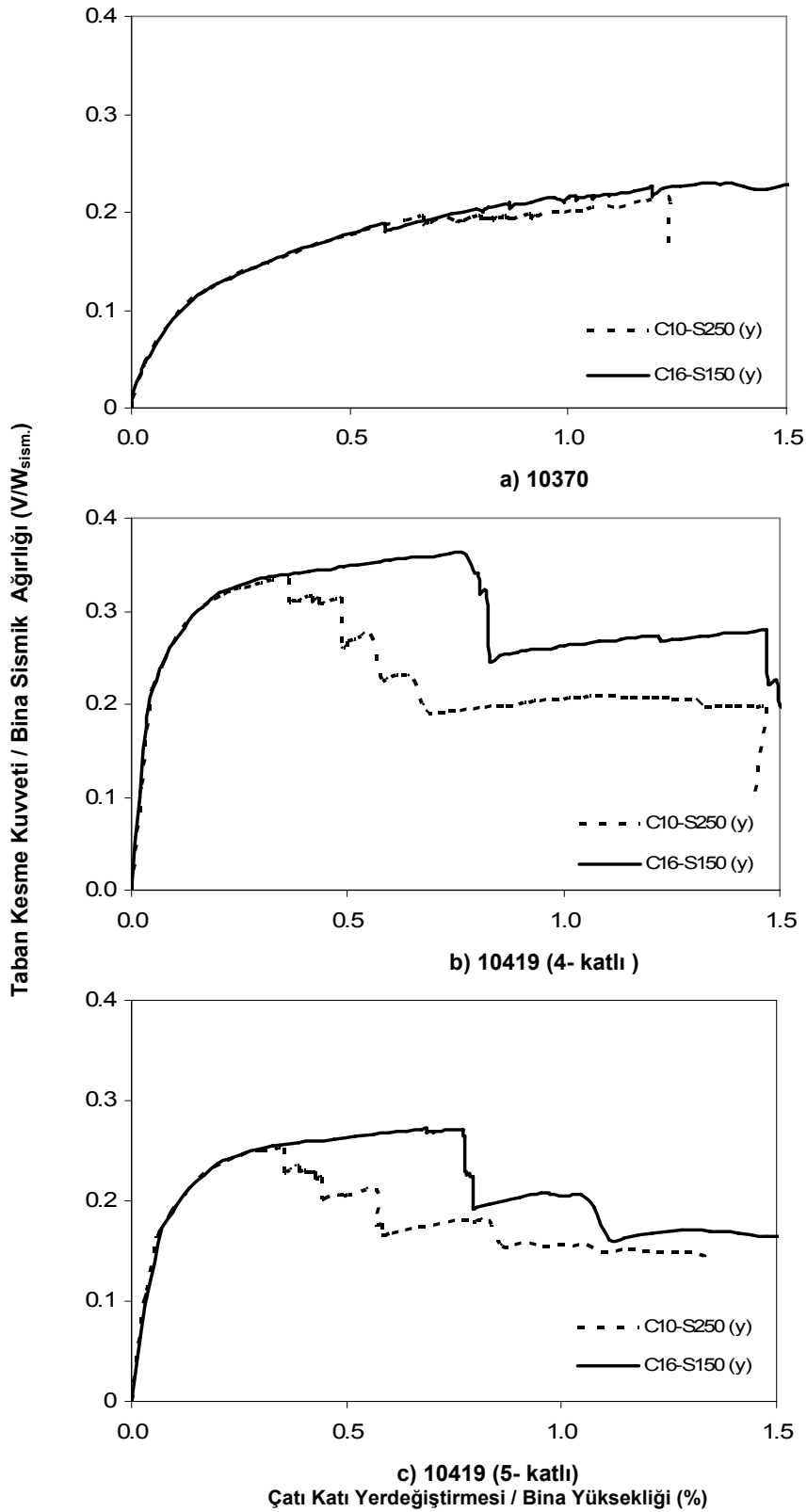
olabilmektedir. İkinci sebep; özellikle okul ve hastane yapıları konut yapılarıyla kıyaslandığında aynı miktar perde duvar kullanılmalarına rağmen daha yüksek ölü ve hareketli yük taşımaktadırlar. Dolayısıyla bu durum bu yapıların sismik kapasitelerini olumsuz yönde etkileyerek düşürmektedir.

Perde duvar davranışının hakim olduğu binaların çerçevesiz yapılara göre daha yüksek taban kesmesi ve daha düşük yerdeğiştirme kapasitesine sahip olması beklenen bir durumdur. Beton dayanımının ve detaylandırmanın projeye uygun olduğu durumda (C16-S150) sağlık yapıları için yukarıdaki durum sağlanırken, incelenen okul binaları arasında bu durumun tersi bir durumla karşılaşılmıştır. Perdeli yönlerin daha yüksek yerdeğiştirme kapasitesine sahip olmalarının en belirgin sebebi, çerçevesiz yönlerdeki kırılma mekanizmalarının öncelikle kolonlarda başlamasıdır. Sünek detaylandırma ve kuvvetli kolon-zayıf kiriş gibi şartlarının öngörülmediği AY-1975'e göre tasarlanmış olan bu binalar için bu tür mekanizmaların oluşabilmektedir. Dolayısıyla projelerinde bu tür detaylandırmalar olmayan yapılarda perde duvarlı yön diğer çerçevesiz yöne göre daha sünek olabilmektedir.

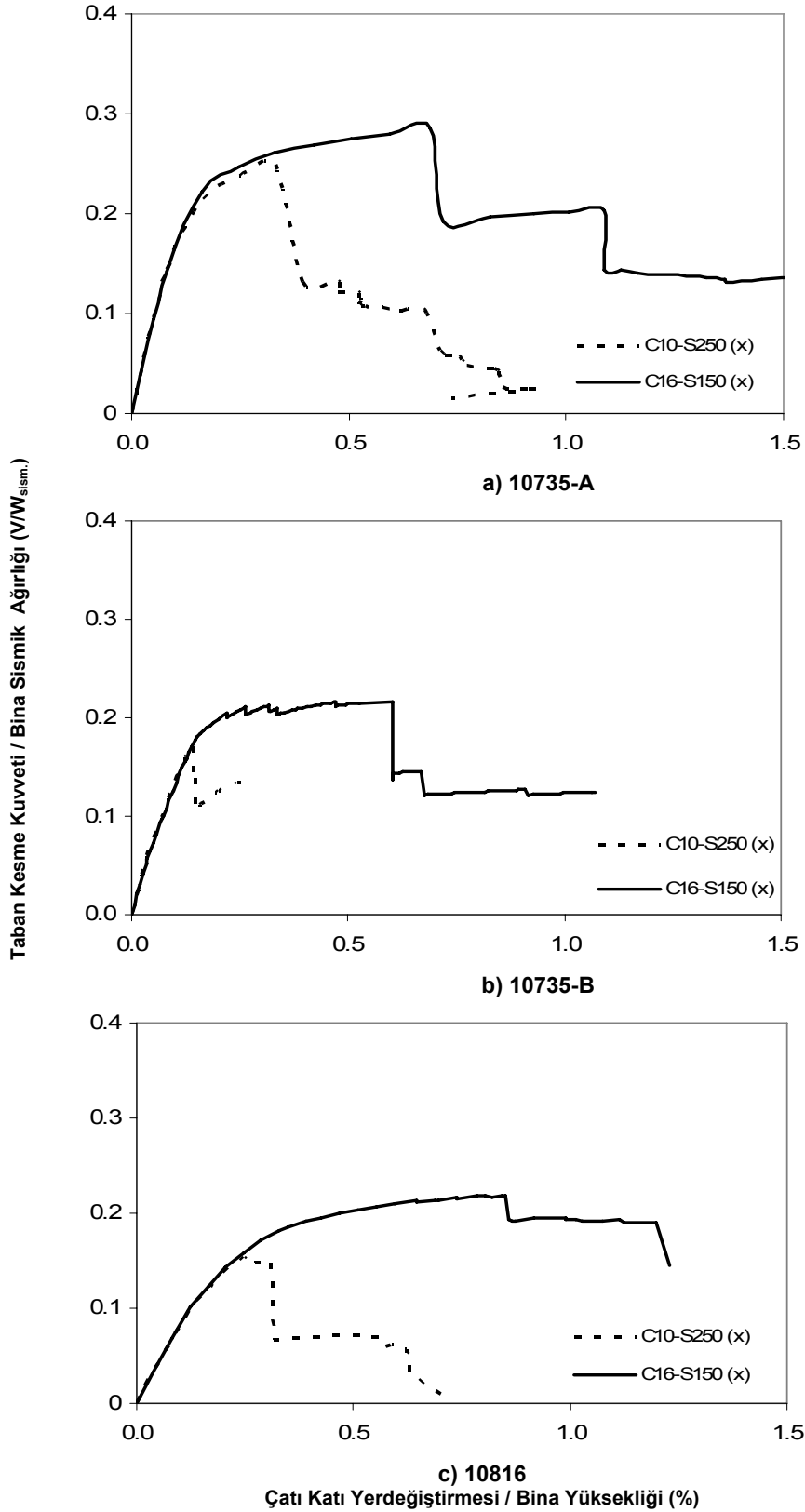


**Şekil 6.19.**a) 10370; b) 10419 (4 katlı); c) 10419 (5- katlı) tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri ( $x$ - yönü)

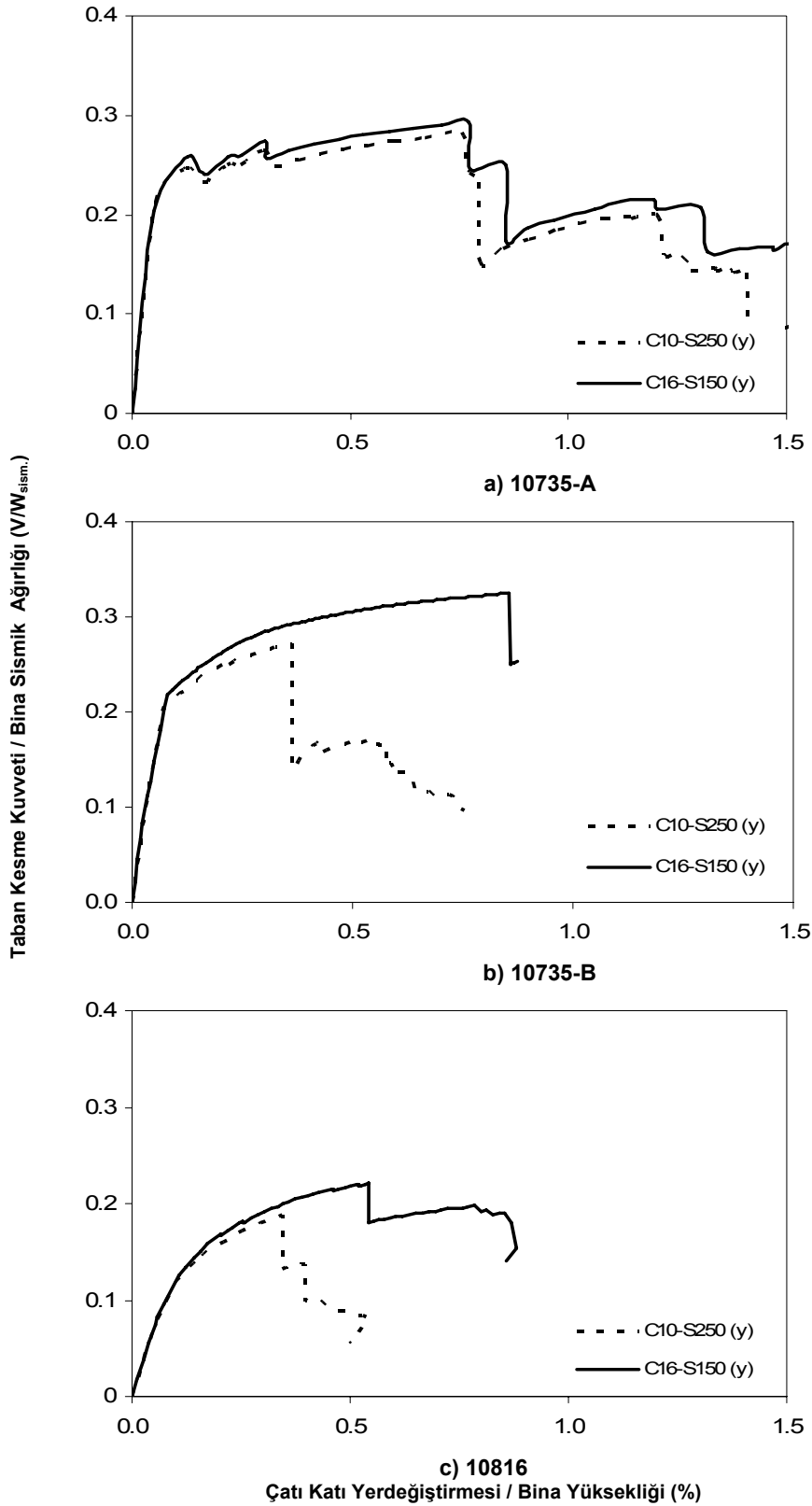




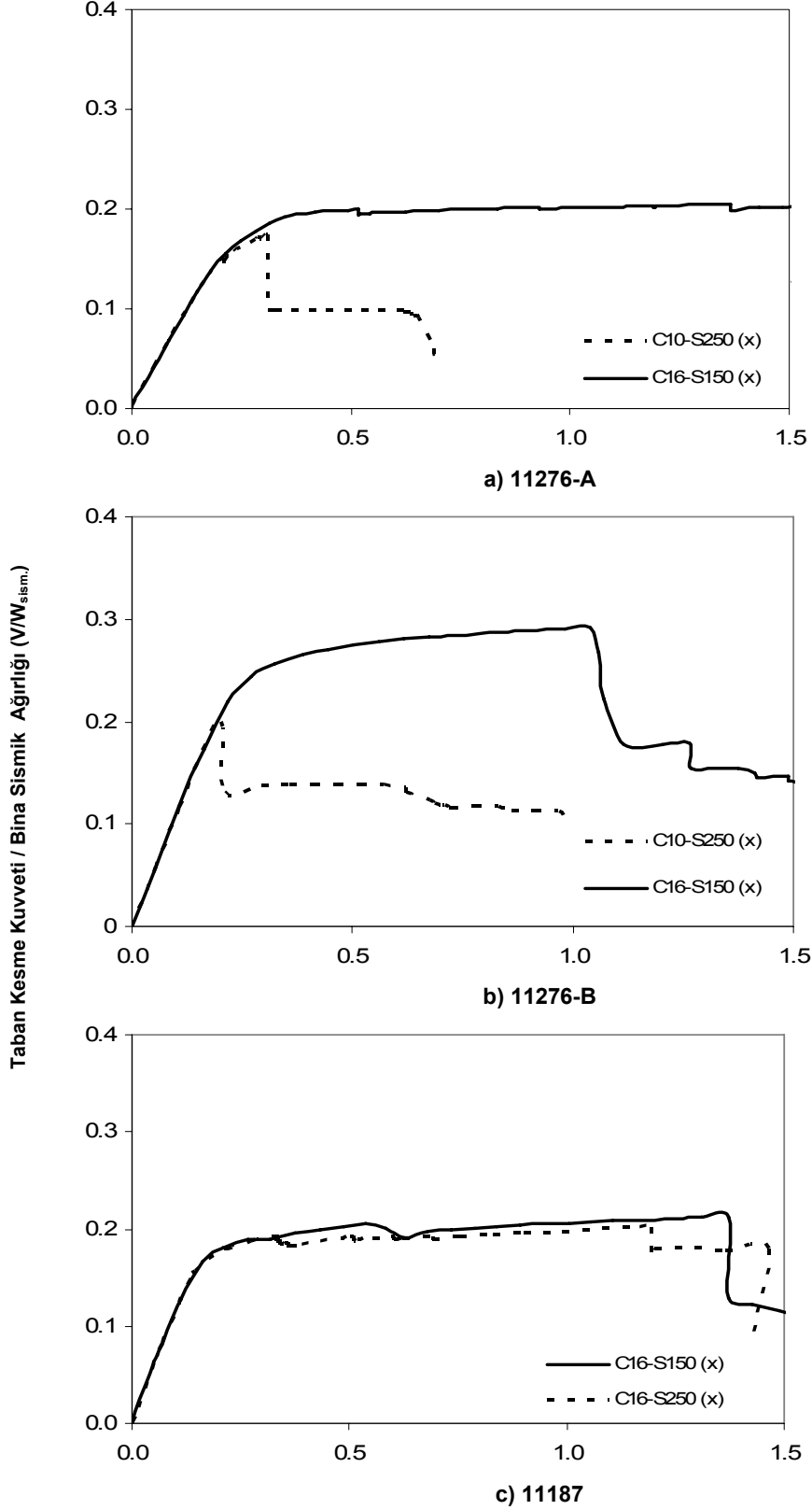
**Şekil 6.20** a) 10370; b) 10419 (4 katlı); c) 10419 (5- katlı) tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü)



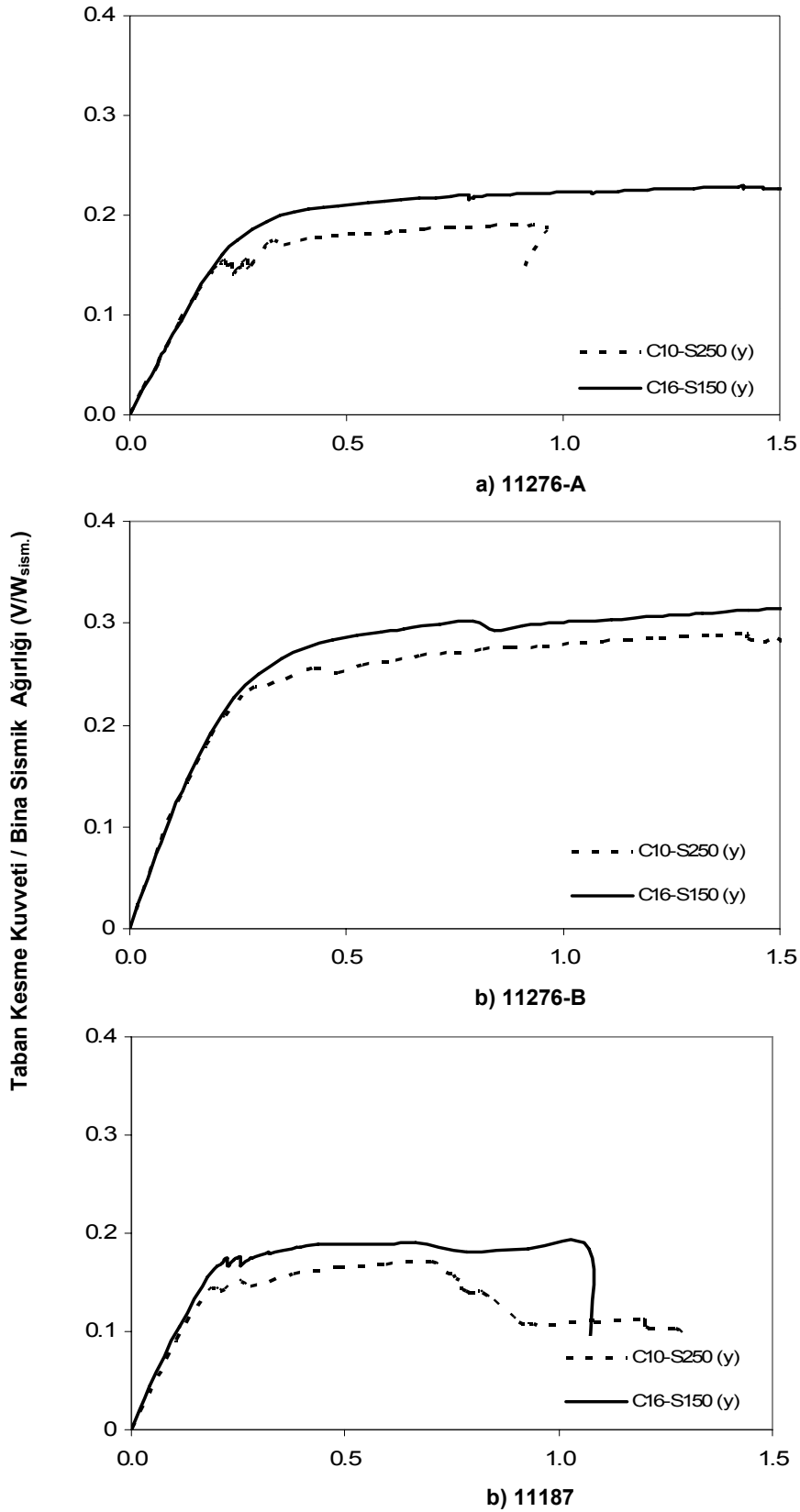
**Şekil 6.21.** a) 10735-A; b) 10735-B; c) 10816 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.22** a) 10735-A; b) 10735-B; c) 10816 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü)



**Şekil 6.23.** a) 11276-A; b)11276-B; 11187 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü)



**Şekil 6.24.** a) 11276-A; b)11276-B; 11187 tip nolu projeler için beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x- yönü)

### 6.3 Tip Projelerin Performanslarının Değerlendirilmesi

#### 6.3.1 Kapasitelerin değerlendirilmesi

Analizleri yapılan okul ve sağlık yapılarının performansları DBYBHY-2007 (2007) ye göre belirlenmiştir. DBYBHY-2007 ye göre binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Bunlar; Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) ve Göçme durumlarıdır. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda; tanımlanan performans seviyeleri dikkate alınarak performans değerlendirmesi yapılmaktadır.

Artımsal itme analizi sonuçları ile DBYBHY-2007’de verilen performans kriterleri kullanılarak her bir bina için tanımları yapılan performans seviyelerine karşılık gelen global yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilmiştir. Yerdeğiştirme kapasitesi olarak çatı katı ötelenmesi kullanılmıştır. Yerdeğiştirme değerlerinin yapı yüksekliğine göre normalize edilmiş değerleri Tablo 6.1’de verilmiştir.

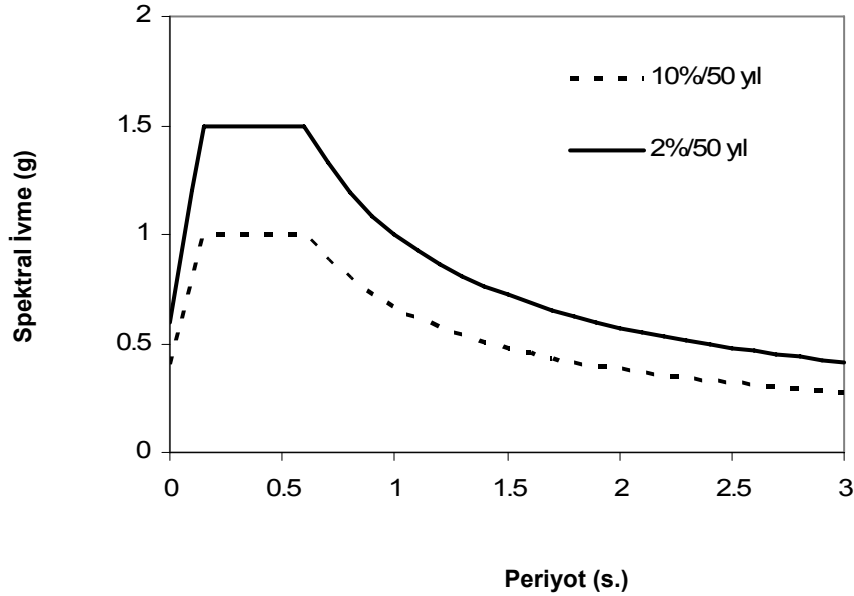
Tablo 6.1’in dikkatlice incelenmesiyle, kötü beton ve detaylandırmanın yetersiz olduğu durumlarda (C10-S250), kolonlarda meydana gelen kesme kırılmalarından dolayı CG ve GÖ seviyelerine karşılık gelen yerdeğiştirme kapasitelerinin oldukça düşük olduğu görülmektedir. Daha önceden de belirtildiği gibi perde duvarlı bazı yapıların projelerinde uç bölgesi detaylandırması olmadığı için plastik dönme kapasitelerinin yetersiz olmasından dolayı beklenen yerdeğiştirme kapasitelerine ulaşamamıştır. Ancak bazı yapıların mevcut durumların

Yerdeğiştirme kapasiteleri tek başına yeterli bir anlam ifade etmemektedir. Bu yüzden, karşılaştırmalı bir performans değerlendirmesi yapabilmek için, her bir duruma ait kapasite ve istemler kıyas edilmiştir. 2007 Deprem Yönetmeliğinde okul ve sağlık binaları için tasarım depremde Hemen Kullanım (HK) ve maksimum olası depremde de Can Güvenliği (CG) performans düzeyleri hedeflenmektedir. Tasarım ve maksimum deprem için birinci derece deprem bölgeleri ve Z3 zemin sınıfına göre oluşturulmuş mukabele spektrumu Şekil 6.25’te verilmiştir. HK ve CG seviyelerine karşılık gelen yerdeğiştirme istemleri ve kapasiteleri karşılaştırılarak okul ve sağlık yapılarının yeterli kapasiteleri olup olmadıkları irdelenmiştir.

**Tablo 6.1.** Tip projelerin HK, CG ve GÖ seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasiteleri

Tip No	Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı	X-yönü			Y-yönü		
		HK	CG	GÖ	HK	CG	GÖ
		$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$	$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$	$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$	$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$	$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$	$\frac{a_{\text{çat}}}{H_{\text{bina}}}$
10370	C10-S150	0.15	0.56	1.16	0.20	0.44	1.40
	C10-S250	0.14	0.52	1.11	0.13	0.43	1.16
	C13-S150	0.15	0.56	1.16	0.20	0.45	1.40
	C13-S250	0.14	0.52	1.11	0.14	0.44	1.31
	C16-S150	0.31	0.61	1.16	0.20	0.46	1.77
	C16-S250	0.16	0.57	1.11	0.17	0.45	1.74
10419(4)	C10-S150	0.16	0.40	0.70	0.16	0.47	0.51
	C10-S250	0.16	0.19	0.22	0.14	0.36	0.39
	C13-S150	0.19	0.49	0.73	0.18	0.47	0.70
	C13-S250	0.17	0.23	0.26	0.18	0.37	0.62
	C16-S150	0.19	0.52	0.90	0.23	0.55	0.82
	C16-S250	0.17	0.25	0.27	0.21	0.51	0.82
10419(5)	C10-S150	0.29	0.39	0.43	0.28	0.43	0.52
	C10-S250	0.21	0.23	0.23	0.24	0.38	0.38
	C13-S150	0.29	0.55	0.59	0.28	0.41	0.70
	C13-S250	0.24	0.25	0.26	0.25	0.41	0.61
	C16-S150	0.31	0.73	0.94	0.31	0.45	0.82
	C16-S250	0.29	0.38	0.40	0.28	0.43	0.81
10735-A	C10-S150	0.16	0.27	0.41	0.13	0.25	0.75
	C10-S250	0.16	0.25	0.33	0.13	0.22	0.75
	C13-S150	0.25	0.33	0.61	0.13	0.25	0.80
	C13-S250	0.16	0.33	0.49	0.13	0.22	0.80
	C16-S150	0.25	0.50	0.69	0.17	0.30	0.80
	C16-S250	0.25	0.41	0.69	0.13	0.25	0.80
10735-B	C10-S150	0.15	0.32	0.38	0.16	0.41	0.74
	C10-S250	0.11	0.11	0.14	0.16	0.27	0.36
	C13-S150	0.19	0.40	0.57	0.20	0.46	0.84
	C13-S250	0.12	0.12	0.15	0.18	0.38	0.76
	C16-S150	0.22	0.42	0.60	0.21	0.50	0.86
	C16-S250	0.12	0.13	0.16	0.20	0.45	0.84
10816	C10-S150	0.21	0.38	0.78	0.13	0.34	0.41
	C10-S250	0.17	0.25	0.31	0.13	0.17	0.38
	C13-S150	0.22	0.43	1.04	0.13	0.35	0.44
	C13-S250	0.18	0.27	0.35	0.13	0.20	0.39
	C16-S150	0.22	0.43	1.14	0.13	0.36	0.52
	C16-S250	0.21	0.30	0.35	0.13	0.20	0.47
11276-A	C10-S150	0.27	0.33	0.84	0.26	0.28	1.32
	C10-S250	0.17	0.27	0.30	0.11	0.22	0.95
	C13-S150	0.35	0.46	1.48	0.28	0.38	1.42
	C13-S250	0.22	0.36	0.59	0.17	0.24	0.63
	C16-S150	0.35	0.54	1.51	0.28	0.47	1.44
	C16-S250	0.24	0.36	0.76	0.20	0.26	1.11
11276-B	C10-S150	0.21	0.27	0.27	0.30	1.36	1.89
	C10-S250	0.16	0.20	0.20	0.19	1.14	1.49
	C13-S150	0.27	0.29	0.32	0.36	1.63	1.98
	C13-S250	0.21	0.21	0.23	0.19	1.27	1.50
	C16-S150	0.33	0.50	1.04	0.35	1.70	2.12
	C16-S250	0.22	0.22	0.27	0.21	1.30	1.54
11187	C10-S150	0.26	0.66	1.00	0.22	0.71	0.99
	C10-S250	0.15	0.32	0.84	0.21	0.48	0.70
	C13-S150	0.26	0.68	1.00	0.23	0.72	1.02
	C13-S250	0.17	0.55	0.90	0.22	0.56	0.77
	C16-S150	0.32	0.84	1.36	0.26	0.79	1.08
	C16-S250	0.27	0.69	1.21	0.21	0.61	0.79

DBYBHY-2007'ye göre her bir bina için doğrusal olmayan yer değiştirme istemleri hesaplanmış ve çatı katı yerdeğıştirmesinin bina yüksekliği ile bölünmesiyle elde edilen değerler Tablo 6.2'de verilmiştir. Tablo 6.1 ve 6.2'nin karşılaştırılmasından deprem istemlerinin, kapasitelere göre oldukça yüksek kaldığı görölmektedir.



**Şekil 6.25.** DBYBHY-2007 de tasarım ve maksimum deprem için tanımlanan mukabele spektrumları

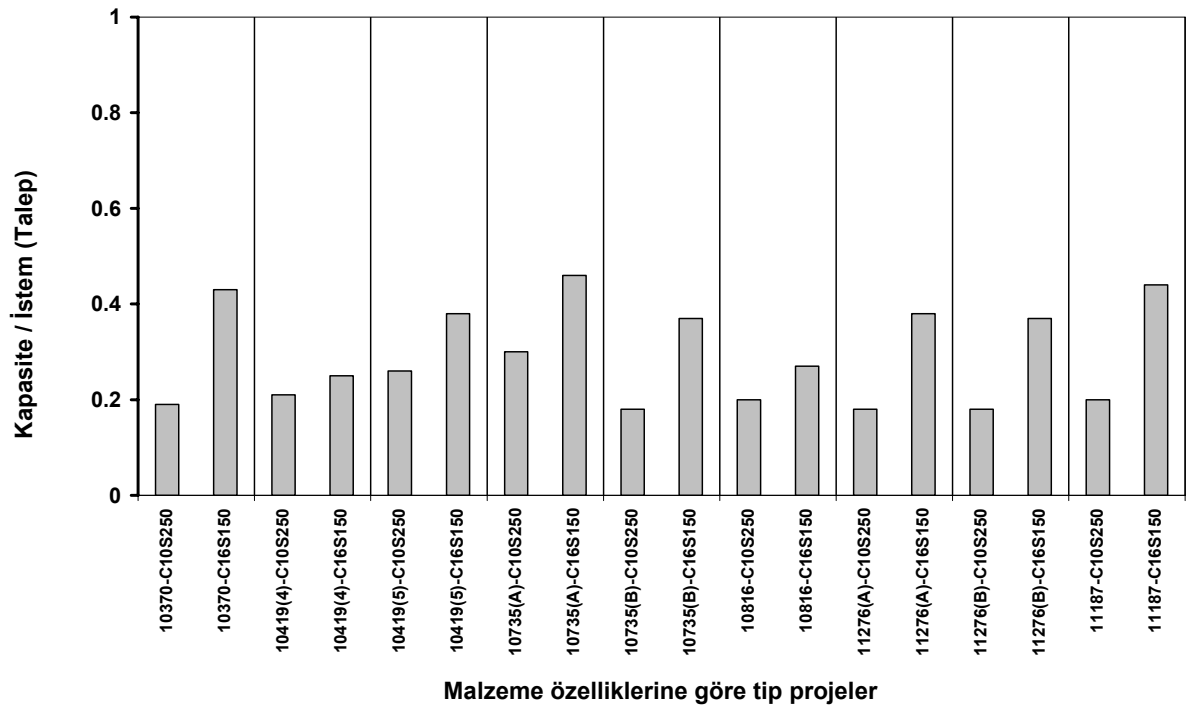
Okul ve sağlık yapıları için DBYBHY-2007 (2007) de performans düzeyleri olarak, tasarım depreminde Hemen Kullanım (HK) ve ender depremlerde Can Güvenliği (CG) olarak tanımlanmıştır. Hedeflenen bu performans seviyeleri için hesaplanan deprem istemleri ve yapı kapasitelerinin en olumsuz (C10-S250) ve en iyi (C16-S150) beton sınıf ve etriye aralıkları için karşılaştırmaları Şekil 6.26-29 arasında görölmektedir. Tablo 6.1 kullanılarak, DBYBHY-2007 ye göre her bir binaya ait performans değerlendirmesi yapılmıştır. 150- ve 250- mm. etriye durumu için deprem istemleri aynı olmasına rağmen, yerdeğıştirme kapasiteleri farklıdır. Bu yüzden, göz önüne alınan yapılar için performans değerlendirmesi (kapasite-istem karşılaştırmaları) 150- ve 250- mm. enine donatı aralığı için ayrı ayrı yapılmıştır. Şekil 6.26-29 un incelenmesinden, HK seviyesinde tüm binalar hiçbir durumda yönetmelik istemleri karşılanmamaktadır. Benzer şekilde CG seviyesi için sadece 11276-B projenin sargı donatısı 150 mm. olması durumunda yönetmelik istemini karşılaması durumu sözkonusudur.



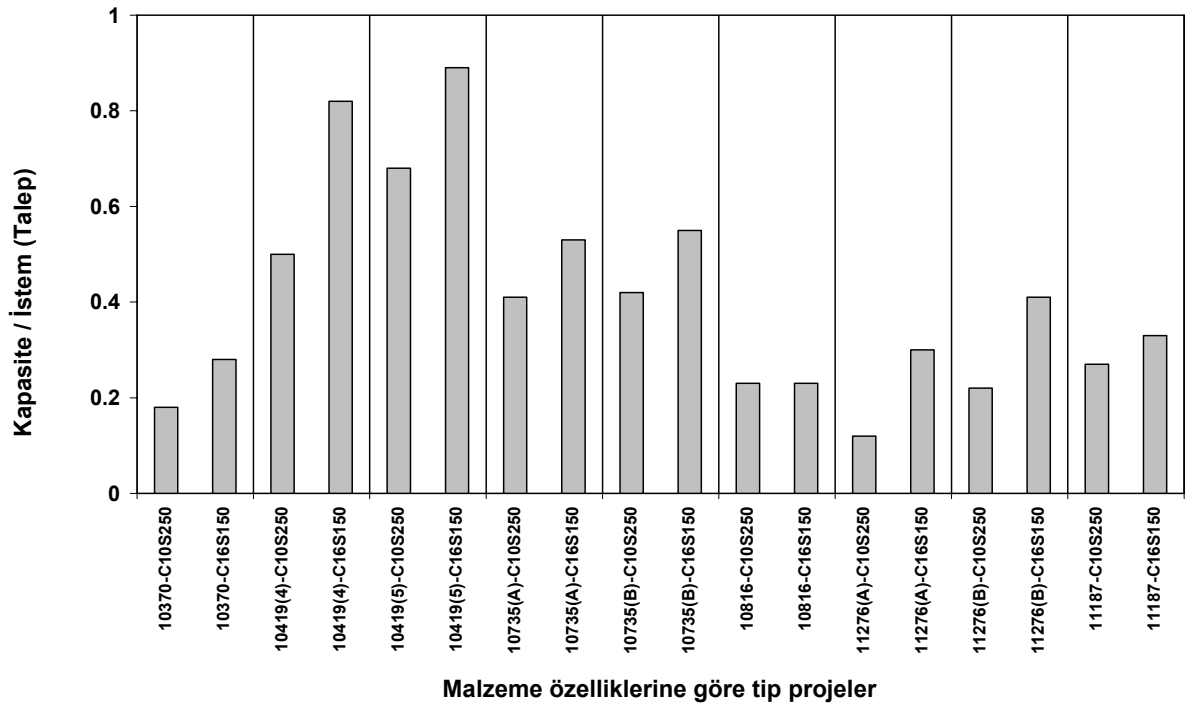
İncelenen binalar, sadece bir binanın bir yönü hariç, projelerinde öngörülen beton sınıfı (C16) ve etriye aralığına (150 mm.) uygun olarak inşa edilse dahi, DBYBHY-2007 (2007) de öngörülen performans düzeylerini sağlamamaktadır. Bu, 1975 Afet Yönetmeliği'ne göre tasarlanan binalar için zaten beklenen bir durumdur. Eleman yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde büyük etkiye sahip etriye aralığının, 15 cm gibi büyük bir değerde olması ve eski yönetmeliğin daha düşük bir yatay dayanım öngörmesi bunun önemli nedenlerindedir.

**Tablo 6.2.** DBYBHY-2007 ye göre hesaplanan deprem istemleri

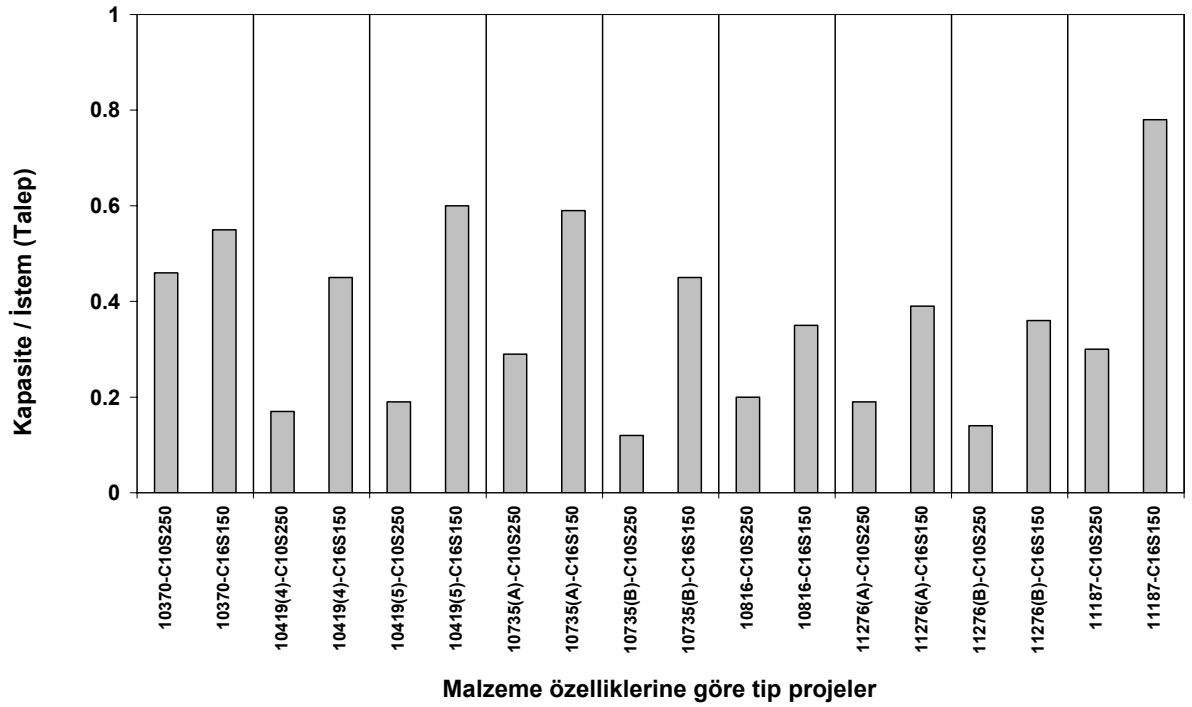
Tip	Bina uzun (x-) yönü		Bina Kısa (y-) yönü	
	Hemen Kullanım (HK)	Can Güvenliği (CG)	Hemen Kullanım (HK)	Can Güvenliği (CG)
	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$
10370	0.72	1.11	0.72	1.11
10419(4)	0.76	1.15	0.28	0.46
10419(5)	0.81	1.22	0.35	0.56
10735-A	0.54	0.85	0.32	0.53
10735-B	0.60	0.93	0.38	0.61
10816	0.83	1.24	0.57	0.88
11276-A	0.93	1.40	0.93	1.40
11276-B	0.90	1.39	0.86	1.33
11187	0.72	1.08	0.78	1.18



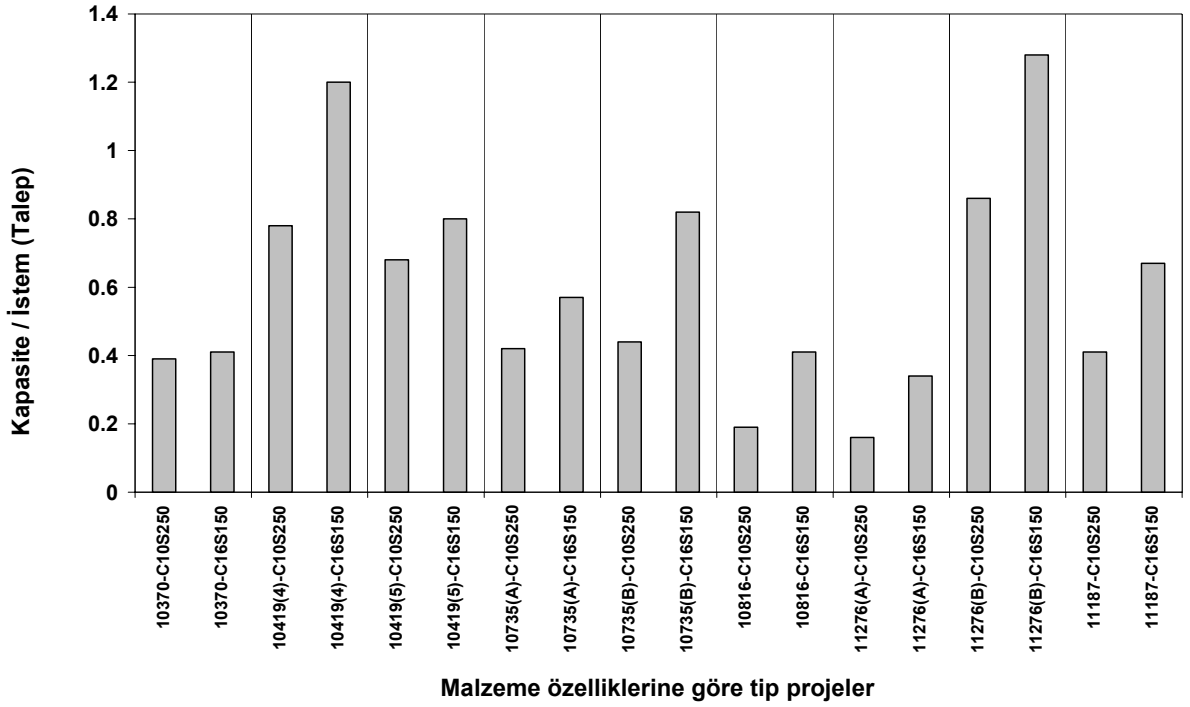
**Şekil 6.26.** En olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü)



Şekil 6.27. En olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları ( $\gamma$ - yönü)



Şekil 6.28. En olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları ( $x$ - yönü)



**Şekil 6.29.** En olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları ( $\gamma$ - yönü)

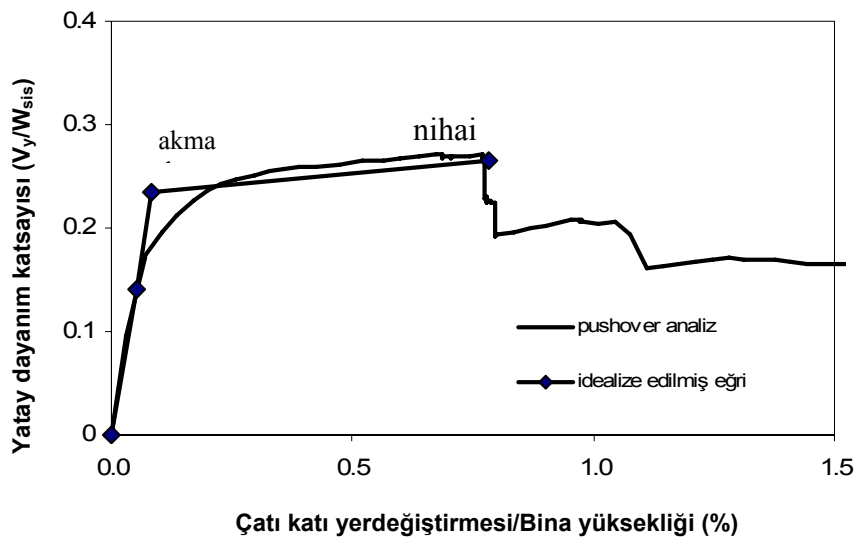
#### 6.4 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz ve Performans Değerlendirmesi

Performansa dayalı yapı tasarım metodlarındaki temel yaklaşım, yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki yatay yerdeğiştirmeler sınırlandırılarak deprem hasarlarını kontrol etmektir. Son yıllarda yayımlanan uluslararası yönergelerden ATC-40 (1996), FEMA-356 (2000), FEMA-440 (2005) deprem etkisine maruz yapılarda maksimum global yerdeğiştirme istemlerinin hesaplaması için farklı doğrusal olmayan (nonlinear) yöntemler önerilmektedir. Bu metodlarda, bir yapıdaki doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi, Eşdeğer Tek Serbestlik Dereceli (ETSD) sistem davranışı kullanılarak elde edilmektedir.

##### 6.4.1 Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistem (ETSDS) yaklaşımı

ATC-40 (1996) ve FEMA-356 (2000) dokümanlarında, artımsal itme analizinden elde edilen kapasite eğrilerinin mühendislik yaklaşımları kullanılarak iki doğrulu bir eğri haline getirilebileceğinden bahsedilmektedir. Heriki yönergede akma yerdeğiştirmesi benzer şekilde ifade edilirken, akma dayanım katsayıları farklılık göstermektedir. FEMA-440 (2005), önerilen bu yöntemlerinin performanslarını

karşılaştırmış ve ATC-40 da verilen metodu önermiştir. Çalışmada kullanılan örnek bir binaya ait kapasite eğrisinin idealize edilmiş şekli Şekil 6.30 de görülmektedir. İdealize edilmiş kapasite eğrisi akma ve nihai noktalar ile tanımlanmaktadır. Literatürde akmanın meydana geldiği noktanın ve kapasite eğrisinin nasıl idealize edileceği noktasında bir konsensüs yoktur. Yapıların “Eşdeğer” Tek Serbestlik Dereceli (TSD) sistem modellerinin tanımlanmasında; akma dayanım katsayısı, akma yerdeğiştirmesi ve akma sonrası rijitlik katsayısı ile tanımlanmaktadır.



**Şekil 6.30.** Tipik ve idealize edilmiş kapasite eğrisi

Akma sonrası rijitlik katsayısı; akma ve nihai dayanım katsayısı ve yerdeğiştirme değerleri kullanılarak bulunur. Göz önüne alınan yapının akma sonrası rijitlik katsayısı çok küçük olduğunda, enine donatı aralığı sadece nihai ötelenme değerini değiştirmektedir. Bundan dolayı göz önüne alınan depremlerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemini kullanarak yerdeğiştirme istemlerinin hesabında, 9 modele ait kapasite eğrileri (C16-S150) ETSD sistem olarak idealize edilmiştir.

Bu çalışmada ATC-40'da önerilen yöntem kullanılmıştır. ETSD sisteme geçişte kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir (Denklem 6.1-2);

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{y,\text{çatı}}}{\Gamma_1} \quad (6.1)$$

$$C_y = \frac{S_a}{g} = \frac{V_{y,\zeta SD} / W_{sism.}}{\alpha_1} \quad (6.2)$$

Burada;

- $\Delta_y$  : Akma yerdeğiştirmesi,
- $\Delta_{y,\zeta atı}$  : Çatı katı yerdeğiştirmesi,
- $\Gamma_1$  : Birinci moda ait modal katkı çarpanı,
- $C_y$  : Akma dayanımı katsayısı,
- $S_a$  : Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin akma ivmesi,
- $g$  : Yerçekimi ivmesi,
- $V_{y,\zeta SD}$  : Çok serbestlik dereceli sistemin taban kesme dayanımı,
- $W_{sism.}$  : Bina sismik ağırlığı,
- $\alpha_1$  : Birinci moda ait etkin kütle oranıdır.

ETSD sistem modeli oluşturulan her bir yapı, Tablo 4.2 ve 4.3'te verilen depremlere tabii tutulmuştur. USEE (İnel vd 2001) programı kullanılarak, 666 doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiş ve her bir sisteme ait yerdeğiştirme istemleri bulunmuştur. Elde edilen deprem istemleri,  $\Gamma_1$  ile çarpılarak çatı katı yerdeğiştirme istemleri hesaplanmıştır.

Tablo 6.1 kullanılarak göz önüne alınan yer hareketleri etkisi altında her bir binaya ait performans değerlendirmesi yapılmıştır. 150- ve 250- mm. etriye durumu için deprem istemleri aynı olmasına rağmen, yerdeğiştirme kapasiteleri farklıdır. Bu yüzden, göz önüne alınan yapılar için performans değerlendirmesi 150- ve 250- mm. enine donatı aralığı için ayrı ayrı yapılmıştır. Okul ve sağlık yapılarının performans değerlendirmesi, heriki yapı türünde de uygulanan mimari ve yapısal özelliklerin benzer olmasından dolayı birlikte yapılmıştır. Tablo 6.3-8'de incelenen kamu yapılarına ait *Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi* seviyelerinin aşılma olasılığı istatistikleri verilmiştir. Burada aşılma olasılığı terimi, göz önüne alınan performans seviyesini sağlamayan bina grubunun toplam bina sayısına oranıdır. Aşılma olasılığı istatistikleri incelendiğinde birçok kayıt için performans seviyeleri karşılanamamaktadır.

**Tablo 6.3.**Yapılarda gözönüne alınan HK performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Hemen Kullanım					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
AF02SULT.360	0.67	0.39	0.56	0.22	0.44	0.22
AF02SULT.090	0.67	0.33	0.56	0.22	0.44	0.17
BN03BING.360	1.00	1.00	0.94	0.94	0.94	0.89
BN03BING.090	0.78	0.72	0.78	0.61	0.67	0.33
AD98CEYH.090	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
AD98CEYH.180	0.78	0.78	0.78	0.72	0.72	0.72
DN95DINA.090	0.94	0.94	0.94	0.94	0.89	0.83
DN95DINA.180	0.94	0.94	0.89	0.89	0.89	0.83
DZ99BOLU.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94
DZ99BOLU.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DZ99DUZC.180	1.00	0.94	0.94	0.89	0.89	0.89
DZ99DUZC.270	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ER92ERZN.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ER92ERZN.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
KC99DUZC.180	0.89	0.83	0.89	0.78	0.78	0.78
KC99DUZC.270	0.94	0.94	0.89	0.89	0.89	0.89
KC99GEBZ.180	0.78	0.72	0.72	0.61	0.67	0.56
KC99IZMT.090	0.78	0.72	0.78	0.56	0.67	0.44
KC99YARM.060	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.72
KC99YARM.330	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.83

**Tablo 6.4.**Yapılarda gözönüne alınan CG performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Can Güvenliği					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
AF02SULT.360	0.33	0.06	0.11	0.00	0.11	0.00
AF02SULT.090	0.28	0.06	0.11	0.00	0.11	0.00
BN03BING.360	0.78	0.56	0.72	0.39	0.56	0.33
BN03BING.090	0.44	0.17	0.28	0.06	0.17	0.00
AD98CEYH.090	0.61	0.33	0.56	0.33	0.44	0.17
AD98CEYH.180	0.56	0.44	0.56	0.39	0.56	0.22
DN95DINA.090	0.72	0.67	0.72	0.56	0.61	0.50
DN95DINA.180	0.56	0.33	0.44	0.11	0.44	0.00
DZ99BOLU.360	0.94	0.83	0.94	0.83	0.83	0.67
DZ99BOLU.090	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94

Tablo 6.4'ün devamı.....

DZ99DUZC.180	0.72	0.72	0.72	0.72	0.67	0.61
DZ99DUZC.270	1.00	0.94	1.00	0.83	0.89	0.83
ER92ERZN.360	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
ER92ERZN.090	0.89	0.89	0.89	0.83	0.89	0.83
KC99DUZC.180	0.67	0.56	0.67	0.50	0.56	0.28
KC99DUZC.270	0.78	0.67	0.72	0.50	0.61	0.39
KC99GEBZ.180	0.44	0.11	0.28	0.11	0.28	0.00
KC99IZMT.090	0.50	0.17	0.44	0.11	0.39	0.00
KC99YARM.060	0.61	0.56	0.50	0.33	0.50	0.28
KC99YARM.330	0.72	0.44	0.56	0.33	0.50	0.22

**Tablo 6.5.** Yapılarda gözönüne alınan GÖ performans seviyesinin aşılma olasılığı (Türk Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Göçmenin Önlenmesi					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
AF02SULT.360	0.06	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
AF02SULT.090	0.06	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
BN03BING.360	0.39	0.28	0.44	0.17	0.39	0.00
BN03BING.090	0.22	0.06	0.17	0.00	0.11	0.00
AD98CEYH.090	0.39	0.11	0.28	0.06	0.22	0.00
AD98CEYH.180	0.39	0.11	0.44	0.11	0.33	0.00
DN95DINA.090	0.56	0.28	0.56	0.11	0.44	0.06
DN95DINA.180	0.33	0.11	0.28	0.06	0.28	0.00
DZ99BOLU.360	0.67	0.44	0.50	0.33	0.44	0.22
DZ99BOLU.090	0.89	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
DZ99DUZC.180	0.61	0.56	0.56	0.44	0.56	0.28
DZ99DUZC.270	0.83	0.72	0.78	0.67	0.67	0.50
ER92ERZN.360	0.83	0.78	0.78	0.72	0.67	0.61
ER92ERZN.090	0.78	0.56	0.61	0.44	0.50	0.28
KC99DUZC.180	0.39	0.17	0.39	0.11	0.33	0.00
KC99DUZC.270	0.56	0.22	0.44	0.11	0.33	0.06
KC99GEBZ.180	0.22	0.06	0.17	0.06	0.17	0.00
KC99IZMT.090	0.33	0.06	0.22	0.00	0.17	0.00
KC99YARM.060	0.39	0.17	0.33	0.06	0.28	0.00
KC99YARM.330	0.33	0.11	0.39	0.11	0.28	0.00

**Tablo 6.6.** Yapılarda gözönüne alınan HK performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Hemen Kullanım					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
IV79BRWY.315	0.78	0.72	0.78	0.67	0.67	0.61
LN92LUCN.250	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
LP89SARA.360	0.83	0.78	0.78	0.72	0.72	0.72
NR94NWHL.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
NR94SYLH.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CH85LLEO.010	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CH85VALP.070	0.78	0.78	0.78	0.72	0.72	0.61
IV40ELCN.180	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.78
LN92JOSH.360	0.83	0.83	0.78	0.78	0.78	0.78
MX85SCT1.270	0.67	0.56	0.67	0.50	0.61	0.39
TB78TABS.344	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
BB92CIVC.360	1.00	0.89	1.00	0.89	0.89	0.89
IV79ARR7.140	0.89	0.89	0.89	0.83	0.83	0.78
LP89CORR.090	1.00	0.94	0.94	0.94	0.94	0.89
NR94CENT.360	0.78	0.78	0.78	0.72	0.72	0.61
SP88GUKA.360	0.72	0.50	0.67	0.39	0.50	0.33
WN87MWLN.090	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tablo 6.7.** Yapılarda gözönüne alınan CG performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Can Güvenliği					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
IV79BRWY.315	0.50	0.22	0.50	0.17	0.39	0.06
LN92LUCN.250	0.83	0.72	0.72	0.67	0.72	0.67
LP89SARA.360	0.67	0.67	0.67	0.61	0.67	0.56
NR94NWHL.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
NR94SYLH.090	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
CH85LLEO.010	0.94	0.89	0.94	0.83	0.89	0.83
CH85VALP.070	0.44	0.17	0.39	0.11	0.28	0.00
IV40ELCN.180	0.72	0.61	0.72	0.50	0.56	0.44
LN92JOSH.360	0.61	0.44	0.56	0.28	0.44	0.17
MX85SCT1.270	0.33	0.11	0.28	0.00	0.17	0.00
TB78TABS.344	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
BB92CIVC.360	0.67	0.39	0.61	0.22	0.50	0.22
IV79ARR7.140	0.61	0.44	0.50	0.39	0.50	0.28



LP89CORR.090	0.83	0.72	0.72	0.72	0.72	0.67
NR94CENT.360	0.44	0.17	0.44	0.06	0.39	0.00
SP88GUKA.360	0.28	0.06	0.22	0.06	0.17	0.00
WN87MWLN.090	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tablo 6.8.** Yapılarda gözönüne alınan GÖ performans seviyesinin aşılma olasılığı (FEMA-307 Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Göçmenin Önlenmesi					
	C10		C13		C16	
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
IV79BRWY.315	0.28	0.06	0.22	0.06	0.17	0.00
LN92LUCN.250	0.56	0.33	0.50	0.28	0.50	0.11
LP89SARA.360	0.56	0.44	0.56	0.39	0.50	0.11
NR94NWHL.360	1.00	1.00	0.94	0.89	0.94	0.94
NR94SYLH.090	0.89	0.78	0.83	0.72	0.78	0.72
CH85LLEO.010	0.89	0.67	0.78	0.56	0.67	0.44
CH85VALP.070	0.28	0.06	0.22	0.06	0.11	0.00
IV40ELCN.180	0.44	0.17	0.44	0.06	0.28	0.00
LN92JOSH.360	0.39	0.06	0.39	0.06	0.28	0.00
MX85SCT1.270	0.17	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
TB78TABS.344	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89	0.83
BB92CIVC.360	0.33	0.11	0.22	0.06	0.17	0.00
IV79ARR7.140	0.39	0.11	0.33	0.11	0.28	0.00
LP89CORR.090	0.61	0.39	0.56	0.28	0.44	0.11
NR94CENT.360	0.33	0.06	0.22	0.06	0.17	0.00
SP88GUKA.360	0.17	0.06	0.11	0.06	0.11	0.00
WN87MWLN.090	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Türkiye'nin yaşadığı son depremlerde okul ve sağlık yapılarında gözlemlenen hasarlar üzerine birçok çalışmalar yapılmıştır (Hassan and Sözen 1997, EERI Special Earthquake Report 2003, Doğangün 2004, Kaplan vd 2004, Özcebe vd 2004). Yaşanan bu depremlerden sonra hasar gören yapı stoku içinde çok önemli bir yere sahip olan kamu yapılarında gözlemlenen hasarlar deprem sonrası raporlarda ve çalışmalarda yer alırken, bunların miktarı konusunda istatistiksel bir değerlendirme yoktur. Özellikle 1992 Erzincan ve 2003 Bingöl depremlerinde birçok kamu yapısının (özellikle okullar) değişik ölçülerde hasara uğradığı bilinmektedir. 1999 yılında yaşanan Kocaeli ve Düzce depremlerindeki can kaybı ve hasarlı bina sayısının büyük boyutta oluşu, kamu yapılarının Erzincan ve Bingöl Depremlerindeki gibi ayrıca ele alınmasını ikinci plana

atmıştır. Tablo 6.3-5 incelendiğinde özellikle 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinin mevcut kamu yapılarında daha büyük hasar yaptığı söylenebilir. Öte yandan, Bingöl depreminde meydana gelen hasarlar sadece depremin şiddetiyle alakalı olmayıp, yapılan gözlemler hasar nedenlerinin düşük kaliteli beton ve plastik mafsal olması muhtemel bölgelerindeki donatı detaylandırmasının yeterli olmamasından kaynaklandığını göstermiştir. Bingöl depreminde, Can Güvenliği performans seviyesinin yetersiz etriye aralığından dolayı sağlanamazken, Göçmenin Önlenmesi seviyesindeki gözlemlenen ağır hasarlar düşük beton kalitesi ve seyrek etriye aralığından kaynaklanmaktadır. Doğangün (2004), EERI Special Earthquake Report (2003) ve Özcebe vd (2004) çalışmalarında da hasar nedenleri için yukarıda belirtilen vurgular yapılmıştır.

Tablo 6.3'ün incelenmesinden HK seviyesinin birçok deprem kaydında aşıldığı gözlemlenebilir. CG seviyesi için Tablo 6.4'ün sonuçları geçmiş depremlerdeki gözlemlenen hasarları destekler mahiyettedir. BN03BING.360, DN95DINA.090, DZ99DUZC.180, KC99DUZC.180, KC99DUZC.270, KC99YARM.060 ve KC99YARM.330 kayıtları aşılma olasılıkları 0.60 ı aşan değerlerle hasar potansiyeline sahipken, DZ99BOLU.360, DZ99BOLU.090, DZ99DUZC.270, ER92ERZN.360 ve ER92ERZN.090 kayıtlarının ise 0.85 i aşan aşılma olasılığı ile çok yıkıcıdır. Benzer bir trendin Tablo 6.5'in incelenmesiyle GÖ seviyesi için de geçerli olduğu söylenebilir. Tablo 6.3-5'in incelenmesiyle AF02SULT.090, AF02SULT.360 kayıtlarının diğerlerine nazaran en az yıkıcı etkiye sahip oldukları söylenebilir.

FEMA-307 kayıtları deprem karakteristiğinin sismik istem üzerindeki etkisini açıkça göstermektedir. Tablo 6.6-8'in incelenmesinden, ileri atımlı kayıtların diğer uzun ve kısa süreli kayıtlara nazaran yapılarda daha fazla deprem istemi oluşturduğu söylenebilir.

Okul ve sağlık yapıları tasarım ve maksimum depremler altında sırasıyla HK ve CG seviyelerini sağlamak zorundadırlar (DBYBHY-2007). Göz önüne alınan performans seviyelerinin farklı malzeme özelliklerine göre ortalama aşılma oranı karakteristikleri Tablo 6.9-10'da verilmiştir.

**Tablo 6.9.** Farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (TÜRK Depremleri)

Malzeme Kalitesi	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
C10-S250	0.89	0.67	0.46
C13-S250	0.86	0.60	0.41
C16-S250	0.82	0.55	0.35
C10-S150	0.84	0.52	0.28
C13-S150	0.79	0.44	0.22
C16-S150	0.74	0.36	0.14

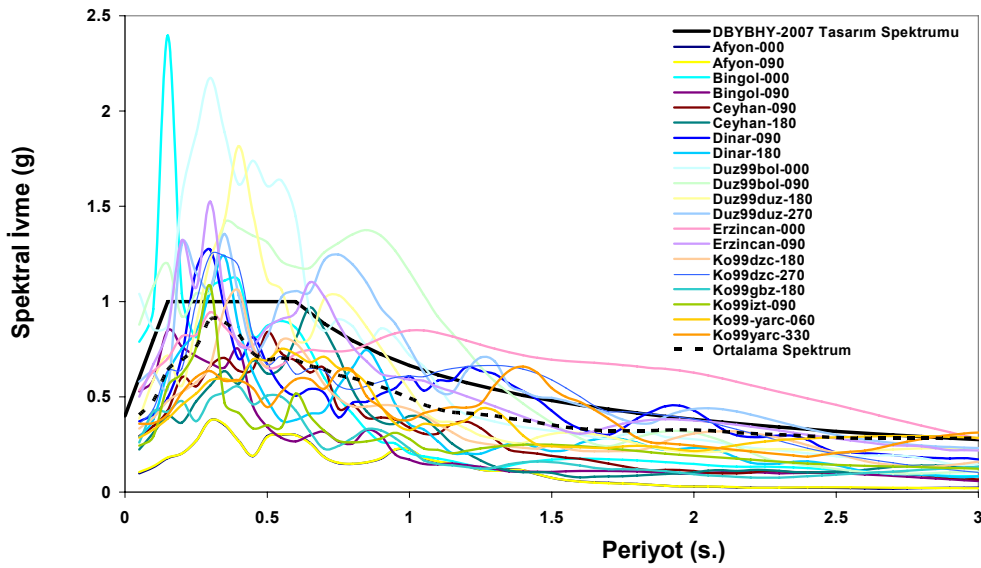
**Tablo 6.10.** Farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri)

Malzeme Kalitesi	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
C10-S250	0.83	0.64	0.49
C13-S250	0.81	0.60	0.44
C16-S250	0.78	0.55	0.37
C10-S150	0.79	0.50	0.31
C13-S150	0.76	0.44	0.27
C16-S150	0.73	0.40	0.19

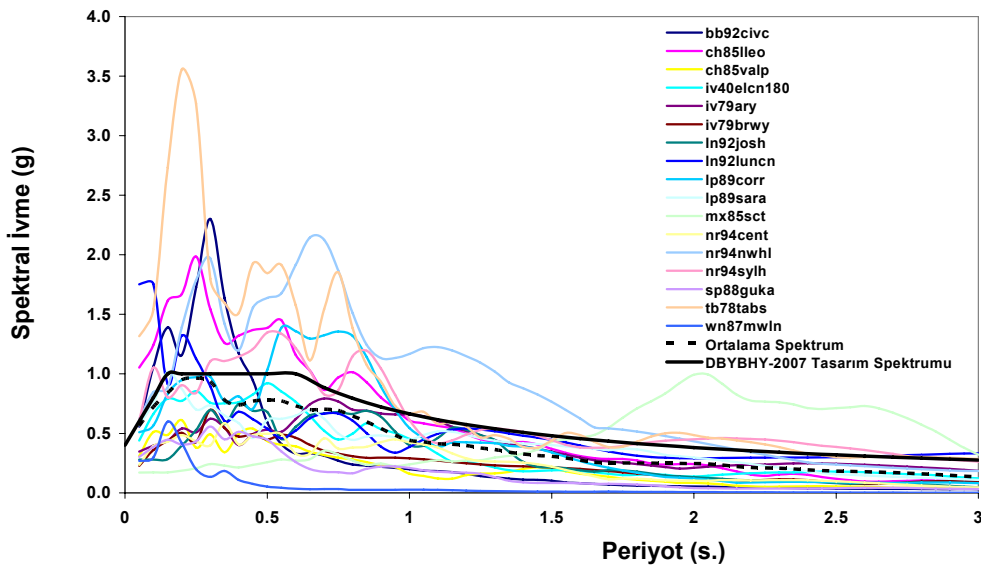
Kayıtlar deprem seviyesine göre gruplandırılmamasına rağmen, gözönüne alınan deprem kayıtlarının ortalama spektrumları, DBYBHY-2007 (2007) de tanımlanan talep spektrumundan daha düşüktür (Şekil 6.31-32 ). Tablo 6.9 ve 6.10'dan görüleceği üzere heriki deprem grubu için de göz önüne alınan yapıların çoğunda HK performans seviyesi aşılmaktadır. Malzeme özelliklerine göre ortalama aşılma oranları Türk ve FEMA-307 kayıtları için sırasıyla 0.74-0.89 ve 0.73-0.83 aralığında değişmektedir. Heriki deprem grubu kaydının da ortalama spektrumu, DBYBHY-2007 (2007) de öngörülen talep spektrumunun altında kalmasına rağmen, CG performans seviyesi de birçok yapı için de karşılanamamaktadır. Ortalama aşılma oranları Türk ve FEMA-307 kayıtları için sırasıyla 0.36-0.67 ve 0.40-0.64 aralığında değişmektedir

Göçmenin önlenmesi seviyesi okul ve sağlık yapıları için hedeflenen bir performans seviyesi olmamasına rağmen, depremlerde oluşacak can kayıplarının sınırlandırılmasında önemli bir kriterdir. Benzer şekilde ortalama aşılma oranları Türk ve FEMA-307 kayıtları için sırasıyla 0.14-0.46 ve 0.19-0.49 aralığındadır. Malzeme kalitesi arttıkça, yapıların performansları artmaktadır (Tablo 6.9-10). Beton kalitesi ve etriye aralığının HK performans seviyesi üzerindeki etkisi sınırlıyken, etriye aralığı CG ve GÖ seviyelerinde yapıların sismik performanslarını artırmada büyük etkiye sahiptir

(Tablo 6.9-10). GÖ seviyesi için ortalama aşılma oranı, beton sınıfından bağımsız olarak 250 mm etriye aralığı için 150 mm etriye aralığının yaklaşık iki katı mertebelerine kadar çıkmaktadır. Burada kullanılan sık etriye aralığı ( $s=150$  mm) tam olarak yönetmelik şartlarının karşılamamasına karşın, yapı performansını dikkate değer ölçüde artırmaktadır (Tablo 6.9-10). Mevcut kamu yapılarının geçmiş depremlerin karakteristiğini yansıtacak olası bir deprem altında HK performans seviyesini karşılamaktan uzaktır. Bununla birlikte, okul ve sağlık yapılarının yaklaşık yarısı CG seviyesi için kritiktir ve acilen tedbir alınmalıdır.



Şekil 6.31. %5 sönüm oranı için Türk Depremlerine (20 kayıt) ait ortalama spektrumları



Şekil 6.32. %5 sönüm oranı için FEMA-307 kayıtlarına (17 kayıt) ait ortalama spektrumları

Tablo 6.11 ve 6.12’de Türk ve FEMA-307 kayıtlarının tip projelere göre performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları istatistikleri verilmiştir. Bu tablolardaki sayılar kötü malzeme gruplarını kapsamaktadırlar. Türk depremleri için okul yapıları göz önüne alındığında; 10419 tip nolu projelerde kısa doğrultu hariç, hiçbir bina HK seviyesi sağlanmamaktadır. 10816 tip nolu projenin heriki yönü ve 10419(4), 10419(5) ve 10735-B tip nolu projelerin uzun yönleri CG ve GÖ seviyeleri için kritiktir. 10370 nolu projenin kısa yönü CG seviyesin karşılayamamaktadır. Sağlık yapıları heriki doğrultuda da HK seviyesini karşılayamamaktadır. 11276-A nin heriki yönü ve 11276-B nin uzun yönü CG ve GÖ için kritiktir.

**Tablo 6.11.** Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri)

Proje Tipi	Bina Doğrultusu	Perde Duvar Alanı (% Toplam kat alanı)	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
10370	Uzun Yön (x)	0.37	0.90	0.27	0.13
	Kısa Yön (y)	0.26	0.92	0.64	0.13
10419(4)	Uzun Yön (x)	---	1.00	0.71	0.56
	Kısa Yön (y)	0.38	0.35	0.03	0.01
10419(5)	Uzun Yön (x)	---	0.82	0.63	0.61
	Kısa Yön (y)	0.30	0.36	0.20	0.11
10735-A	Uzun Yön (x)	0.23	0.80	0.48	0.24
	Kısa Yön (y)	0.37	0.54	0.34	0.00
10735-B	Uzun Yön (x)	0.13	0.89	0.72	0.63
	Kısa Yön (y)	0.25	0.61	0.22	0.05
10816	Uzun Yön (x)	0.10	0.97	0.74	0.49
	Kısa Yön (y)	0.20	1.00	0.74	0.48
11276-A	Uzun Yön (x)	---	0.94	0.79	0.44
	Kısa Yön (y)	---	1.00	0.92	0.28
11276-B	Uzun Yön (x)	---	0.95	0.90	0.80
	Kısa Yön (y)	---	0.92	0.11	0.05
11187	Uzun Yön (x)		0.90	0.49	0.24
	Kısa Yön (y)	---	0.98	0.47	0.31

FEMA-307 depremleri için okul yapıları göz önüne alındığında; 10419 ve 10735-B tip nolu projelerde kısa doğrultu hariç, diğer tüm yapılarda HK seviyesi sağlanmamaktadır. 10370 ve 10816 tip nolu projenin heriki yönü ve 10419(4), 10419(5) ve 10735-B tip nolu projelerin uzun yönleri CG seviyeleri için kritiktir. GÖ için ise 10419 ve 10735-B nin uzun yönleri kritiktir. Sağlık yapıları heriki doğrultuda da HK

seviyesini karşılayamamaktadır. 11276-A'nın heriki yönü ve 11276-B'nin uzun yönü CG için kritiktir. GÖ için ise sadece 11276-B'nin uzun yönü kritiktir.

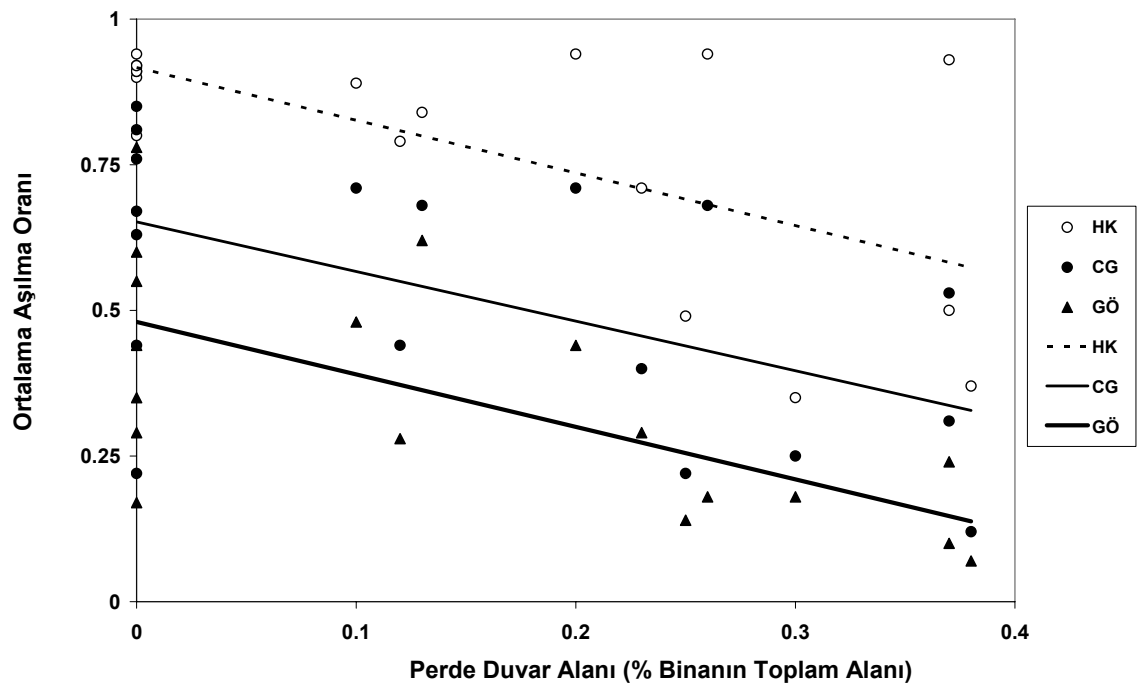
**Tablo 6.12.** Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri)

Proje Tipi	Bina Doğrultusu	Perde Duvar Alanı (% Toplam kat alanı)	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
10370	Uzun Yön (x)	0.37	0.93	0.53	0.24
	Kısa Yön (y)	0.26	0.94	0.68	0.18
10419(4)	Uzun Yön (x)	---	0.94	0.67	0.55
	Kısa Yön (y)	0.38	0.37	0.12	0.07
10419(5)	Uzun Yön (x)	---	0.80	0.63	0.60
	Kısa Yön (y)	0.30	0.35	0.25	0.18
10735-A	Uzun Yön (x)	0.23	0.71	0.40	0.29
	Kısa Yön (y)	0.37	0.50	0.31	0.10
10735-B	Uzun Yön (x)	0.13	0.84	0.68	0.62
	Kısa Yön (y)	0.25	0.49	0.22	0.14
10816	Uzun Yön (x)	0.10	0.89	0.71	0.48
	Kısa Yön (y)	0.20	0.94	0.71	0.44
11276-A	Uzun Yön (x)	---	0.90	0.76	0.44
	Kısa Yön (y)	---	0.91	0.81	0.29
11276-B	Uzun Yön (x)	---	0.92	0.85	0.78
	Kısa Yön (y)	---	0.91	0.22	0.17
11187	Uzun Yön (x)	0.12	0.79	0.44	0.28
	Kısa Yön (y)	---	0.92	0.44	0.35

Tip projeler üzerinde yapılan ayrıntılı performans değerlendirmeleri sonucunda 10370 nolu projenin bazı kolonlarının sünekliklerinin artırılmasıyla yapının kısa yönündeki performansı artırılabilir. 10419 (4-5) projede özellikle uzun yönde etriye aralığının seyrek olduğu durumlarda ciddi yetersizlikler oluşmaktadır. Orta aks kolonlarında meydana gelen kesme kırılmaları bunun en belirginidir. Hiç perde duvar bulunmayan bu doğrultuya perdelerin eklenmesi ile bu yöndeki performansın artırılması sağlanabilir. Bununla beraber, kritik bazı kolonlarda mantolama yapılması gerekli olabilir. 10735-B nolu projenin uzun yönüne % 0.5 perde duvar bulunmasına rağmen bu doğrultudaki performans yetersiz kalmaktadır. Benzer durum 10816 için de geçerlidir. Heriki yapının da performanslarının artırılması için perde duvar ilavesi gerekli gözükmektedir. Taşıyıcı sistemi sadece çerçevelerden teşkil edilen 11276 tip nolu projelerde ciddi yetersizlikler vardır. Özellikle etriye aralığının seyrek ve beton

dayanımının düşük olduğu durumlarda kesme kırılmaların rastlanmaktadır. Heriki yönde konulacak perde duvarlar ile güçlendirilmelidirler. 11187 nolu projenin uzun yönünün perde duvarlı ve diğer yönde de düşey taşıyıcı eleman yerleşiminin dengeli olması bu yapının deprem etkileri altında performansının nispeten daha iyi olmasını sağlamıştır. Ancak bazı düşey ve yatay taşıyıcı elemanlarda sünekliğin artırılması gerekli görülmektedir.

Göz önüne alınan performans seviyeleri için, toplam kat alanı ile normalize edilmiş perde duvar alanlarına karşın ortalama aşılma oranı istatistikleri Şekil 6.33 de görülmektedir. Şekilde de açıkça görüleceği üzere perde duvar oranı arttıkça bina performansı da artmaktadır. Özellikle düşük kaliteli beton ve detaylandırmanın yetersiz olduğu ülkemiz mevcut yapı stokları için perde duvarın önemi açıkça görülmektedir. Perde duvarların kullanılması yapının yatay yük taşıma kapasitesini artırarak deprem istemlerini düşürmektedir. Böylece, mevcut çerçevesiz taşıyıcı sisteme sahip yapılarda düşük beton kalitesi ve detaylandırmadan kaynaklanan sorunlar daha düşük risk oluşturmaktadır. İncelenen kamu binalarına ait kapasite eğrilerinden görüleceği üzere, belli miktarda perde duvara sahip yapılarda, kullanılan beton ve enine donatı aralığının etkisi daha az belirgindir.



**Şekil 6.33.** Göz önüne alınan performans seviyelerinde perde duvar alanına (toplam bina alanının %'si) göre aşılma olasılıkları (Şekil üzerindeki çizgileri doğrusal regresyon ile noktalara uydurulmuştur).

## 7. ÇÖZÜM ÖNERİLERİ

### 7.1 Genel

Yapısal sistemi yetersiz olan binaların öngörülen sismik performans seviyelerini karşılayabilmeleri için yeteri ölçüde güçlendirilmeleri gerekir. Güçlendirme terimi, yapının mevcut dayanım, rijitlik ve süneklik kapasitelerindeki iyileştirmeleri kapsar.

Bir yapının güçlendirilmesi söz konusu olduğunda, çeşitli yaklaşımlar, çeşitli yöntem ve teknikler, hatta bunların kombinasyonları arasından en etkin, en verimli, en elverişli olan güçlendirme stratejisinin ortaya konulması büyük bir önem taşır. Bu durum, bir tek yapı için geçerli olduğu kadar, benzer özellikler taşıyan belli bir yapı grubu için de, hatta bir kentte ya da bir ülkede bulunan yapıların tümü için de geçerlidir. Bu tür bir güçlendirme stratejisi;

- görülen yaygın sorunlar ve zayıflıklar,
- amaçlanan performans düzeyi veya düzeyleri,
- elde bulunan güçlendirme teknolojileri ve yerel imkanlar.

göz önüne alınarak geliştirilebilir (Tankut 2003).

Türkiye’de yeterli deprem güvenliği taşımadığı bilinen büyük bir bina stoğu bulunduğu bilinmektedir. İçinde buldukları koşullar ve yapısal özellikleri önemli ölçüde benzer binalar içeren bu stoğun bir parçası olan kamu yapılarının depreme karşı güçlendirilmesinde izlenmesi uygun olan strateji bu bölümde kısaca irdelenecektir. Sonrasında, karar verilecek güçlendirme stratejisi ile incelenen tip projelerin DBYBHY-2007’de öngörülen kriterleri sağlayacak şekilde güçlendirmeleri için öneriler sunulacaktır.

### 7.2 Kamu Yapılarında Gözlenen Ortak Kusurlar

Son 20 yıl içinde gerçekleşen depremlerin ardından yapılan pek çok inceleme, kamu yapılarında ortak zayıflıklarını açıkça ortaya koymuştur. Bu gözlemler, bu binaların çoğunlukla yetersiz mühendislik ürünü olduklarını; kötü malzeme, kötü proje ve kötü yapım sonucunda, deprem güvenliklerinin genellikle yetersiz olduğunu ortaya



koymaktadır. Öte yandan, bunların yıkılıp yeniden yapılmaları da genellikle ekonomik değildir.

Bu tür yapılarda yaygın olarak gözlenen ortak kusur ve zayıflıkları birkaç genel kategoride toplanabilir. Bunlar;

- **Yetersiz Yanal Rijitlik** - Bu tür yapılarda, tasarlandıkları tarih itibariyle (1975 Afet Yönetmeliği Koşullarına göre) çoğunlukla yeterli sayıda, konumda ve nitelikte betonarme perde düzenlenmediğinden ve genellikle düşey yükler göz önünde bulundurularak boyutlandırılan kolon kesitleri yeterince büyük olmadığından, deprem etkileri altında aşırı yanal ötelenmeler oluşmasını önleyebilecek düzeyde bir yanal rijitlik bulunmamaktadır.
- **Kusurlu tasarım** - Tasarımlarında genellikle yeterli özenin gösterilmediği bu yapılarda, özellikle bir yönde (uzun yön) perde kullanılmaması (örneğin; 10419, 11276), güçlü kiriş-zayıf kolon türü birleşim gibi sakıncalı düzenlemeler yaygın olarak bulunmaktadır.
- **Kötü beton ve kötü işçilik** - Çok düşük nitelikli beton kullanımı, yaygın sorunlardan bir diğeridir. Bu tür yapılarda yaşanan depremler işçiliğin genellikle çok düşük düzeyde olduğunu göstermiştir. Bu durumu yansıtmak için çalışmada beton dayanımında 10, 13 ve 16 MPa değeri dikkate alınmıştır.

### 7.3 Performans Seviyeleri

Yapıların deprem güvenliğinden söz edilirken, “Depreme karşı güvenlidir ya da değildir” gibi yüzeysel bir ifade son derece yetersizdir. Çünkü, sözü edilen deprem hangi depremdir; her yıl birkaç kez hissedilen küçük bir deprem mi, yüzyılda bir oluşan büyük bir deprem mi, yoksa bugüne kadar duyulmamış bir felaket mi? Öte yandan, güvenli ne demektir; en küçük bir belirti bile vermeksizin kullanımı sürdürmek mi, onarılabilir bir hasarla ayakta kalmak mı, yoksa onarılamayacak düzeyde ağır hasar görmeye birlikte geçmeden ayakta kalmak ve içinde bulunan insanların hayatta kalmasını sağlamak mı? Yakın zamana kadar bu tür yuvarlak ifadelerle belirsiz biçimde tanımlana gelen deprem güvenliği, son yıllarda geliştirilen “güvenlik düzeyi ya da performans düzeyi” kavramı ile biraz daha anlamlı bir biçimde tanımlanır olmuştur (Tankut 2003). Genellikle hedeflenen performans seviyeleri şunlardır;

- **Hemen Kullanım** - Yönetmelikte öngörülen tasarım depremi gerçekleştiğinde, yapının depremi hasarsız ya da çok hafif hasarla atlatarak aksamatsız kullanımda kalması durumu,
- **Can güvenliği** - Tasarım depremi sonucunda, yapıda onarılabılır nitelikte, hiçbir ölüm ya da yaralanmaya yol açmayacak nitelikte orta derecede hasar oluşması durumu,
- **Göçmenin önlenmesi** - Yapının tümüyle elden çıkmasına yol açabilecek kadar ağır hasara rağmen yapının göçmeden ayakta kalarak can kaybına neden olmaması durumu.

Performans seviyeleri yanısıra, el yordamıyla tanımlanmış bir tek tasarım depremi yerine, birden fazla tasarım depremi tanımlayarak koşullara göre bunlardan birini seçmek anlayışı gelişmektedir. Örneğin, yeni deprem yönetmeliğinde, genel olarak esas alınan tasarım depremi yanında, biri bundan daha büyük diğeri daha küçük iki depremden daha söz edilmektedir. Bu tanımlar da şöyledir;

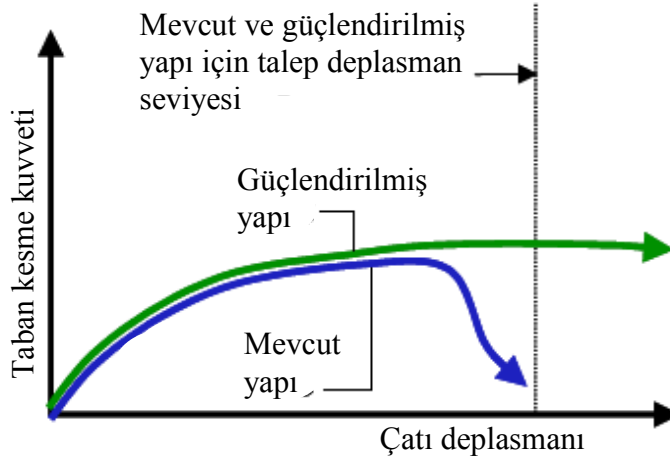
- **Standard** - O yörede 50 yıl içinde gerçekleşmesi olasılığı %10 kadar olan deprem,
- **Daha büyük** - 50 yıl içinde gerçekleşmesi olasılığı %2 kadar olan deprem,
- **Daha küçük** - 50 yıl içinde gerçekleşmesi olasılığı %50 kadar olan deprem.

#### 7.4 Güçlendirme Yöntemlerine Genel Bakış

Güçlendirme teknikleri, (i) **eleman bazında güçlendirme** (yetersiz olduğu anlaşılan taşıyıcı elemanlara lokal olarak uygulanan teknikler) ve (ii) **sistem davranışı iyileştirme** (taşıyıcı sistemin genel karakterini değiştirerek yetersiz taşıyıcı elemanların deprem etkilerinden kurtarılması) başlıkları altında, iki genel kategori altında değerlendirilmektedir (Moehle 2000).

##### 7.4.1 Eleman güçlendirmeleri

Kolon, kiriş ve döşeme elemanların güçlendirilmesi esasına dayanır (Şekil 7.1). Yaygın kullanılan başlıca teknikler aşağıda sıralanmış, herbirinin etkin ve yararlı olduğu durumlar kısaca belirtilmiştir.



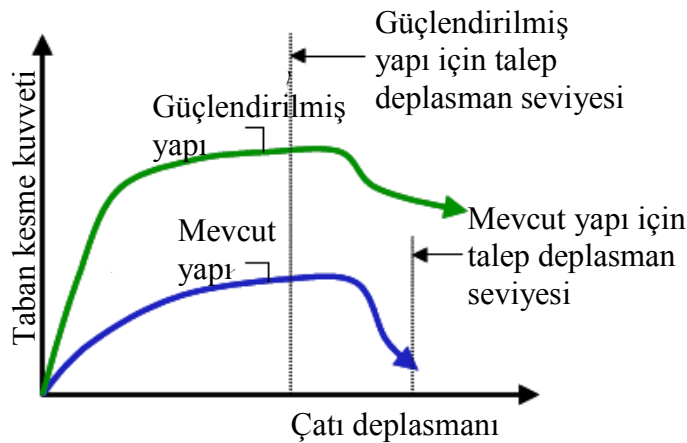
Şekil 7.1. Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000)

#### 7.4.1.1 Kolon güçlendirilmesi

- **Betonarme mantolama** - Varolan kolon çevresine iyi donatılmış yeni bir betonarme katman ekleyerek kolon kesitinin büyütülmesi şeklinde uygulanır. Kolonun aksenal yük taşıma kapasitesini artırmada çok etkili olan bu teknik, eğilme kapasitesini artırmak amacıyla kullanılması olanaklı olmakla birlikte, oldukça zahmetlidir.
- **Çelik mantolama** - Kolonun dört köşesine dört çelik köşebent yerleştirilerek bunları alt ve üst taban levhalarıyla sıkıştırarak yük almalarını sağlama ve köşebentleri kaynaklanmış yatay çelik kuşaklarla birbirine sıkıca bağlama şeklinde uygulanır. Yapımı kolay ve temiz ve bu yüzden çok elverişlidir. Kolonun aksenal kapasitesini artırmada çok etkili olan bu teknik, eğilme kapasitesi bakımından elverişli değildir. Çünkü, alt ve üst kolonlarda sürekliliğin sağlanması olanaksız değilse bile, buna yakın derecede zor ve etkinliği kuşkuludur.
- **Elyafli polyester sargılama** - Köşeleri yuvarlatılmış kolonun karbon ve benzeri elyafli polyester şeritlerle çepeçevre sargılanması şeklinde uygulanır. Dairesel kesitli kolonlarda çok etkili olan bu teknik, kolon betonunun deformasyon özelliklerinin iyileştirilmesi yanısıra, beton dayanımının yükselmesi sonucunda aksenal kapasitenin de artırılmasını da sağlayan bu teknik kesme dayanımının artırılmasına da yardımcı olmaktadır.

### 7.4.2 Sistem bazında iyileştirme

Yapılan bazı işlemler ya da yapıya eklenen yeni bazı taşıyıcı elemanlar etkisiyle, yapı sisteminin genel davranışı önemli ölçüde değiştirilebilir (Şekil 7.2); bunun sonucunda varolan yapı elemanları çok daha düşük zorlamalar taşıma durumuna getirilebilirler ve böylece varolan kapasiteleri yeterli sayılabilir ve de güçlendirilmelerine gerek kalmayabilir. Yapı sisteminin niteliğini değiştirmeye yönelik bu tür işlemler “sistem davranışı iyileştirme” olarak adlandırılır.



Şekil 7.2. Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (Moehle 2000)

#### 7.4.2.1 Yanal rijitlik kazandıran elemanlar oluşturulması

Yapıda yanal rijitlik sağlayan yeni elemanlar oluşturarak deprem etkilerinin büyük bir bölümünün yeni elemanlara taşınması ve böylece çerçeve elemanlarının aşırı yüklenmeden kurtarılması yoluyla sistem davranışının iyileştirilmesi. Bu yaklaşımı gerçekleştirmede kullanılan başlıca teknikler;

- **Yerinde dökme betonarme dolgu duvarları** - Kapsamlı deneysel araştırmalarla geliştirilmiş olan bu teknik, onarım çalışmalarında başarıyla uygulanmakta olup Türkiye’de bu teknikle ilgili, önemli sayılabilecek düzeyde bir bilgi ve deneyim birikimi oluşmuştur. Ancak, yapının uzunca bir süre boşaltılmasını zorunlu kılması nedeniyle, bu teknik çok sayıda binaya uygulanması söz konusu olan, deprem öncesi kapsamlı güçlendirme çalışmaları için elverişli değildir.
- **Tuğla dolgu duvarlarının güçlendirilmesi (elyafli polyester)** - Ülkemizde betonarme çerçeve yapılarda boşluklu tuğla dolgu duvarları çok yaygın olarak kullanılmaktadır. Hesaplarda göz önüne alınmasalar da, bu duvarların yapının

deprem davranışı üzerinde bir etkiye ve deprem dayanımı üzerinde bir katkıya sahip oldukları bilinmektedir. Ancak, belli yükler altında gevrek biçimde kırılarak etkilerini yitirdiklerinden, bu duvarların sağladığı deprem dayanımına güvenilmesi olanaklı değildir. Bununla birlikte, eğer bazı uygun yöntemlerle güçlendirilirse, hem dayanıma önemli düzeyde ve güvenilir nitelikte bir katkı yapabildikleri, hem de yerinde dökme betonarme dolgu duvarlarını anımsatan biçimde, yapının davranışını iyileştirebildikleri kanıtlanmıştır. Bu ilke doğrultusunda, yapıda bulunan boşluklu tuğla dolgu duvarlarından bazılarının elyafli polyester şeritlerin epoksi ile yapıştırılması yoluyla güçlendirilmesidir. Seçilen gözlerde iki yönlü çapraz olarak düzenlenen şeritlerinin varolan betonarme çerçeve elemanlarına güvenli biçimde kenetlendiği durumlarda etkili olan bu teknik, kullanıcıya önemli bir rahatsızlık vermeden kolayca uygulanabilmektedir.

- **Tuğla dolgu duvarlarının güçlendirilmesi** - Mevcut boşluklu tuğla dolgu duvarlarının güçlendirilmesi amacıyla kullanılabilen ve yapı kullanıcılarına önemli bir rahatsızlık vermeden uygulanabilen diğer bir teknik de, yüksek dayanımlı betondan fabrikada üretilmiş, ince ve iki kişi tarafından taşınabilecek ve kapılardan kolayca geçebilecek büyüklükte önüretimli beton panellerin mevcut tuğla dolgu duvarlarına ve çerçeve elemanlarına epoksi aracılığıyla yapıştırılmasıdır.
- **Çelik çaprazlar kullanılması** - Seçilmiş çerçeve gözleri içine çelik çaprazlar yerleştirilerek yapı dayanımı ve yanal rijitliğinin artırılması, akla ilk gelen sistem davranışı tekniklerinden biridir. İlke düzeyinde çok etkili ve anlamlı olan bu tekniğin uygulanmasında Türkiye’de büyük güçlüklerle karşılaşmaktadır. Mevcut yapıdaki betonun genellikle niteliksiz olması ve çerçeve elemanlarında önemli tasarım kusurlarının yaygın olarak bulunması nedeniyle, özellikle çelik çaprazların çerçeveye yaslandıkları birleşim bölgelerinde, çelik çaprazların sağlayabileceği kapasite artışına ulaşılmadan çok önce kırılma gerçekleşmektedir.
- **Yapı dışında yeni bir yapı kurulması (Dış Perde Duvar Uygulaması)** - Türkiye’de imar kurallarının elvermemesi nedeniyle, pek nadir olarak uygulanabilmesine karşın, kullanımı aksatmadığı için bazı ülkelerde bazı durumlarda yeğlenen bir diğer yaklaşım, yapının dışında, yapıdan bağımsız, yanal rijitliği yüksek yeni bir yapı oluşturulması ve güçlendirilecek yapının uygun yerlerinden bu yeni yapıya bağlanarak ondan destek alabilir duruma getirilmesi yaklaşımıdır.

## 7.5 Güçlendirme Stratejisi

Konuya bir tek yapı açısından bakıldığında, yapısal zayıflığın yapının belli bir bölgesiyle sınırlı olduğu ya da yeterli görünmeyen taşıyıcı eleman sayısının küçük olduğu durumlarda eleman güçlendirme yaklaşımının tercih edilmesi gerektiği; ancak, yetersiz eleman sayısının büyük olduğu ya da yanal rijitliğin yeterli olmaması nedeniyle tüm düşey taşıyıcıların güçlendirilmesine gerek duyulduğu durumlarda, çok sayıda taşıyıcı elemanın birer birer güçlendirilmesinin anlamlı olmadığı, bunun yerine sistem davranışı iyileştirme yaklaşımını benimsemenin daha doğru olduğu açıktır. Dolayısıyla, Türkiye kamu yapıları için tanımlanacak güçlendirme stratejisinin temel alması uygun görülen yapı stoğu kesiminin yaygın zayıflıkları arasında önem taşıyan,

- Yetersiz yanal rijitlik,
- Donatı düzenleme kusurları,
- Çok yaygın olan düşük nitelikli beton kullanımı,

göz önüne alındığında, sistem davranışı iyileştirme yaklaşımına öncelik verilmesi gerektiği açıkça görülmektedir. Bu tür bir işlem sonucunda, deprem kuvvetlerinin büyük bölümü yeni oluşturulan yanal rijitlik elemanları tarafından alındığından, çoğunluğu yetersiz olan çerçeve elemanları rahatlayacak ve yalnızca düşey yüklerden gelen zorlamaları taşımak durumunda kaldıkları için yetersiz olmaktan çoğunlukla çıkacaklardır. Bununla birlikte, az sayıda taşıyıcı elemanın yine de yetersiz kalması ya da bazı elemanların (perde bağ kirişine dönüşen kirişler gibi) işlev değişikliğine uğramaları nedeniyle, güçlendirme gerektirmesi doğaldır. Ancak, az sayıda elemanın bireysel olarak güçlendirilmesinde de herhangi bir güçlük olmayacaktır.

Bu anlayış içinde gerçekleştirilecek güçlendirme uygulamalarının gerektirdiği güçlendirme teknolojisi, ülkemizde bulunmakta, hatta çoğu durumda mühendise çeşitli tekniklerden oluşan seçenekler sunmaktadır.

Bu yaklaşım, performans seviyeleri açısından bakıldığında da elverişli görülmektedir. Çünkü, ülkenin sınırlı ekonomik olanakları, can kaybı sayısını en aza indirme amacına öncelik verilmesini gerektirdiği düşünülürse, bu yaklaşım göçmenin önlenmesi güvenlik düzeyine yönelik olarak kolayca uygulanabilir.

Yukarıda tartışıldığı gibi, “öncelikle sistem davranışı iyileştirme yaklaşımı ile genel bir çözüm getirmek, daha sonra da buna rağmen yetersiz kalan az sayıda taşıyıcı elemana bireysel güçlendirme uygulamak” diye özetlenebilen bir güçlendirme stratejisinin kamu yapıları için çok uygun olduğu görülmektedir.

## 7.6 Yetersiz Tip Projeler İçin Çözüm Önerileri

Yukarıda belirlenen güçlendirme stratejisinden hareketle, Bölüm 6 da performans değerlendirmeleri yapılan tip projeli kamu yapılarında gözlemlenen yetersizliklerin giderilmesi için güçlendirme önerileri sunulmuştur. Perde duvar oranı yeterli görülen projelerde eleman bazında yetersiz görülenlerin güçlendirilmesi diğerlerinde ise, sistem bazında yapılan iyileştirmeden sonra yetersiz görülen elemanların takviye edilmesi yoluna gidilmesi önerilmiştir.

### 7.6.1 Yapıların güçlendirme sonrası taşıyıcı sistemleri

Güçlendirme stratejisi çerçevesinde 10370 tip numaralı proje hariç diğer tüm binalarda öncelikle sistem bazında iyileştirme yoluna gidilmiştir. Heriki asal doğrultuda da yapılara perde duvarlar eklenmiştir (Tablo 7.1). Taşıyıcı sisteme ilave edilen elemanlarda kullanılan beton sınıfı C25, çelik sınıfı ise S420a'dir. Her bir yapıya ait güçlendirme sonrası düşey taşıyıcı sistem planları EK 9-15'de verilmiştir. Planlarda mevcut perdeler koyu siyah olup, ilave edilen perdeler taralı şekilde gösterilmiştir.

**Tablo 7.1.** Tip rojelerin güçlendirmelerinden sonraki perde oranları

Proje Tipi	Kat Alanı (m <sup>2</sup> )	Kat Sayısı	Güçlendirmeden Önceki Perde Duvar Alanı (kat alanı %)		Güçlendirmeden Sonraki Perde Duvar Alanı (kat alanı %)	
			Uzun yön (x)	Kısa yön (y)	Uzun yön (x)	Kısa yön (y)
10370	322	3	1.10	0.78	1.10	0.78
10419 (4)	613	4	----	1.50	1.03	1.84
10419 (5)	613	5	----	1.50	1.03	1.84
10735 - A	250	4	0.90	1.46	1.97	2.18
10735 - B	390	4	0.50	1.00	1.12	1.46
10816	890	5	0.50	1.02	1.00	1.40
11276 - A	560	4	----	----	0.75	0.58
11276 - B	350	3	----	----	0.60	0.65
11187	216	5	0.60	---	2.48	2.10

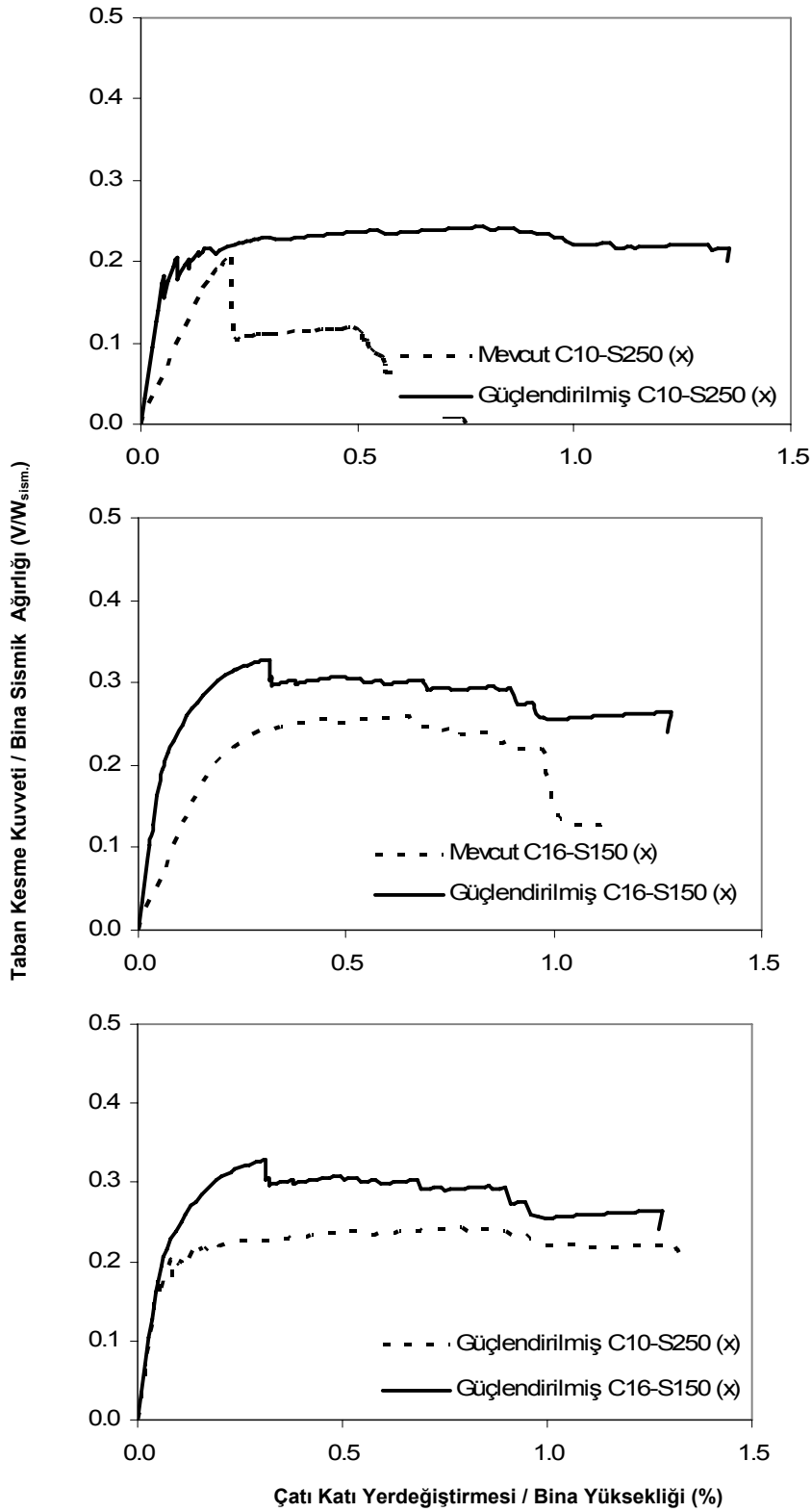
## 7.7 Güçlendirilmiş Projelerin Kapasite Eğrileri

Mevcut yapılara perde eklenerek güçlendirmeleri yapılmış projelerde, karşılaştırmalı bir performans değerlendirmesi yapabilmek için, en olumsuz ve en iyi duruma ait kapasite ve istemler kıyas edilmiştir (Tablo 7.2). 2007 Deprem Yönetmeliği'nde okul ve sağlık binaları için tasarım depreminde Hemen Kullanım (HK) ve maksimum olası depremde de Can Güvenliği (CG) performans düzeyleri hedeflenmektedir. HK ve CG seviyelerine karşılık gelen yerdeğiştirme istemleri ve kapasiteleri karşılaştırılarak hedeflenen performans düzeylerinin sağlanması hedeflenmiştir. Güçlendirilmiş projelere ait karşılaştırmalı kapasite eğrileri Şekil 7.3-14'de verilmiştir.

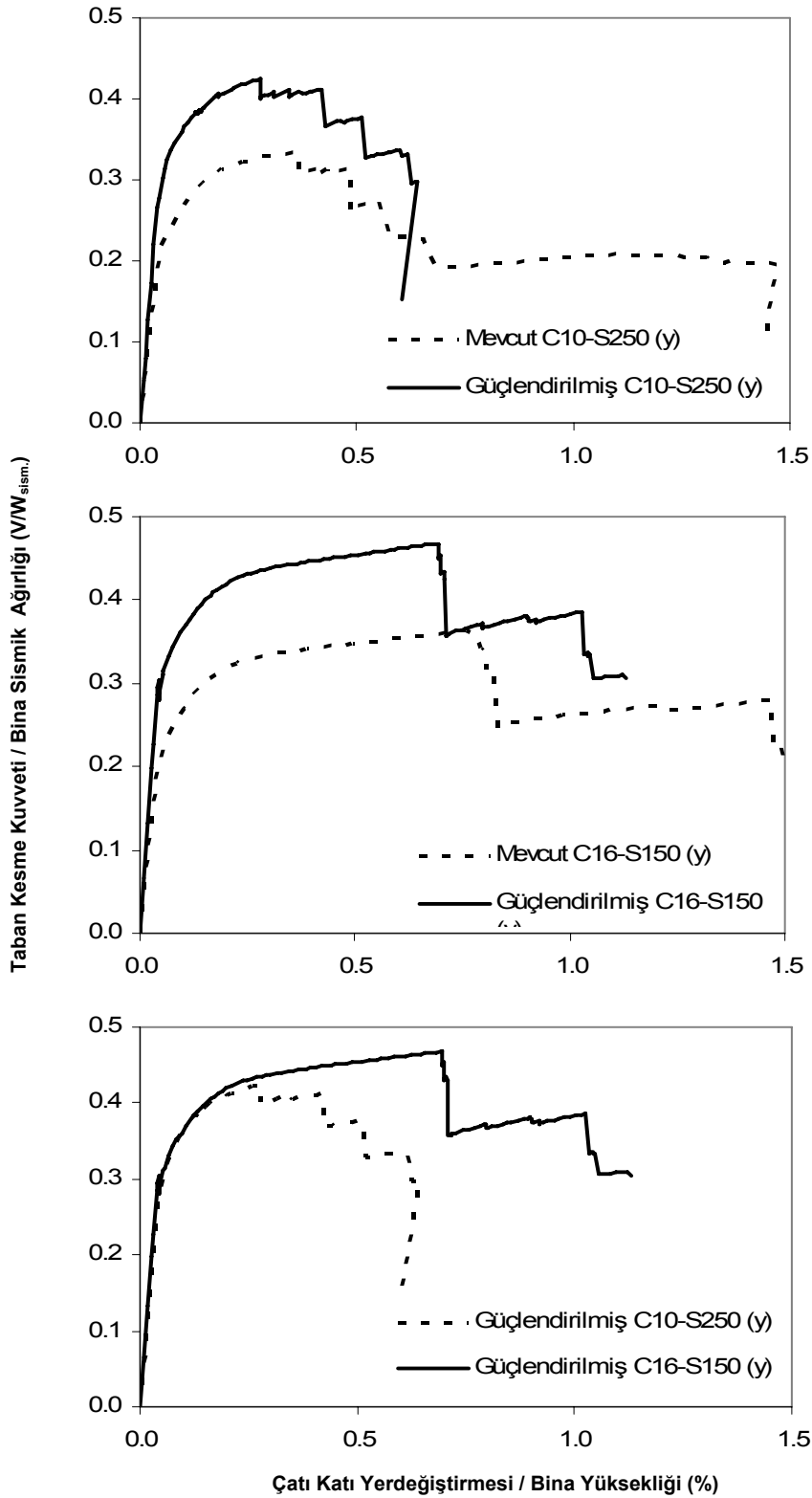
**Tablo 7.2.** Güçlendirilmiş projelerin DBYBHY-2007 ye göre hesaplanan deprem istemleri ve kapasite karşılaştırmaları

Tip No	Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı	X- yönü				Y- yönü			
		HK		CG		HK		CG	
		$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$		$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$		$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$		$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	
		İstem	Kapasite	İstem	Kapasite	İstem	Kapasite	İstem	Kapasite
10419(4)	C10-S250	0.38	0.38	0.60	0.97	0.21	0.24	0.36	0.36
	C16-S150	0.36	0.37	0.59	1.05	0.20	0.27	0.35	0.38
10419(5)	C10-S250	0.41	0.44	0.64	1.00	0.27	0.27	0.44	0.44
	C16-S150	0.42	0.43	0.63	1.08	0.27	0.33	0.44	0.46
10735-A	C10-S250	0.21	0.25	0.39	0.42	0.22	0.26	0.37	0.47
	C16-S150	0.21	0.27	0.40	0.52	0.21	0.27	0.37	0.50
10735-B	C10-S250	0.40	0.12?	0.66	0.73	0.24	0.26	0.42	0.50
	C16-S150	0.39	0.30?	0.65	0.75	0.22	0.25	0.42	0.54
10816	C10-S250	0.76	0.28?	1.14	0.43?	0.37	0.37	0.60	0.64
	C16-S150	0.74	0.42?	1.10	1.00?	0.35	0.45	0.57	0.6
11276-A	C10-S250	0.47	0.47	0.76	0.93	0.41	0.41	0.68	0.85
	C16-S150	0.50	0.51	0.80	1.10	0.42	0.42	0.69	0.91
11276-B	C10-S250	0.43	0.44	0.72	1.12	0.34	0.37	0.59	0.90
	C16-S150	0.44	0.44	0.73	1.13	0.34	0.43	0.59	0.90
11187	C10-S250	0.42	0.42	0.69	0.73	0.45	0.35?	0.74	0.74
	C16-S150	0.43	0.43	0.78	0.71	0.45	0.45	0.77	0.93

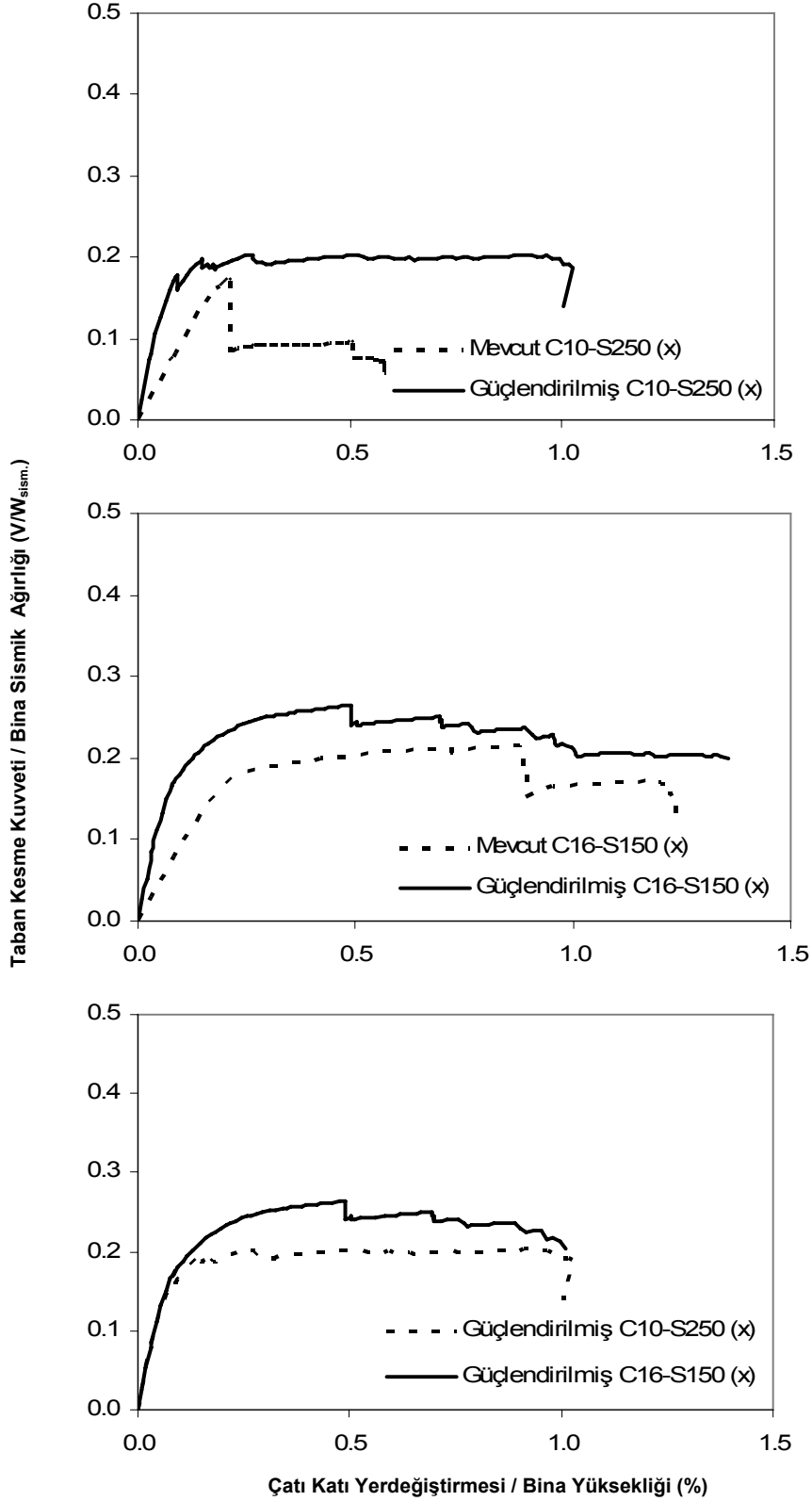




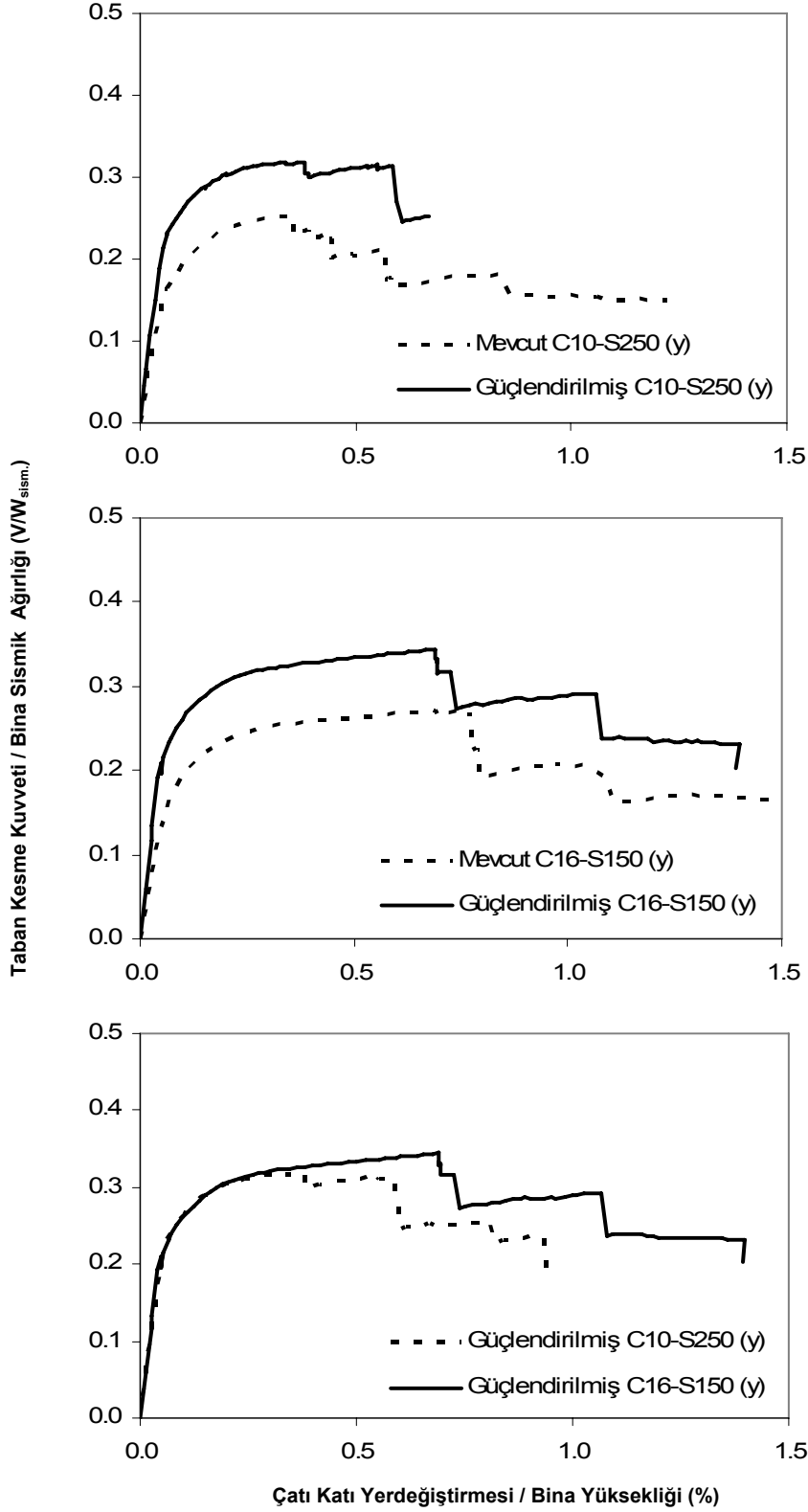
**şekil 7.3** Güçlendirilmiş 10419(4) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x-yönü)



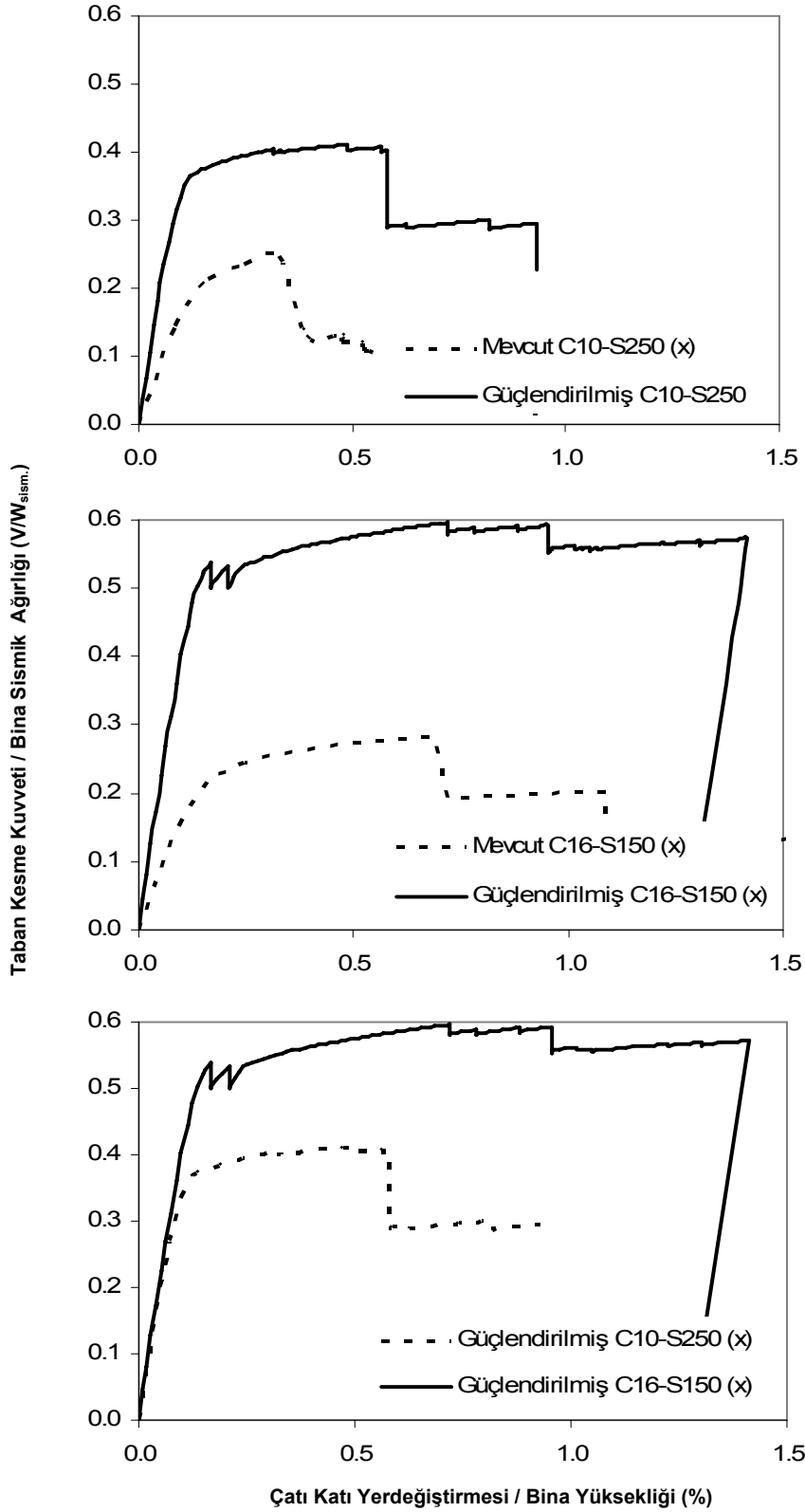
**Şekil 7.4.** Güçlendirilmiş 10419(4) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y-yönü)



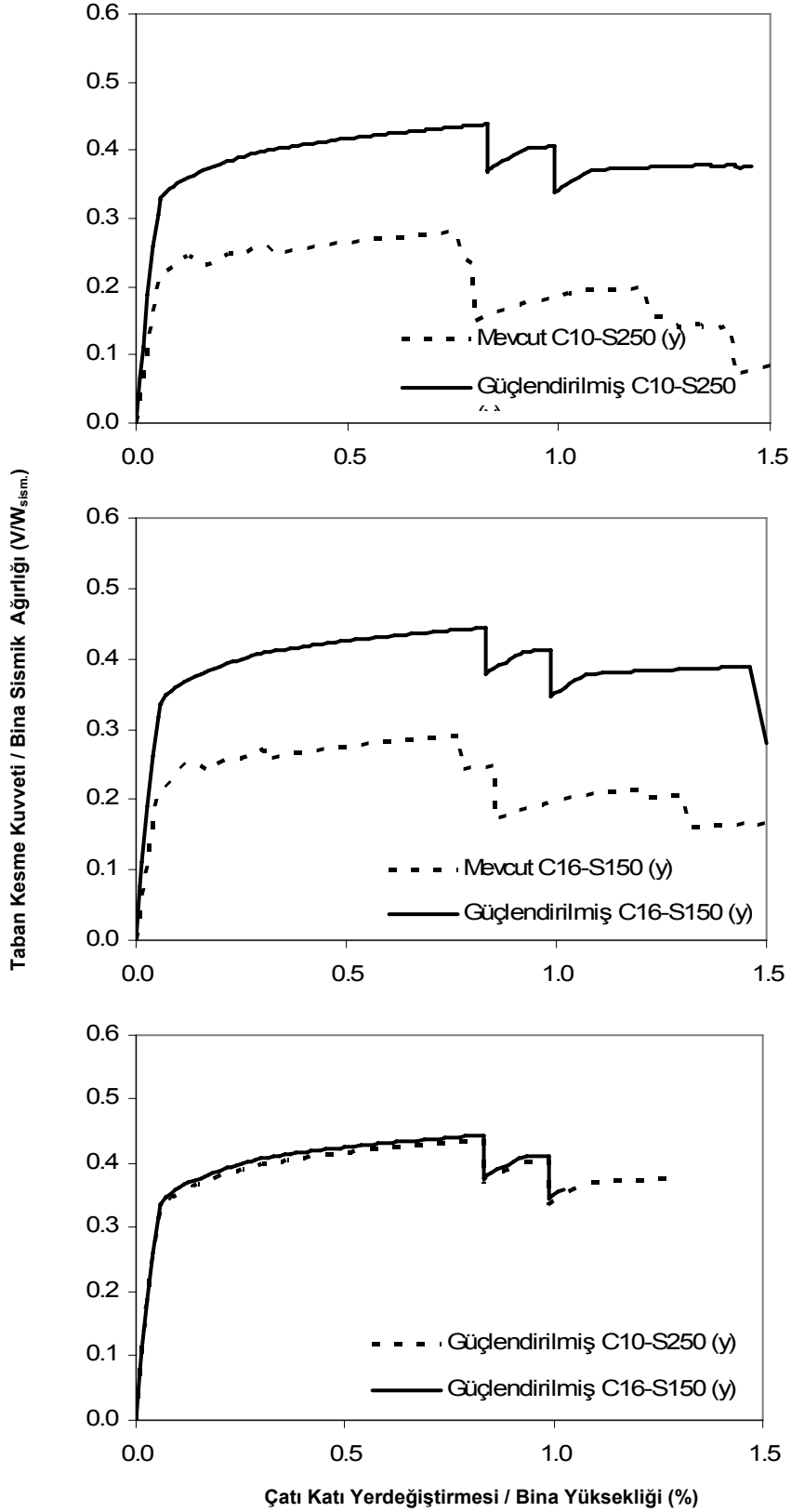
**Şekil 7.5.** Güçlendirilmiş 10419(5) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x-yönü)



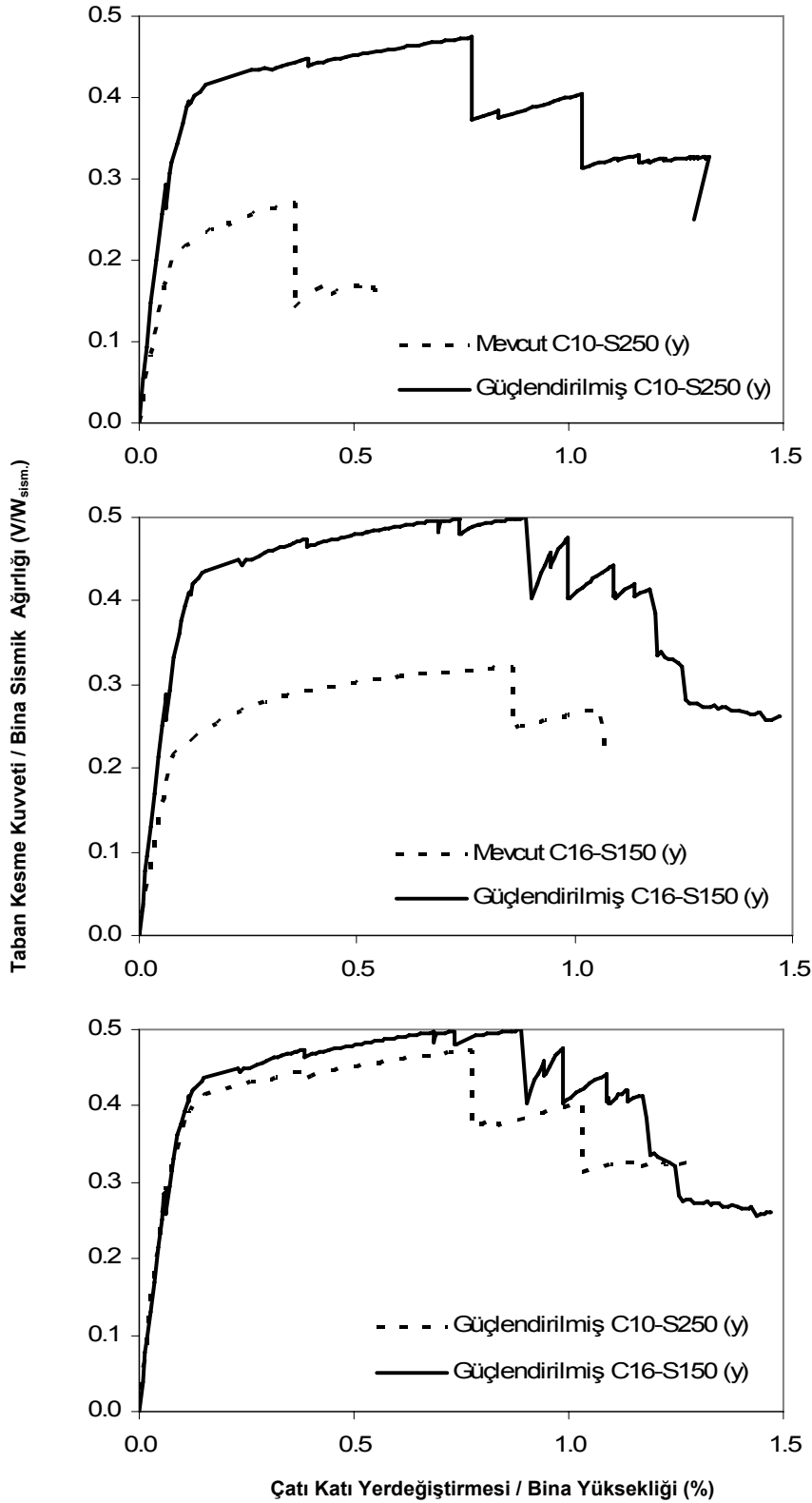
**Şekil 7.6.** Güçlendirilmiş 10419(5) tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y-yönü)



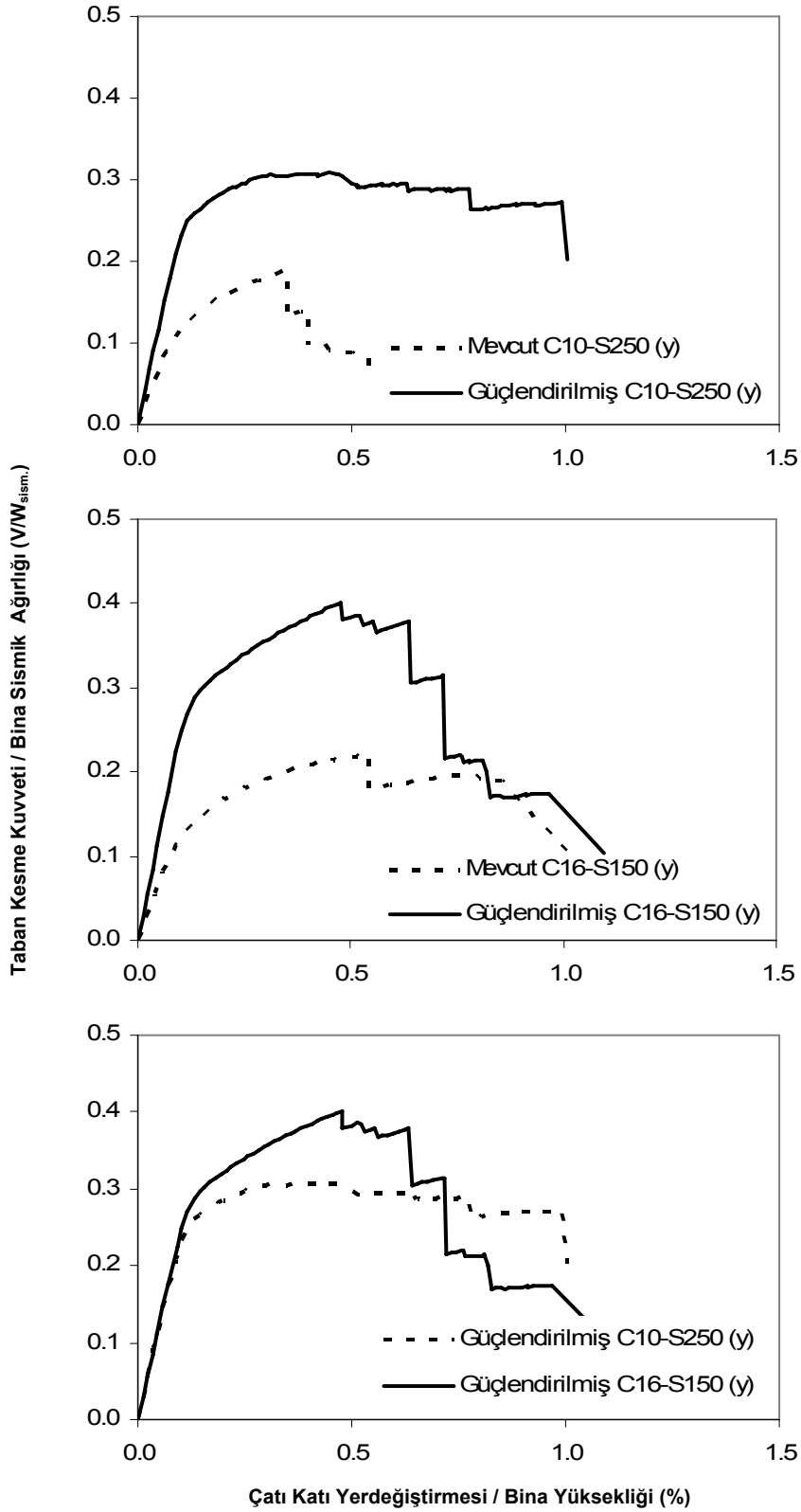
**şekil 7.7.** Güçlendirilmiş 10735-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x-yönü)



**Şekil 7.8.** Güçlendirilmiş 10735-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y-yönü)

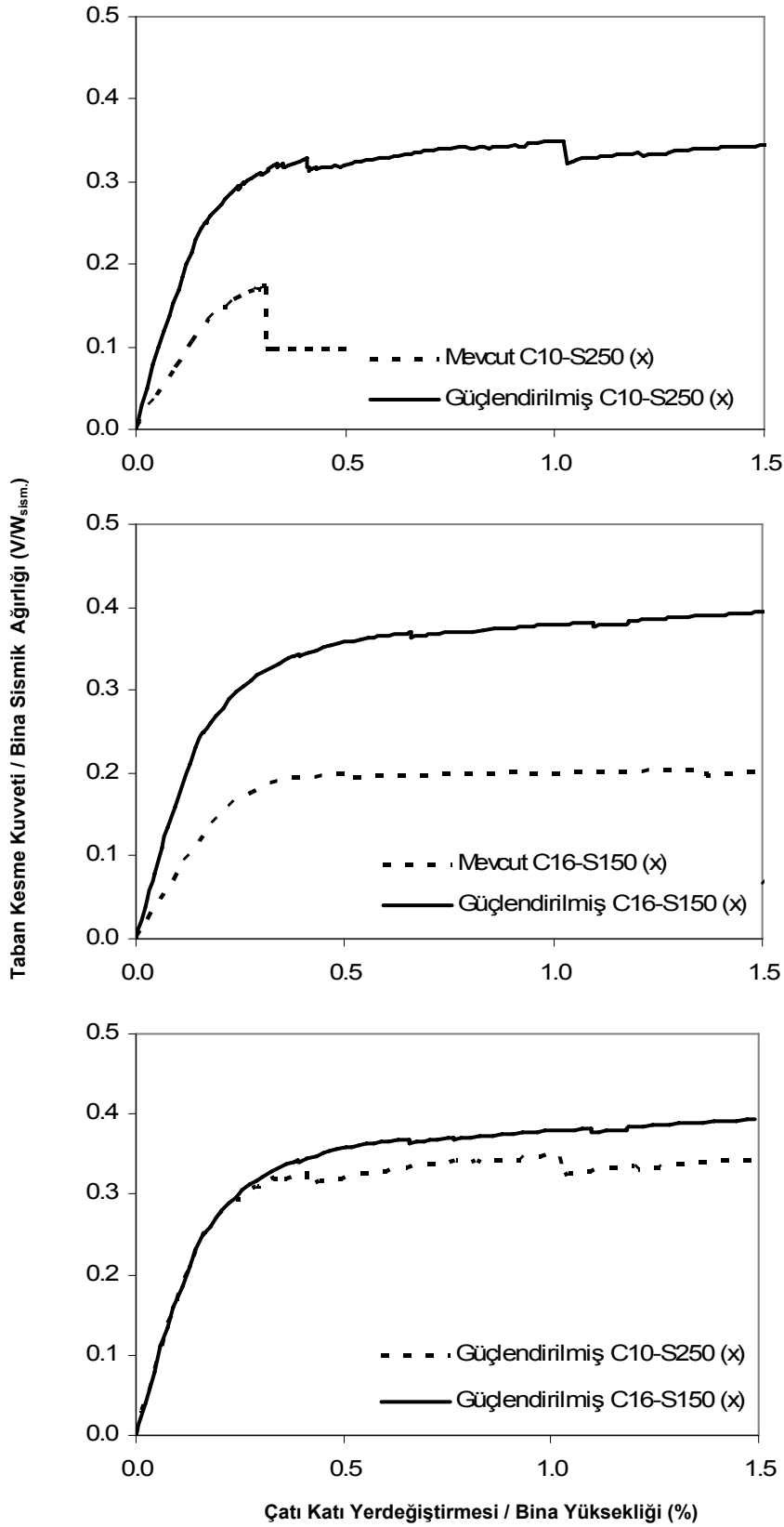


**Şekil 7.9.** Güçlendirilmiş 10735-B tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y-yönü)

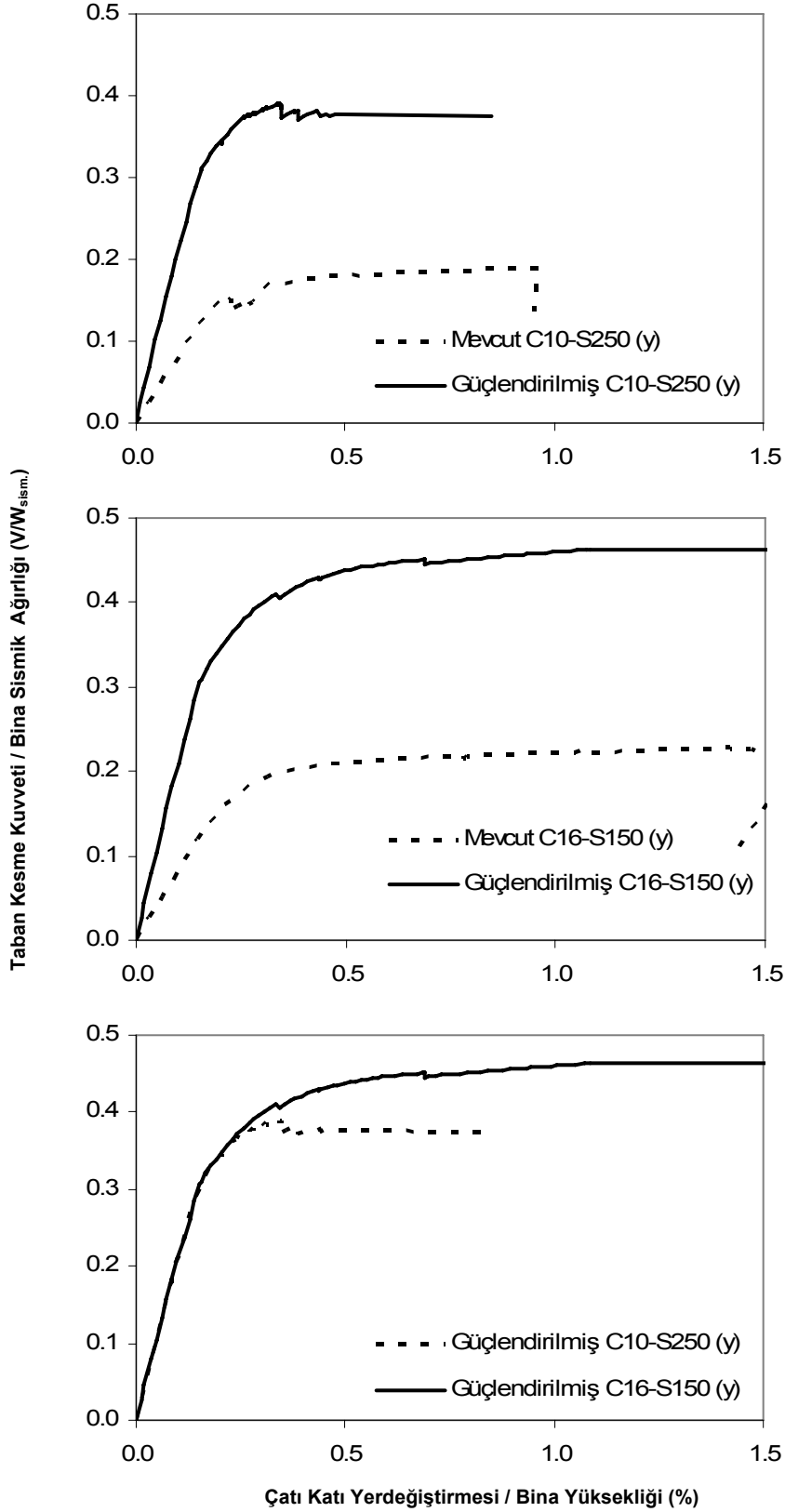


**şekil 7.10.** Güçlendirilmiş 10816 tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri ( $y$ - yönü)

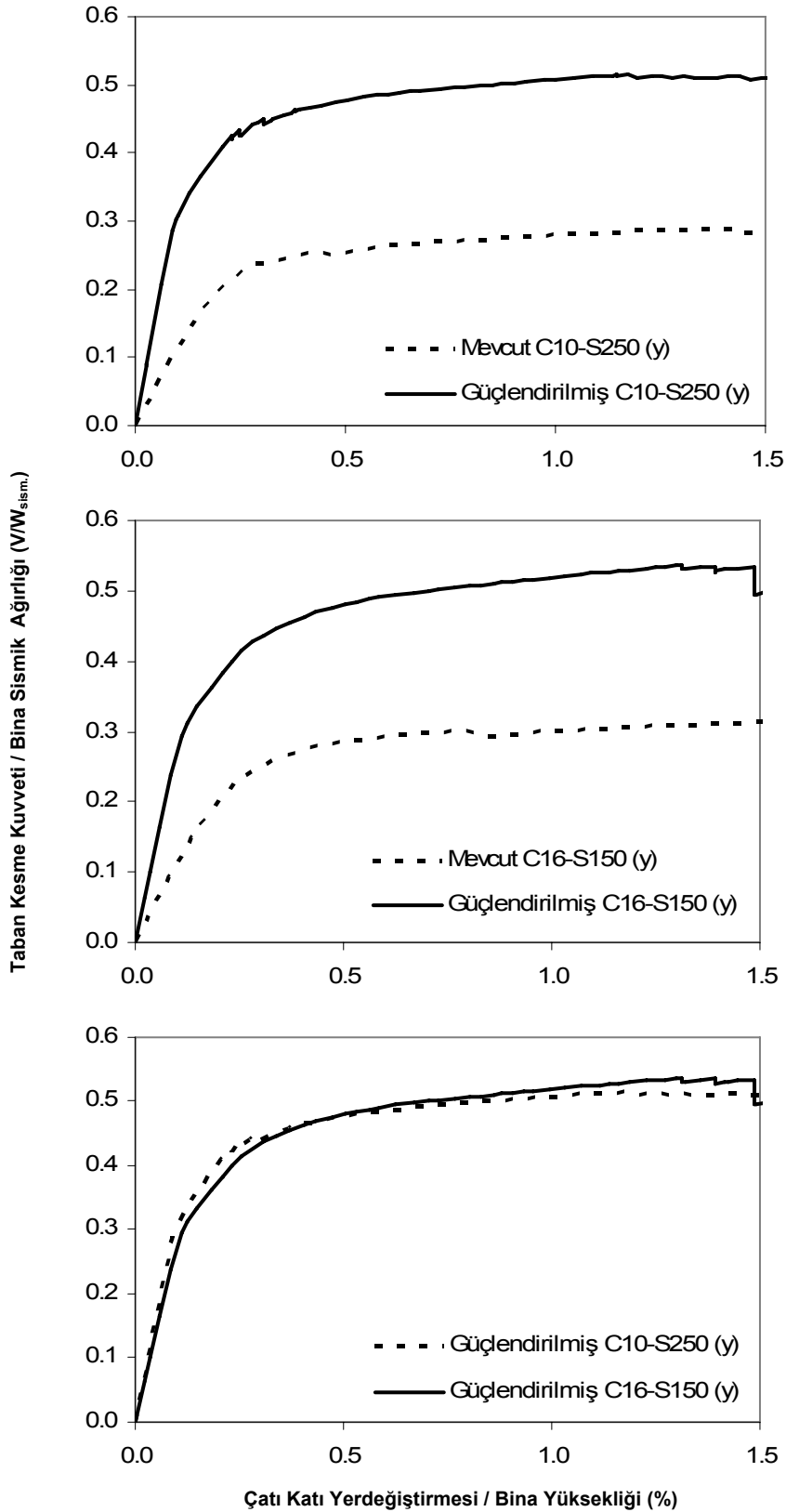




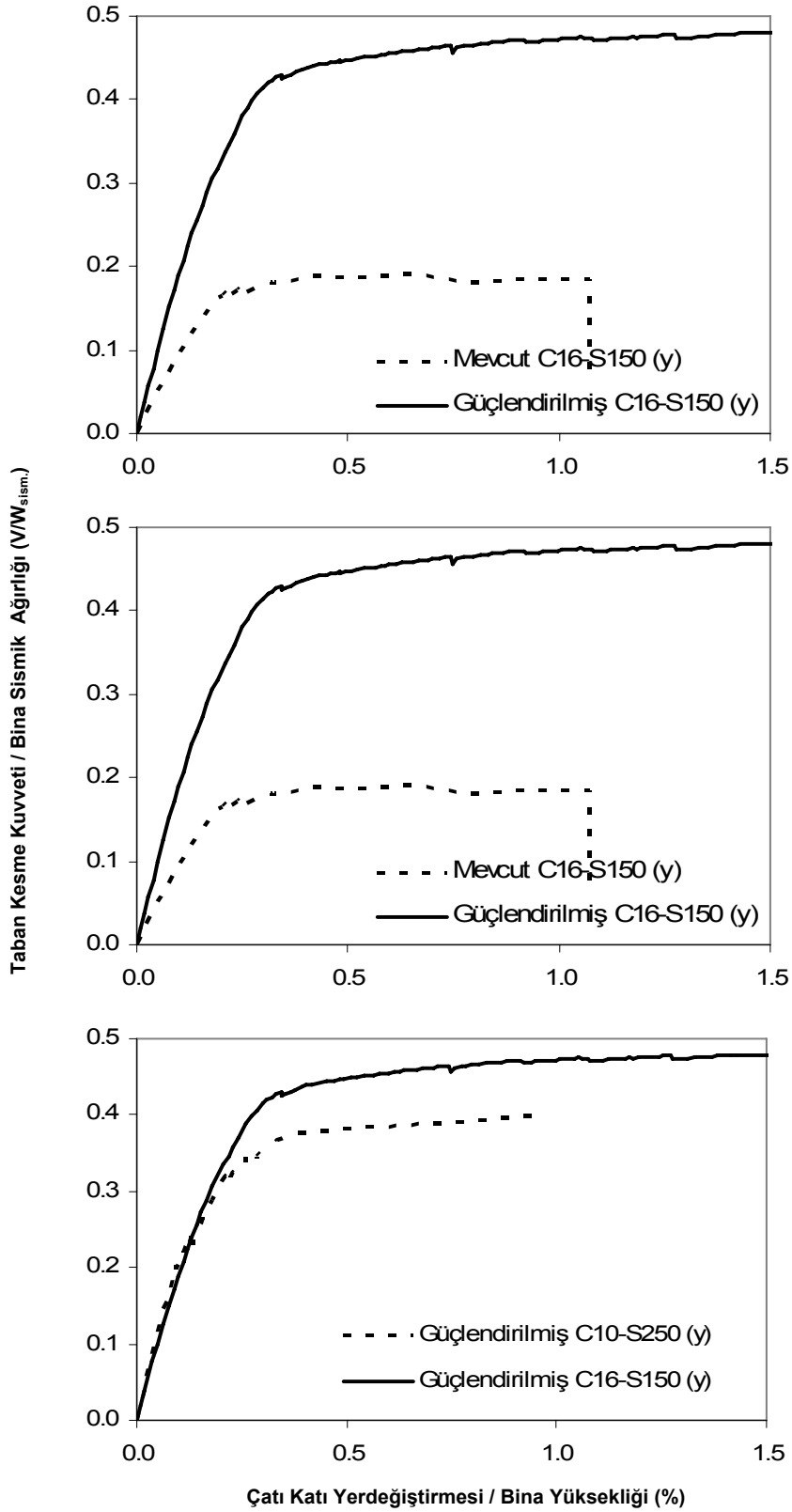
**Şekil 7.11.** Güçlendirilmiş 11276-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (x-yönü)



**Şekil 7.12.** Güçlendirilmiş 11276-A tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y-yönü)



**şekil 7.13.** Güçlendirilmiş 11276-B tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri ( $y$ - yönü)

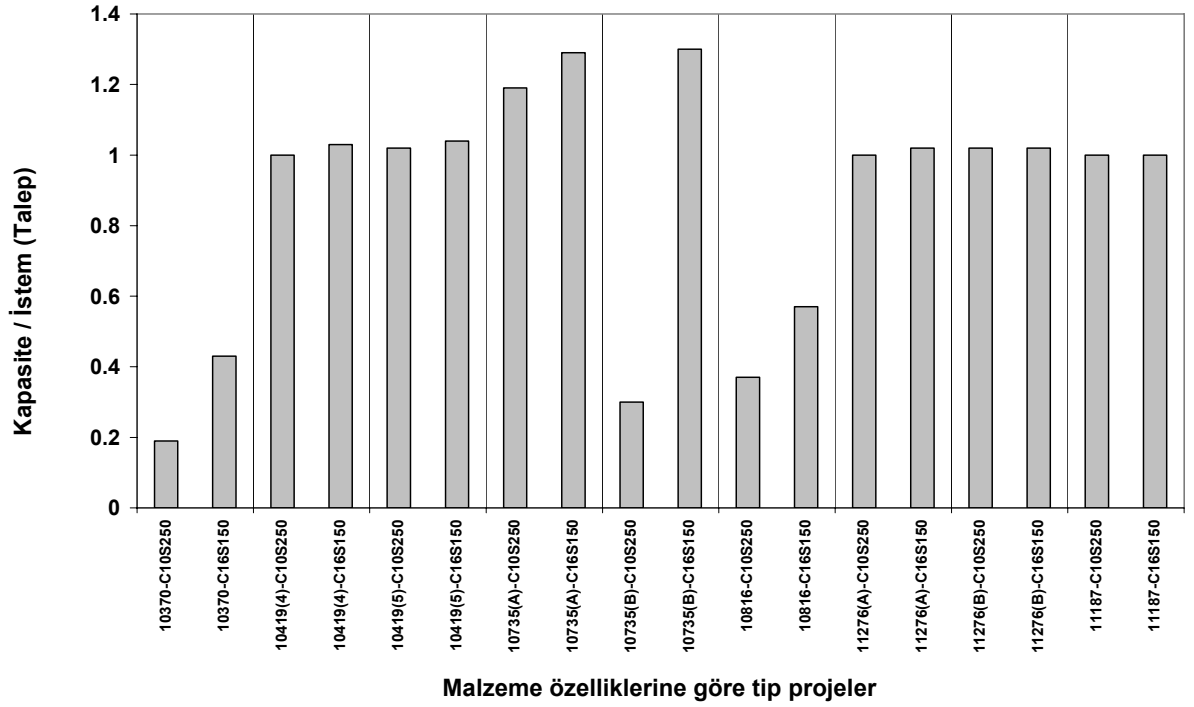


**şekil 7.14.** Güçlendirilmiş 11187 tip nolu projeye ait beton sınıf ve etriye aralığının en olumsuz ve en iyi olduğu durumlar için kapasite eğrileri (y- yönü)

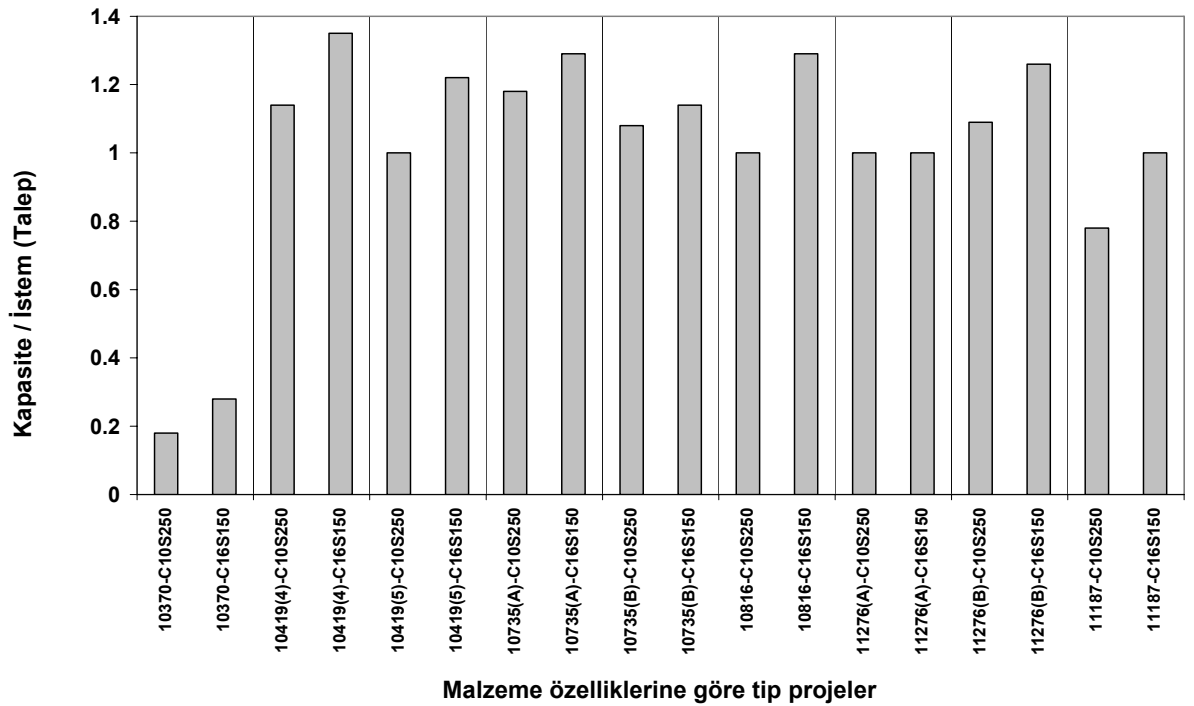
Hedeflenen performans seviyelerinde hesaplanan deprem istemleri ve yapı kapasitelerinin farklı beton sınıf ve etriye aralıkları için ayrıntılı karşılaştırması Şekil 7.15-18'de görülmektedir. 150- ve 250- mm. etriye durumu için deprem istemleri yaklaşık aynı olmalarına rağmen, yerdeğiştirme kapasiteleri farklıdır. Bu yüzden, göz önüne alınan yapılar için performans değerlendirmesi (kapasite-istem karşılaştırmaları) 150- ve 250- mm. enine donatı aralığı için ayrı ayrı yapılmıştır.

DBYBHY-2007 ye (2007) göre her bir bina için doğrusal olmayan yer değiştirme istemleri hesaplanmış ve çatı katı deplasmanının bina yüksekliği ile bölünmesiyle elde edilen değerler Tablo 7.2'de verilmiştir. Tablo 7.2'de verilen performans ve istemlerin karşılaştırılmalarından aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

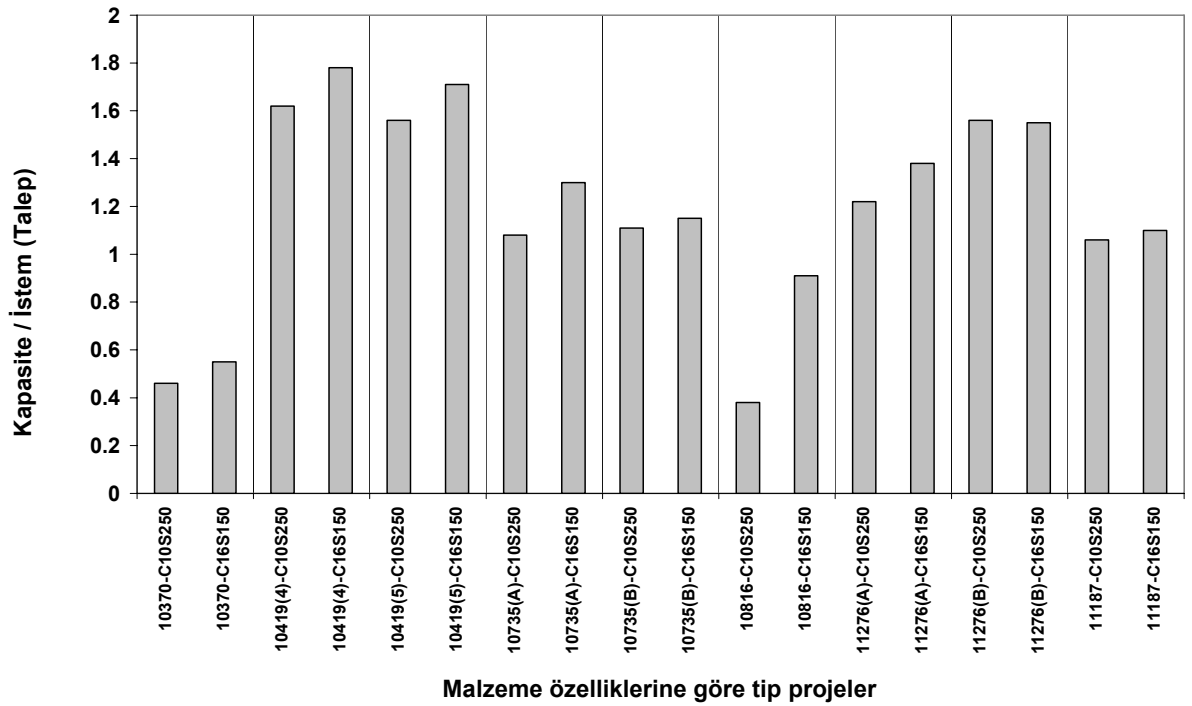
- En elverişsiz durum (C10-S250) gözönüne alındığında,  $x$ - yönünde HK seviyesi 10735-B ve 10816 yapılarında sağlanamamaktadır. Benzer şekilde malzemenin iyi olduğu durumda da 10816 ve 10735-B HK seviyesini karşılayamamaktadır. 10816 hariç diğer yapıda eleman seviyesinde az sayıda yetersiz kolon elemanın iyileştirilmesiyle HK seviyesine çıkarılabilecektir.
- En elverişsiz durum (C10-S250) gözönüne alındığında,  $y$ - yönünde HK seviyesi 11187 yapısında sağlanamamaktadır.
- Heriki malzeme grubunda da, CG performans düzeyi için,  $x$ - yönünde sadece 10816 tip nolu projede orta akstaki az sayıda kolon üzerinde yapılacak iyileştirmeden sonra hedeflenen performans düzeyi yakalanabilecektir. Benzer şekilde  $y$ - yönünde, tüm projeler heriki malzeme durumunda da hedeflenen performans düzeylerini sağlamaktadırlar.



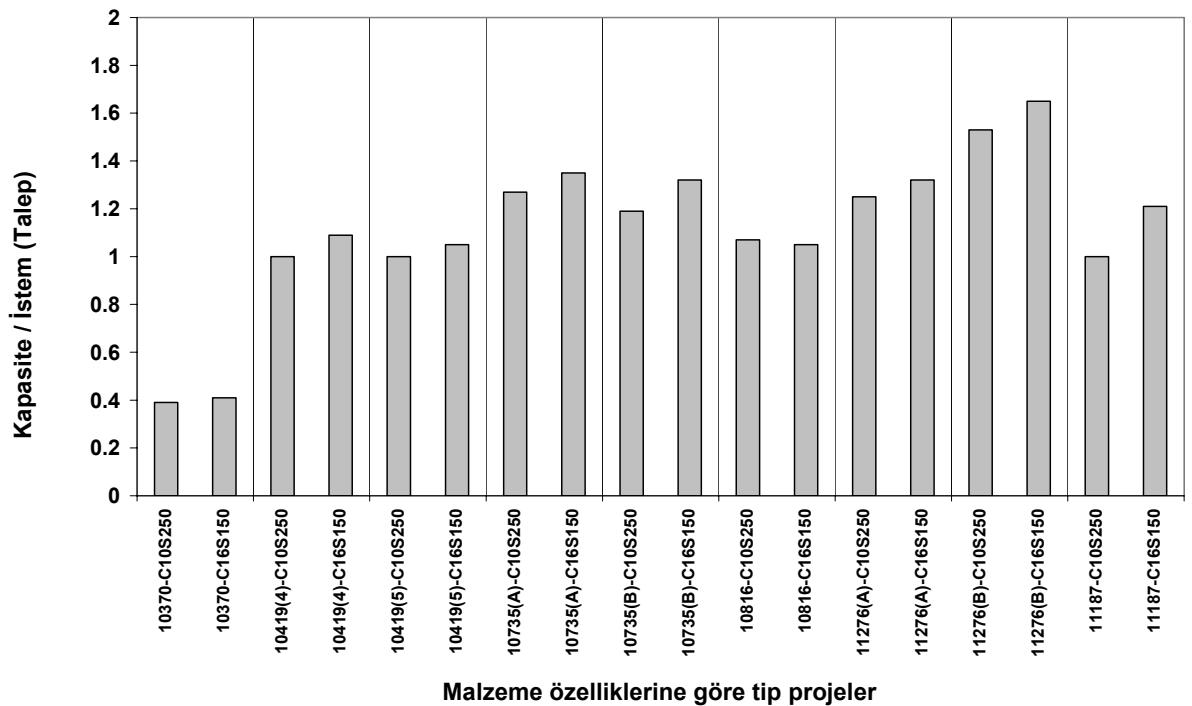
Şekil 7.15. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları ( $x$ - yönü)



Şekil 7.16. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için HK performans seviyesinde kapasite/istem oranları ( $y$ - yönü)



Şekil 7.17. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (x- yönü)



Şekil 7.18. Güçlendirilmiş en olumsuz ve en iyi durum için CG performans seviyesinde kapasite/istem oranları (y- yönü)

İncelenen kamu yapılarından sadece bir binanın bir yönü hariç (10186), projelerinde öngörülen beton sınıfı (C16) ve etriye aralığına (150 mm.) uygun olarak inşa edilmeleri durumunda önerilen güçlendirme stratejisi doğrultusunda DBYBHY-2007 (2007) de hedeflenen performans düzeylerini sağlayabilecektir. Ancak, DBYBHY-2007 de okul yapılarının da sağlık yapılarına benzer şekilde HK seviyesi için aynı performans düzeyini hedeflettirilmesi mevcut eğitim yapıların değerlendirilmesinde bu performans seviyesi için problemler çıkarabilmektedir. Yani, okul yapıları için HK seviyesinde karşılanacak deprem düzeyi çok ağır kalmaktadır. Dolayısıyla, yapılacak güçlendirme çalışmalarında hiçbir hasar istenmeyen HK performans düzeyine çıkarılabilmesi bu yapılarda hem mimari hem de kullanımı aksatabilecek sorunlardan dolayı güçlükler doğurabilecektir.

### **7.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz İle Performans Değerlendirmesi**

Bölüm 6.4'te binaların mevcut durumlarının göz önüne alınmasıyla yapılan performans değerlendirmesi, benzer şekilde yapılar güçlendirildikten sonra tekrarlanmıştır. Tablo 6.1 kullanılarak göz önüne alınan yer hareketleri etkisi altında her bir binaya ait performans değerlendirmesi yapılmıştır. En olumsuz durum ve en iyi durumda yapılan güçlendirmeden sonra her bir durum için yapıların performansları değerlendirilmiştir. Okul ve sağlık yapılarının performans değerlendirmesi, heriki yapı türünde de uygulanan mimari ve yapısal özelliklerin benzer olmasından dolayı birlikte yapılmıştır. Tablo 7.3-8'de incelenen kamu yapılarına ait *Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi* seviyelerinin aşılma olasılığı istatistikleri verilmiştir. Aşılma olasılığı istatistikleri incelendiğinde, Türk deprem kayıtları göz önüne alındığında, güçlendirmeden sonra HK seviyesi için 1999 Düzce Depreminin Bolu kayıtları ve Düzce kaydı ile Erzincan depreminin bir kaydı kritiktir. CG seviyesinde Düzce'nin bir kaydı haricinde ve GÖ seviyesi için tüm kayıtlar altında yapılar güvenli yönde kalmaktadırlar.

Tablo 7.4 ün incelenmesinden HK seviyesinin NR94NWHL.360, CH85LLEO.010, TB78TABS.344 deprem kayıtlarında aşıldığı gözlemlenebilir. Benzer şekilde CG seviyesi NR94NWHL.360 depreminde aşılrken, GÖ performans seviyesinde malzeme durumu iyileştiğinde hiçbir kayıt kritik olmamaktadır.



**Tablo 7.3.** Güçlendirme sonrası yapılarda gözönüne alınan HK, CG ve GÖ performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
	C10	C16	C10	C16	C10	C16
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
AF02SULT.360	0.11	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
AF02SULT.090	0.11	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
BN03BING.360	0.28	0.22	0.17	0.06	0.06	0.00
BN03BING.090	0.17	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
AD98CEYH.090	0.22	0.11	0.06	0.06	0.00	0.00
AD98CEYH.180	0.22	0.17	0.06	0.00	0.06	0.00
DN95DINA.090	0.44	0.17	0.11	0.06	0.00	0.00
DN95DINA.180	0.22	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
DZ99BOLU.360	1.00	0.94	0.22	0.11	0.17	0.00
DZ99BOLU.090	0.78	0.78	0.56	0.56	0.39	0.28
DZ99DUZC.180	0.50	0.44	0.17	0.11	0.17	0.06
DZ99DUZC.270	0.83	0.61	0.22	0.11	0.17	0.06
ER92ERZN.360	0.50	0.39	0.17	0.11	0.17	0.06
ER92ERZN.090	0.61	0.61	0.17	0.11	0.11	0.00
KC99DUZC.180	0.39	0.17	0.11	0.06	0.06	0.00
KC99DUZC.270	0.50	0.44	0.17	0.11	0.06	0.00
KC99GEBZ.180	0.22	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
KC99IZMT.090	0.22	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
KC99YARM.060	0.28	0.17	0.17	0.06	0.06	0.00
KC99YARM.330	0.22	0.17	0.06	0.00	0.06	0.00

Okul ve sağlık yapıları tasarım ve maksimum depremler altında sırasıyla HK ve CG seviyelerini sağlamak zorundadırlar (DBYBHY-2007). Göz önüne alınan performans seviyelerinin farklı malzeme özelliklerine göre ortalama aşılma oranı karakteristikleri Tablo 7.5-6'da verilmiştir. Çizelgelerden görüleceği üzere heriki deprem grubu için de göz önüne alınan yapıların tümünde performans düzeyleri sağlanmaktadır. Malzeme özelliklerine göre ortalama aşılma oranları HK seviyesinde Türk ve FEMA-307 kayıtları için sırasıyla 0.29-0.39 ve 0.32-0.39; CG seviyesinde 0.08-0.12 ve 0.13-0.18 ve GÖ seviyesinde ise 0.02-0.08 ve 0.04-0.09 aralıklarında değişmektedir. Güçlendirme sonrası yapılarda aşılma oranı istatistiklerinden görüleceği üzere, tüm yapılar öngörülen performans düzeyleri tüm depremler için sağlanmaktadır.

**Tablo 7.4.** Güçlendirme sonrası yapılarda gözönüne alınan HK, CG ve GÖ performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri)

Deprem Kaydı Tanımlayıcısı	Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
	C10	C16	C10	C16	C10	C16
	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm	s= 250 mm	s= 150 mm
IV79BRWY.315	0.22	0.11	0.06	0.06	0.00	0.00
LN92LUCN.250	0.22	0.28	0.7	0.11	0.00	0.00
LP89SARA.360	0.28	0.22	0.17	0.11	0.06	0.00
NR94NWHL.360	1.00	1.00	0.78	0.67	0.61	0.44
NR94SYLH.090	0.56	0.44	0.39	0.28	0.17	0.17
CH85LLEO.010	0.89	0.83	0.33	0.22	0.17	0.06
CH85VALP.070	0.17	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
IV40ELCN.180	0.28	0.17	0.17	0.11	0.06	0.00
LN92JOSH.360	0.22	0.11	0.06	0.00	0.00	0.00
MX85SCT1.270	0.11	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
TB78TABS.344	1.00	1.00	0.50	0.44	0.33	0.06
BB92CIVC.360	0.56	0.44	0.11	0.11	0.00	0.00
IV79ARR7.140	0.22	0.17	0.11	0.06	0.06	0.00
LP89CORR.090	0.50	0.28	0.17	0.11	0.06	0.00
NR94CENT.360	0.17	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
SP88GUKA.360	0.17	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
WN87MWLN.090	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tablo 7.5.** Güçlendirme sonrası yapılarda farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (Türk Depremleri)

Malzeme Kalitesi	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
<b>C10-S250</b>	0.39	0.12	0.08
<b>C16-S150</b>	0.29	0.08	0.02

**Tablo 7.6.** Güçlendirme sonrası yapılarda farklı malzeme özellikleri için göz önüne alınan performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri)

Malzeme Kalitesi	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
<b>C10-S250</b>	0.39	0.18	0.09
<b>C16-S150</b>	0.32	0.13	0.04

Tablo 7.7 ve 7.8'de Türk ve FEMA-307 kayıtlarının tip projelere göre performans seviyelerinde ortalama aşılma olasılıkları istatistikleri verilmiştir. Çizelgelerin incelenmesiyle, güçlendirmeden sonra tüm binaların heriki yönde de göz önüne alınan depremleri karşıladığı görülmektedir.

**Tablo 7.7.** Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (Türk Depremleri)

Proje Tipi	Bina Doğrultusu	Perde Duvar Alanı (% Toplam kat alanı)	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
10370	Uzun Yön (x)	0.37	0.30	0.14	0.08
	Kısa Yön (y)	0.26	0.33	0.20	0.06
10419(4)	Uzun Yön (x)	0.26	0.09	0.02	0.00
	Kısa Yön (y)	0.46	0.03	0.00	0.00
10419(5)	Uzun Yön (x)	0.21	0.12	0.03	0.02
	Kısa Yön (y)	0.37	0.08	0.03	0.00
10735-A	Uzun Yön (x)	0.49	0.02	0.00	0.00
	Kısa Yön (y)	0.55	0.03	0.00	0.00
10735-B	Uzun Yön (x)	0.28	0.22	0.00	0.00
	Kısa Yön (y)	0.37	0.02	0.00	0.00
10816	Uzun Yön (x)	0.20	0.24	0.11	0.11
	Kısa Yön (y)	0.28	0.03	0.02	0.01
11276-A	Uzun Yön (x)	0.19	0.12	0.02	0.01
	Kısa Yön (y)	0.15	0.09	0.00	0.00
11276-B	Uzun Yön (x)	0.20	0.03	0.00	0.00
	Kısa Yön (y)	0.22	0.08	0.00	0.00
11187	Uzun Yön (x)	0.50	0.10	0.02	0.01
	Kısa Yön (y)	0.42	0.12	0.02	0.01

**Tablo 7.8.** Tip projelere göre göz önüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılıkları (FEMA-307 Depremleri)

Proje Tipi	Bina Doğrultusu	Perde Duvar Alanı (% Toplam kat alanı)	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
10370	Uzun Yön (x)	0.37	0.30	0.18	0.08
	Kısa Yön (y)	0.26	0.31	0.23	0.06
10419(4)	Uzun Yön (x)	0.26	0.12	0.04	0.00
	Kısa Yön (y)	0.46	0.05	0.02	0.01
10419(5)	Uzun Yön (x)	0.21	0.14	0.04	0.02
	Kısa Yön (y)	0.37	0.06	0.06	0.02
10735-A	Uzun Yön (x)	0.49	0.08	0.02	0.00
	Kısa Yön (y)	0.55	0.04	0.00	0.00
10735-B	Uzun Yön (x)	0.28	0.18	0.02	0.02
	Kısa Yön (y)	0.37	0.09	0.01	0.00
10816	Uzun Yön (x)	0.20	0.21	0.11	0.10
	Kısa Yön (y)	0.28	0.05	0.02	0.02
11276-A	Uzun Yön (x)	0.19	0.09	0.05	0.02
	Kısa Yön (y)	0.15	0.06	0.02	0.01
11276-B	Uzun Yön (x)	0.20	0.08	0.00	0.00
	Kısa Yön (y)	0.22	0.09	0.02	0.00
11187	Uzun Yön (x)	0.50	0.09	0.06	0.02
	Kısa Yön (y)	0.42	0.11	0.05	0.02

## 8. İNCELENEN BİNALARIN HIZLI DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİYLE İRDELENMESİ

Mevcut binaların deprem etkileri altındaki davranışlarının değerlendirilmesi ve bu etkilere karşı hassas olanların belirlenmesi, gerekli tedbirlerin alınması deprem mühendisliğinin önemli konuları arasında olagelmıştır.

Mevcut bina değerlendirmeleri değişik hassasiyetlerde yapılabilmektedir. Bunlardan en basiti bina içini dolaşarak taşıyıcı sistem hakkında bilgi toplayarak değerlendirmek, en ayrıntılısı da deprem etkileri altındaki kesit tesirlerini hesaplayarak değerlendirmek olarak ifade edilebilir. Ülkemizde değerlendirilmesi gereken yapı stoğunun büyüklüğü ayrıntılı değerlendirme yapabilmenin önündeki en büyük engeldir. Bu denli çok sayıdaki binanın detaylı şekilde analizlerinin yapılarak değerlendirilmesi pratik ve mümkün değildir. Bu nedenle, yapıların güvenlik düzeyleri hakkında fikir verebilecek, çok ayrıntılı bilgiler gerektirmeyen hızlı ve pratik biçimde uygulanabilecek metotlara gereksinim duyulmuştur. Belirli ön kabullere dayanarak, ayrıntılara inilmeden yapıların güvenlik düzeyleri hakkında fikirler veren bu yöntemlere “*Hızlı Değerlendirme Yöntemleri*” denilmektedir.

Yukarıdaki paragraflarda da belirtilen nedenlerden dolayı birçok hızlı değerlendirme yöntemleri geliştirilmiştir. Bunlar arasında Hassan İndeks (Hassan ve Sözen 1997) gibi yapısal düzensizliklerin dikkate alınmadığı yöntemler olduğu gibi, yapısal düzensizlikler ve değişik parametrelerin etkilerinin dikkate alındığı metotlar da mevcuttur (FEMA-154 1989, FEMA-310 1998, HAZUS 1999, İzmir Deprem Senaryosu 2000, İnel vd 2004, Özcebe 2004, Yakut 2004). Literatürde bu yöntemlerle ilgili ayrıntılı bilgiye ulaşılabilir.

Kamu yapılarında, genellikle konut yapılarında karşılaşılan düzensizliklere rastlanmamaktadır. Bu bölümünde, Hassan İndeks (Hassan and Sözen 1997) kısaca tanıtıldıktan sonra, incelenen yapıların DBYBHY-2007’ye göre ve Bingöl depremine ait ivme kayıtları altında performansları ve sahip oldukları kolon ve perde alanları arasındaki korelasyon değerlendirilecektir.

## 8.1 Hassan İndeks

Yöntem, yapısal düzensizliklerin dikkate alınmadığı düşük katlı yapılar için geliştirilmiştir. Yapının hasar değerlendirmesinde sadece yapısal boyutlar yeterlidir. 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli ve 2003 Bingöl depremlerinde hasar gören bazı binalar, bu yöntemle test edilmiş ve oldukça tatmin edici sonuçlar elde edilmiştir. Yapılarda gözlemlenen ortalama;  $f_c = 14$  MPa,  $f_y = 220$  MPa, boyuna donatı oranı kolonlarda % 1, perdelerde % 0.15'dir.

### 8.1.1 Hasar tanımları

Teste tabi tutulan yapılarda gözlemlenen hasarlar; hafif, orta ve şiddetli olmak üzere üç gruba ayrılmıştır.

- **Hafif:** Donatılar açığa çıkabilir ancak birleşim bölgelerinde burkulma olmamalıdır. Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda eğilme çatlakları olabilir.
- **Orta:** Donatı burkulmuş ve perde duvarlarda eğilme çatlakları oluşmuştur.
- **Şiddetli:** Yapısal elemanlarda göçmeler vardır.

### 8.1.2 Hassan indeksin hesaplanması

Yapıda kolon, perde ve duvar alanlarının dikkate alınmasıyla kolon ve perde indeksi hesaplanır (Denklem 8.1-4). Daha sonra yapılarda gözlemlenen hasarlar derecelerine göre bu indekslerin sınırladığı alan içinde grafik olarak gösterilir.

$$WI = \frac{A_{wt}}{A_{ft}} \times 100 \quad (8.1)$$

$$A_{wt} = A_{cw} + \frac{A_{mw}}{10} \quad (8.2)$$

$$CI = \frac{A_{ce}}{A_{ft}} \times 100 \quad (8.3)$$

$$A_{ce} = \frac{A_{col}}{2} \quad (8.4)$$

Burada;

**WI** : Perde indeksi,

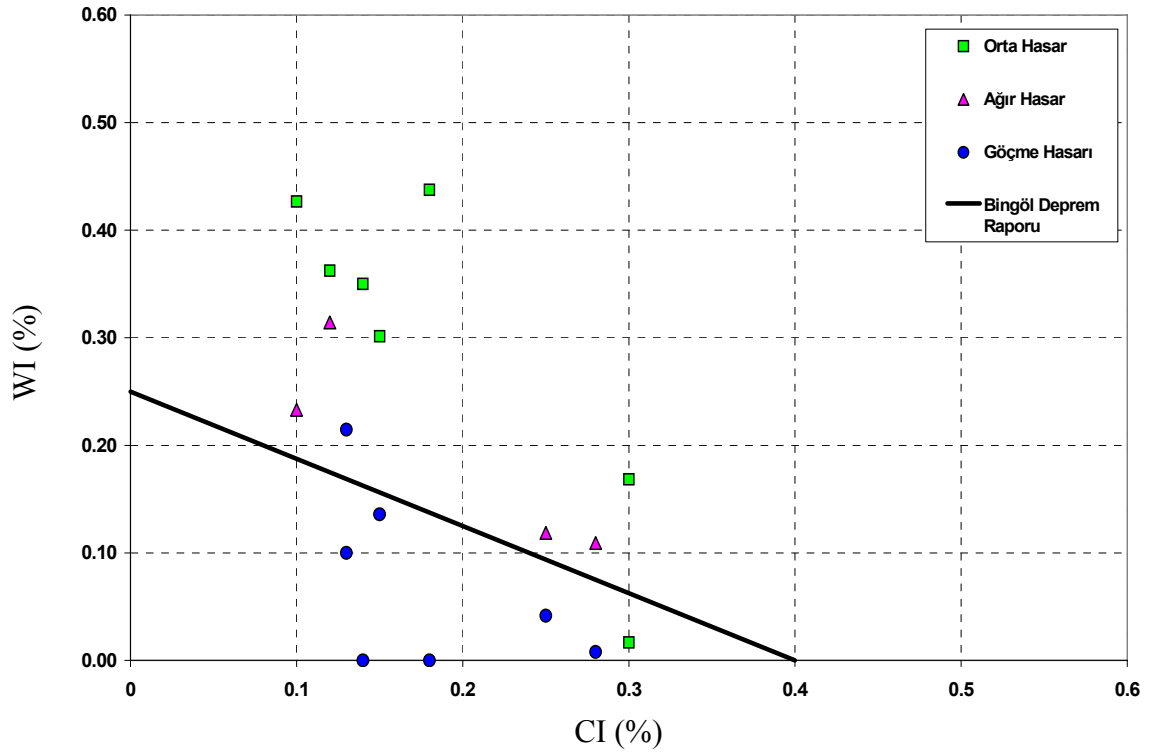
- CI** : Kolon indeks,  
**A<sub>ew</sub>** : En alt katta göz önüne alınan yönde betonarme duvarların toplam alanı,  
**A<sub>mw</sub>** : En alt katta göz önüne alınan yönde betonarme olmayan dolgu duvarların alanı,  
**A<sub>ce</sub>** : Tabanda kolonların efektif toplam alanı,  
**A<sub>col</sub>** : Tabanda kolonların efektif alanı.  
**A<sub>ft</sub>** : Binanın zemin üstü katlarının toplam alanıdır.

Bu indisler hesaplandıktan sonra yatay ekseninde kolon ve düşeyde perde indeksi olacak şekilde hasarlar dağıtılır. Daha sonra grafikte hasarların yoğunlaştığı ve uzaklaştığı bölgeler tespit edilerek yapıdaki perde ve kolon alanı oranlarının oranlarının ilişkisi belirlenir. Böylelikle yapıdaki taşıyıcı eleman oranları ve hasar dağılımı ilişkisi ile hızlı değerlendirme yapılmış olur.

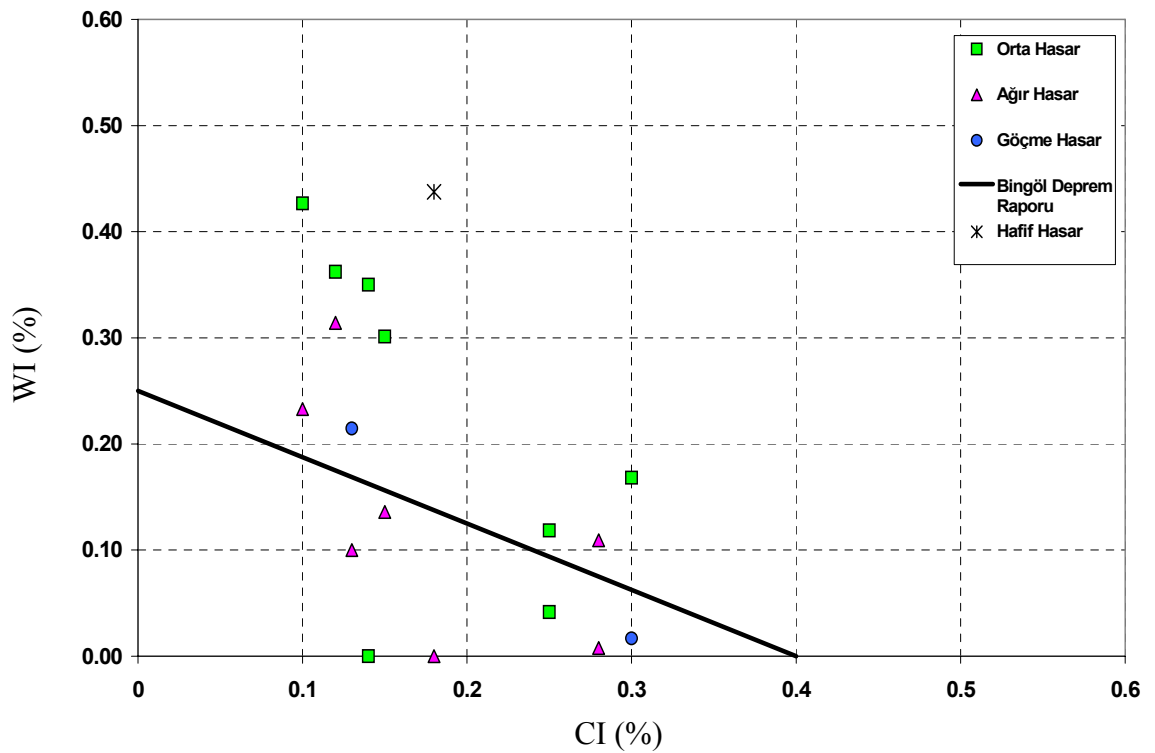
Hassan İndeks bu çalışma kapsamında incelenen kamu yapılarına uygulanmıştır. Doğrusal olmayan statik analiz sonucu elde edilen kapasite eğrileri ve performans düzeyleri dikkate alınarak, binalarda deprem talebi olarak Bingöl depremi kayıtları ve DBYBHY-2007’de öngörülen tasarım depremi esas alınmıştır. Binalara Bingöl deprem kayıtlarının heriki bileşeni ayrı ayrı uygulanmış ve talebi yüksek olan dikkate alınmıştır. Kapasiteler ve talepler her bir malzeme grubu için farklı performans düzeylerinde karşılaştırılmıştır. Hasarlar; deprem isteminin HK seviyesine kadar olan aralıkta “Hafif”, HK-CG aralığında “Orta”, CG-GÖ aralığında “Ağır” ve GÖ seviyesini geçmesi durumunda “Göçme” olarak değerlendirilmiştir.

### **8.1.3 1 Mayıs 2003 Bingöl depremine göre kamu yapılarının performansı**

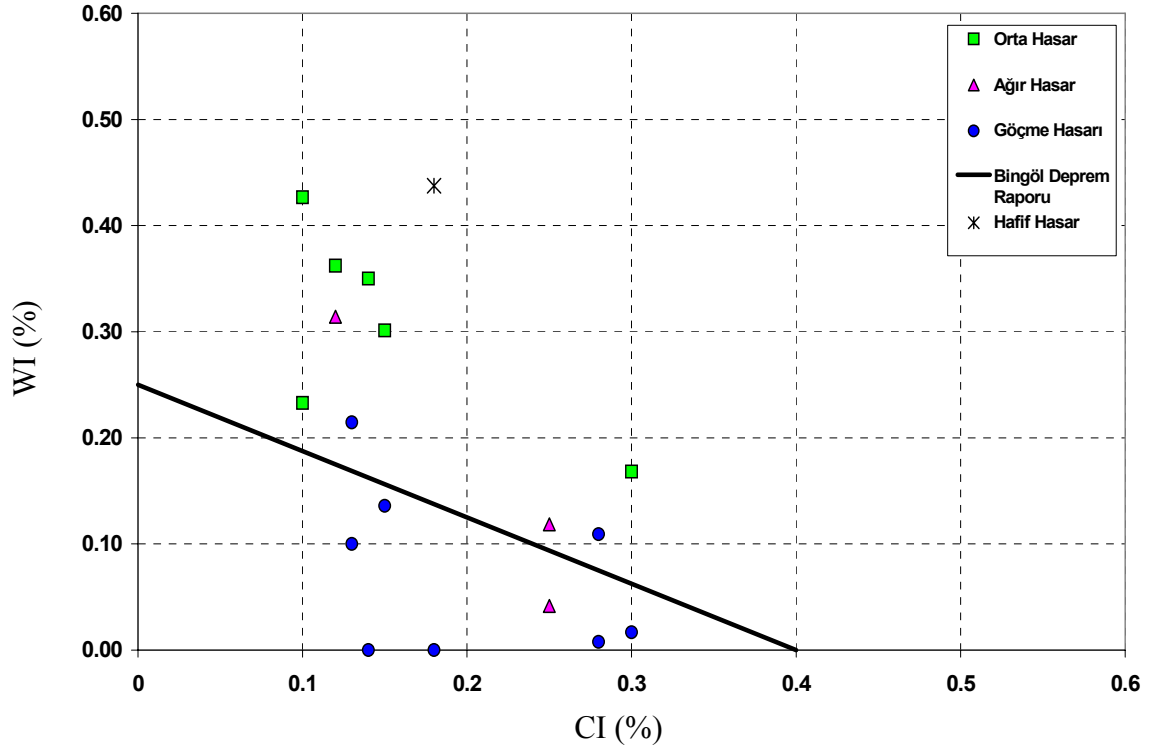
1 Mayıs 2003 yılında meydana gelen depremde kamu yapılarımız, göstermiş oldukları yetersiz performanstan dolayı kamuoyu ve araştırma çevrelerinin ilgisini çekmiştir. Hazırlanan deprem raporlarında eğitim yapılarının hasarları çok geniş yer tutmaktadır. Çalışma kapsamında incelenen kamu yapılarında, Bingöl depreminin oluşturduğu talepler USEE (İnel vd 2001) ile hesaplanmış ve yapısal performans değerlendirmesi yapılmıştır. Yapısal performans ve taşıyıcı elemanlar arasındaki korelasyon Hassan indeks kullanılarak araştırılmıştır (Şekil 8.1-8.8). Tüm grafiklerde karşılaştırma yapılabilmesi için, Özcebe vd. (2004) tarafından önerilen sınır değerler “*Bingöl Deprem Raporu*” olarak verilmiştir.



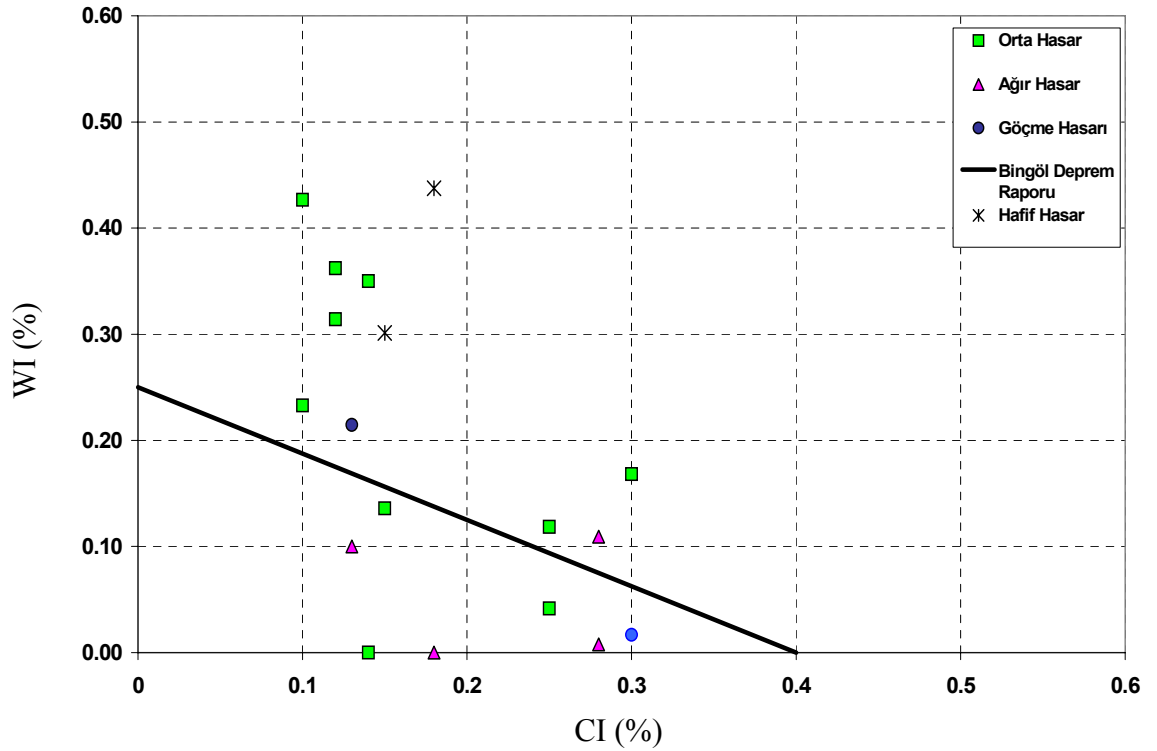
Şekil 8.1. C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu



Şekil 8.2. C10-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

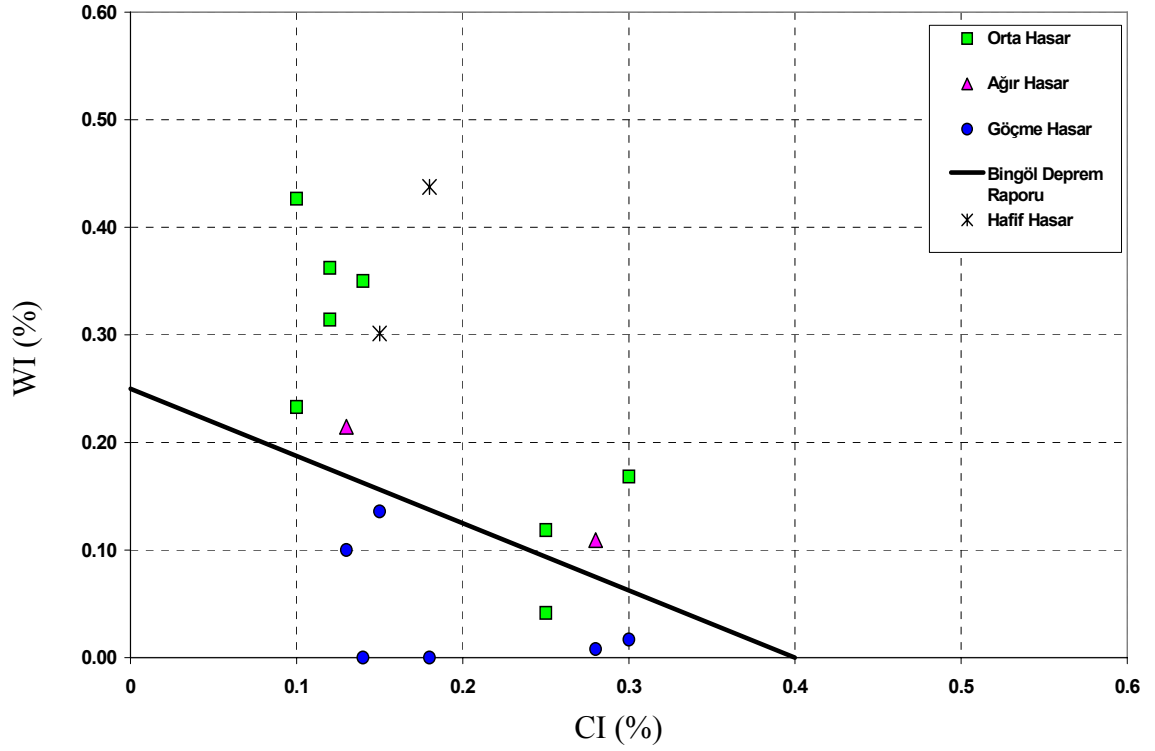


Şekil 8.3. C13-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

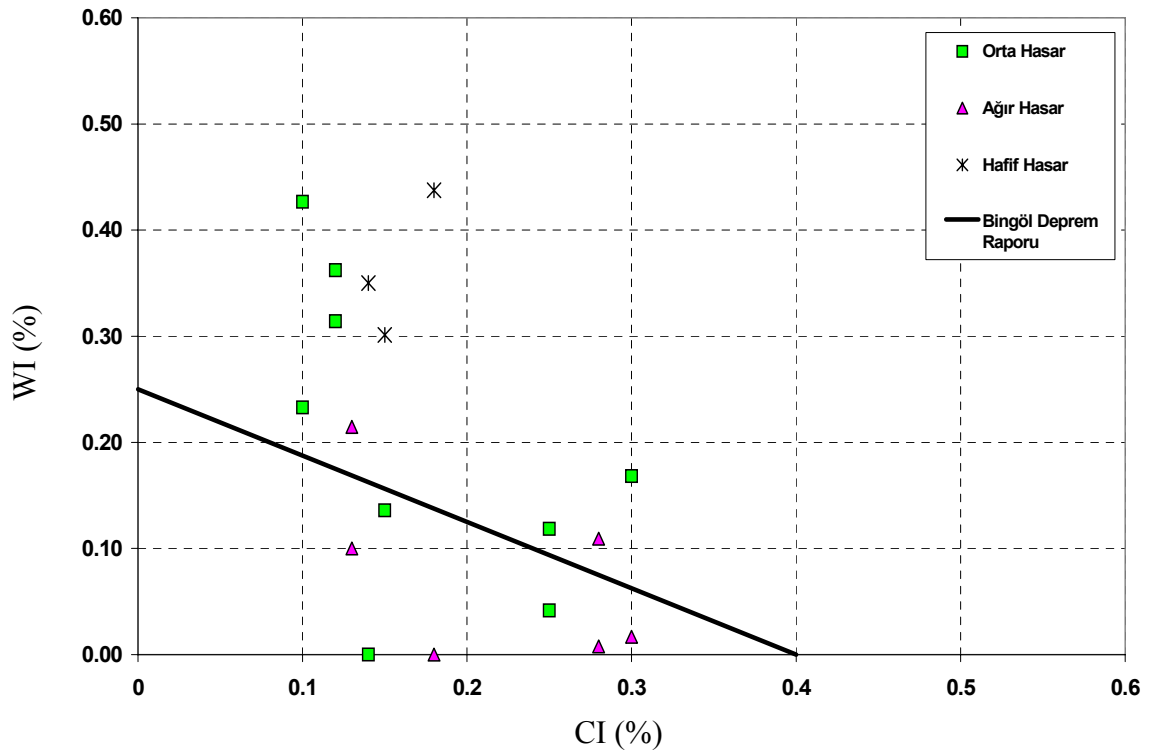


Şekil 8.4. C13-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

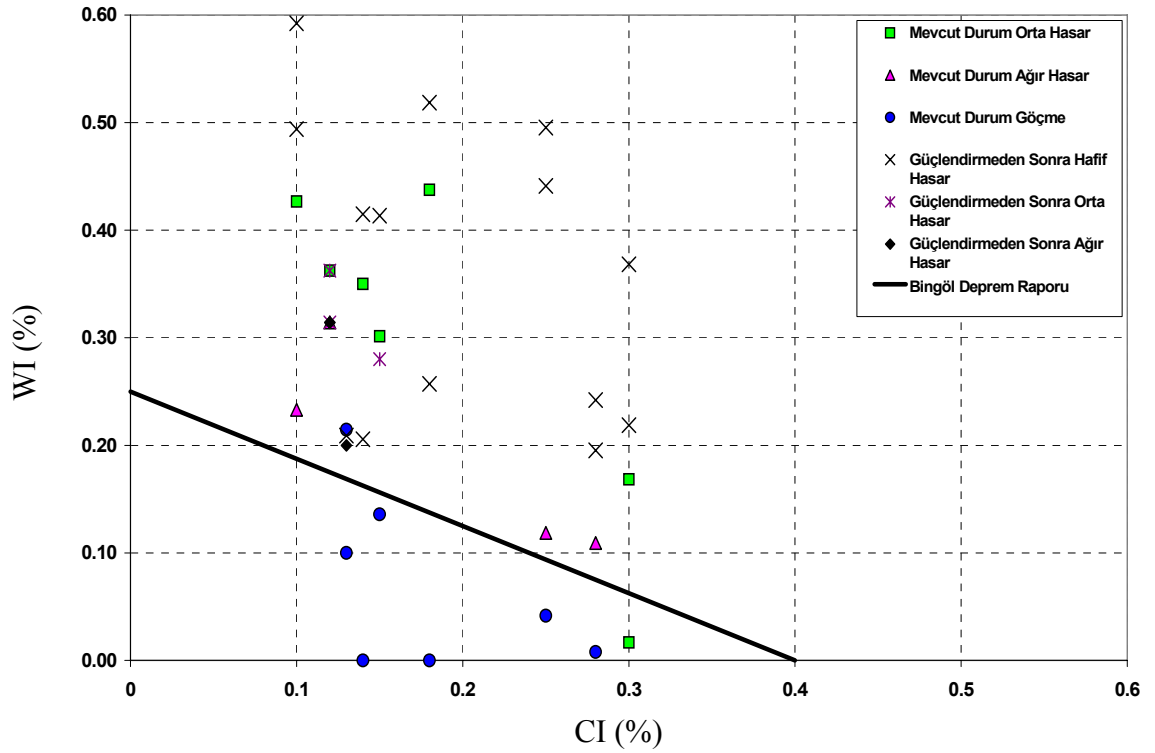




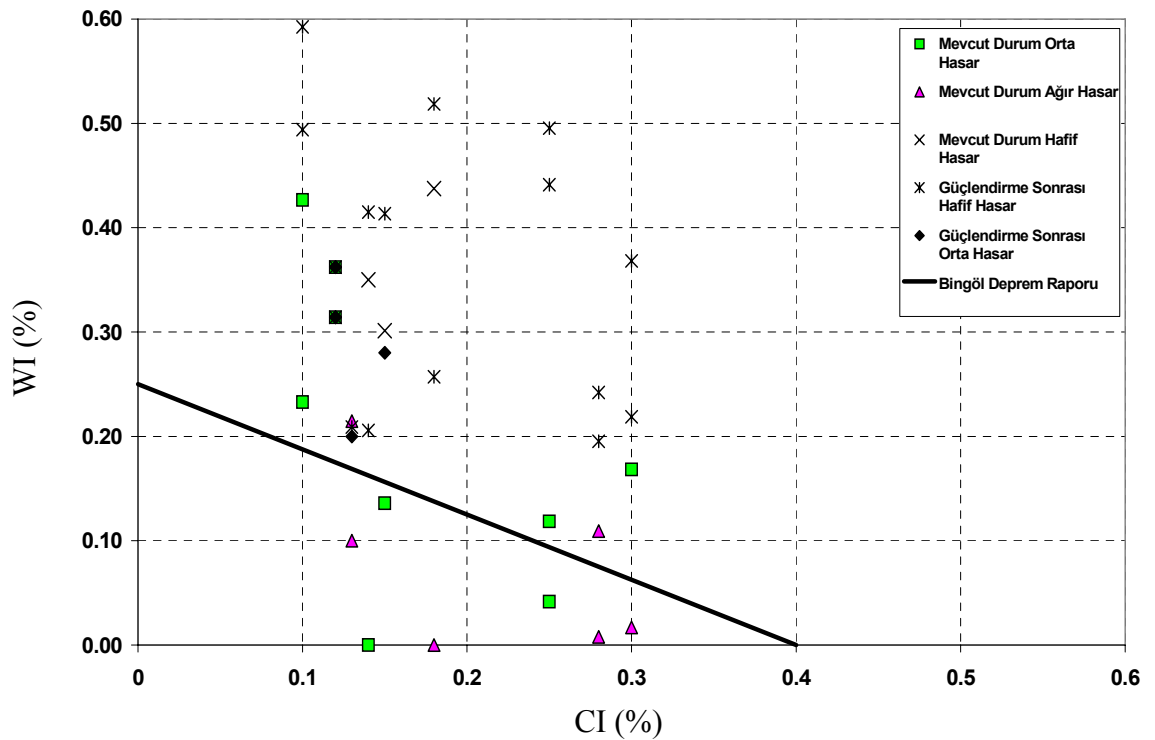
Şekil 8.5. C16-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu



Şekil 8.6. C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu



Şekil 8.7. Güçlendirmeden sonra C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

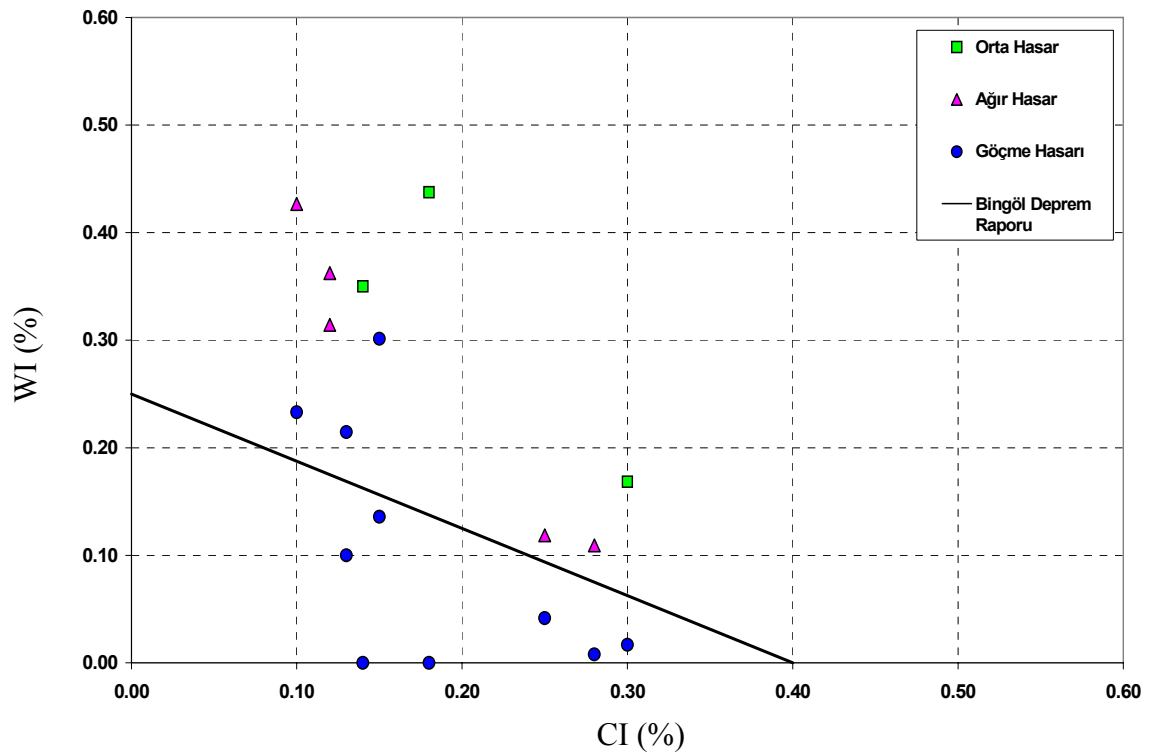


Şekil 8.8. Güçlendirmeden sonra C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre Bingöl depremi yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

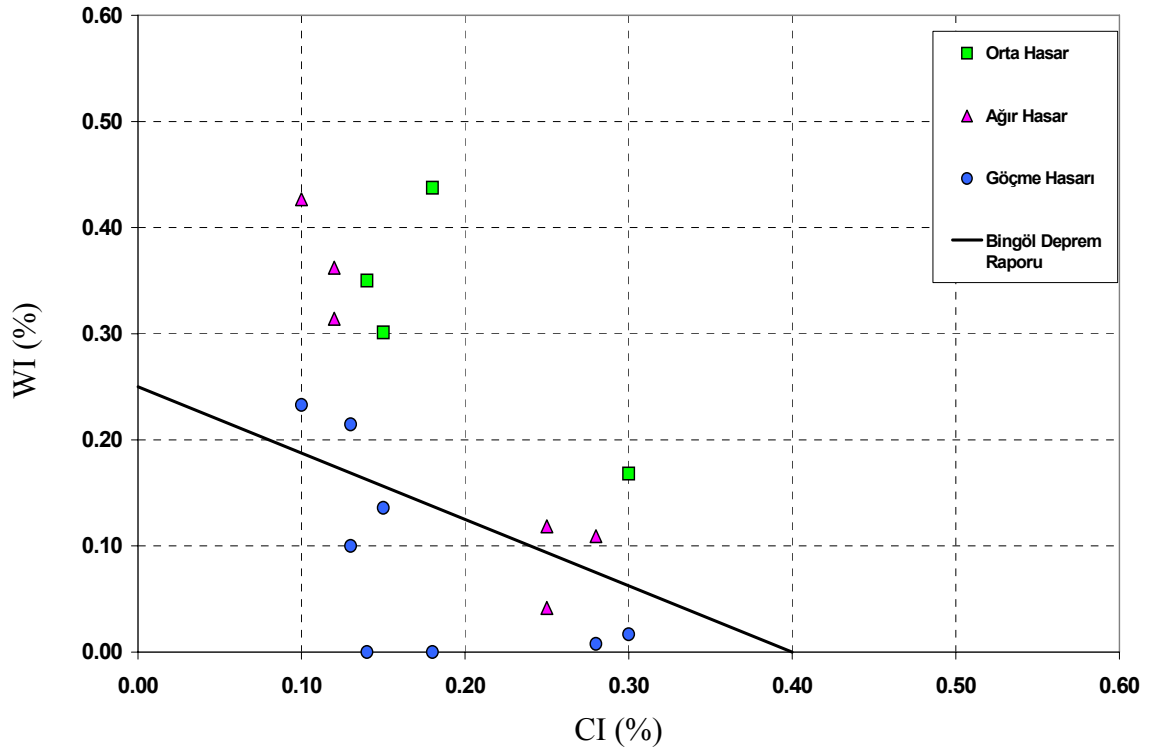
Grafiklerin incelenmesinden çıkarılacak ilk sonuç, yapı malzemesinin yapı performansı üzerindeki etkisidir. Beton dayanımının düşük ve etriye aralığının fazla olduğu durumlarda Göçme konumuna geçen bina sayısı belirgin olurken, malzeme kalitesi arttığında Göçme konumuna geçen yapı sayısı oldukça azalmakta hatta hepsi ağır hasar seviyesinde kalmaktadır. Yetersiz yapıların güçlendirilmesinden sonra, mevcut durumdaki hasarın şiddeti azalmış hedeflenen seviyeler yakalanmıştır (Şekil 8.7-8).

#### 8.1.4 DBYBHY-2007'ye göre kamu yapılarının performansı

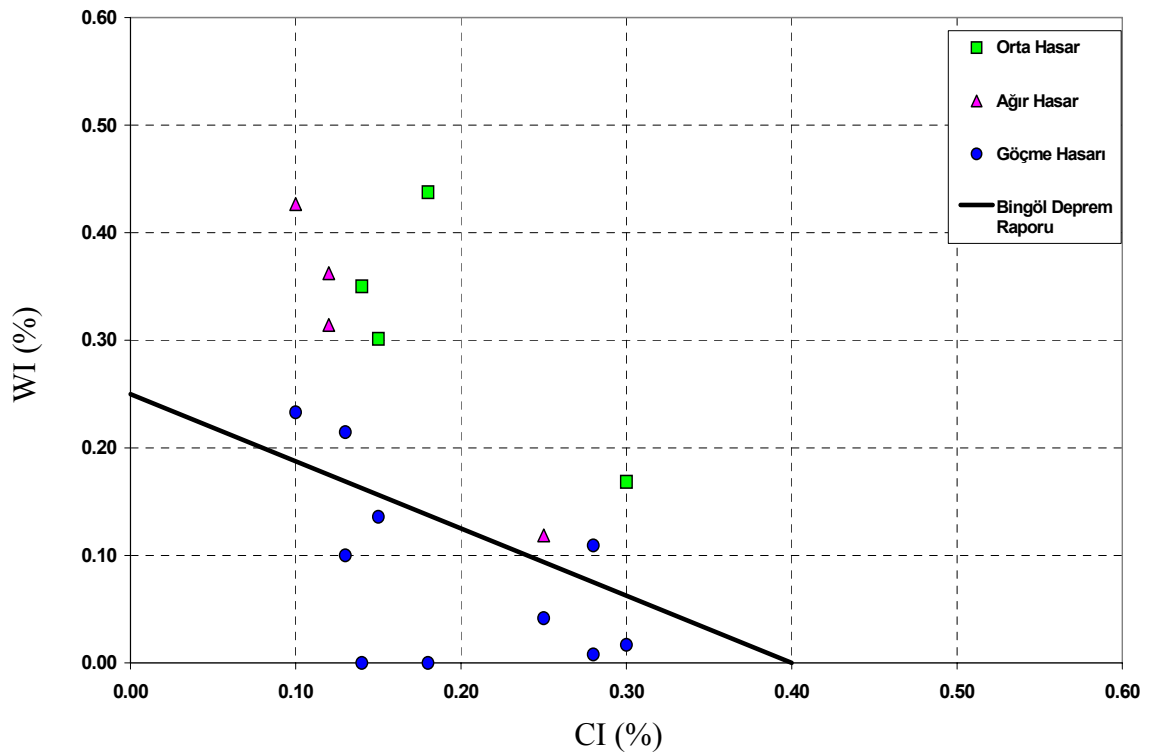
Hassan ve Sözen (1997) in önerdiği perde ve kolon indeksleri ile DBYBHY-2007'ye göre yapısal performans arasındaki korelasyonlar malzeme durumlarına için Şekil 8.9-16'da görülmektedir.



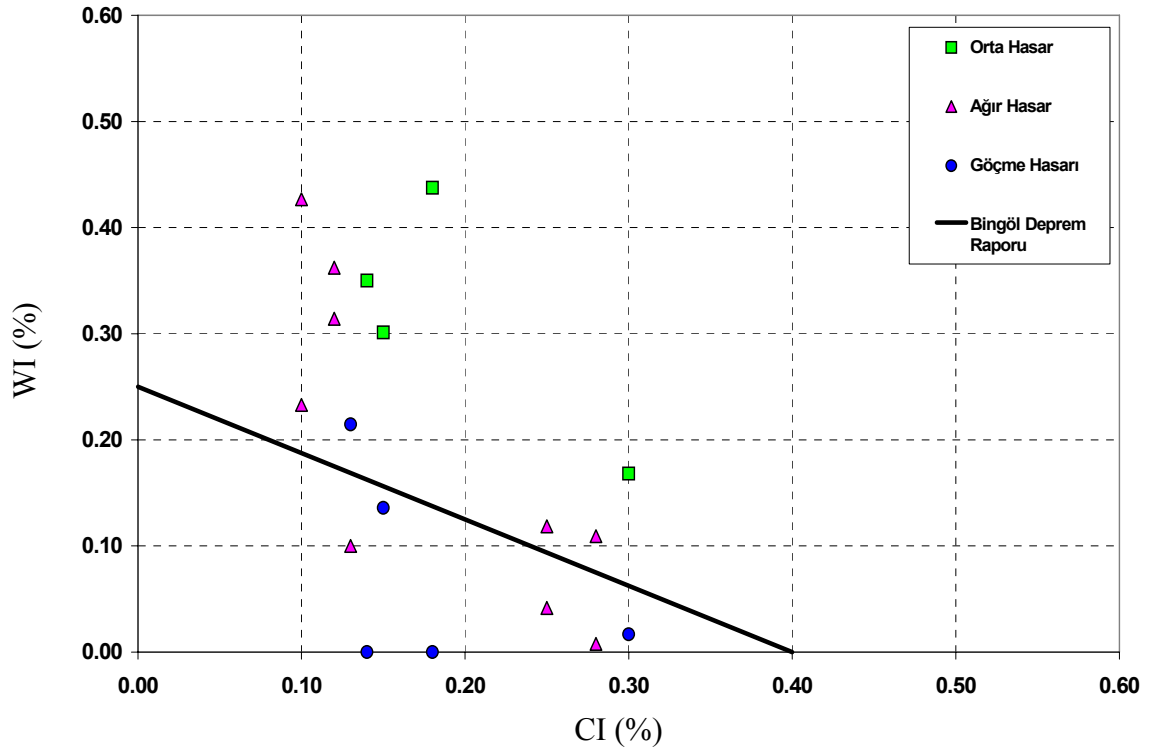
Şekil 8.9. C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



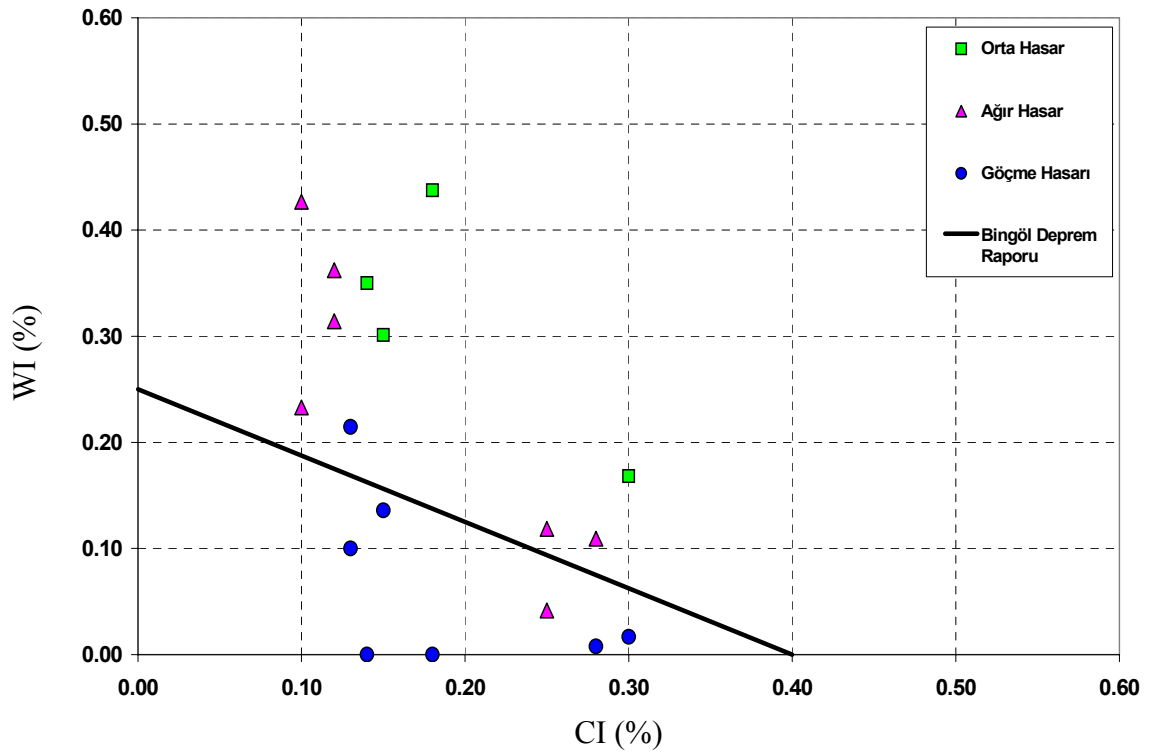
Şekil 8.10. C10-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



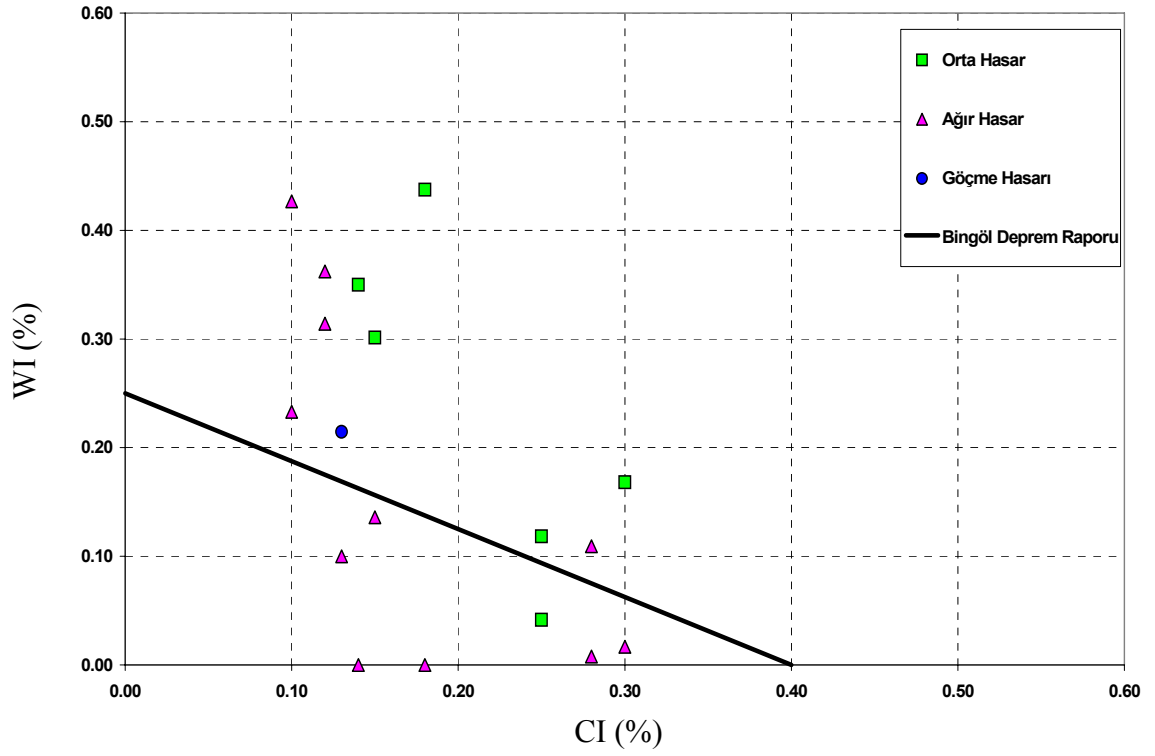
Şekil 8.11. C13-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



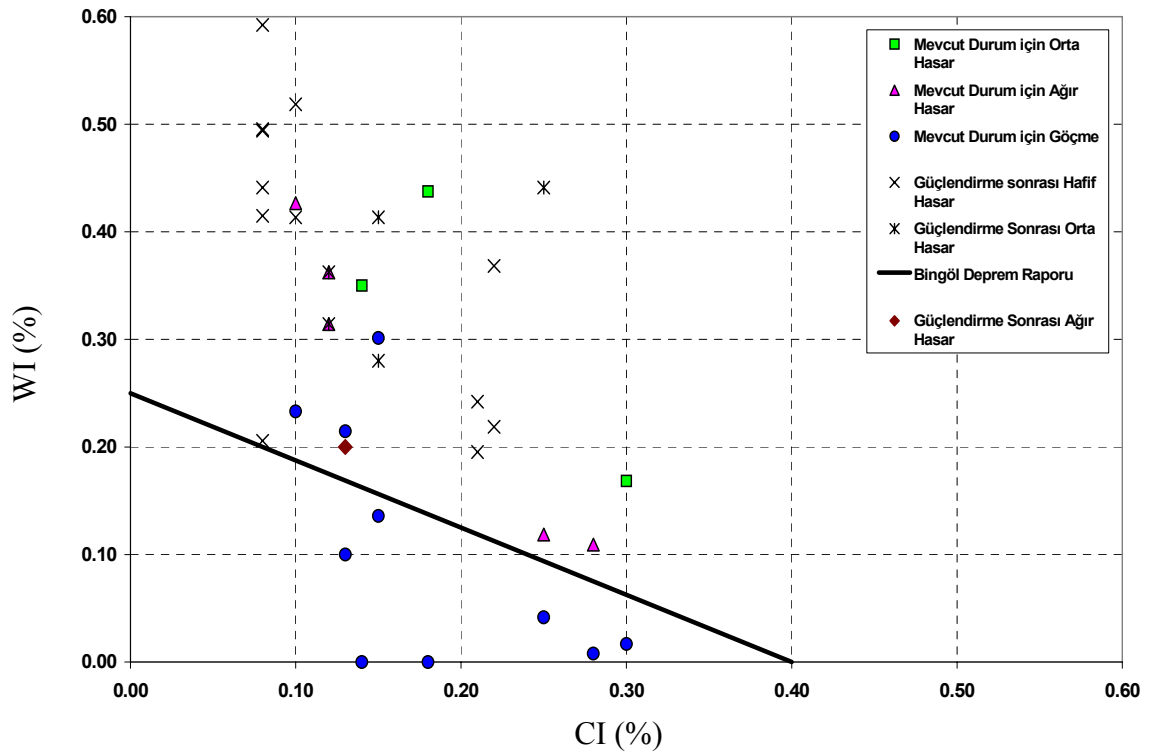
Şekil 8.12. C13-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



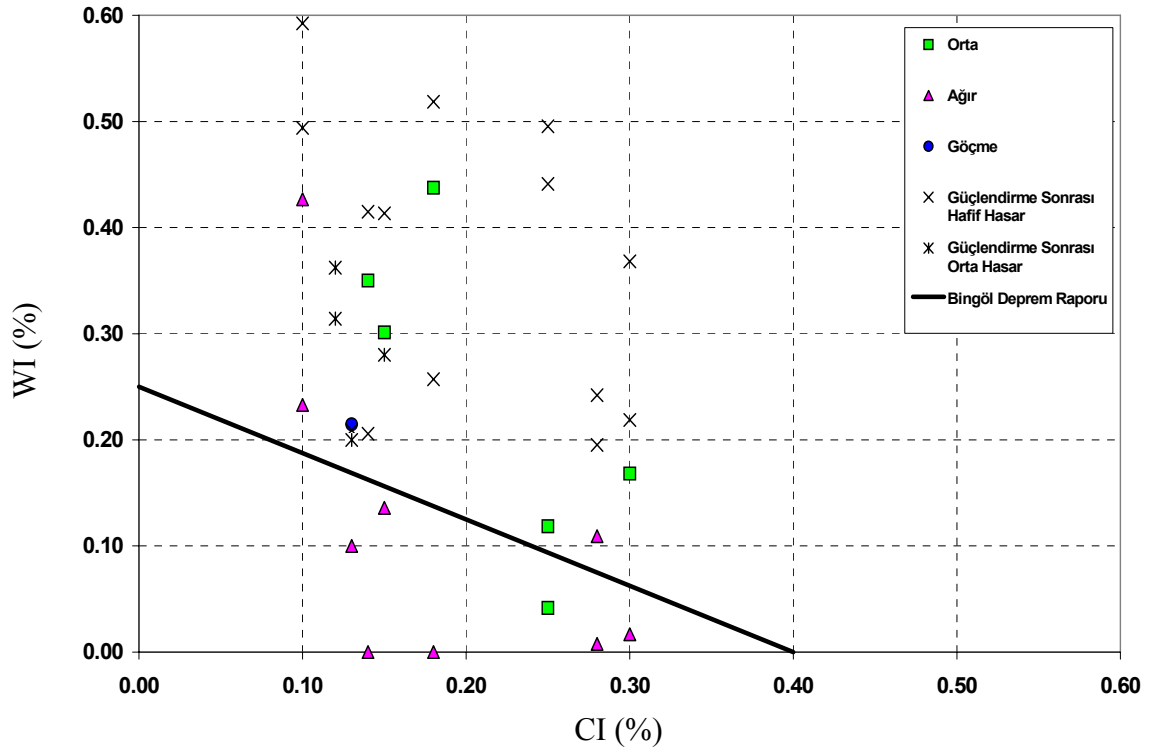
Şekil 8.13. C16-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



Şekil 8.14. C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin korelasyonu



Şekil 8.15. Güçlendirmeden sonra C10-S250 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu



**Şekil 8.16.** Güçlendirmeden sonra C16-S150 malzeme için Hassan ve Sozen'e (1997) göre yapısal performans ile kolon-perde indekslerinin karşılaştırmalı korelasyonu

Grafiklerden görüleceği üzere yapılarda perde ve kolon indekslerinin artmasıyla oluşan hasar miktarı da azalmaktadır. Özellikle malzeme kalitesinin artmasıyla oluşması beklenen hasar “Göçme” durumundan daha az hasarlı olmaktadır. Güçlendirmeden önce bazı yapılarda yönetmelik kriterlerine göre göçmeyle sonuçlanacak yapılardaki hasarlar, büyük ölçüde giderilmiştir.

Grafiklerin incelenmesinden Bingöl depremi ile Yönetmeliğin öngördüğü talepler kıyas edildiğinde, DBYBHY-2007'in daha ağır şartlar içerdiği görülmektedir. ODTÜ'nün Bingöl deprem raporunda (Özcebe vd 2004) verilen hasar sınırın altında kalan tüm yapılar ağır hasar veya göçme ile karşı karşıyadır.

## 9. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

### 9.1 Sonuçlar ve Öneriler

Bu çalışma kapsamında, mevcut kamu binalarının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili çalışmalara katkıda bulunmak amacıyla Bayındırlık ve İskan Bakanlığının 1. derece deprem bölgelerinde yaygın olarak kullandığı 10370, 10419(4), 10419(5), 10735-A, 10735-B, 10816, 11276-A, 11276-B ve 11187 nolu tip projeler incelenmiştir. Bu projelerin incelenmesinde DBYBHY-2007'ye eklenen “Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi” bölümünde yer alan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ve deprem performansının belirlenmesi ilkeleri kullanılmıştır. Her bir yapıya ait kapasite eğrisi doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucunda elde edilmiştir. Doğrusal olmayan dinamik davranış “Eşdeğer Tek Serbestlik Dereceli Sistem Yaklaşımı” kullanılarak belirlenmiş ve belirlenen depremler etkisinde her bir yapıya ait deprem yerdeğiştirme istemleri hesaplanmıştır. Kamu binaların değişik performans seviyelerindeki yerdeğiştirme kapasiteleri, zayıf noktaları, geçmiş depremlerde gözlemlenen hasar nedenleri ve deprem performansı yetersiz binalarda önerilen çözümler ile ilgili bulgular aşağıda özetlenmiştir;

1. Kamu yapılarının beton dayanımının, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Aydın, Denizli ve Muğla illerinde incelenen 44 kamu binasına ait toplam 98 bloğun karot ve test çekici okumaları esas alınarak, 5.1 ila 27.4MPa arasında değiştiği gözlemlenmiştir. İncelenen kamu yapılarında gözlem sonuçlarının değerlendirilmesi sonucu analizlerde kullanılmak üzere C10, C13 ve C16 olmak üzere üç sınıf beton göz önüne alınmıştır.
2. 1998 öncesi projelere sahip tüm kamu yapılarındaki çelik sınıfı S220 dir. İncelenen kamu yapılarında açılan elemanlarda gözlenen etriye aralıklarının zaman zaman 370 mm. değerine ulaşmasına rağmen genel olarak 150 mm ile 250 mm arasında değiştiği gözlemlenmiştir. Bu çalışmada, uygulama aralığının sünek detaylandırma



durumunu yansıtması için 150 mm ve sünek olmayan durumu yansıtması için 250 mm ile temsil edilebileceği kabul edilmiştir.

3. Kamu yapılarının özelliklerine bakıldığında genellikle dikdörtgen şeklinde olup tüm veya çoğu kolonların uzun boyutlarının yapının kısa yönünde olduğu dikkat çekmektedir. Bu duruma sadece bu çalışmadaki tip projelerde değil, Pamukkale Üniversitesi tarafından incelenen diğer birçok kamu yapısında da rastlanmıştır (Kaplan vd. 2003-2007). Yapılan analizler sonucunda bu uygulamanın oldukça yanlış olduğu belirlenmiştir. Bu şekilde yapılan binaların uzun yönlerine gelen yatay yükler altında kolonların kısa tarafı çalışmaktadır. Bir yönde düşük moment kapasitesine sahip kolonlar kirişlerden önce mafsallaşarak zayıf kolon-kuvvetli kiriş mekanizmasında yol açmaktadır. Bu sebeple yapıların uzun yöndeki süneklik değerleri düşük olmaktadır. Ayrıca o dönemde yapılan projelerin birçoğunda uzun yönün daha iyi kapasiteye sahip olacağı yanlışlıkla bu yönlere perde konulmamıştır.
4. Kapasite eğrilerinin incelenmesinden, perde duvar oranı az veya hiç olmayan binalarda, beton dayanımı ve etriye aralığının hem yatay dayanım hem de yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde belirgin etkisi vardır. En olumsuz durum (C10 ve S250) ve ortalama durum (C16 ve S150) arasında yatay dayanım kapasiteleri arasındaki fark sınırlıyken, yerdeğiştirme kapasiteleri arasındaki fark belirgindir. Ekstrem durumlar için yerdeğiştirme kapasiteleri arasındaki fark iki kat mertebelerine kadar çıkmaktadır.
5. Farklı malzeme özelliklerine göre oluşturulan kamu yapılarının analiz sonuçları incelendiğinde; 10 ve 13 MPa beton sınıfları arasındaki yerdeğiştirme kapasitelerinin farkının 13 ile 16 MPa arasında daha da azaldığı gözlemlenmiştir.

Bunun anlamı, özellikle beton dayanımın 13 MPa'ın altında olan kamu yapılarında enine donatı aralığının öneminin daha da arttığıdır.

6. Perde duvar oranının belli bir oranın üzerinde olduğu, deprem davranışının perdeler tarafından belirlendiği yapılarda, bu çalışmada kullanılan değerler çerçevesinde beton sınıfı ve etriye aralığının yerdeğiştirme ve yatay dayanım kapasiteleri üzerinde etkisi sınırlı seviyede kalmaktadır.
7. Perde davranışının hakim olduğu yapıların kapasite eğrilerinde yatay yük dayanımının büyük bir kısmını perdeler oluşturduğundan, kolonlarda meydana gelen lokal göçmeler eğri üzerinde belirgin olarak görülememektedir. Lokal kolon göçmeleri adım adım mafsalsal durumlarının incelenmesiyle görülebilmektedir. Üzerinde nispeten yüksek düşey yüklerin bulunduğu orta aks kolonlarında meydana gelebilecek lokal göçmeler stabilite sorunu oluşturabilir.
8. Deprem yüklerinin büyük bir kısmını kolonların karşıladığı durumlarda, beton sınıfının ve etriye aralığının yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde oldukça ciddi etkisi vardır. Beton basınç dayanımının azalması veya etriye miktarının düşmesi deplasman kapasitesini yarıya varan oranlarda düşürebilmektedir. Beton dayanımının düşük ve etriye aralığının fazla olduğu yapılarda, kolonlarda meydana gelen gevrek davranış neticesinde kesme kırılmaları oluşabilmektedir. Yaşadığımız son 20 yıldaki depremlerin kamu yapılarında oluşturduğu hasarlar incelendiğinde, bu problemin oldukça yaygın olarak ortaya çıktığı söylenebilir.
9. Kamu yapılarının performans değerlendirmesinde ülkemizde son 20 yılda meydana gelen depremlerden ve FEMA-307'de (1998) çeşitli karakteristikleri yansıtan deprem kayıtlarından seçimler yapılmıştır. Yapıların doğrusal olmayan dinamik

analizinde bu deprem kayıtları kullanılarak her bir deprem etkisi altında performans değerlendirmesi yapılmıştır.

10. Deprem Yönetmeliği-2007'de okul ve sağlık yapıları için, tasarım depreminde Hemen Kullanım (HK) ve maksimum olası depremde de Can Güvenliği (CG) performans düzeyleri hedeflenmektedir. Altıncı maddede göz önüne alınan deprem kayıtlarının spektrumlarının ortalaması, yönetmelikte öngörülen tasarım spektrumunun altındadır. Bu depremlerin HK ve CG seviyelerine karşılık gelen yerdeğiştirme istemleri hesaplanmış ve kapasiteleri karşılaştırılarak okul ve sağlık yapılarının yeterli kapasiteleri olup olmadıkları irdelenmiştir. Karakteristiği geçmiş depremleri yansıtabilecek olası bir depremde, özellikle HK seviyesi hiçbir kamu binasında karşılanmamaktadır. Bununla birlikte, incelenen kamu yapılarının yaklaşık %50 si CG düzeyini karşılayamamaktadır ve öncelikli olarak takviye edilmeleri gerekmektedir.
11. Analitik sonuçlar, 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli ve Düzce Depremlerinde kamu yapılarında gözlemlenen hasar sonuçlarıyla uyumaktadır. Özellikle malzeme kalitesinin kötü olmasından dolayı birçok kamu yapısı bu depremlerde hasar görmüştür. Diğer yandan, Bingöl Depreminde sadece depremin özelliğinden dolayı değil beton kalitesinin kötü ve etriye aralığının fazla olmasından dolayı birçok kamu yapısı hasar görmüştür (EERI Report 2003, Doğangün 2004, Kaplan vd 2004, Özcebe vd 2004.).
12. Çalışma kapsamında dikkate alınan ülkemiz 20 deprem kaydından, BN03BING.360, DN95DINA.090, DZ99DUZC.180, KC99DUZC.180, KC99DUZC.270, KC99YARM.060 ve KC99YARM.330 kayıtları oldukça hasar verici olurken, DZ99BOLU.360, DZ99BOLU.090, DZ99DUZC.270, ER92ERZN.360 ve ER92ERZN.090 çok yıkıcı etkiye sahiptir. FEMA kayıtlarından ise;

LN92LUCN.250, LP89SARA.360, IV40ELCN.180, BB92CIVC.360, IV79ARR7.140 ve LP89CORR.090 yüksek hasara neden olurken, NR94NWHL.360, NR94SYLH.090, CH85LLEO.010 ve TB78TABS.344 kayıtları çok yıkıcıdır.

13. Malzeme kalitesinin artmasıyla yapıların performansı artmaktadır. Farklı performans seviyeleri için yerdeğiştirme kapasiteleri karşılaştırıldığında, beton sınıfı ve etriye aralığının HK üzerinde belirgin bir etkisi olmazken, CG ve GÖ seviyelerinde bu etki belirginleşmektedir. Eğer yapıda akma dayanımına ulaşılmadan önce göçme konumuna gelecek kadar gevrek elemanlar bulunmuyor ise, yanıl donatı miktarının bina dayanımı üzerinde belirleyici bir etkisi olmamasına rağmen yerdeğiştirme kapasitesini önemli ölçüde etkilediği gözlemlenmiştir.
14. Yapıların deprem performanslarında enine donatı miktarı çok önemli bir parametredir. Çalışma sonuçlarına göre enine donatı miktarının artması kamu yapılarında deprem hasarlarını azaltmada çok önemlidir. Ortalama aşılma olasılığı incelendiğinde 250 mm etriye aralığı 150 mm ye göre yaklaşık iki kat mertebededir. 150 mm etriye aralığı kullanılması durumunda, yapıların sismik performansları artarken, yönetmeliğin öngördüğü performans düzeyleri sağlanamamaktadır. Bu sonuç, yeni yönetmeliğin öngördüğü tasarım kriterleri ile yapılacak yapıların çok daha iyi bir sismik performansa sahip olacağıının göstergesidir.
15. Tip projelerin performans değerlendirmelerine göre, okul yapılarından 10419(4) ve 10419(5) projelerin kısa yönleri hariç diğlerinde HK seviyesine ulaşılammamaktadır. 10370 ve 10816 tip nolu projenin heriki yönü ve 10419(4), 10419(5) ve 10735-B tip nolu projelerin uzun yönleri CG seviyeleri için kritiktir. GÖ için ise 10419 ve 10735-B nin uzun yönleri kritiktir. Sağlık yapıları heriki doğrultuda da HK

seviyesini karşılayamamaktadır. 11276-A'nın heriki yönü ve 11276-B'nin uzun yönü CG için kritiktir. GÖ için ise sadece 11276-B'nin uzun yönü kritiktir.

16. Perde duvarlar yapıların yatay yük dayanımlarını artırır ve deprem istemlerini düşürürler. Kötü kaliteli beton kullanımı ya da taşıyıcı sistemi çerçevelerden oluşan kamu yapılarında perde duvarların kullanılmasıyla bu kusurlar bir dereceye kadar önlenmiş olur. Analizi yapılan kamu yapılarının kapasite eğrisi sonuçları incelendiğinde, perde duvar oranının fazla olduğu binalarda beton kalitesinin kötü olması veya enine donatı miktarının az olması yapı performansını çok etkilememektedir. Kalitesiz işçiliğin yaygın bir problem olduğu ülkemiz ve benzer ülkelerde yapılmış kamu yapılarında perde duvar kullanımı, depreme karşı bir sigorta niteliğindedir.
17. İncelenen okul ve hastane binalarının değerlendirilmesi sonucunda göze çarpan diğer bir husus da, perdeleri bağlayan bağ kirişlerinin normal kat kirişlerinden farklı olarak bina performansı üzerinde daha belirgin etkisi olmasıdır. Özellikle büyük perdeleri bağlayan bağ kirişlerinin göçmesi (10419 ve 10816 nolu tip projede olduğu gibi) sonucu perdeler arasında oluşan kuvvet çifti ortadan kalkar ve binanın moment taşıma kapasitesinde önemli düşüşler yaşanabilir. Bu nedenle Deprem Yönetmeliğinde “Binaların Deprem Performansının Belirlenmesi” bölümünde kirişlerle ilgili hasar tanımları yapılırken bağ kirişlerine özel önem verilmesi düşünülebilir.
18. Kapasite eğrilerinin detaylı bir şekilde incelenmesi sonucunda, projelerde gözlemlenen yetersizlikler ve bu bağlamda önerilen çözümler şöyledir; 1) 10370 tip nolu projenin kısa yönü için; kolon elemanlarda sünekliği artıracak önlemlerin alınması ile gözlemlenen yetersizlikler giderilebilir. 10419(4) ve 10419(5) tip nolu projelerin uzun doğrultusunda perde duvar eklenmesi ile sistem bazında kapasitenin

iyileştirilmesi ve bu yönde kesme kırılması oluşan bazı kolonların mantolanması ile hedeflenen performans sağlanabilir. 10735-A ve 10735-B le 10816 tip nolu projelerin heriki yönde de perdeli-çerçevele olmalarına rağmen yönetmeliğin öngördüğü performans seviyelerini karşılayabilmeleri için tekrar perde duvarlarla güçlendirilmiştir. Sağlık yapılarında da performans düzeylerinin yakalanması için perde duvarlar eklenmiştir. Bu bağlamda önerilen perde duvar oranı Çizelge 7.1 de özetlenmiştir.

19. Türkiye’de kamu yapılarının mimari ve yapısal özellikleri dikkate alınarak yapılan güçlendirme stratejisi doğrultusunda tüm yapıların performans düzeyleri artırılmıştır. 10816 tip nolu projenin uzun doğrultusu hariç tüm yapılar öngörülen performans düzeylerini sağlamıştır.
20. Çalışma kapsamında performans değerlendirmesi yapılan kamu yapılarına, hızlı değerlendirme metotları arasında yaygın olarak kullanılan Hassan indeks uygulanmıştır. Yapılarda oluşacak hasar ve yapı düşey taşıyıcıları arasında korelasyon olduğu gözlemlenmiştir. Değerlendirilmesi gereken mevcut yapı stoğu içinde önemli bir yeri olan kamu yapıları üzerinde yapılacak çalışmalarda, kamu yapılarına Hassan İndeks (Hassan ve Sözen 1997) yönteminin uygulanması, planlı ve ekonomik çalışmalarda öncelikli yapıların belirlenmesinde ilk adım çalışma olarak kullanılabilir.

## 9.2 Gelecek Çalışmalar İçin Öneriler

Bu çalışmanın devamı niteliğinde yapılacak çalışmalar, aşağıda listelenmiştir;

- Kamu yapılarının doğrusal olmayan sismik performanslarının değerlendirilmesinde dolgu duvarlar modellenerek, davranış üzerindeki etkileri araştırılabilir.

- Literatürde farklı araştırmacılarca önerilen değişik plastik mafsal boyları vardır. Eleman tipleri arasında farklılık gösterebilen formülasyonlar kullanılarak, Türkiye'deki kamu yapılarında deprem sonrası hasarlarda gözlemlenen plastik mafsal boylarının etkinliği araştırılabilir.
- Betonarme elemanlarda sargılı beton davranışını yansıtmak üzere çeşitli araştırmacılar tarafından beton modelleri önerilmiştir. Farklı beton modellerinin kamu yapılarının doğrusal olmayan sismik performanslarının değerlendirilmesindeki etkinliklerinin karşılaştırılması yapılabilir.
- Deprem yönetmelikleri yenilendiğinde, kamu yapılarına ait tip projeler mimarileri değiştirilmeden yeniden düzenlenmektedir. ABYBHY-1998'in yayınlanmasından sonra tip projelerin bu yönetmelik esasları doğrultusunda tekrar düzenlenmeleri ile elde edilen taşıyıcı sistemlerinin performans değerlendirmesi yeniden yapılarak DBYBHY-2007'ye uygunluğunun araştırılabilir.

Bu çalışmada elde edilen bulgular incelenen tip projelerin 2007 Deprem Yönetmeliğinin performans düzeylerini karşılayabilir hale getirilmesi için yapılacak güçlendirme çalışmalarında kullanılabilir. Yaygın kullanılan tip projeler üzerinde yapılacak bu tür çalışmalar aynı anda birçok binanın incelenmesine katkıda bulunacaktır.

## 10. KAYNAKLAR

- ABYYHY-1975, (1975). “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara.
- ABYYHY-1998, (1998). “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara. 86 s.
- ABYBHY Taslak, (2005). “Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslak-1”, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara. 86 s.
- Adalier, K. and Aydingun, O. (2001). Structural Engineering Aspects of the June 27, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) Earthquake, *Engineering Structures*, (23):343–355.
- Anonim, (2001). Stiffness of R/C Members. Lecture Notes, *Purdue University*, West Lafayette, IN, USA. 221 s.
- ATC-32, (1996). Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, *Applied Technology Council*, California.
- ATC-40, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, Redwood City, California.
- Bae, S. (2005). “Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns”, Ph.D. Dissertation, *The University of Texas at Austin*, 306 sayfa
- Bağcı, G., Yatman, A., Özdemir, S. and Altın, N., (2003). Destructive earthquakes in Turkey. <http://www.deprem.gov.tr/reports.html>
- Baker, A.L.L. (1956). “Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames,” *Concrete Publications Ltd.*, London
- Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. (1964) “Inelastic Hyperstatic Frame Analysis,” *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 85-142.



- Bayülke N., Kocaman C., Köksal T. S., ve Kuran F., (2004). 1 Mayıs Bingöl Depreminde Yapısal Hasar, *Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi Deprem Mühendisliği Şubesi*.
- Bilgin, H., Baytan. H. B., (2006). Kamu Yapılarında Beton Dayanımı ve Enine Donatının Performansa Etkisi, *Yedinci Uluslar arası İnşaat mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi*, 11-13 Ekim, İstanbul, Bildiri No: ace06-286.
- Bilgin, H., İnel, M., Özmen, H. B., (2006). Kamu Yapılarının Deprem Kapasitelerinin Değerlendirilmesi, *Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, Pamukkale, Denizli, s. 237-246.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2000). “Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı” *Sema Matbaacılık*, 596 sayfa, İstanbul.
- Chopra, A. K. (1981). “Dynamics of Structures, A Primer”, *Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, CA.
- Chopra, A. K., (2000). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (2nd Edition), *Pearson Education*, ISBN: 0130869732, 844 pages.
- Cagatay, İ. H., (2005). “Experimental evaluation of buildings damaged in recent earthquakes in Turkey”, *Engineering Failure Analysis*, **12**; 440-452.
- Clough, R.W. and Penzien J., (1993). Dynamics of Structures, New York. *Mc Graw-Hill*, 669 pp.
- Corley, W.G., (1966). “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams,” *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol(92), No. ST5, Oct., pp. 121-146
- CSI, (2005). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, *Computers and Structures Inc*, California, USA. 415 s.
- DBYBHY-2007, (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara. 159 s.
- Dogangun, A., (2004), Performance Of Reinforced Concrete Buildings During The May 1 2003 Bingöl Earthquake In Turkey, *Engineering Structures*, (26):841-856.

- EERI Special Earthquake Report, (2003). Preliminary observation on the May 1, 2003 Bingol, Turkey earthquake, *EERI*, July 2003.
- Erdik, M. (2001). Report on 1999 Kocaeli and Düzce (Turkey) Earthquakes, in Structural Control for Civil and Infrastructure Engineering, Ed. by, F. Casciati, G. Magonette, *World Scientific*.
- FEMA 154, (1988). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook, ATC-21, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- FEMA 273-274, (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Developed by the *Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, U.S.A.
- FEMA 307, (1998). Evaluation Of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- FEMA 310, (1998). Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings—A Prestandard, prepared by the American Society of Civil Engineers for the *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- FEMA 356-357, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency*. Washington DC, USA.
- FEMA 440, (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by *ATC for American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency*, Washington, D.C.,.
- Ghobarah, A., (2001). Performance –based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, (23):878-884.
- Gülkan, P., Akar, S. and Yazgan, U., (2003). A Preliminary Engineering Report on the Bingöl I Earthquake of May 1, 2003, [http://www.eeri.org/bingol\\_turkey/Bingol Earthquake\\_01\\_05\\_03.pdf](http://www.eeri.org/bingol_turkey/Bingol_Earthquake_01_05_03.pdf).
- Hassan, A.F. and Sozen, M.A., (1997). Seismic Vulnerability Assessment Of Lowrise Buildings In Regions With Infrequent Earthquakes, *ACI Structural Journal*; 94(1):31–39.

- HAZUS, (1999). Earthquake Loss Estimation Methodology Technical Manual, National Institute of Building Sciences for *Federal Emergency Management Agency* (FEMA)
- Inel M, Bretz E, Black E, Aschheim M, Abrams D., (2001). USEE 2001-utility software for earthquake engineering: program, report, and user's manual. CD Release 01-05. University of Illinois (Urbana): *Mid-America Earthquake Center*. Available for download from <http://mae.ce.uiuc.edu/>.
- İnan, E., Güler, H., ve Çoruh, E. (1993) "Bölüm-VII Kuvvetli Yer Hareketi Kayıtları" 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Raporu, Editör, N. Bayülke, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi*, Ankara.
- Inel, M., Senel, S.M., Toprak, S., Kayhan, A.H. and Yılmaz, S. (2004) Building Damage Assessment of Urban Areas: A Case Study for Denizli, Turkey, *6th International Congress on Advances in Civil Engineering*, Istanbul, Turkey.
- İzmir Deprem Senaryosu, (2000). [www.koeri.boun.edu.tr](http://www.koeri.boun.edu.tr).
- Kaplan H., Yılmaz S, Binici H., Yazar E. and Cetinkaya N., (2004). "May 1, 2003 Turkey –Bingöl earthquake: Damage in reinforced concrete structures", *Engineering Failure Analysis*, **11**; 279-291.
- Kaplan ve diğ. (2003-2007). Aydın, Denizli ve Muğla illerinde bulunan bazı kamu binalarına ait Depremsellik İnceleme Raporları, *Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü*, Denizli.
- KOERI, (2003). May 1 2003 Bingöl (Turkey) Earthquake preliminary report. [http://www.koeri.boun.edu.tr/deprenmmuh/bingol\\_eq.html](http://www.koeri.boun.edu.tr/deprenmmuh/bingol_eq.html).
- Krawinkler, H. and Seneviratna, G. D. P. K., (1998). Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, **20**: 452-464.
- Lawson RS, Vance V, Krawinkler H. (1994) Nonlinear static push-over analysis-why, when, and how? *In: Proceedings 5th US NCEE*, IL, Chicago, USA, 1: 283-292.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**:1804-1826.

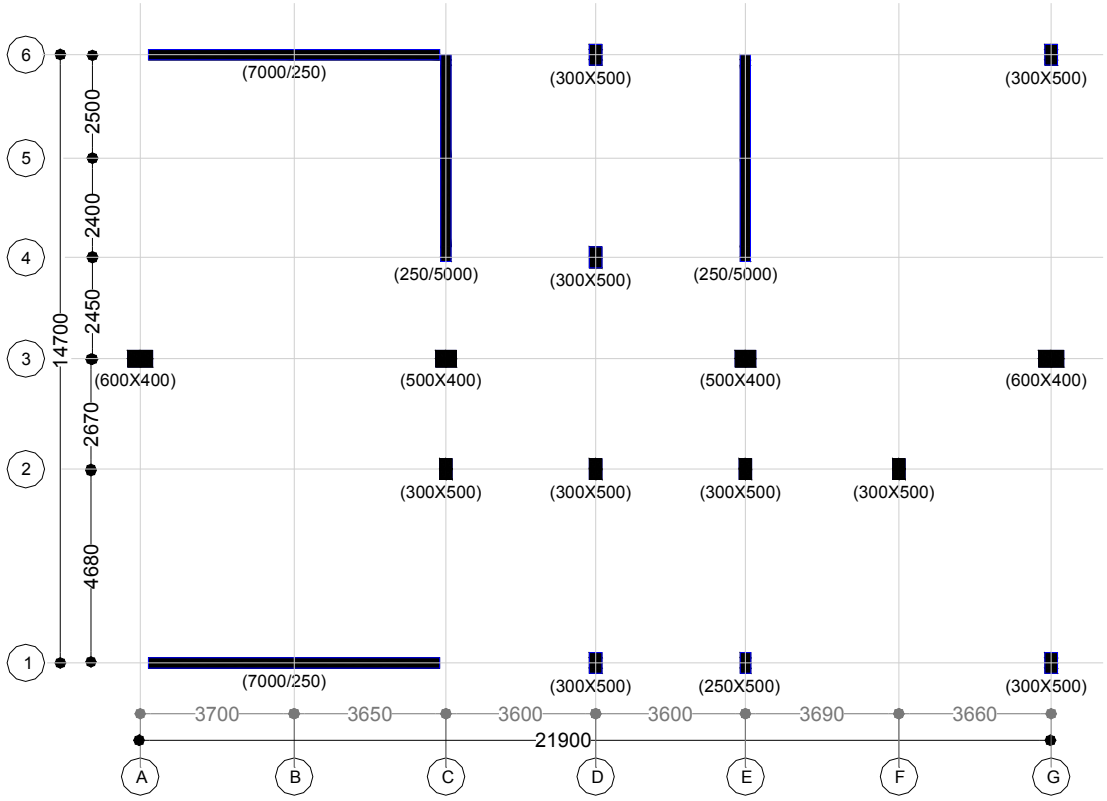
- Mattock, A.H., (1964) "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams," *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 143-181.
- Mattock, A.H., (1967). Discussion of "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams," by Corley, W.G., *Journal of the Structural Division, ASCE*, No. ST2, Apr., 93: pp. 519-522.
- Mendis, P., (2001). "Plastic Hinge Lengths of Normal and High-Strength Concrete in Flexure," *Advances in Structural Engineering*, No. 4, Oct., 4: pp. 189-195.
- Moehle, J. P., (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes, *Earthquake Spectra*, 8(3): 403-428.
- Moehle, J.P., (1996). Displacement-based seismic design criteria. *In: Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*. Paper No: 2125. Oxford: Pergamon.
- Moehle, J. P., (2000). State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US, *US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures - State of Research and Practice*, USA.
- Newmark, N. M. and Rosenblueth, E., (1971). "Fundamentals of Earthquake Engineering", *Prentice-Hall, Inc.*, Englewood Cliffs, NJ.
- Ozcebe, G., Ramirez, J., Wasti T.S., and Yakut A., (2004). 1 May 2003 Bingöl *Earthquake Engineering Report*, Publication No:2004/1.
- Özcebe, G., (2004). Deprem Güvenliğinin Saptanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi, *TÜBİTAK İÇTAG YMAÜ İ574 Numaralı Araştırma Projesi Sonuç Raporu*, Ankara.
- Park, R. and Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures, New York. *John Wiley & Sons*; 769 pp.
- Park, R., Kent, D. C. and Sampson, R. A. (1972), "Reinforced Concrete Member with Cyclic Loading," *J. Struct.Div., ASCE*, Vol. 98, No. 7, pp. 1341-1360.
- Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. (1982) "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," *Journal of Structural Division, ASCE*, 108, No. ST4, Apr., pp. 929-950

- Paulay, T., and M. J. N. Priestley, (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings, *John Willey & Sons*, New York, NY, USA, 744p.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi G.M.S. (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, New York, *John Wiley & Sons*.
- Priestley, M.J. (2000) Performance Based Seismic Design, *Proc. 12 th World Conf. Earthquake Engineering*.
- Ray, W. Clough ve Joseph Penzien (1993), “Dynamics of Structures”, *McGraw-Hill Book Co.*, New York, NY.
- Scott, B.D., Park, R. and Priestley M.J.N. (1982) Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Structural Journal*, 76: pp. 13-27.
- Saatcioglu, M. and Razvi, S. (1992), “Strength and ductility of confinde concrete,” *J. of Struct. Engrg., ASCE*, 118(6), pp.1590-1607.
- Saatcioglu M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N. J., Gillies, A. G., Ghobarah, A., Anderson, D. L., and David Lau, D., (2001) The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake — damage to structures, *Can. J. Civ. Eng.*28: 715-737.
- SEAOC (1995). Performance based seismic engineering of buildings. *Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California*, Sacramento, CA.
- 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*, 25:103–114.
- Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M., (1982), “Analytical model for concrete confinement in tied columns,” *J.Struct. Div., ASCE*, No. ST12, 108, 2703-2722.
- Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A., (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, 1997

- Sucuoğlu H., (2000). The 1999 Kocaeli and Düzce-Turkey Earthquakes, [www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/guncel/koca-dzc.pdf](http://www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/guncel/koca-dzc.pdf)
- Tankut, T. (2003). Türkiye’deki Bina Yapıları için Güçlendirme Stratejisi.
- Tedesco, J.W., McDougal, W. G. and Ross, C. A., (1998), Structural Dynamics : Theory and Applications, *Pearson Education 1st edition*, ISBN: 0673980529, 816 pages.
- TS498, (1987). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *TSE*, Ankara.
- TS500, (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Ülker, R. (1992) 13 Mart 1992 Erzincan depremi hakkında rapor, *İTÜ Yapı ve Deprem Uygulama Araştırma Merkezi*.
- Ülker, R. (1995) 01 Ekim 1995 Dinar depremi hakkında rapor, *İTÜ Yapı ve Deprem Uygulama Araştırma Merkezi*.
- Yakut, A. (2004) Preliminary Seismic Assessment Procedure for Existing RC Buildings, *Engineering Structures*, Vol(26): 1447-1461.
- Yeh, Y. K., Chung, L. L., Chiou, T. C., and Chow, T. K., (2006), “Seismic performance of retrofitted school buildings”, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September (Paper No.167)

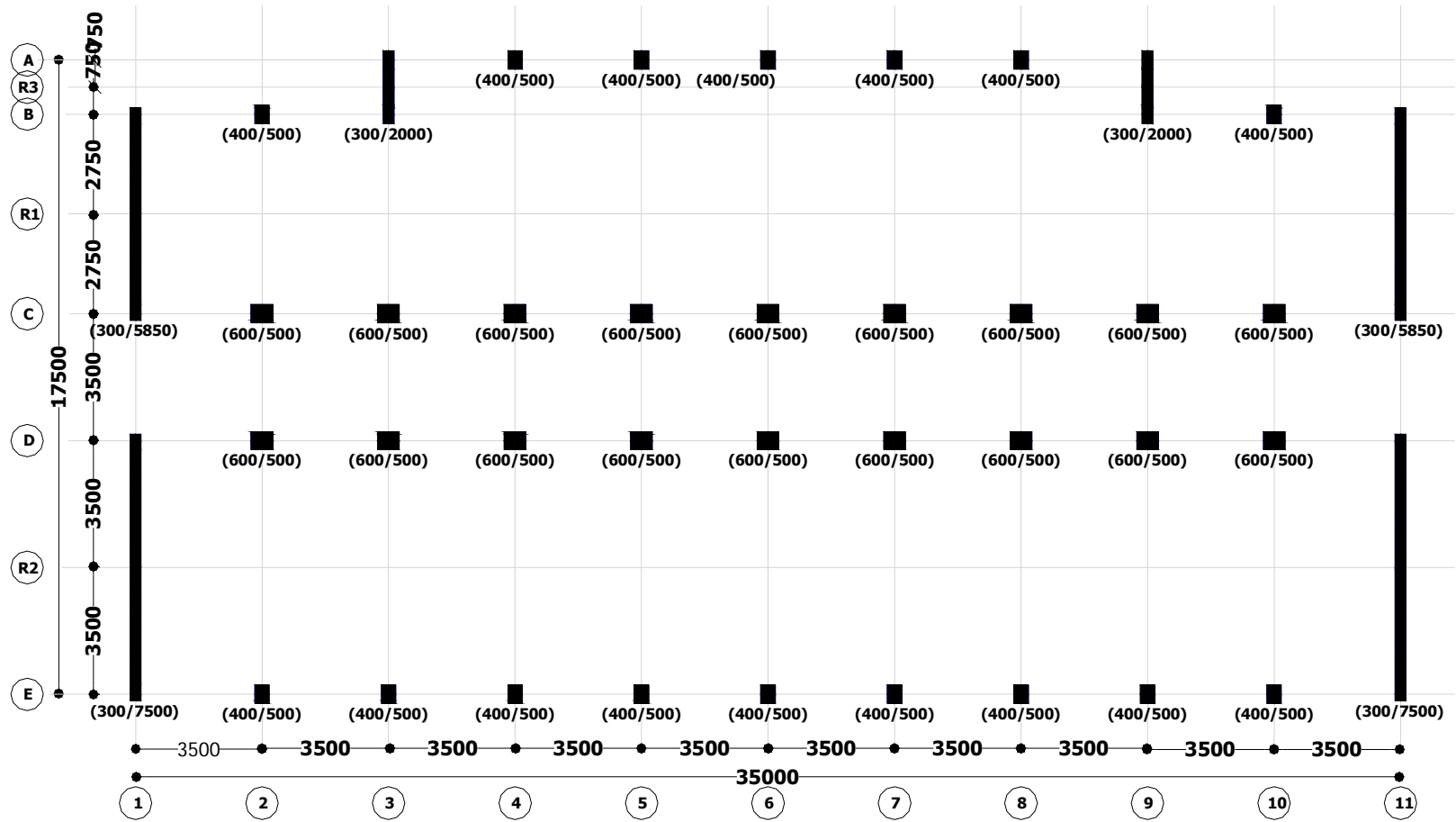
**EKLER**

**EK-1** 10370 tip nolu okul projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)

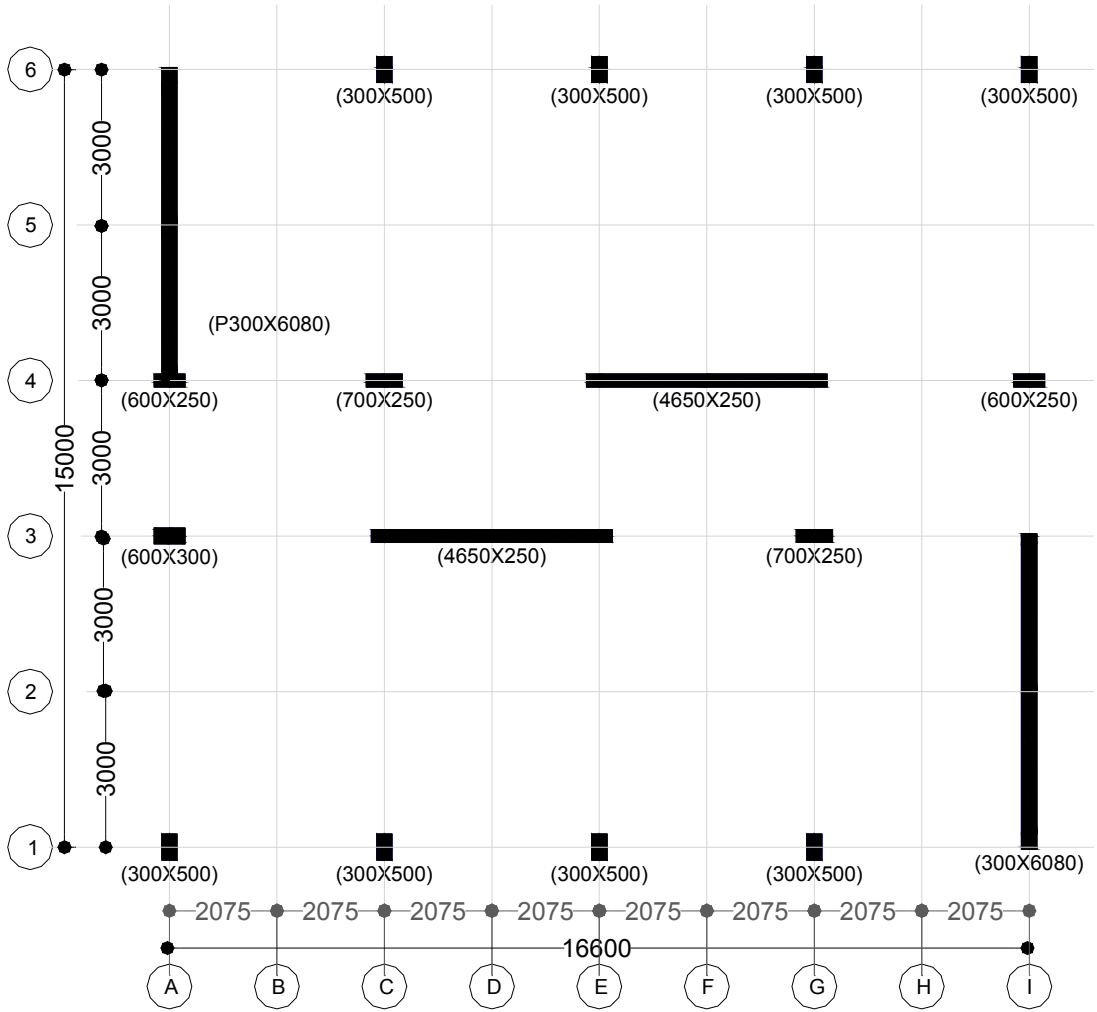




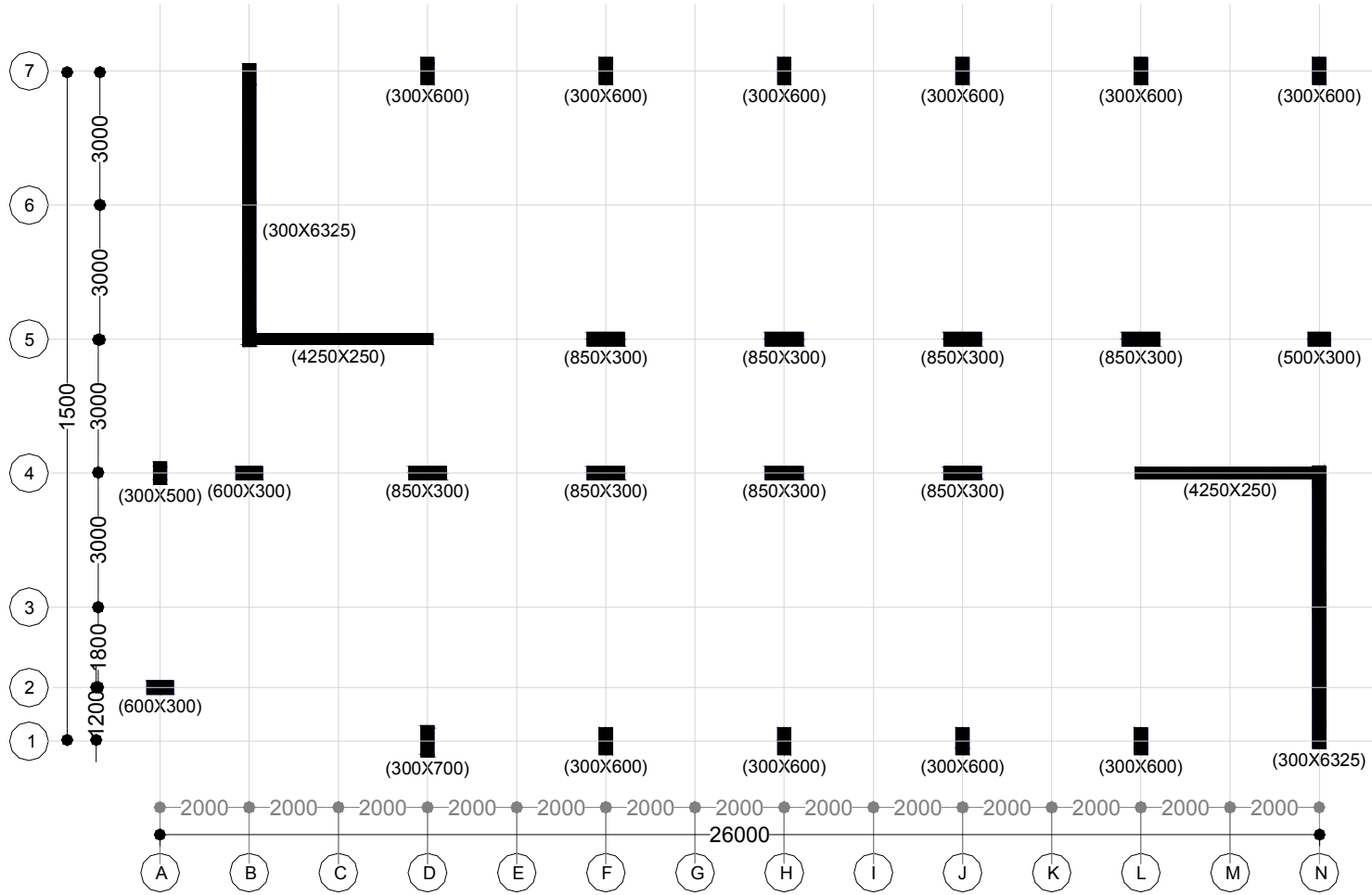
EK-2 10419 tip nolu okul projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



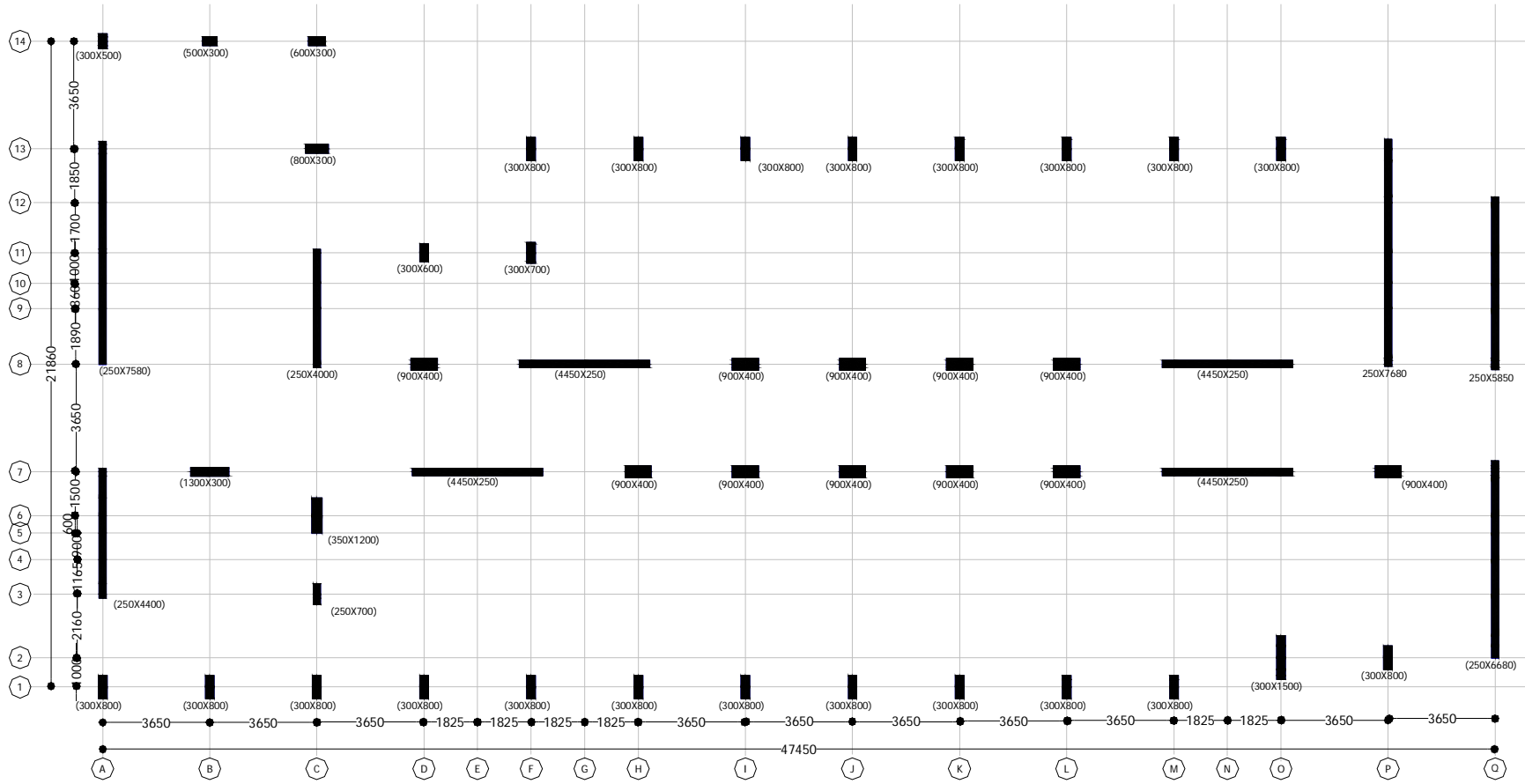
**EK-3** 10735-A tip nolu okul projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



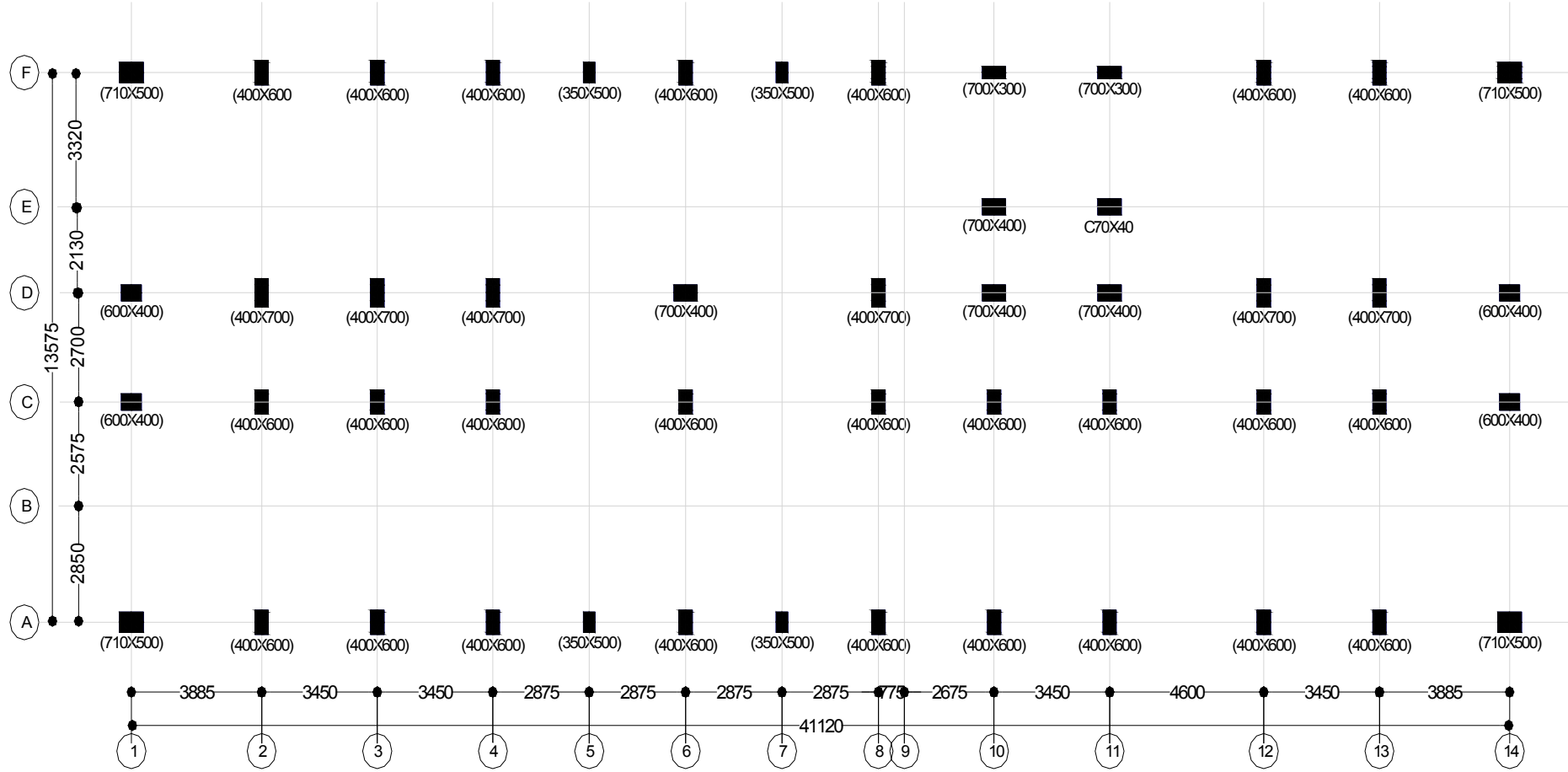
**EK-4** 10735-B tip nolu okul projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



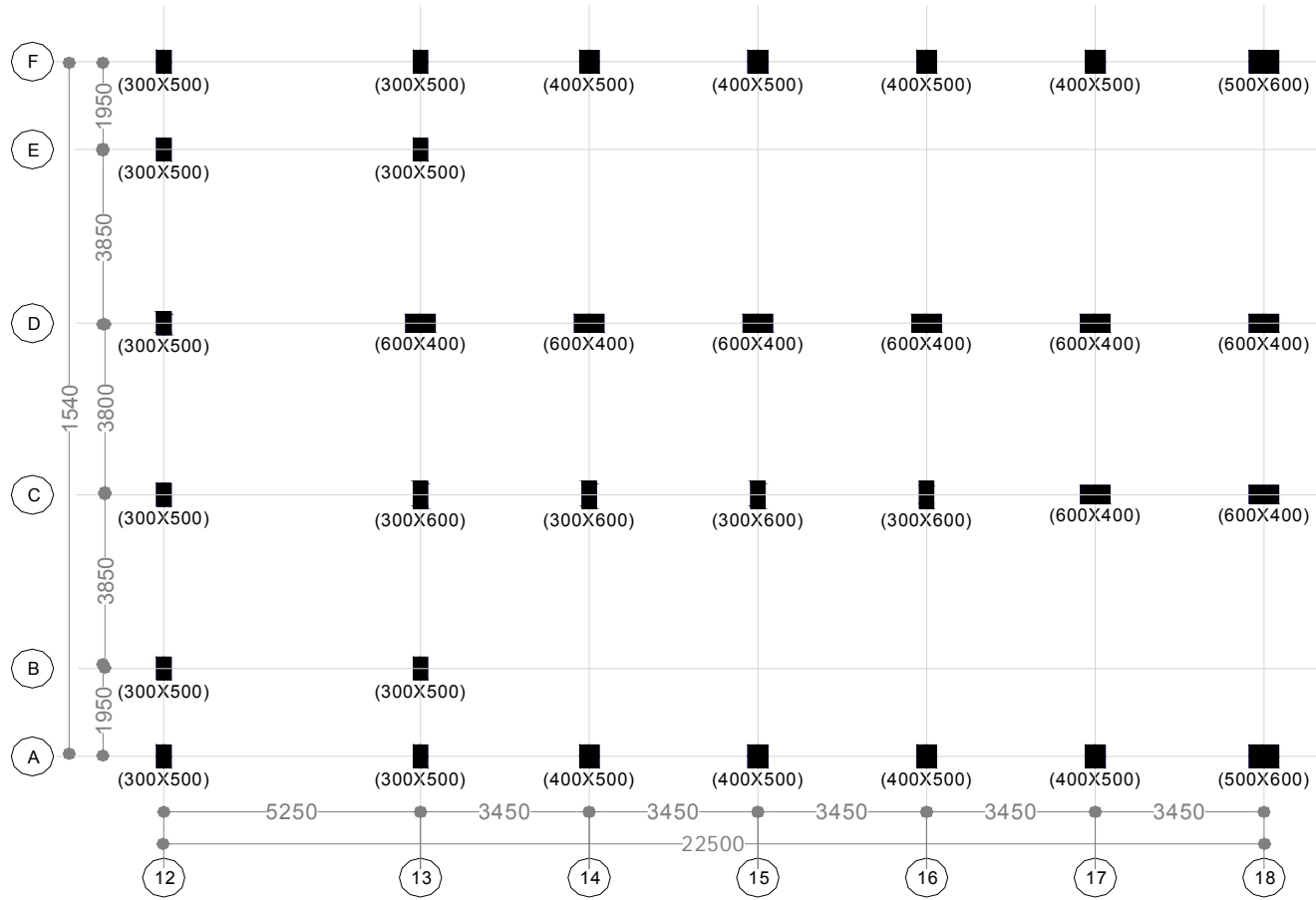
### EK-5 10816 tip nolu okul projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



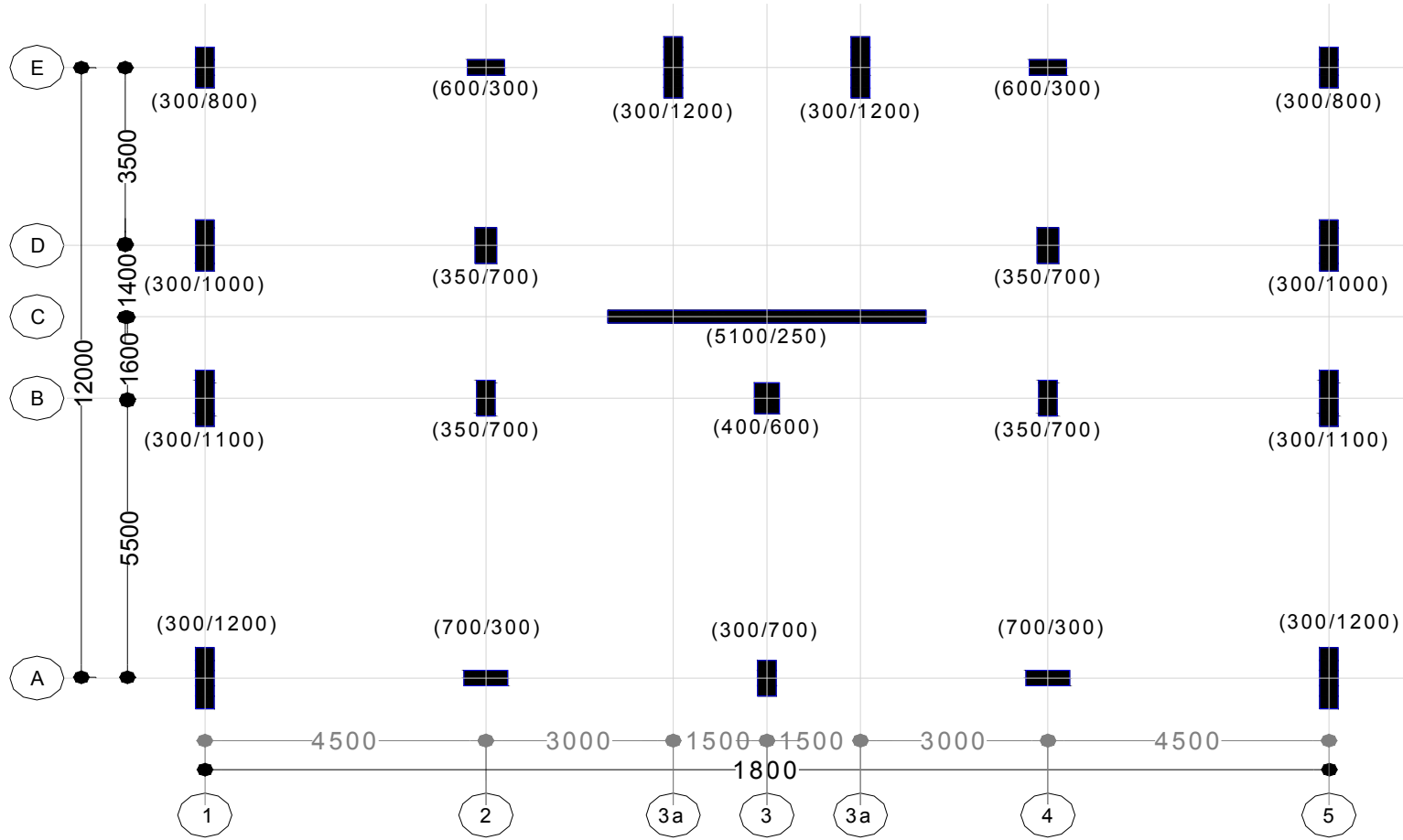
**EK-6** 11276-A tip nolu hastane projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



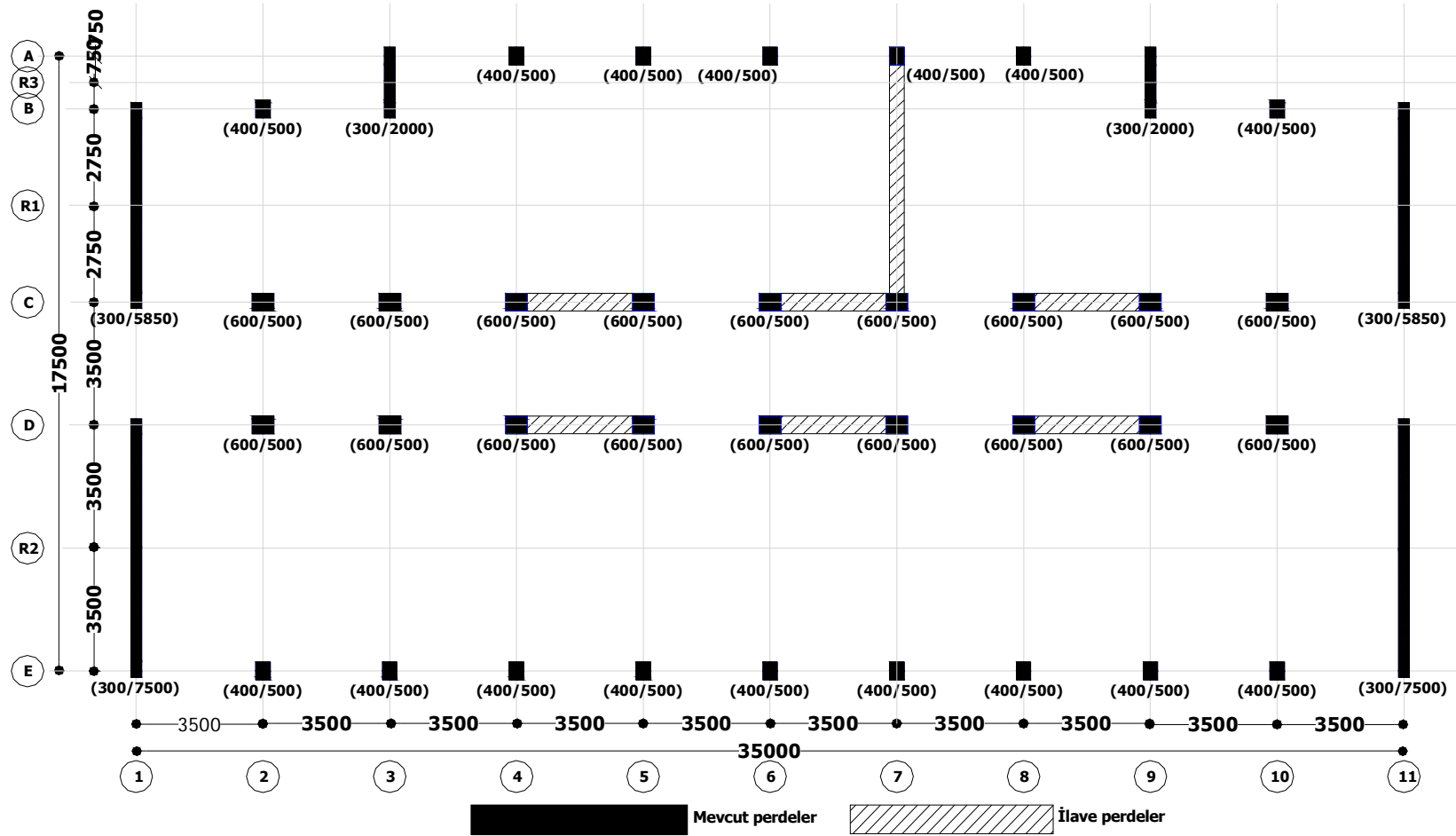
EK-7 11276-B tip nolu hastane projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



**EK-8** 11187 tip nolu sağlık ocağı projesi kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)

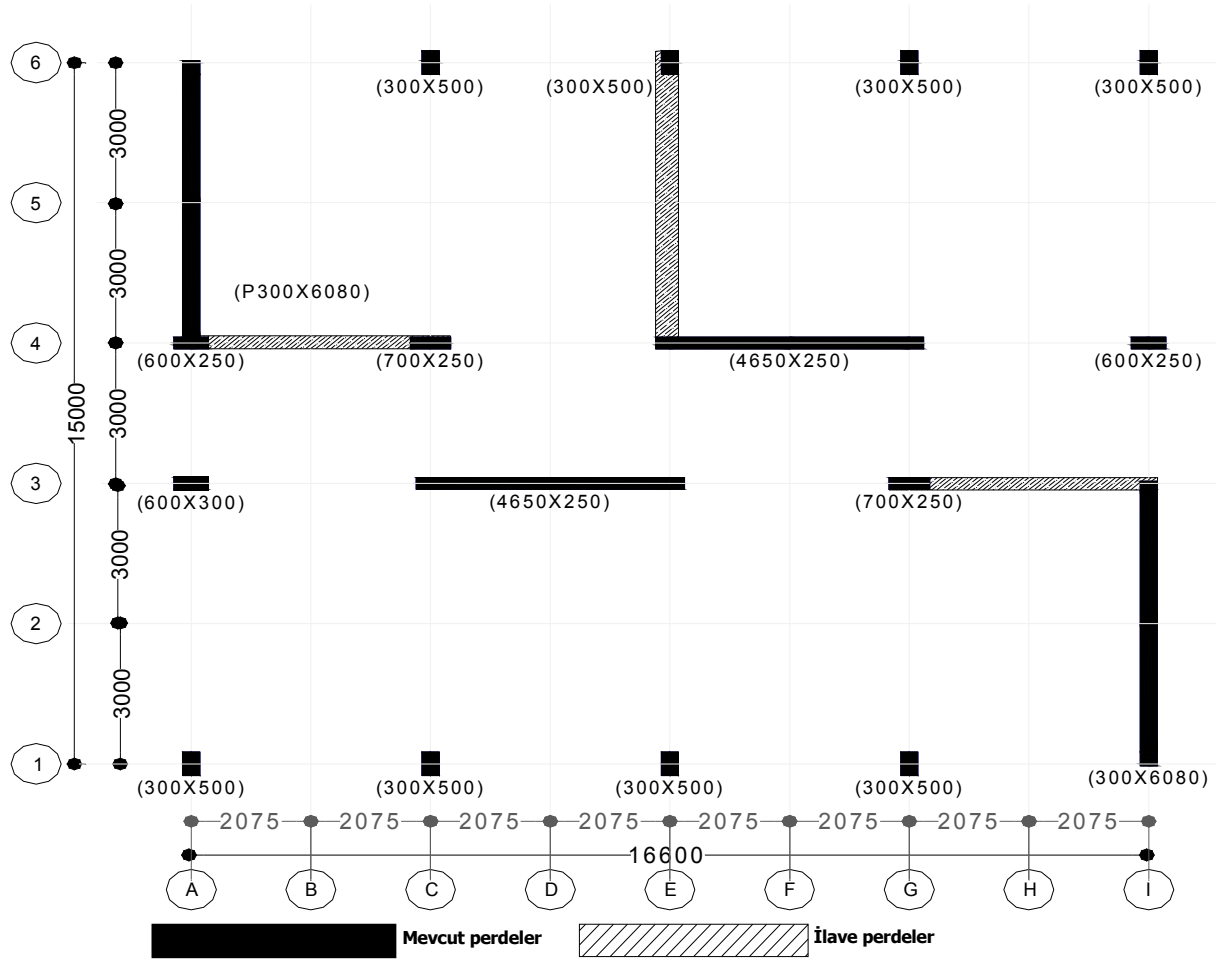


EK-9 10419 tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)

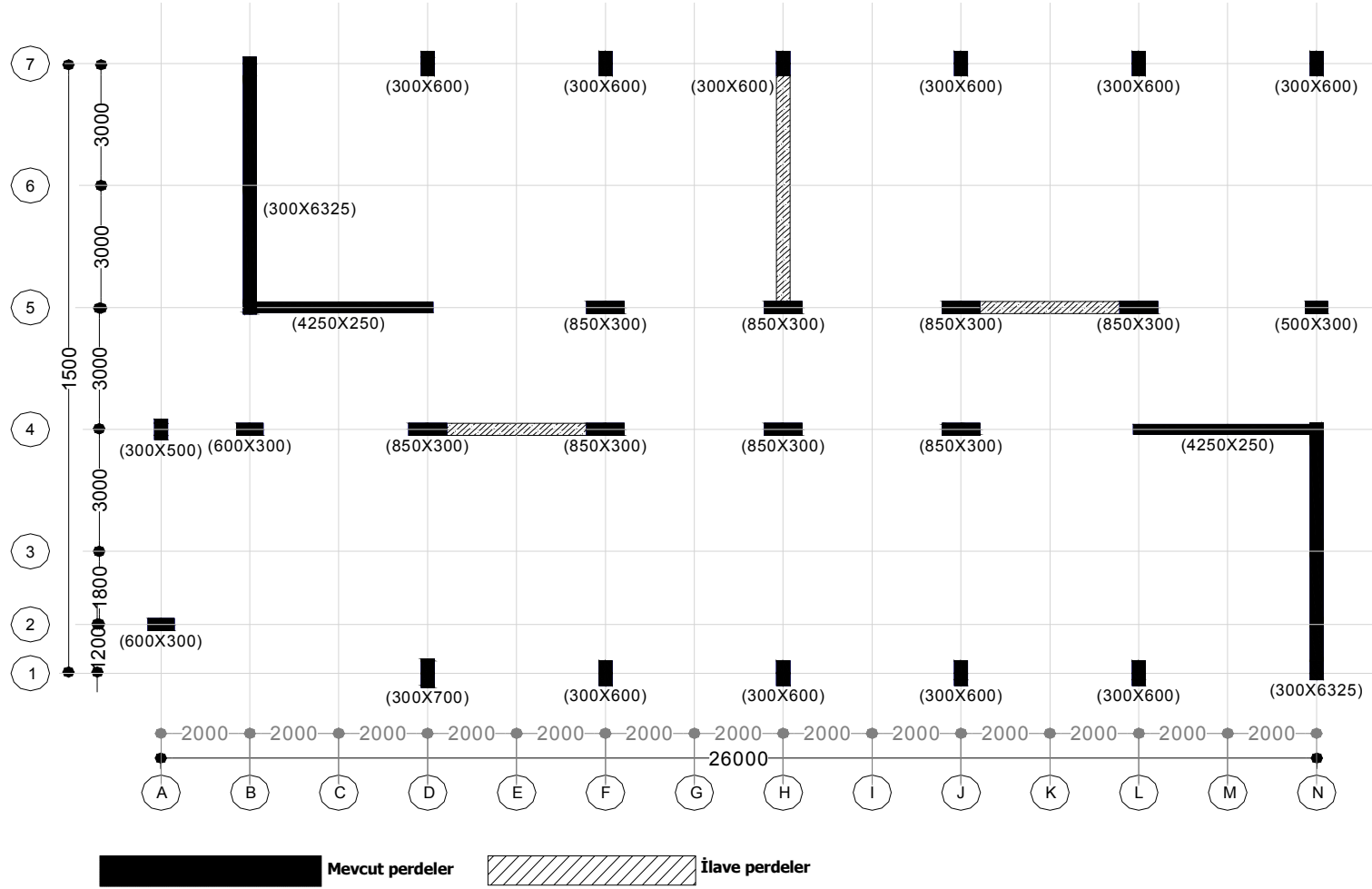




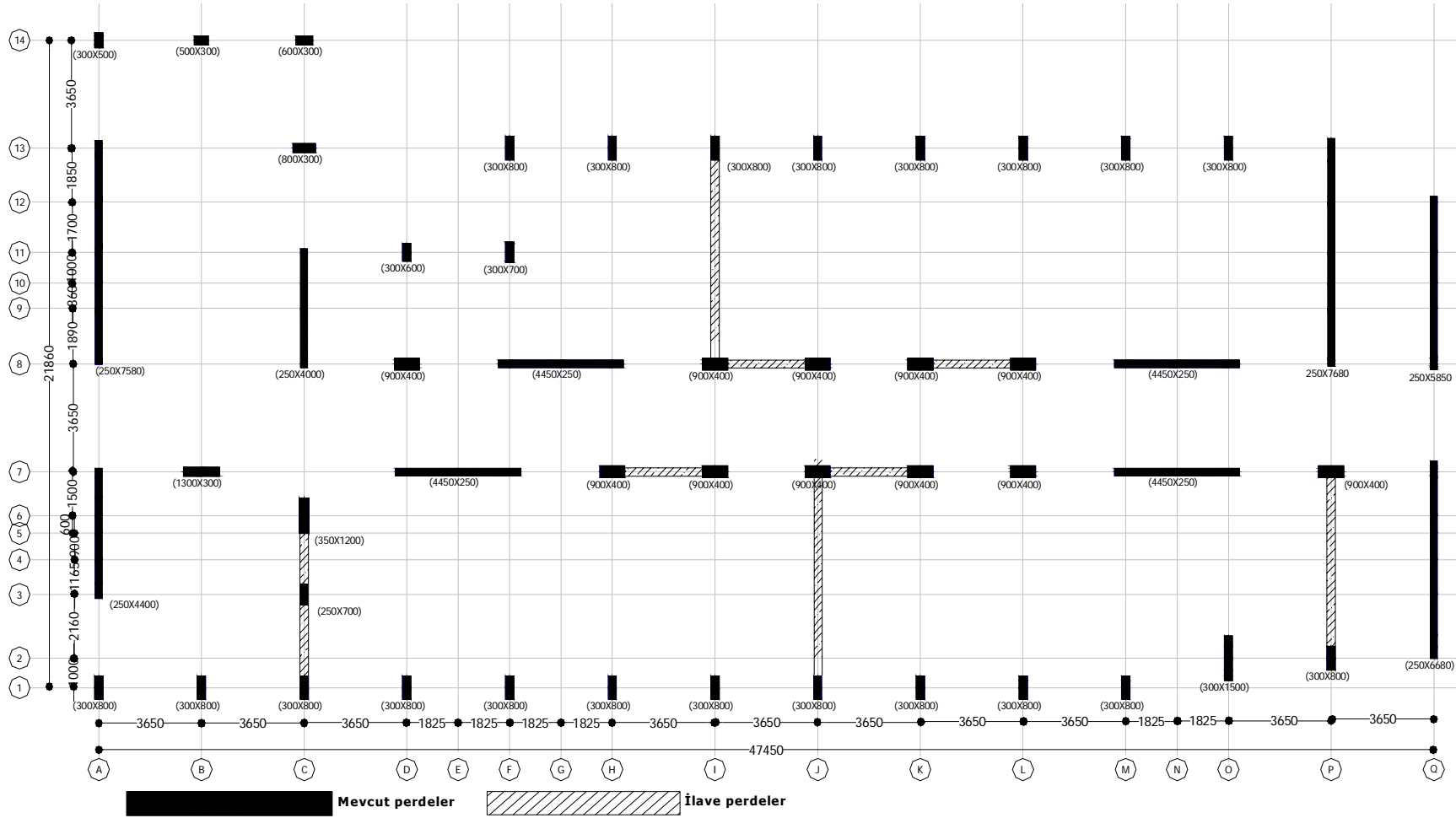
**EK-10** 10735-A tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



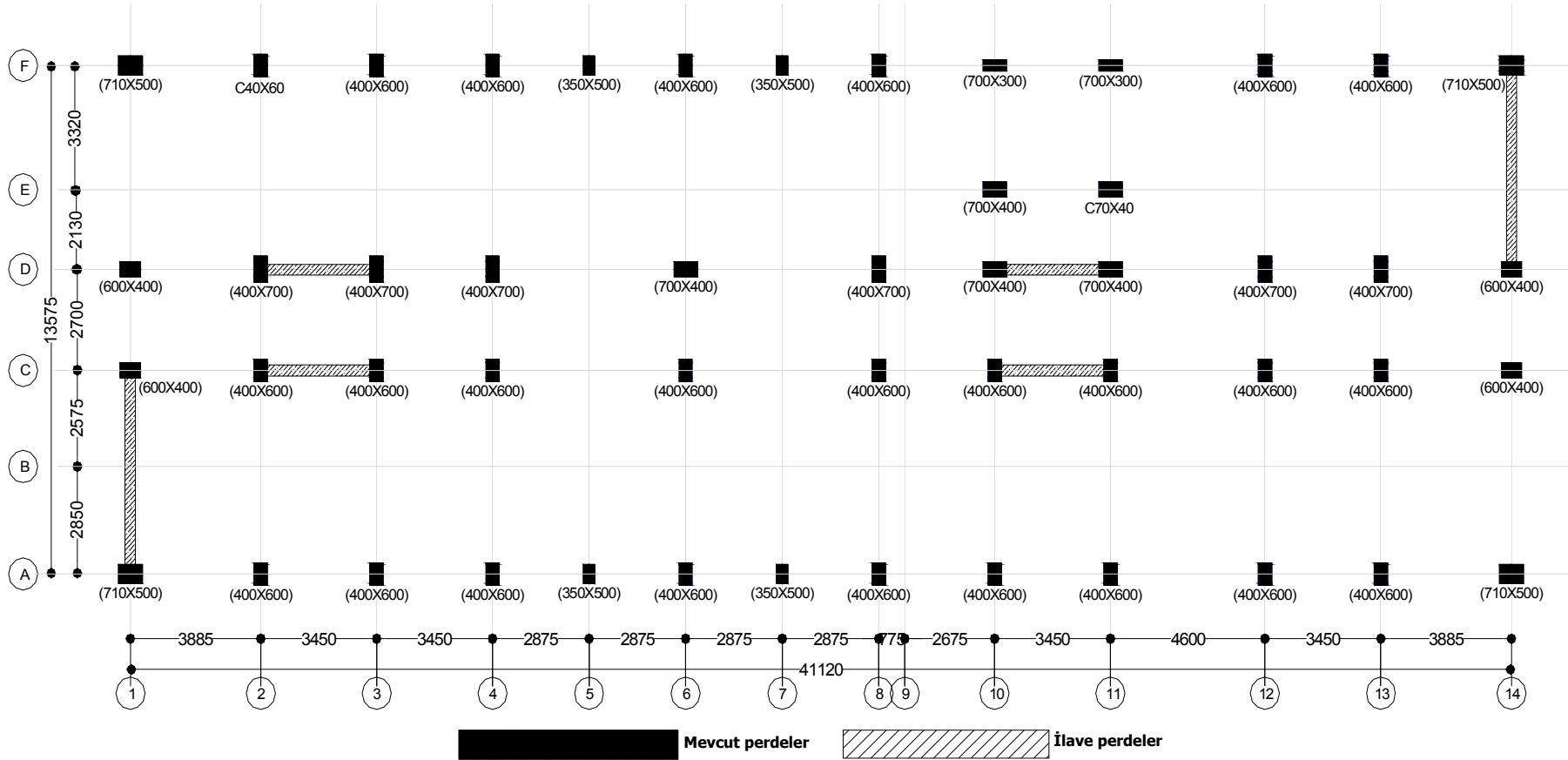
EK-11 10735-B tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



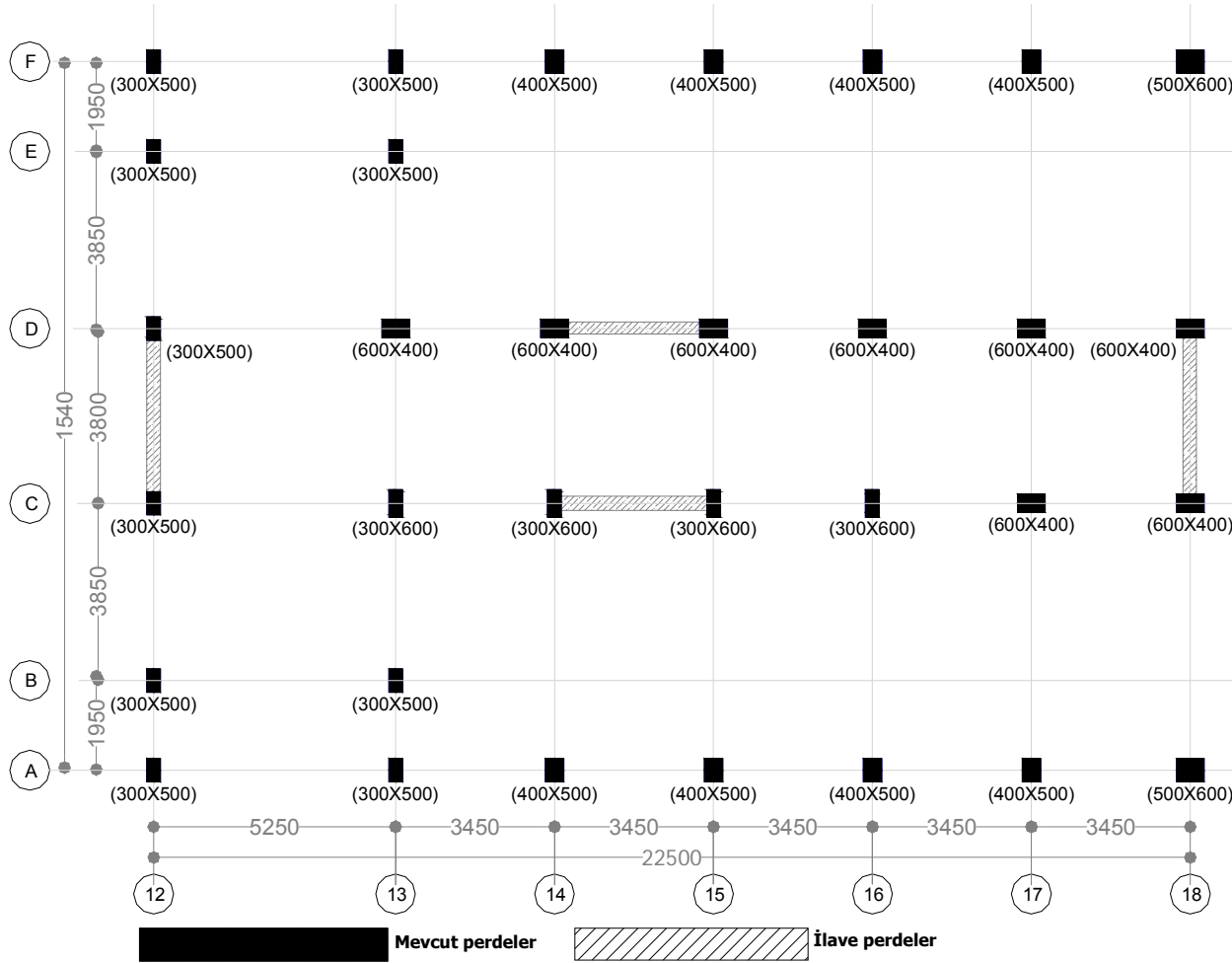
EK-12 10816 tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



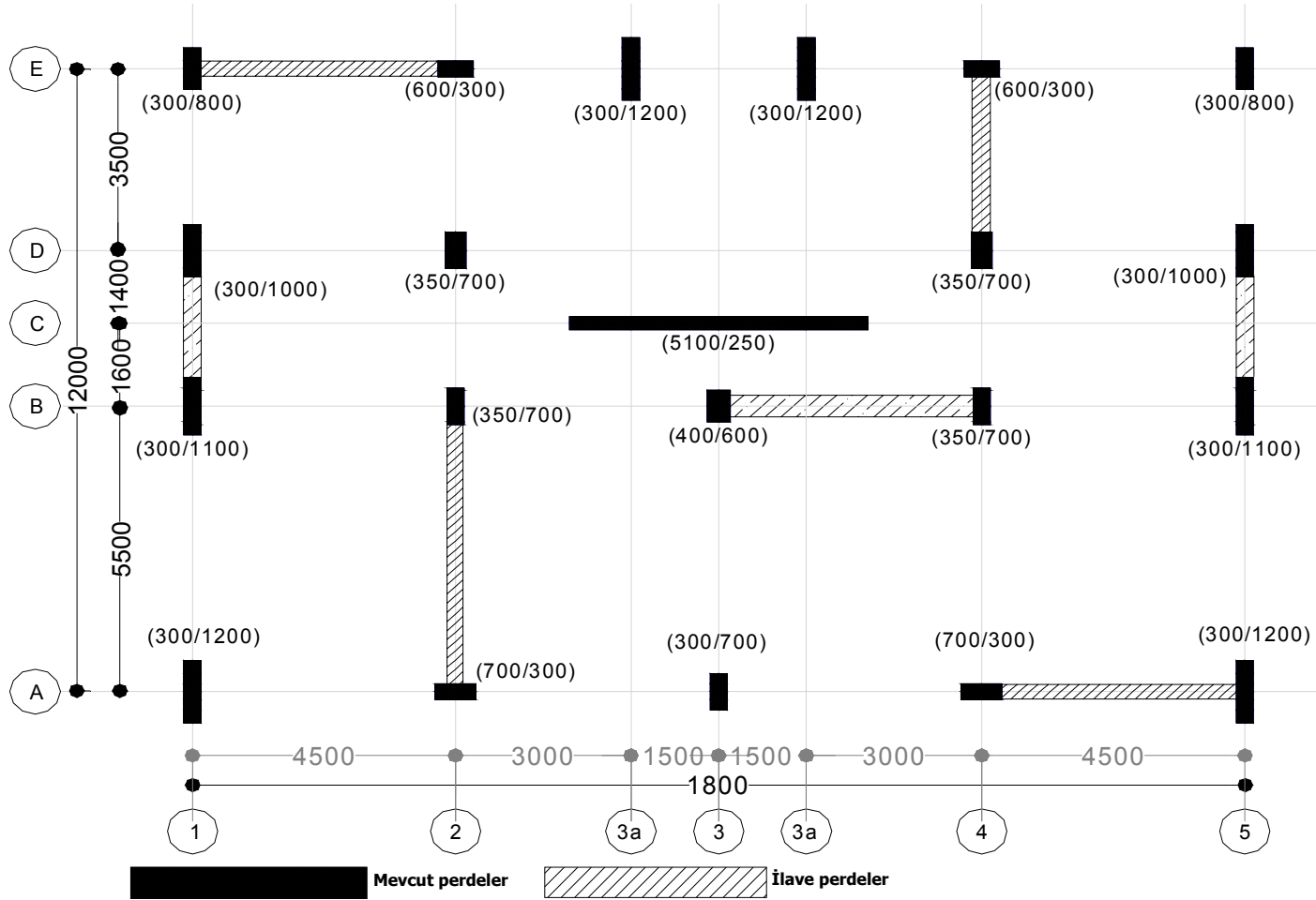
**EK-13** 11276-A tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



**EK-14** 11276-B tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



**EK-15** 11187 tip nolu projenin güçlendirme sonrası kolon-perde yerleşim planı (Ölçüler mm.)



## ÖZGEÇMİŞ

1978 yılında Isparta'da doğdu. İlk ve orta öğrenimini Tekirdağ'da ve lise öğrenimini Anadolu Meteoroloji Meslek Lisesi'nde tamamladı. Lisans öğrenimini Süleyman Demirel Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde 2000 yılında tamamladı. 2003 yılında aynı üniversitesinin Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği A.B.D.'nda yüksek lisans eğitimini tamamladı. 2003 yılından bu yana Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı A.B.D.'nda doktora öğrenimine devam etmektedir. 1997 yılından bu yana Isparta Meteoroloji Bölge Müdürlüğü'nde çalışmaktadır, evli ve bir çocuk babasıdır.