

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME
İSTEMLERİ İLE AMPİRİK İFADELERİN KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yasemin ÇETİN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Beyza TAŞKIN

HAZİRAN 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME
İSTEMLERİ İLE AMPİRİK İFADELERİN KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Yasemin ÇETİN
(501101249)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Beyza TAŞKIN

HAZİRAN 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101249 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Yasemin ÇETİN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**MEVCUT BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME İSTEMLERİ İLE AMPİRİK İFADELERİN KARŞILAŞTIRILMASI**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Beyza TAŞKIN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Eş Danışman : **Prof.Dr. Kadir GÜLER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Güray ARSLAN**
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 02 Mayıs 2013
Savunma Tarihi : 21 Haziran 2013

Aileme,

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi, T.C. Başbakanlık AFAD tarafından desteklenen UDAP-C-12-04 nolu araştırma projesi kapsamında olup, desteklerinden ötürü AFAD Deprem Dairesi Başkanlığı'na teşekkürü borç biliriz.

Bu çalışmanın gerçekleşmesine katkıda bulunan, bilgi ve görüşlerinden faydalandığım, çalışmanın her aşamasında yoğun programına rağmen yardımlarını esirgemeyen danışman hocam, Doç. Dr. Beyza Taşkın'a,

Lisans ve yüksek lisans dönemi boyunca yaşadığım her türlü problemde bana yardımcı olan Araş. Gör. Ülgen Mert Tuğsal'a,

Beni buralara kadar getiren, mesleğimi icra etmemi sağlayan çok değerli İstanbul Teknik Üniversitesi hocalarına,

Çalışmanın ilerlemesine yazdığı programlar ile katkıda bulunan Cem Uzunoğlu'na,

Mühendisliğin gerçek anlamını bana gösteren, bilgi ve tecrübelerini paylaşan Fikret Kemal Yiğitcan ve Gülay Ayyıldız Yiğitcan'a,

Son olarak, daima yanımda olup desteğini eksik etmeyen değerli aileme, çalışmanın tamamlanmasında yardımlarını esirgemeyen kardeşim Kaan Çetin'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Haziran 2013

Yasemin Çetin
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
SEMBOL LİSTESİ	xvii
ÖZET.....	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1 ATC-40 ve FEMA.....	2
1.2 EUROCODE	6
1.3 DBYBHY	7
1.4 Yapılan çalışmalar	10
2. YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA ANALİZİ	13
2.1 Yapı Sistemlerinin Modellenmesi.....	13
2.1.1 Tek serbestlik dereceli sistemler (TSDS).....	14
2.1.2 Çok serbestlik dereceli sistemler (ÇSDS).....	16
2.2 Tek Serbestlik Dereceli Sistemlerin Deprem Etkisi Altında Doğrusal Olmayan Davranışı.....	18
2.3 DBYBHY’de Tanımlanan Analiz Yöntemleri	22
2.3.1 Doğrusal elastik hesap yöntemi	23
2.3.1.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi.....	23
2.3.1.2 Mod birleştirme yöntemi.....	24
2.3.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi.....	26
2.3.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi	26
2.3.2.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi	31
2.3.2.3 Zaman tanım alanında analiz	31
2.4 Yapı Sistemlerinde R – μ – T İlişkisi ve Doğrusal Olmayan Yerdeğiştirme İstemleri	32
3. ÇALIŞMADA KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMLARI VE DEPREM TOPLUMUNUN ÖZELLİKLERİ	41
3.1 Yapısal Analiz Programı: DRAIN-2DX	41
3.1.1 Programın genel özellikleri	41
3.1.2 Modelleme yaklaşımları ve kullanılan elemanlar	42
3.1.2.1 Eleman tip 7	43
3.1.2.2 Eleman tip 9	46
3.1.3 Program çıktıları ve değerlendirilmesi.....	47
3.2 Yapay Yer Hareketlerinin Üretilmesi: TARSCHTS.....	47
3.2.1 Programın temel özellikleri.....	47
3.2.2 Üretilen deprem toplumu ve karakteristikleri	49

4. MEVCUT BİR YAPI TOPLUMUNDA CR İSTEMLERİNİN ELDE	
EDİLMESİ.....	53
4.1 Hesap Aşamaları.....	53
4.2 Mevcut Yapılar.....	55
4.2.1 Arnavutköy binası	55
4.2.2 Bağcılar binası.....	61
4.2.3 Güngören binası a blok	68
4.2.4 Güngören binası b blok	75
5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER	83
5.1 Yapıların Doğrusal Olmayan Yerdeğiştirme İstemlerinin Hesaplanması ve	
Karşılaştırılması.....	83
5.2 Değerlendirmeler	85
KAYNAKLAR.....	87
EKLER.....	91
ÖZGEÇMİŞ	95

KISALTMALAR

ATC	: Aplied Technology Council
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Aplied Technology Council
ÇSDS	: Çok Serbestlik Dereceli Sistemler
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
GÇ	: Göçme Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
LMSR	: Large Magnitude – Short Range
MN	: Minimum Hasar Sınırı
TSDS	: Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1	: Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar	24
Çizelge 2.2	: LMSR deprem grubu için regresyon sayıları (Taşkın ve diğ., 2008).	38
Çizelge 3.1	: Üretilen yapay yer hareketlerinin özellikleri.....	50
Çizelge 4.1	: Arnavutköy Binası yönlere göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri.....	57
Çizelge 4.2	: Arnavutköy Binası X –X yönü elastik kuvvet.....	60
Çizelge 4.3	: Arnavutköy Binası X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi.	60
Çizelge 4.4	: Arnavutköy Binası Y –Y yönü elastik kuvvet.....	60
Çizelge 4.5	: Arnavutköy Binası Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi	60
Çizelge 4.6	: Bağcılar Belediye Binası yönlere göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri	64
Çizelge 4.7	: Bağcılar Binası X –X yönü elastik kuvvet	67
Çizelge 4.8	: Bağcılar Binası X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi	67
Çizelge 4.9	: Bağcılar Binası Y –Y yönü elastik kuvvet	67
Çizelge 4.10	: Bağcılar Binası Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi	67
Çizelge 4.11	: Güngören Binası A Blok yönlere göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri Çizelge örneği	71
Çizelge 4.12	: Güngören Binası A Blok X –X yönü elastik kuvvet.....	74
Çizelge 4.13	: Güngören Binası A Blok X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi	74
Çizelge 4.14	: Güngören Binası A Blok Y –Y yönü elastik kuvvet.....	74
Çizelge 4.15	: Güngören Binası A Blok Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi	74
Çizelge 4.16	: Güngören Binası B Blok yönlere göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri	78
Çizelge 4.17	: Güngören Binası B Blok X –X yönü elastik kuvvet	81
Çizelge 4.18	: Güngören Binası B Blok X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi	81
Çizelge 4.19	: Güngören Binası B Blok Y –Y yönü elastik kuvvet	81
Çizelge 4.20	: Güngören Binası B Blok Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi	81
Çizelge 5.1	: Doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemlerinin karşılaştırılması.....	84

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Kapasite eğrisi ve performans noktası.....	3
Şekil 1.2 : Kapasite eğrisinin idealleştirilmesi.	5
Şekil 1.3 : Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri.	8
Şekil 2.1 : TSDS: (a)çerçeve sistem; (b)İdealleştirilmiş çerçeve sistem.	14
Şekil 2.2 : Dış hareket karşı duran kuvvetler.	15
Şekil 2.3 : Çok serbestlik dereceli sistem; (a) çerçeve sistem; (b) idealleştirilmiş çerçeve.....	17
Şekil 2.4 : Doğrusal ve doğrusal olmayan davranışları için P-Δ bağıntıları.	18
Şekil 2.5 : İdeal malzemelerin yükleme boşaltma eğrileri... ..	20
Şekil 2.6 : Çift doğrulu çevrim modeli.	21
Şekil 2.7 : Rijitliği azalan davranış modeli.....	22
Şekil 2.8 : Katlara etkiyen fiktif yükler ve yerdeğştirmeler.	24
Şekil 2.9 : İç kuvvet – Plastik şekil değıştirme bağıntı kabulleri.	28
Şekil 2.10 : İtme Eğrisi.	28
Şekil 2.11 : Kapasite spektrumunun iki doğrulu diyagrama dönüştürülmesi (Dervişoğlu., 2006).....	29
Şekil 2.12 : $T_1^{(1)} < T_B$ durumu için modal kapasite diyagramı.....	30
Şekil 2.13 : Betonarme bir elemanda eğilme momenti – eğrilik bağıntısı (Celep, 2009).....	33
Şekil 2.14 : Süneklik istemi.	34
Şekil 2.15 : 10 yapay yer hareketi etkisinde TSDS'lerin süneklik – Periyod grafiğı (Anagnostopoulos ve Nikolaou., 1992).	35
Şekil 2.16 : Lai ve Biggs Dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkisi (Miranda ve Bertero, 1994).....	36
Şekil 2.17 : Nasar ve Krawinkler yaklaşık dayanım katsayısı denklemi ve belirlenen katsayılar (Miranda ve Bertero, 1994).....	36
Şekil 2.18 : Vidic, Fajfar ve Fischinger dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkisi (Miranda ve Bertero, 1994).	37
Şekil 2.19 : $\alpha = \%3$ ve $R_y = 4$ için önerilen C_R bağıntıları (Taşkın ve diğ., 2008). ...	39
Şekil 3.1 : Eleman Tip 7 plastik mafsallı boyu.	44
Şekil 3.2 : Histeretik modelde moment – eğrilik diyagramı.....	45
Şekil 3.3 : Eleman Tip 9 yük – şekil değıştirme diyagramı.	46
Şekil 3.4 : Yapay yer hareketlerine ait ivme izleri	50
Şekil 3.5 : İvme spektrumlarının Z2 tasarım spektrumu ile karşılaştırılması.....	51
Şekil 3.6 : Yapay yer hareketlerinin üç parçalı tasarım spektrumu.	52
Şekil 4.1 : Arnavutköy Binası kat planı.....	55
Şekil 4.2 : Arnavutköy Binası DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.....	56
Şekil 4.3 : Arnavutköy Binası X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğştirmeleri, (b) görelî kat yerdeğştirmeleri.	58
Şekil 4.4 : Arnavutköy Binası Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğştirmeleri, (b) görelî kat yerdeğştirmeleri.	58

Şekil 4.5 : Arnavutköy Binası itme analizi sonucu.....	59
Şekil 4.6 : Arnavutköy Binası kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.	61
Şekil 4.7 : Bağcılar Binası zemin kat, 1., 2. ve 3. kat planı.	62
Şekil 4.8 : Bağcılar Binası 4. kat planı.	62
Şekil 4.9 : Bağcılar Belediye Binası DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.	63
Şekil 4.10 : Bağcılar Binası X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	65
Şekil 4.11 : Bağcılar Binası Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	65
Şekil 4.12 : Bağcılar Belediye Binası itme analizi sonucu.	66
Şekil 4.13 : Bağcılar Binası kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.....	68
Şekil 4.14 : Güngören Binası A Blok kat planı.	69
Şekil 4.15 : Güngören Binası A Blok DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.	70
Şekil 4.16 : Güngören Binası A Blok X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	72
Şekil 4.17 : Güngören Binası A Blok Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	72
Şekil 4.18 : Güngören Binası A Blok itme analizi sonucu.	73
Şekil 4.19 : Güngören Binası A Blok kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.	75
Şekil 4.20 : Güngören Binası B Blok kat planı.....	76
Şekil 4.21 : Güngören Binası B Blok DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.	77
Şekil 4.22 : Güngören Binası B Blok X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	79
Şekil 4.23 : Güngören Binası B Blok Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.....	79
Şekil 4.24 : Güngören Binası B Blok itme analizi sonucu.	80
Şekil 4.25 : Güngören Binası B Blok kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.	82
Şekil 5.1 : $\alpha=3\%$ için rijitliği azalan modellerde ortalama CR değişimi.	84
Şekil A.1 : Arnavutköy Binası C_R değerleri.	92
Şekil A.2 : Bağcılar Binası C_R değerleri.	92
Şekil A.3 : Güngören Binası A Blok C_R değerleri.....	93
Şekil A.4 : Güngören Binası B Blok C_R değerleri.	93

SEMBOL LİSTESİ

$a(t)$	: Yapay yer hareketi kaydı
a_{eff}	: Etkin ivme
a_p, a_{pi}	: Tahmini performans noktasının spektral ivme koordinatı
a_y	: İdealleştirilmiş kapasite spektrum eğrisinin akma anındaki spektral ivme değeri
$a_1^{(i)}$	: i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
A_n	: Genlik
A_{s1}	: Çekme donatı alanı
$A_{stoplam}$	: Toplam donatı alanı
A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
$A_{1,2,3}$	: Kapasite eğrisi ve idealleştirilmiş kapasite eğrisi arasında kalan alanlar
b_w	: En kesit genişliği
C_R	: Doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı (dayanım azalması katsayısı bilinen sistemler)
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
C_μ	: Doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı (sünekliği bilinen sistemler)
C_0	: Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral deplasmanını çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktası yerdeğiştirmesi ile ilişkilendiren modal katılım katsayısı
C_1	: Doğrusal-elastik yerdeğiştirmeler ile beklenen maksimum elastik olmayan yerdeğiştirmeleri ilişkilendiren katsayı
C_2	: Histeretik şeklin maksimum deplasman davranışı üzerindeki etkisini temsil eden katsayı
d_{fi}	: Binanın i 'inci katında fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_y	: İdealleştirilmiş kapasite spektrum eğrisinin akma anındaki spektral yerdeğiştirme değeri
$d_1^{(i)}$	: i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal sözde ivme
$d_1^{(p)}$	: En son itme adımında elde edilen birinci mod maksimum modal yerdeğiştirme istemi
f_c	: Beton basınç dayanımı
f_d	: TSD sistem için sönüm kuvveti
f_m	: Doğrusal olmayan TSD sistemin en büyük dayanımı
f_s	: TSD sistem için elastik yay kuvveti
f_t	: TSD sistem için eylemsizlik kuvveti
f_y	: Doğrusal olmayan TSD sistemin akma dayanımı
f_0	: TSD sistemin elastik durum için dayanımı
F	: Yanal dış kuvvet
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i 'inci kata etkiyen fiktif yük
F_y	: Akmaya neden olan yanal dış kuvvet

F_0	: Yanal elastik dış kuvvet
g	: Yerçekimi ivmesi
$G(w)$	: Spektral güç yoğunluk fonksiyonu
h	: Çekme doğrultusundaki kesit boyutu
h_f	: Plak döşeme kalınlığı
h_{kat}	: Binanın kat yüksekliği
h_{kolon}	: Kolon kesit yüksekliği
H_i	: Binanın i 'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
k	: TSD sistemlerde rijitlik katsayısı
k_1	: Rijitliği azalan çevrim modelinde başlangıç rijitliği
k_4	: Rijitliği azalan çevrim modelinde yük boşaltma durumundaki rijitlik
K_e	: Yapının elastik efektif rijitliği
K_i	: Yapının elastik yanal rijitliği
K_s	: Yapının elasto-plastik rijitliği
L_p	: Plastik mafsallı boyu
L_R	: Dayanımı bilinen sistemlerde $T_n \approx 0$ için doğrusal olmayan şekil değiştirme oranı
L_{xn}, L_{yn}	: Yapının x ve y deprem doğrultularındaki n 'inci moduna ait modal kütle katılım çarpanı
L_{x1}	: Yapının x deprem doğrultusundaki birinci moduna ait modal kütle katılım çarpanı
m	: TSD sistemin kütlesi
m_i	: Binanın i 'inci katının kütlesi
M_{cr}	: Kesitin çatlama momenti
M_D	: Kesitte düşey yüklerden oluşan eğilme momenti
M_E	: Kesitte deprem etkisi ile oluşan eğilme momenti (deprem istemi)
M_i	: Binanın i 'inci katının modal kütlesi
M_K	: Kesitin eğilme momenti kapasitesi
M_p	: Kesitte plastik şekil değiştirmeye neden olan moment değeri
M_u	: Kesitte meydana gelen maksimum eğilme momenti
M_{xn}, M_{yn}	: x ve y deprem doğrultularında doğrusal elastik davranış için tanımlanan n 'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
M_y	: Kesitte akmanın meydana geldiği eğilme momenti
M_1	: Yapının birinci doğal titreşim moduna ait modal kütle
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı
$p(t)$	: TSD sisteme etkiyen zamana bağlı dış kuvvet
P	: Tasarım eksenel kuvvet değeri
P_{cr}	: Dallanma burkulması
P_B	: Burkulma yükü
P_{L1}	: I. mertebe limit yük
P_{L2}	: II. mertebe limit yük
PF_1	: Birinci doğal mod için modal katılım çarpanı
r	: Etki/kapasite oranı
$R_a(T_n)$	: Yapının n 'inci doğal periyodu için deprem yükü azaltma katsayısı
R_y	: Dayanım azaltması katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
$S_a R(T_n)$	: Yapının n 'inci doğal titreşim periyodu için azaltılmış spektral ivme

$S_{ae}(T_n)$	: Yapının n 'inci doğal titreşim periyodu için elastik spektral ivme
S_{ae1}	: Birinci moda ait spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
S_{de1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
$SI_{0.20}$	: Housner şiddeti
t_{eff}	: Etkin süre
T	: Yapının doğal titreşim periyodu
T_a, T_b, T_c, T_d	: Spektral bölgelerin geçiş periyotları
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları (DBYBHY-2007)
T_e	: Yapının etkin periyodu
$T_{f,i}$	: i 'inci bina çerçevesinin deprem yüklemesi sonundaki hasarlı durum periyodu
T_i	: Dikkate alınan deprem kuvvetleri doğrultusunda yapının elastik dinamik analizi ve elemanların gerçek rijitlikleri (çatlamış kesit rijitlikleri) kullanılarak hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu
T_m, T_n	: Yapının m 'inci ve n 'inci doğal titreşim periyodu
T_0	: Davranış spektrumunda sabit ivme bölgesinden sabit hız bölgesine geçişe karşılık gelen karakteristik periyot değeri
$T_{0,i}$	: i 'inci bina çerçevesinin birinci doğal periyodu
T_1	: Yapının birinci doğal titreşim periyodu
$T_1^{(1)}$	: Doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci moda ait başlangıç periyodu
u	: TSD sistemin görelî yerdeğiştirmesi
u_g	: Zeminin yerdeğiştirmesi
$u_g(t)$	: TSD sistemin zamana bağlı zemin yerdeğiştirmesi
u_m	: Doğrusal olmayan TSD sistemin en büyük yerdeğiştirmesi
u_t	: TSD sistemin toplam yerdeğiştirmesi
u_y	: Doğrusal olmayan TSD sistemin akma yerdeğiştirmesi
$u_{xNI}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N 'inci katında) x deprem doğrultusunda i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
u_0	: TSD sistemde f_0 'a karşılık gelen yerdeğiştirme
$V_{elastik}$	: Binaya etkiyen toplam elastik yatay yük
V_i	: Binanın i 'inci katına gelen yatay kesme kuvveti
V_m	: Binada oluşan en büyük taban kesme kuvveti
V_b, V_T	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü
V_{Ti}	: Katlara etkiyen elastik yatay kuvvet
V_0	: Binada oluşan elastik taban kesme kuvveti
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti
V_y	: Binada oluşan akma taban kesme kuvveti
w_i	: i 'inci katın ağırlığı
W	: Yapının toplam ağırlığı
$x_r(t)$	: Zamana bağlı yerdeğiştirme
$\ddot{x}(t)$	: Zamana bağlı ivme
α^+, α^-	: Sönüme etki eden kütle faktörü
α_1	: Birinci doğal titreşim periyoduna ait modal kütle katsayısı
β	: Sönüme etki eden rijitlik faktörü
$\beta(t)$	: Deterministik zarf fonksiyonu

Γ_{x1}	: Yapının x deprem doğrultusundaki birinci moduna ait modal katılım çarpanı
δ	: Yapının yerdeğiştirmesi
δ_t	: Yapının hedef yerdeğiştirmesi
δ_y	: Yapının akma yerdeğiştirmesi
Δ	: Kat ötelemesi, kesitin toplam uzama miktarı
Δ_{tepe}	: Tepe yerdeğiştirmesi
η_{bi}	: i 'inci kata ait burulma düzensizliği katsayısı
θ_{um}^{pl}	: Plastik kiriş dönmesi
θ_p	: Plastik mafsallık dönmesi
θ_t	: Toplam eğrilik
μ	: Süneklik
ξ	: Sönüm oranı
Σk	: TSD sistemlerde toplam kat rijitliği
φ_n	: $0 < t < 2\pi$ aralığında $1/2\pi$ şiddetinde düzgün dağılımlı olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip rastgele faz açıları
$\phi_{i,1}$	: Birinci moda ait i 'inci kattaki normalleştirilmiş genlik
$\phi_{tepe,1}$	: Birinci moda ait en üst kattaki normalleştirilmiş genlik
$\Phi_{xin}, \Phi_{yin}, \Phi_{\theta in}$	: Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n 'inci mod şeklinin i 'inci katta x ve y doğrultusundaki yatay bileşenleri ve düşey eksen etrafındaki dönme bileşeni
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
ϕ	: Eğrilik istemi
ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
ϕ_u	: Maksimum eğrilik
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
ω_n	: Açısal frekans
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki ($i = 1$) itme adımımda birinci titreşim moduna ait doğal titreşim açısal frekans
$\{u\}$	: Yerdeğiştirme vektörü
$\{u_g\}$	: Zemin yerdeğiştirmesi vektörü
$\{\dot{u}\}$	: Hız vektörü
$\{\ddot{u}\}$	: İvme vektörü
$\{u_g\}$	: Zemin yerdeğiştirmesi vektörü
$\{p(t)\}$	: Katlara etkiyen dış kuvvet vektörü
$[C]$	: Sönüm matrisi
$[K]$	: Rijitlik matrisi
$[M]$	: Kütle matrisi

MEVCUT BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME İSTEMLERİ İLE AMPİRİK İFADELERİN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Son yıllarda yeryüzünde meydana gelen şiddetli depremler ve bu depremler sonucunda oluşan ağır hasar ve can kayıpları nedeni ile deprem bölgelerinde bulunan mevcut veya bu bölgelerde yapılması planlanan yapıların, deprem etkilerini karşılayacak kapasiteye sahip olması önem kazanmıştır. Alp-Himalaya deprem kuşağında yer alan ülkemizde meydana gelen depremler, mevcut yapılarda yoğun hasara yol açmış ve deprem konusunda genel bir önlemin alınmasını gerektirmiştir. Mevcut yapıların deprem etkisi altında davranışlarının incelenmesi, yapıların uygun performansı gösterip göstermeyeceğinin değerlendirilmesi ve tasarım aşamasındaki yapılarda ne gibi önlemler alınacağı konusunda çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda depreme dayanıklı yapı tasarımı felsefesi geliştirilmiştir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımının felsefesi, yapının, göçme meydana gelmeden deprem şiddetini karşılayabilecek kapasiteye sahip olmasına dayanmaktadır. Yapının sahip olduğu kapasitenin hesaplanmasında doğrusal olmayan elastik yöntemlerin uygulanması ile yapının davranışı gerçeğe yakın olarak belirlenebilmektedir. Bu çalışmaların devamında yapıların doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemlerinin yapı kapasitesinin belirlenmesi açısından önemi anlaşılmıştır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında hesap işlemlerinin kolaylığı ve hızı da uygulamanın hızlanması açısından önemli olmaktadır. Uzun hesap adımları ile yapılan doğrusal elastik olmayan yöntemlerin, daha kısa ve kolay bir yöntemle çözülmesi yönünde çeşitli çalışmalar yapılmaktadır. Son yıllarda yapılan çalışmalar sonunda yapının sahip olduğu doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin, yapının elastik titreşim periyodu ve süneklik faktörü ile doğal titreşim periyodu ve akma dayanımı azalın katsayısı arasında fonksiyonel bir ilişki olduğu anlaşılmıştır.

Bu araştırmanın temel amacı, mevcut yapıların, depreme dayanıklı yapı tasarımı felsefesine göre incelenmesi ve sahip oldukları kapasitelerinin belirlenmesinde uzun hesap adımları yerine kullanılabilecek ampirik formüllerin yakınsaklığının araştırılmasıdır. Bu amaç doğrultusunda 4 adet mevcut bina, üretilen 7 adet yapay yer hareketi etkisi altında doğrusal olmayan analiz yapılarak yapıların doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri, ampirik formül ile elde edilen doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri ile karşılaştırılmıştır.

Binaların yer hareketleri etkisinde göstereceği davranışın gözlemlenebilmesi için üretilen 7 adet yapay yer hareketi için TARSC THS programı kullanılmıştır.

Yapıların modellenmesinde DRAIN-2DX programı kullanılarak düzlem çerçeve şeklinde modellenen binalara üretilen 7 adet yapay yer hareketi altında doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Aynı zamanda yapılara birinci doğal mod şekilleri oranında artan yükler etkilerek artımsal itme analizi yapılmıştır.

Önceki bir çalışmada elde edilen ampirik formüller kullanılarak doğrusal yer değiştirme istemleri, yapıların dayanım azaltma katsayısı, doğal titreşim periyoduna göre hesaplanmıştır.

Mevcut binaların, hem analiz sonucunda elde edilen veriler ile hem de ampirik formüller ile hesaplanan doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri karşılaştırılmıştır. Elde edilen doğrusal olmayan yer değiştirme istemleri arasındaki fark sonucunda, yapıların sahip oldukları periyot ve süneklik değerlerinin ampirik formüller üzerinde etkisi olduğu ve değerlerin yakınsaklığını etkilediği görülmüştür.

COMPARISON OF INELASTIC DISPLACEMENT DEMANDS OF EXISTING RC BUILDINGS AND PROPOSED EMPIRICAL RELATION

SUMMARY

In recent years, several earthquake ground motions occur all around the world cause severe damages and loss of life. To prevent deaths and decrease collapsing of structural elements, behaviors of buildings that exist in and around earthquake region or structures that are planned to be built in these areas have started to be investigated.

Many strong earthquakes occur in Turkey because of being on Alpine-Himalayan seismic zone. Those earthquake motions caused extensive damage to existing buildings. This has brought forth the need for general measures. Various studies have been conducted to ascertain what measures would be taken at the design stage of the assessment and how existing buildings respond to earthquake motions. As a result of examination of the structural behavior under the influence of the earthquake, earthquake resistant design philosophy has been developed.

Earthquake resistant building design philosophy is based on having enough capacity to satisfy horizontal earthquake forces without any collapse on structural elements. This building design philosophy leads to the development of a large number of alternative seismic design remarks based more on deformation capacity than strength. Studies show that structural and non-structural damages that occur under earthquake ground motions is caused by lateral displacement. It has been seen that lateral displacement effects the capacity and behavior of structures. Thus, the estimation of lateral displacement demand has a primary importance to determine structure's capacity.

The sufficient capacity for structures can be determined by using linear and nonlinear analysis methods. Despite linear analysis method, non-linear analysis results are closer to real behavior of existing reinforced concrete buildings under the earthquake ground motions. This fact caused researches to study more about nonlinear analysis methods and their results to determine the capacity of structures.

After several studies about nonlinear analysis methods and structural response, it has been seen inelastic displacement demand of structure is an important parameter to determine the capacity of structure.

Furthermore, computational complexity of non-linear analysis method is a significant factor for applicability of this process. Although it gives realistic result, nonlinear analysis method has many calculation steps that require substantial amount of time. Because of that, there have been numerous researches about reducing analysis time. Recent studies indicate that the inelastic displacement demands of structure has a mathematical relationship between three structure parameters; elastic period, response reduction factor and ductility demands.

The main purpose of this research is analyzing existing reinforced concrete buildings according to earthquake resistant building design remark. Also investigating the

convergence of inelastic displacement demands of structures that are obtained both by using proposed empirical expressions and nonlinear analysis method is another goal of this study.

For this purpose, four existing reinforced concrete buildings from Istanbul, Turkey, have been investigated under the effects of seven artificial earthquake ground motions. Existing buildings have been modeled for nonlinear analysis method by a software as a 2D frame model.

Models have been analyzed under artificial ground motions which was also generated by a simulation software. Also empirical expressions have been used to estimate inelastic displacement demands. By using both methods, inelastic displacement demands have been calculated and compared.

TARSCETHS programming has been used to produce seven artificial earthquake ground motions to observe the behavior of structures under earthquake effects. TARSCETHS is a ground motion simulation program that generate artificial time history of ground acceleration by taking into account the possible earthquake magnitude and using estimated epicenter distance or specifying the duration. According to the data from existing buildings, the ground type is Z2. Therefore, the artificial earthquakes have been generated using TARSCETHS in accordance with the characteristics of the Z2 ground type at the Turkish Earthquake Codes -2007. Also, with TARSCETHS software a tripartite elastic response spectra of the artificial earthquakes have been generated and used to determine spectral regions and separating periods.

Existing reinforced concrete buildings have been modeled as a 2D assemblage of nonlinear elements in DRAIN-2DX program for x and y axes of structures. By using DRAIN-2DX, structures have been analyzed by nonlinear methods under 7 artificial earthquake ground motions.

Structures have been effected by artificial earthquake ground motions from both x and y directions separately. Under artificial earthquake ground motions, maximum displacement of top of the buildings and base shear force that correspond to maximum displacement have been calculated by using nonlinear analysis method.

Moreover, a static pushover analysis has been applied to the models by using increasing effects at the rate of first natural periods of structures. By using static pushover analysis method, yield displacement and base shear force that correspond to the displacement is obtained.

Furthermore, maximum elastic base shear force and corresponding displacement have been calculated by using MUTO calculation method. After obtaining all those data, inelastic displacement demands of existing reinforced concrete buildings have been estimated.

In addition, empirical expressions offered in a previous study have been used to calculate the inelastic displacement demands of structures by using response reduction factor and elastic natural period. These empirical expressions for estimating the inelastic deformation demands of existing structures and the performance displacement were obtained by applying nonlinear static procedures as defined in the Turkish Earthquake Resistant Design Code-2007. As a result of the study, a form of an empirical relation was selected and empirical relations for estimating the non-linear deformation ratios were established.

In this study, determined empirical expression have been used to calculate inelastic displacement demands for each existing buildings for both x and y directions. The proper constant for these expressions have been chosen according to the ground type of buildings. inelastic displacement demands have been estimated from the natural period of existing structures and spectral regions of artificial ground motions,

Finally, inelastic displacement demand results of both empirical expressions and nonlinear analysis method have been compared. As a result, a disparity between the results of these methods have been determined. This disparity is proposed to be caused by the effect elastic natural periods and ductility demands of existing reinforced concrete buildings have on accuracy of inelastic displacement demands of structures. It has been seen that having insufficient rigidity and long elastic natural periods cause different inelastic displacement demand values.

In further studies, the structures that have short natural period can be analyzed. With these studied, inelastic displacement demand values of short natural period structures that are calculated by empirical expressions, can be compared to the structures that have long natural periods. With the research of short natural period structures, it can be determined if inelastic displacement demand results of structures that are in acceleration sensitive region are more accurate than the ones in velocity sensitive region.

1. GİRİŞ

Özellikle son yıllarda, yapının şekil değiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı olan performans parametrelerini esas alan tasarım kavramı, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerini daha gerçekçi olarak belirlemek ya da yeterli güvenliğin güçlendirme çalışmaları ile sağlanması amacıyla Amerika Birleşik Devleti'nde ortaya konulan bir kavramdır. Bu tasarım düşüncesinde esas olan ilke, yapını sık ve küçük şiddetteki depremler altında elastik sınırlar içinde kalması; orta şiddetteki deprem etkisi altında taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlara izin veren elastik sınırların ötesinde davranış göstermesi ve çok seyrek meydana gelen şiddetli depremleri, taşıyıcı sistemde göçme olmadan karşılayabilmesi ilkesini esas almaktadır. Bu felsefe doğrultusunda depreme karşı dayanıklı yapı tasarımının geliştirilmesi için çeşitli standartlar ve yönetmelikler hazırlanmıştır. 1996'da ATC tarafından yayınlanan ATC-40 "*Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*" raporları ve FEMA tarafından yayınlanan FEMA 273 ve 274 "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*" ve Amerikan Society of Civil Engineers (ASCE)'nin hazırlamış olduğu FEMA 365 ön standartları ile yapıların tasarımında deprem etkilerinin de göz önüne alınmaya başlamıştır. Geliştirilen bu çalışmalarda amaç, yapıların deprem etkisi altında nasıl davranacaklarını kestirebilmek, depreme karşı zayıf olan bağlantıları bulup, bu elemanların yapının davranışına etkilerini doğru bir şekilde analiz etmektir (Singh, 2006). Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme amacı doğrultusunda ATC ve FEMA çeşitli hesap yöntemleri önermekte, analiz sonuçlarının değerlendirilmesinde çeşitli sınır koşulları sunmaktadır.

Her iki standart kapsamında yapılar için bir performans hedefi söz konusudur. Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal davranışa dayalı performans hedefi, yapıyı oluşturulan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerine bağlıdır. Söz edilen performans seviyeleri, verilen bir deprem etkisinde yapıda meydana gelebilecek hasarların sınır durumlarını göstermektedir. Performans seviyeleri, taşıyıcı olan ve olmayan elemanlardaki hasar miktarlarına, bu hasarın can

güvenliğini bakımından tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı nedenler göz önünde tutularak belirlenmektedir.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmesinin iki temel parametresi istem ve kapasitedir. Yapıya etki eden yer hareketi istem, yapının bu yer hareketi altındaki davranışı ise kapasite olarak tanımlanmaktadır. Yapısal kapasite, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerinin bir birleşimi olarak kabul edilmektedir. Yapının, doğrusal ve doğrusal yöntemler kullanılarak istem – kapasite oranının hesaplanabileceği ATC 40’da belirtilmektedir (Singh, 2006). Doğrusal elastik sınırın ötesindeki kapasitenin belirlenmesinde, genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre sistem hesabı yapılması gerekmektedir.

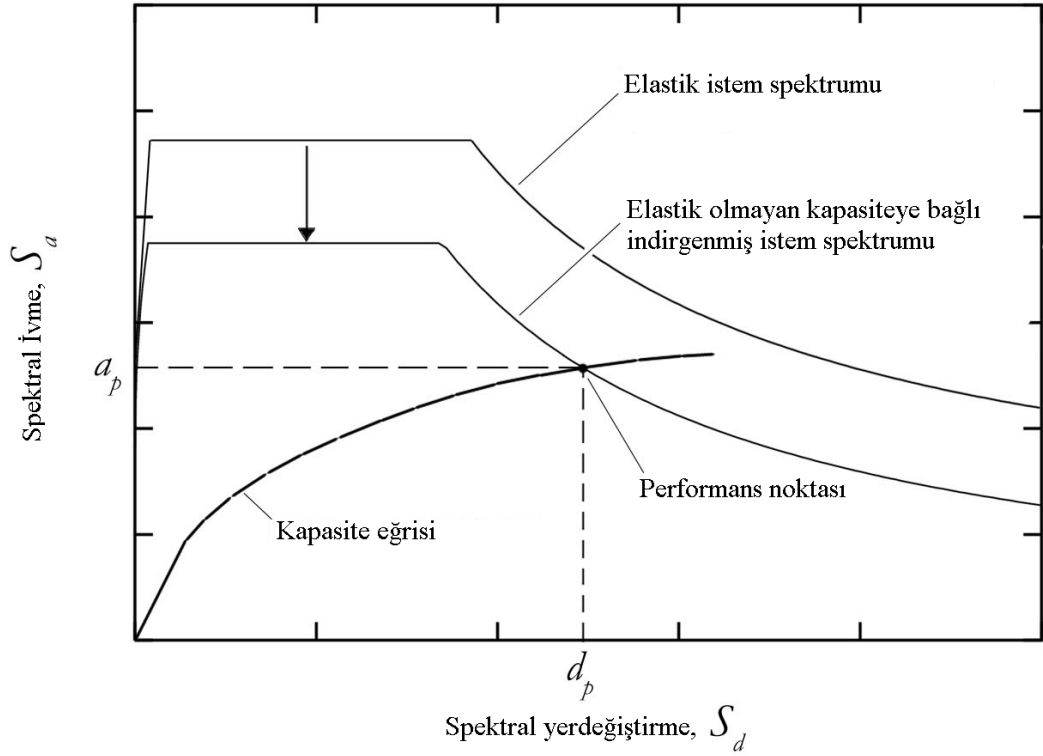
Yapının sahip olduğu yapısal kapasite, itme eğrisi ya da kapasite eğrisi olarak adlandırılan, genellikle taban kesme kuvveti ve yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirme arasındaki bağıntıdan elde edilmektedir. Kapasite eğrisini oluşturmak için yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay kuvvetler altında, taşıma kapasitesinin sona erdiği sınır durumuna kadar hesaplanmaktadır. Yapının birinci doğal titreşim modu esas alınarak eşdeğer statik deprem kuvvetleri altında yapılan analiz ile kapasite eğrisi belirlenmektedir.

Yapının istem – kapasite oranını belirlemek için ATC ve FEMA’da doğrusal ve doğrusal olmayan farklı analiz yöntemleri bulunmaktadır. Kullanılan yöntemlerin ortak noktası, yapıların deprem etkisi altında sahip oldukları performansın, yapı sisteminin yatay kuvvetler altındaki davranışını temsil eden yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($P - \Delta$) ilişkisinin elde edilmesine dayanmaktadır. Son yıllarda yapısal davranışı gerçekçi yansıtmaları açısından tercih edilen doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden birkaçı aşağıda kısaca özetlenmektedir.

1.1 ATC-40 ve FEMA

ATC 40 raporunda sözü edilen doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden biri *Kapasite Spektrumu Yöntemi*’dir. Bu yöntemde sistemin deprem etkisi altında doğrusal olmayan şekil değiştirmeler meydana geldiği kabul edilerek, elastik sistem

spektrumu indirgenerek kapasite ve istemin eşit olduğu nokta, diğer bir değişle *performans noktası*, belirlenmektedir (Şekil 1.1).



Şekil 1.1 : Kapasite eğrisi ve performans noktası.

Yapının kapasite eğrisinin, istem spektrumu ile karşılaştırmak için koordinat dönüşümü yapılarak spektral ivme (S_a) ve spektral yerdeğiştirme (S_d) cinsinden ifade edilmesi gerekmektedir. İstem spektrumunun tek serbestlik dereceli sisteme (TSDS) ait olması nedeni ile yapı sisteminin de TSDS'e indirgenmesi gerekmektedir. Birinci doğal titreşim periyoduna ait modal kütle katsayısı (α_1) ve modal katılım çarpanı (PF_1) kullanılarak koordinat dönüşümü aşağıda verilen denklemler kullanılarak yapılmaktadır.

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\frac{w_i \phi_{i,1}}{g})]^2}{[\sum_{i=1}^N (\frac{w_i}{g})] [\sum_{i=1}^N (\frac{w_i \phi_{i,1}^2}{g})]} \quad (1.1)$$

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\frac{w_i \phi_{i,1}}{g})]}{[\sum_{i=1}^N (\frac{w_i \phi_{i,1}^2}{g})]} \quad (1.2)$$

$$S_a = \frac{V_T/W}{\alpha_1} \quad (1.3)$$

$$S_d = \frac{\delta_{maks}}{PF_1 \phi_{tepe,1}} \quad (1.4)$$

V_T : Toplam taban kesme kuvveti,

δ_{maks} : Tepe noktası yerdeğiştirmesi,

N : Yapının toplam kat adedi,

W : Yapının toplam ağırlığı,

w_i : i 'inci katın ağırlığı,

g : Yerçekimi ivmesi,

$\phi_{i,1}$: Birinci moda ait i 'inci kattaki normalleştirilmiş genlik değeri,

$\phi_{tepe,1}$: Birinci moda ait en üst kattaki normalleştirilmiş genlik değeri.

Kapasite ve elastik istem spektrumları, aynı spektral ivme – spektral yerdeğiştirme koordinat sisteminde ifade edildikten sonra, yapının etkili sönüm yüzdesi kullanılarak elastik istem spektrumunun indirgenmesi gerekmektedir. İndirgeme katsayıları etkili sönüm oranı kullanılarak elde edilmektedir (FEMA 440, 2004).

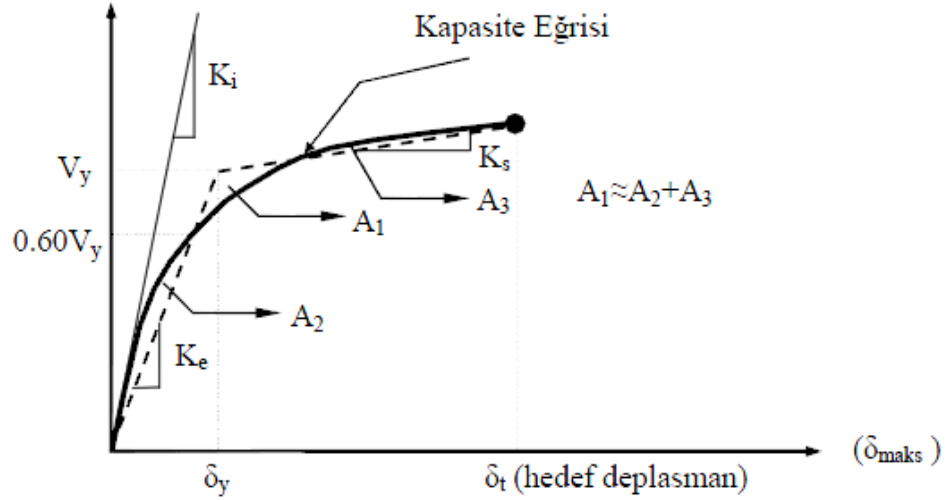
Kapasite spektrumu ile indirgenmiş istem spektrumunun kesim noktası, ön görülen deprem etkisi altında yapının performans noktasını vermektedir. Böylece sistemin sahip olduğu performans değeri, sınır değeri ile karşılaştırılması ile yapının performans seviyesi belirlenmektedir.

Kapasite eğrisinin sayısal bir şekilde belirlenmesine dayanan bir diğeri doğrusal olmayan analiz yöntemi ise FEMA 365 raporunda bulunan *Yerdeğiştirme Katsayısı Yöntemi*'dir.

Yerdeğiştirme katsayısı yönteminde, ATC 40'da belirtilen kapasite spektrumu yönteminde olduğu gibi, taban kesme kuvveti – tepe noktası yerdeğiştirme ilişkisini belirleyen kapasite eğrisi diyagramı elde edilmektedir. Kapasite eğrisi, yapının birinci doğal periyoduna ve etkin olan modlara bağı olan uygun artan yatay yükler altında, doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanmaktadır. Elde edilen kapasite eğrisi, elastik rijitlik (K_e) ve elasto-plastik rijitlik (K_s) ile iki doğru parçası olarak idealleştirilmektedir. İdealleştirme yapılırken iki koşul esas alınmaktadır. İlk koşul, idealleştirilmiş kapasite diyagramının altında kalan alanların eşit olmasıdır. İkinci

olarak, K_e eğimli doğrunun kapasite eğrisini kestiği noktaya karşılık gelen taban kesme kuvvetini değerinin, K_e ve K_s eğimli doğrularının kesiştiği noktanın taban kesme kuvveti değerinin 0.60 katı olması koşu esas alınmaktadır (Şekil 1.2)

Taban Kesme Kuvveti (V_T)



Şekil 1.2 : Kapasite eğrisinin idealleştirilmesi.

Kapasite eğrisi bu şekilde idealleştirildikten sonra, yapının efektif periyodu (T_e) (1.5) ile hesaplanmaktadır (FEMA 440, 2004).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.5)$$

T_i : Dikkate alınan deprem kuvvetleri doğrultusunda yapının elastik dinamik analizi ve elemanların gerçek rijitlikleri (çatlamış kesit rijitlikleri) kullanılarak hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu,

T_e : Yapının efektif periyot değeri,

K_i : Yapının elastik yanal rijitliği,

K_e : Yapının elastik efektif rijitliği.

Yapı sisteminin efektif periyot değeri bu şekilde belirlendikten sonra, yapının performans seviyesinin kontrolünün yapılacağı hedef yerdeğiştirmesi aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır (FEMA 440, 2004).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1.6)$$

C_0 : Eşdeğer TSDS'in spektral yerdeğiştirmesini çok serbestlik dereceli sistemin (ÇSDS) tepe noktası yerdeğiştirmesi ile ilişkilendiren modal katılım katsayısı,

C_1 : Doğrusal-elastik yerdeğiştirmeler ile beklenen maksimum elastik olmayan yerdeğiştirmeleri ilişkilendiren katsayı,

C_2 : Histeretik şeklin maksimum yerdeğiştirme davranışı üzerindeki etkisini temsil eden katsayıdır.

Katsayıların nasıl hesaplanacağı ve kullanılacak tablolar FEMA 440'da sunulmaktadır.

Yerdeğiştirme katsayıları yöntemi, görüldüğü gibi, öngörülen deprem etkisi altında hedef yerdeğiştirmeler bulunduktan sonra, performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilmektedir. Bunun için sisteme ait yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirmeler gibi parametrelere değerleri kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılarak performans seviyeleri belirlenebilmektedir.

1.2 EUROCODE

İnşaat Mühendisliği'nde kullanılacak yönetmeliklerin hazırlanması için, Avrupa Birliği, 1978 yılında uluslararası bir komisyon görevlendirmiş ve bu komisyon 1984'de *Eurocode-2* yönetmelik taslağını ortaya koymuştur (Celep ve Kumbasar, 2004). Yapılan çalışmalar sonucunda *Eurocode-2*'ye gelen eleştiriler göz önüne alınarak deprem bölgelerindeki yapıların tasarımında kullanılmak üzere *Eurocode-8* yönetmeliği hazırlanmıştır. Gelişen hesap yöntemleri dikkate alınarak 2003'de *Eurocode-8*'de, yapıların performans gereksinimleri ve bunun için gerekli performans kriterlerine, depreme dayanıklı yapı tasarımı için temel kurallara, tasarım için analiz yöntemlerine, yapıların performans değerlendirmelerini yapabilmek için yapısal davranış parametrelerine ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerine yer verilmiştir (Eurocode-8, 2003).

Eurocode-8 göre tahmin edilen sismik hareket etkisinde bütün belirgin yerdeğiştirmelerin ve kuvvetlerin hesaba katılabilmesi için bina modelinin rijitlik ve kütle dağılımını yeterli bir şekilde tanımlanması gerekmektedir (Eurocode-8, 2003). Yapıdaki kütle ve eylemsizlik momentlerinin ağırlık merkezinde toplandığı kabulü ile matematiksel model oluşturulmaktadır. Doğrusal analizlerde de kullanılan bu

matematiksel modelde, doğrusal olmayan analiz için plastik ötesi davranışın gerçekleşeceği hesaba katılmaktadır.

Eurocode-8'e göre yapılacak bina deprem performansı analizinde değerlendirme yapılacak ana parametre kiriş ve kolonlar için tanımlanan plastik değeridir (İlki ve Celep, 2011).

Aşağıda verilen (1.7), çember kiriş dönmesinin plastik değerinin hesaplanmasında kullanılmaktadır. Plastik dönme değerinin elde edilmesi için kesitteki A_{s1} basınç donatısının sünekliğe olumlu etkisini, h_{kat} kat yüksekliğinin h_{kolon} kolon kesit yüksekliğine oranının, eğilme momentinin etkili olması durumunda sünekliğe olumlu etkisinin göz önüne alındığı görülmektedir.

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{f_c^{0.2}}{125} \left[\frac{A_{s1}}{A_{s\ toplam} - A_{s1}} \right]^{0.3} \left[\frac{h_{kat}/2}{h_{kolon}} \right]^{0.35} \quad (1.7)$$

Analiz sonucunda elde edilen kiriş dönmesinin plastik değeri, Eurocode8'de verilen sınır değerleri ile kontrol edilmektedir. Böylece deprem etkisi altında yapıda meydana gelen şekil değiştirmelerden, yapısal performans seviyeleri belirlenmiş olmaktadır.

1.3 DBYBHY

Türkiye'de mevcut binaların depreme karşı davranışlarının incelenmesi ve yapılacak binalar için uygun güvenliğinin sağlanması amacı ile 1998'de Türk deprem yönetmeliği güncellemesi yapılmıştır. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından, 2006'da yayımlanan ve 2007'de yürürlüğe giren *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)* hazırlanmıştır. Deprem bölgelerinde bulunan mevcut binaların ve güçlendirilecek tüm binalar ile bina türündeki yapıların deprem etkileri altında davranışlarının değerlendirilmesi konusu da ilgili yönetmelikte yer almaktadır. Bu değerlendirilme aşamasında uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarının alınmasında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarım ilkeleri yönetmeliğin 7.bölümünü oluşturmaktadır.

DBYBHY'de esas amaç, yapının birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi ve bu istem büyüklüklerinin yönetmelikte yer alan şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit ve bina düzeyinde yapısal performansın

değerlendirilmesidir. Yönetmelikte yer alan birim şekil değiştirme istemlerinin bulunması kullanılan hesap yöntemleri ve adımları, bu çalışmada Bölüm 2.3’de detaylı olarak anlatılmaktadır. Hesap yöntemlerinin dayandığı esaslar ve mevcut binaların değerlendirilmesinde kullanılan sınır durumları ve performans hedefleri ise bu bölümde açıklanmaktadır.

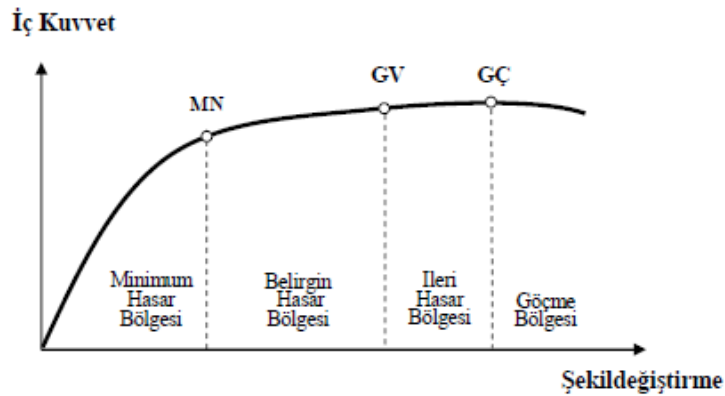
Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımları ile binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanamadığı kontrol edilmektedir. Yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesinde elemanların deprem etkisi altında yaptıkları kırılma türü göz önüne alınır. *Sünek* davranış gösteren elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durumu tanımlanmaktadır. Şekil 1.3’de gösterilen kesit düzeyindeki sınır durumları ve sınır durumları arasındaki hasar bölgeleri tanımları aşağıda verilmiştir.

Minimum Hasar Sınırı (MN): Kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcı,

Güvenlik Sınırı (GV): Kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı,

Göçme Sınırı (GÇ): Kesitin göçme öncesi davranışını.

Gevrek davranış gösteren elemanlar için ise aksenal basınç ve kesme gibi etkiler altında elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.



Şekil 1.3 : Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri.

Kritik kesitleri *MN*'ye ulaşmayan elemanlar *minimum hasar* bölgesinde, *MN* ve *GV* arasında kalan elemanlar *belirgin hasar* bölgesinde, *GV* ve *GÇ* arasında kalan elemanlar *ileri hasar* bölgesinde ve *GÇ*'yi aşan elemanlar ise *göçme* bölgesinde kabul edilirler.

Çalışmanın ileriki bölümlerinde bahsedilecek olan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin ayrı kontrol parametreleri ve sınır kriterleri mevcut bulunmaktadır.

Doğrusal elastik hesap yöntemleri sonucunda *etki/kapasite (r) oranları* elde edilmektedir. Sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin *etki/kapasite* oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilmektedir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momenti arasındaki farktır. Buna göre yönetmelikte yer alan *etki/kapasite oranı*;

$$r = M_E / (M_K - M_D) \quad (1.8)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Burada;

M_E : Deprem etkisi ile oluşan eğilme momenti (deprem istemi),

M_D : Düşey yüklerden oluşan eğilme momenti,

M_K : Eğilme momenti kapasitesi.

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin *etki/kapasite* oranları yönetmelikte verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların bulundukları hasar bölgeleri belirlenmektedir. *Etki/kapasite* oranına ek olarak, binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin göreceli kat ötelemeleri de yönetmelikte verilen sınır değerler ile karşılaştırılmaktadır.

Doğrusal olmayan hesap yöntemlerinde ise binanın deprem performansının belirlenmesinde etken parametre plastik mafsallı dönmelerine bağlı olarak elde edilen *plastik eğrilik istemi* ϕ_p 'dir. ϕ_p ; plastik mafsallı dönmesi θ_p ile plastik mafsallı boyu L_p 'ye (1.9)'daki ilişki ile bağlıdır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (1.9)$$

Beton ve donatı çeliğinin gerilme – şekil değiştirme ilişkileri kullanılarak elde edilen iki doğrulu eğilme momenti – eğrilik ilişkisinden elde edilen ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, plastik mafsallı eğriliğine eklenerek, kesitteki toplam eğrilik istemi, ϕ_t , elde edilmektedir (1.10).

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (1.10)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirme istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen eğilme momenti – eğrilik ilişkisinden hesaplanmaktadır. Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, yönetmelikte tanımlanan şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında taşıyıcı sistem performansı belirlenmektedir.

1.4 Yapılan çalışmalar

Yapının sahip olduğu doğal titreşim periyodu, süneklik, dayanım azalması katsayısı parametrelerinin yapısal davranışına etkilerinin belirlenmesi, doğrusal elastik olmayan davranışın incelenmesi için başlangıç adımını oluşturmaktadır. Anagnostopoulos ve Nikolaou (1992), TSDS'in doğal periyotları, dayanım azalma katsayıları ve süneklik arasındaki ilişkiyi araştırmıştır. Çalışmaya göre düşük süneklik oranına sahip sistemlerde periyot arttıkça dayanım azalma katsayısında düşüş olduğu görülmüştür. Rijit yapıların dayanım azalması katsayısına duyarlılığının yüksek olduğu sonucuna varılmıştır.

Miranda ve Bertero (1994), pek çok çalışmadan yararlanarak doğrusal olmayan dayanım isteminin hesaplanması için doğrusal dayanım istemine ihtiyaç duyulduğunu ve dayanım azalması katsayısını etkileyen parametrelerin süneklik oranı, sistemin doğal periyodu ve zemin koşulları olduğunu açıklamışlardır.

Gupta ve Krawinkler (1998) rijitlik azalmasının, özellikle kısa periyot aralığındaki öneminden bahsettikleri çalışmalarında, periyotları $T_n=0.1\sim0.5$ saniye arasında bulunan ve akma dayanım oranları $R_y=2, 4$ ve 6 olan TSD sistemleri, pekleşme oranını %0 ve %3 kabul ederek, 20 kuvvetli hareket kaydı etkisinde analiz etmişlerdir.

Chopra ve K. Goel (1999) çalışmalarında TSDS'in kapasite diyagramlarının oluşturulması üzerine çalışmalar yapmışlardır. ATC-40'da yer alan doğrusal olmayan elastik yöntemlere göre yaptıkları analiz sonuçlarında süneklik, periyot ve dayanım azalması katsayısı arasındaki ilişkileri inceleyerek sistemlerin sahip oldukları kapasiteleri araştırmışlardır.

C. Heidebrecht ve Naumoski (2000), deprem etkisinde altındaki yapıların periyot değişimlerini incelemiş, böylece yapıların süneklik ve dayanım azalması katsayılarının periyoda göre değişimlerini araştırmıştır. Çalışmanın sonucunda, yapılarda doğrusal olmayan şekil değiştirmeler meydana geldikten sonra yapının periyodunun uzadığı gözlemlenmiştir. Uzayan periyotlar sonunda yapıların süneklik oranlarda artışın meydana geldiği ancak kat yerdeğiştirmelerinde yüksek değerlere ulaşıldığı görülmüştür.

Borzi ve diğ. (2001) doğrusal olmayan spektrumlar kullanarak yaptıkları çalışmada yerdeğiştirmeye bağlı sismik tasarımda farklı davranış modellerine sahip sistemler kullanılarak yerdeğiştirme değerleri elde edilmiş ve yerdeğiştirmelerin periyotlara göre değişimi incelenmiştir.

Ruiz-Garcia ve Miranda (2002), 116 kayıt kullanarak tamamladıkları araştırmalarında rijitlik azalmasının özellikle $T_n \leq 0.5s$ periyotlu yapılar için önemli olduğunu belirtmişler ve rijitliği değişen sistemlerin, yer hareketinin hakim periyoduna göre yakın ya da daha küçük periyot değerine sahip olmaları durumunda, yatay dayanım taleplerinin, rijitliği değişmeyen sistemlere göre daha fazla olduğunu ifade etmişlerdir.

Vamvatsikos ve Cornell (2005), ÇSDS'in, TSDS'e indirgenerek sismik istemlerinin ve kapasitelerinin belirlenmesi üzerine çalışma yapmışlardır. Statik itme analizi yöntemi ile yapılan çözümlemeleri ampirik formüller kullanılarak yapılan çözümler ile karşılaştırarak yeterli derecede yakınlığın sağlandığı gözlemlenmiştir.

Taşkın ve diğ. (2008) TÜBİTAK çalışmasında, Türkiye'de meydana gelecek deprem etkisi altında yapıların kapasitelerinin belirlenmesinde ampirik bir formülün geliştirilmesi yönünde araştırma yapmışlardır. Çalışmanın sonunda betonarme yapıları daha iyi temsil ettiği öngörülen rijitliği azalan çevrim modeli için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranlarının özellikle ivmeye duyarlı spektral bölge içinde çift-doğrulu modele göre belirgin düzeyde arttığı, hız ve yerdeğiştirmeye duyarlı bölge içinse model etkisinin ortadan kalktığı ve eşit yerdeğiştirme kuralına uygun olarak C_R oranlarının 1'e yaklaştığı gözlemlenmiştir. Mevcut yapılar üzerinde deneysel ve çözümlemeli analizler gerçekleştirerek, önerilen ifadelerin DBYBHY-2007'deki mevcut yapıların performans analizleriyle ilgili bölümünde tanımlanan

hedef yerdeğiştirme değerleri ile ne ölçüde örtüştüğünün araştırılması çalışmanın ileriki hedefleri olarak belirlenmiştir.

Bu çalışmada mevcut binaların çerçeve düzlem halinde modellenmesi ve üretilmiş yer hareketleri etkisi altında doğrusal elastik, doğrusal olmayan statik ve doğrusal olmayan dinamik çözümlerler yapılarak, yapının doğal periyotları, mod şekilleri, elastik durumda taşınabilecek taban kesme kuvveti ve buna karşı gelen en üç kat yerdeğiştirmeleri, yapısal akma yerdeğiştirmeleri ve buna karşı gelen taban kesme kuvvetleri, düğüm noktalarının zamana bağlı yerdeğiştirme değerleri, yapı elemanlarının zamana bağlı uç kuvvet değerleri, plastik mafsalları ve hasarlı durum periyotları program çıktısı olarak alınmıştır. Elde edilen sonuçlar ışığında, doğrusal olmayan itme analizi sonucunda elde edilen yapısal akma yerdeğiştirmesi u_y ve buna karşı gelen taban kesme kuvveti V_y ; doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilen en büyük ortalama yerdeğiştirme u_m ve buna karşılık gelen maksimum kesme kuvveti, V_m ile doğrusal elastik hesap analizinden elde edilen u_0 ve V_0 değerleri kullanılarak her bir yapı için dayanım azalması katsayısı R_y ve doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı C_R hesaplanmış ve literatürde eşdeğer TSDS'ler için verilen ampirik ilişkiler ile karşılaştırılmışlardır.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA ANALİZİ

2.1 Yapı Sistemlerinin Modellenmesi

Statik yüklerle birlikte dinamik yükler de taşıyan sistemlerin birçoğunda, dinamik yük etkisi, statik yük etkilerinden oldukça küçük olabilir. Bu gibi durumlarda dinamik etkinin ayrıntılı bir hesabı yerine eşdeğer statik bir yük tanımlanarak tasarım yapılabilir. Ancak çarpma, patlama, rüzgar ve deprem gibi şiddetli dinamik etkiler altında yapısal çözümlerlerin de dinamik olarak gerçekleştirilmesi gereklidir.

Dinamik etkilere maruz taşıyıcı sistemde oluşan iç kuvvetler, şekil değiştirme ve yerdeğiştirmeler zamanın bir fonksiyonu olarak ortaya çıkar. Statik çözümlemede olduğu gibi, dinamik problemlerin çözülmesinde de, ele alınan problemin matematik modelinin kurulması gerekmektedir. Modelleme sırasında bazı basitleştirici kabullerin yapılması söz konusudur.

Taşıyıcı sistemde kütlenin sürekli dağılı bulunmasından dolayı dinamik etkiler altında oluşan atalet kuvvetlerinin hesaplanması ancak sistemdeki her noktanın ivmesinin, dolayısıyla yerdeğiştirmesinin bilinmesi ile gerçekleştirilebilir. Sistemin her noktasının yerdeğiştirmesinin hesabı ise çok sayıda işlem gerektirmektedir. Sistemin tüm yerdeğiştirmesini, bazı seçilmiş noktaların yerdeğiştirmeleri ile ifade etmek hesap sayısını önemli ölçüde azaltmaktadır. Bu gibi, seçilmiş noktalara indirgeme yöntemlerinden biri, sistemin kütlesi, söz konusu seçilen noktalarda toplandığı kabulüne dayanır (Celep ve Kumbasar, 2001). Bir diğer yöntem ise, sistemin yerdeğiştirmesi koordinat fonksiyonları olarak tanımlanan uygun fonksiyonların süperpozisyonu olarak ifade edildiği kabulüne dayanır.

Yapı sistemlerinin dinamik etkiler altında çözümlenmesi için kurulacak modelde ilk olarak belirlenmesi gereken sistemin serbestlik derecesidir. Yukarıda bahsedilen kabuller gereği, taşıyıcı sistemin toplam yerdeğiştirmesi, seçilen bazı noktaların yerdeğiştirmesi veya belirli fonksiyonların toplamı şeklinde ortaya çıkar. Bu noktaların veya koordinat fonksiyonlarının sayısı sistemin serbestlik derecesi olarak adlandırılır. Böylece sistemin toplam yerdeğiştirmelerinin durumu, serbestlik

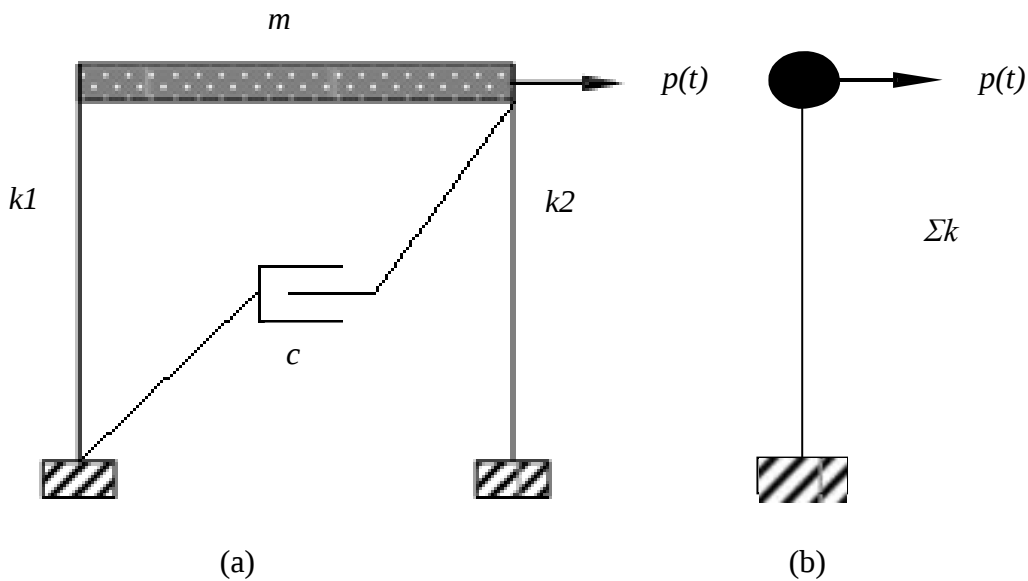
derecesi sayısı kadar noktanın yerdeğiştirmesinin veya koordinat fonksiyonunun bilinmesine bağlanmış olur. Yerdeğiştirme için çıkarılan bu sonuç, aynı zamanda ivme ve hız için de uygulanabilir.

Yapı sistemlerinin sahip oldukları serbestlik dereceleri, hareket halinde bulundukları konumun belirlenebilmesi için gereken parameter sayısı olarak da tanımlanabilir. Sistemin hareket halinde bulunduğu konum tek bir parametrenin verilmesi ile ifade edilebiliyorsa, tek serbestlik dereceli (TSDS) bir sistemdir. Eğer söz konusu sistemin konumu birden fazla parametre verilerek ifade ediliyorsa çok serbestlik dereceli sistem (SDS) olarak isimlendirilir.

2.1.1 Tek serbestlik dereceli sistemler (TSDS)

Tek serbestlik dereceli sistemlerin dinamik davranışını belirlemek için tek bir denklem yeterlidir. TSDS'in hareket denklemi, sisteme etkiyen kuvvetlere, atalet kuvvetinin de eklenmesiyle, kuvvet dengesi olarak yazılabilir. Hareket denkleminin belirlenmesinde tek bir denklem yeterlidir.

Genel TSDS için basit çerçeveye sahip bir örnek kullanılabilir. Tek katlı bir yapıyı temsil eden şekil 2.1(a)'da sistemin yayılı bir kütleye, kolon rijitliklerine ve sönüme sahip olduğu görülmektedir. Sistemi daha basit bir hale getirmek adına kütlenin tek bir noktada toplandığı kabulü yapılarak sistem şekil 2.1(b)'de grldğu gibi idealleştirilebilir.



şekil 2.1 : TSDS: (a)ereve sistem; (b)İdealleştirilmiş ereve sistem.

İdealleştirilmiş sistem için, dinamik davranışın sisteme etkiyen ve zamana bağlı olan $p(t)$ dış kuvveti ve $u_g(t)$ yer hareketi sonucu ortaya çıktığı kabul edilerek dinamik kuvvet dengesi yazılır (2.1).

$$f_t + f_d + f_s = p(t) \quad (2.1)$$

Burada;

f_t : Eylemsizlik kuvveti,

f_d : Sönüm kuvveti,

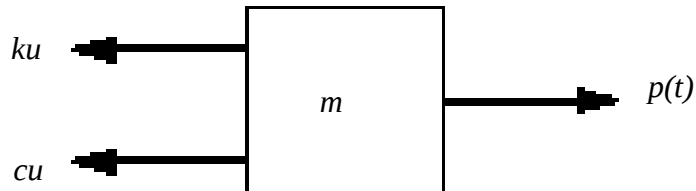
f_s : Elastik yay kuvveti,

$p(t)$: Sisteme etkiyen dış kuvveti göstermektedir.

Zamana bağlı değişen dış kuvvetin meydana getirdiği toplam yerdeğiştirme u_t , sistemin göreceli yerdeğiştirmesi u ile yer hareketini yerdeğiştirmesinin toplamından meydana gelmektedir (2.2).

$$u_t = u + u_g \quad (2.2)$$

Sistemin dış harekete karşı koyan kuvvetleri, eylemsizlik, sönüm ve elastik yay kuvvetleridir (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 : Dış hareket karşı duran kuvvetler.

Bu kuvvetlerin kütle, rijitlik, sönüm ve yer değiştirme cinsinden ifade edilmesi istenirse;

$$f_t = m \ddot{u}_t \quad , \quad f_d = c \dot{u} \quad , \quad f_s = k u \quad (2.3)$$

şeklinde yazılabilir.

m : Kütle,

c : Sönüm katsayısı,

k : Rijitlik katsayısı,

Sonuç olarak tek serbestlik dereceli sistemin hareket denklemi;

$$m u'' + c u' + k u = -m u_g'' + p(t) \quad (2.4)$$

olarak elde edilir.

Elde edilen hareket denkleminde hareket başlangıcının herhangi bir dinamik etki yerine bir deprem kuvveti olduğu düşünülebilir.

Deprem durumunda sisteme etkiyen zamana bağlı herhangi bir $p(t)$ dış kuvveti bulunmamaktadır. Bunun yerine, deprem hareketinin meydana getirdiği bir yerdeğiştirme $u_g(t)$ sistemde dinamik bir etkiye neden olacaktır. Bu durumda TSDS'in deprem etkisi altında davranışının incelenmesinde kullanılacak hareket denklemi,

$$f_t + f_d + f_s = 0 \quad (2.5)$$

olacaktır. Yer hareketi etkisindeki TSDS dinamik davranışı

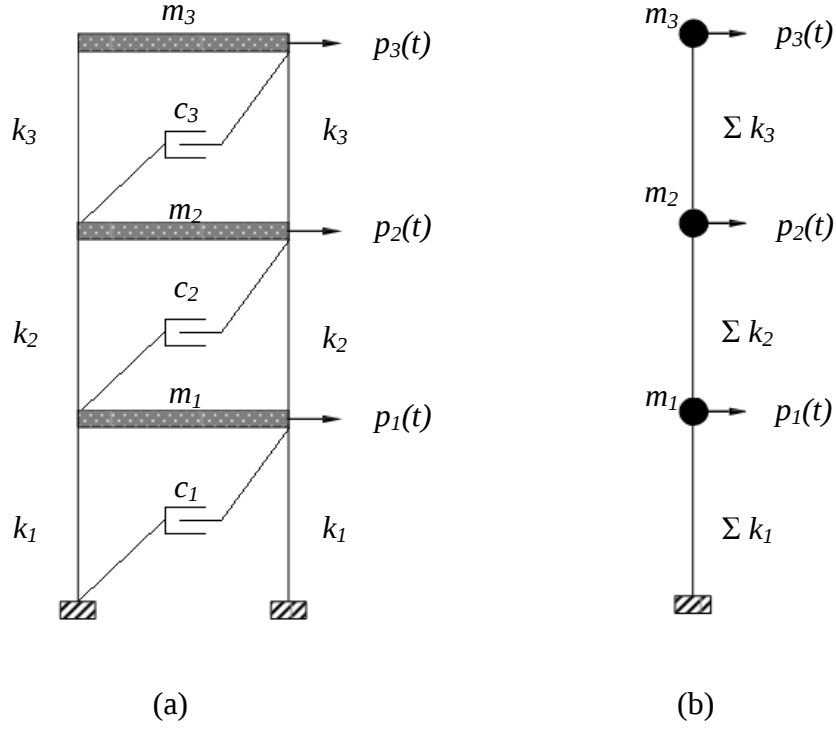
$$m \ddot{u}_t + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g \quad (2.6)$$

şeklinde olacaktır.

2.1.2 Çok serbestlik dereceli sistemler (ÇSDS)

Bir sistemin hareket halinde bulunduğu konum, eğer birden fazla parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa, bu tür sistemler çok serbestlik dereceli sistemler (ÇSDS) olarak tanımlanır. Sistemin serbestlik derecesi, hareket halindeki konumu tam olarak belirlemek için gerekli ve yeterli bağımsız parametre sayısına eşittir. Çok serbestlik dereceli sistemlerde, birden fazla yerdeğiştirme parametresi olması nedeniyle parametre sayısı kadar diferansiyel hareket denklemi bulunmaktadır. Hareket denkleminin oluşma şekli değişmemekle beraber, her yer değiştirme noktası için ayrı denklemin oluşturulması gerekmektedir.

Çok katlı bir yapıyı temsilen oluşturulan çok serbestlik dereceli bir sistem örnek olarak gösterilebilir. Basit çok serbestlik dereceli bir sistemde Şekil 2.3'de gösterildiği gibi katlara yayılı kütleler, rijitlikler ve sönüm mevcuttur.



Şekil 2.3 : Çok serbestlik dereceli sistem; (a) çerçeve sistem; (b) idealleştirilmiş çerçeve.

Sisteme, zamana bağlı değişen bir $p(t)$ dış kuvveti ve $u_g(t)$ yer hareketi etkidiği durumda sistemin hareket denklemi TSDS'lere benzer olarak yazılmak istenirse,

$$f_t + f_d + f_s = p(t) \quad (2.7)$$

eşitliği ortaya çıkar.

Parametre sayısının birden fazla olması nedeniyle her yerdeğiştirme parametresi için elde edilen hareket denklemleri matris halinde yazılmaktadır.

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{\ddot{u}_g\} + \{p(t)\} \quad (2.8)$$

$[M]$: Kütle matrisi,

$[C]$: Sönüm katsayısı matrisi,

$[K]$: Rijitlik katsayısı matrisi,

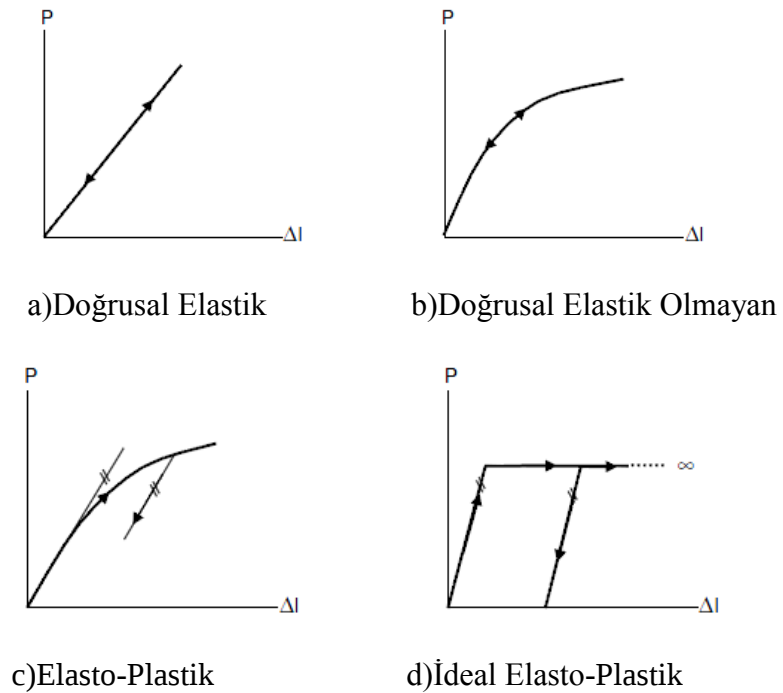
$\{u\}$: Katların görelî yerdeğiştirme vektörü,

$\{u_g\}$: Yer hareketi vektörü,

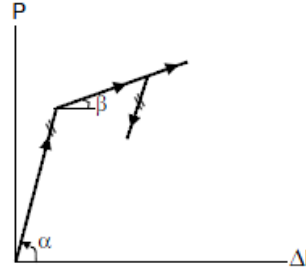
$\{p(t)\}$: Katlara etkiyen dış kuvvet vektörü.

Sisteme etkiyen yüklerden meydana gelen yerdeğiştirmelerinin yeteri derecede küçük olmadığı durumlarda sistemin denge denklemleri ve geometrik uygunluk koşulları doğrusal olmamaktadır. Bu durumda denge denklemlerinin şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Dış yüklerden oluşan yerdeğiştirmelerin denge denklemleri üzerindeki etkisinin göz önüne alınması ikinci mertebe teorisi olarak tanımlanmaktadır (Çavuş, 2000). İkinci mertebe teorisine göre sistemdeki elemanların aksenal kuvvetinin basınç veya çekme olmasına göre yapı sisteminin davranışı farklı olabilmektedir. Aksenal kuvvetin basınç olması durumunda artan dış yüklere karşılık yerdeğiştirmelerde daha fazla bir artış meydana gelmektedir (II). Aksenal kuvvet çekme durumunda ise burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere karşılık azalan yük parametresi karşı gelmektedir (IIa).

Malzemenin doğrusal olmayan davranış gösterdiği sistemlerde, yapıya etkiyen dış yüklerin artması ile elemanlarda iç kuvvetler artarak kesitlerin doğrusal elastik sınırı aşılmaktadır. Doğrusal elastik sınırının aşıldığı durumlarda, kesitlerde plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Malzemenin plastik şekil değiştirme özelliğini gösterdiği durumlar için sistem davranışı üzerine bazı idealleştirmeler yapılmış ve yükleme boşaltma eğrileri bu idealleştirilmiş davranışlar üzerinde gösterilmiştir. Şekil 2.5’de, malzeme bakımından doğrusal olmayan şekil değiştirmelere sahip sistemlerin yükleme boşaltma durumları gösterilmiştir.



Şekil 2.5 : İdeal malzemelerin yükleme boşaltma eğrileri.



e)Pekleşen İdeal Elasto-Plastik

Şekil 2.5 : İdeal malzemelerin yükleme boşaltma eğrileri (devamı).

İdealleştirilen sistemlerin davranışında, yükleme durumunda sistemde oluşan şekil değiştirmelerinin başlangıç teğetlerinin, sistemin elastik şekil değiştirme başlangıç teğetine eşit olduğu kabulü yapılmaktadır. Sisteme etkiyen yük arttığı durumda kesitlerde plastik şekil değiştirmeler oluşmaktadır. Sisteme etkiyen yüklerde, plastik şekil değiştirmeler meydana geldikten sonra sistemden kaldırıldığı takdirde plastik boşaltma eğrisinin başlangıç teğeti, yükleme eğrisinin başlangıç teğetine paralel olmaktadır. Bu gibi ideal malzemeler elasto-plastik malzemelerdir (Şekil 2.5.(c)).

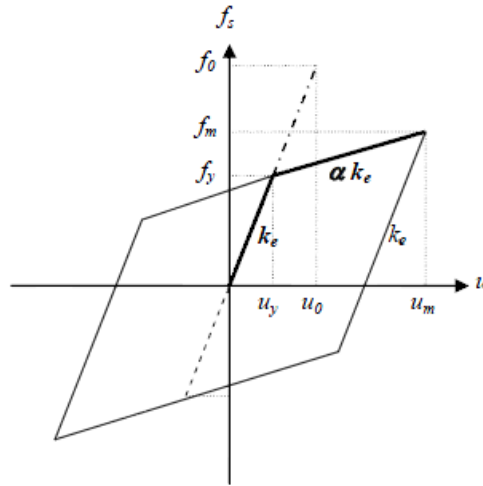
İdeal elasto-plastik malzemelerde ise yükleme eğrisinin iki doğru parçasından meydana geldiği kabul edilmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980). Temelde elasto-plastik malzeme ile aynı davranışı göstermekte olup, yükleme ve boşaltma eğrileri sabit eğime sahip doğru parçaları olarak tanımlanmışlardır (Şekil 2.5.(d)).

Pekleşme özelliği gösteren yapı sistemlerinde ise plastik şekil değiştirmenin meydana geldiği yük artımından sonra sistemde yük artışı devam ettiği takdirde meydana gelen şekil değiştirme eğrisinin, pekleşmeyi göz önünde bulunduran bir eğimle oluşacağı kabulü yapılmaktadır. Boşaltma eğrisinin, elasto-plastik malzemede olduğu gibi yükleme eğrisine paralel kabul edilmektedir (Şekil 2.5.(e)).

Doğrusal elastik olmayan sistemlerin deprem etkisi altında davranışını gerçeğe yakın incelemek için yapının malzeme bakımın doğrusal olmayan sistem davranışına sahip olduğu kabulü yapılmaktadır. Akma dayanımının ve enerji yutma kapasitesinin sistem davranışına etkileri histeretik modeller ile daha gerçekçi bir şekilde yansıtılmaktadır. Betonarme elemanların eğilme davranışı için bu zamana kadar oluşturulmuş başlıca histeretik modeller; a) Ramberg – Osgood modeli, b) Clough modeli, c) Azalan üç doğrulu model, d) Takeda modeli ve e) Çift doğrulu model şeklindedir (Otani, 1981). Ramberg – Osgood modelinde yük – şekil değiştirme

diyagramının davranışını, artan yerdeğiştirmeler altında bir eğri olarak tanımlanmıştır. Clough ve Çift doğru modelde ise iki parçalı bir davranışa sahip olduğu kabul edilmiştir. Takeda ve azalan üç doğru modellerde ise diyagramın davranışına çatlama ve akmalardan dolayı azalan rijitlik etkileri de dâhil edilerek üç doğru ile tanımlama yapılmıştır.

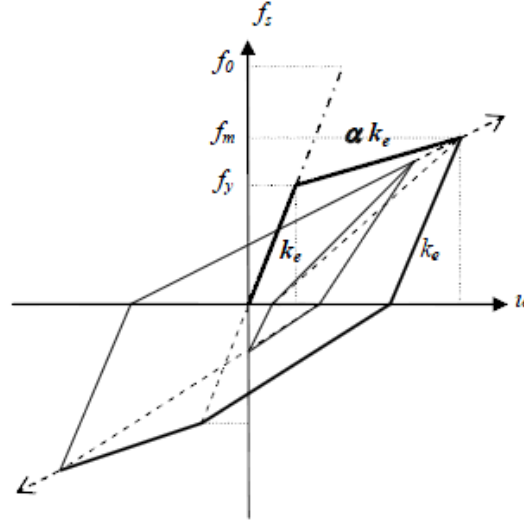
Çift doğru çevrim modeli, yapının kuvvet – yerdeğiştirme grafiğinde tekrarlı yükler altında rijitliğinin değişmediği kabulüne dayanır (Şekil2.6). Başlangıçta sistem doğrusal davranmakta, sisteme gelen dış kuvvet akma kuvvetinden küçük ise, yapısal karşılıkla elastik bölgede kalmaktadır. Eğer sisteme gelen yük akma kuvvetini aşarsa sistem farklı bir rijitliğe sahip olarak şekil değiştirme yapacaktır. Bu sırada boşaltma durumuna geçerse, elastik bölgedeki rijitliğe sahip olarak şekil değiştirecektir. Gerilme pekleşmesi özelliğinin dikkate alındığı çift doğru modelde, sistemin akmasından sonra oluşan rijitlik kolaylık bakımından, akmadan önceki elastik kısmın rijitliği cinsinden ifade edilir. Akma anından sonraki yük boşalımını ve ters yüklemede oluşacak rijitlik azalmasını dikkate almasa da elasto-plastik modelden daha gerçekçi bir modeldir (Toker, 2007).



Şekil 2.6 : Çift doğru çevrim modeli.

Çift doğru modele akma sonrası rijitlik değişikliklerinin eklenmesi ile rijitliği azalan üç doğru davranış modeli oluşturulmuştur (Şekil 2.7). Takeda ve azalan üç doğru modellerdeki monotonik davranış, üç doğru bir eğri iskeletinden oluşmaktadır. Betonda meydana gelen çatlaklar ve çelik donatılardaki akmaların etkileri yükleme ve boşaltım sırasında sistemin sahip olduğu rijitliği azaltmakta, bu

nedenle de çevrim sırasında maksimum yer değiştirmeye daha az yük altında ulaşmaktadır. Her iki çevrim modeli karşılaştırıldığında, rijitliği azalan üç doğrulu modelde akma sonrasında her bir çevrim başına daha az enerji yutulmakta, yeniden yükleme durumunda şayet kesit akmışsa, akma noktası yerine maksimum şekil değiştirmeye karşı gelen nokta alınmaktadır (Taşkın ve diğ., 2008).



Şekil 2.7 : Rijitliği azalan davranış modeli.

Malzeme ve geometri değişimi açısından doğrusal olmayan etki durumunda ise yapının elasto-plastik davranışının yanında artan yükler altında ikinci mertebe etkisi de göz önünde bulundurulmaktadır. İkinci mertebe doğrusal elastik davranan sistem, yüklerin artması ile oluşan plastik şekil değiştirmelerden ötürü daha hızlı artan yer değiştirmeler yapmaktadır. Plastik mafsallı hipotezinin esas alındığı durumda, meydana gelen plastik mafsallardan ötürü sistemin rijitliği azalmakta bu nedenle artan yerdeğiştirmelerine karşılık azalan yükler karşılık gelmektedir.

2.3 DBYBHY’de Tanımlanan Analiz Yöntemleri

Betonarme yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarını analiz etmek için doğrusal ve doğrusal olmayan iki yöntem bulunmaktadır. Yapı elemanlarının davranış kabullerine göre yapılan bu analiz yöntemleri DBYBHY’de belirtilen, yapının sahip olduğu düzensizlik katsayısı, yapı yüksekliği gibi çeşitli yapı özelliklerine göre seçilmektedir.

2.3.1 Doğrusal elastik hesap yöntemi

Doğrusal analiz yönteminde yapı elemanlarının davranışının doğrusal sınırlar içinde kaldığı kabulü yapılmaktadır. Bu kabul nedeniyle, yapıya statik bir itme kuvveti uygulandığında yapı, kapasitesi kadar bir dayanım gösterecektir.

Doğrusal elastik hesap yönteminde, deprem etkisi altında binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü, V_t , değerinin elde edilmesi için eşdeğer deprem yükü ve mod birleştirme yöntemleri uygulanmaktadır. Bu yöntemler deprem yükünün hesabı ve yapıya etki şekli olarak birbirinden farklılık gösterirler.

2.3.1.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi

DBYBHY’de belirtilen esaslara göre binanın tümüne etkiyen V_t , binanın birinci doğal titreşim periyodu kullanılarak aşağıdaki denklem ile belirlenmektedir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (2.11)$$

W : Yapının toplam ağırlığı,

$A(T_1)$: Spektral ivme katsayısı,

$R_a(T_1)$: Deprem yükü azaltma katsayısı

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı,

I : Bina önem katsayısı

Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü’ nün hesabında kullanılan yapının birinci doğal titreşim periyodu (2.12) ile hesaplanmaktadır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.12)$$

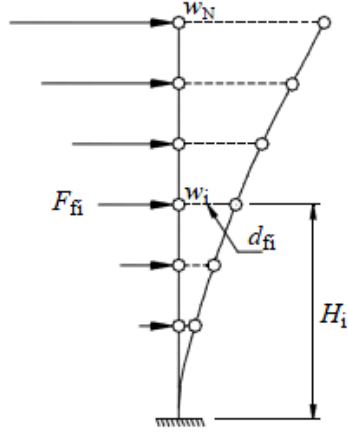
m_i : Binanın i ’inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$),

d_{fi} : Binanın i ’inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirmeyi,

N : Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısını göstermektedir.

Bina katlarına gelen F_{fi} fiktif yükleri (2.13) ile hesaplanmaktadır (Şekil 2.8).

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{i=1}^N (w_i H_i)} \quad (2.13)$$



Şekil 2.8 : Katlara etkiyen fiktif yükler ve yerdeğiştirmeler.

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için DBYBHY’de çeşitli koşullar belirtilmiştir (Çizelge 2.1). Bu koşullara uymayan yapılarda doğrusal elastik yöntem olarak mod birleştirme yöntemi ya da doğrusal elastik olmayan yöntemler kullanılmaktadır.

Çizelge 2.1 : Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

2.3.1.2 Mod birleştirme yöntemi

Mod birleştirme yönteminde, eşdeğer deprem yükü yönteminden farklı olarak, maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir.

Döşemelerin yatay rijit diyafram olarak çalıştığı kabul edilen binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi göz önüne alınır.

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenmektedir.

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.14)$$

$$\sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.15)$$

Yukarıdaki denklemde yer alan L_{xn} ve L_{yn} ile modal kütle M_n 'nin ifadeleri ise aşağıda verilen denklemler ile hesaplanmaktadır.

$$L_{xn} = \sum_{n=1}^Y m_i \phi_{xin} \quad L_{yn} = \sum_{n=1}^Y m_i \phi_{yin} \quad (2.16)$$

$$M_n = \sum_{n=1}^Y (m_i \phi_{xin}^2 + m_i \phi_{yin}^2 + m_i \phi_{\theta in}^2) \quad (2.17)$$

Mod birleştirme yönteminde kullanılacak olan elastik spektral ivme,

$$S_a R(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (2.18)$$

denklemleri ile belirlenir.

$S_a R(T_n)$: n 'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme,

$S_{ae}(T_n)$: Elastik spektral ivme,

$R_a(T_n)$: Deprem yükü azaltma katsayısı.

Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenlerinin, yerdeğiştirme ve görelî kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her bir titreşim modu için hesaplanan ve eş zamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar DBYBHY'de aşağıdaki şekilde belirtilmiştir:

$T_m < T_n$ olmak üzere, göz önüne alınan her iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m / T_n < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için *Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı* uygulanmaktadır. Bu koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için *Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı* uygulanmaktadır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak olan çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları, bütün titreşim modları için %5 alınmaktadır.

2.3.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, DBYBHY’de tanımlanmış bulunan şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılmasını sağlamaktadır.

Mevcut yapı sistemlerinin deprem güvenliklerinin belirlenmesinde, çok kere ileri analiz yöntemlerine başvurulması gerekli olmaktadır. Doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri sayesinde taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı daha gerçekçi biçimde ele alınabilmekte, özellikle yerdeğiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı deprem performansı daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir.

DBYBHY’07 kapsamında yer alan üç tip doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi vardır.

2.3.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi’ nin amacı, birinci (depremin etkidiği doğrultusu için hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşılık gelen maksimum değerler hesaplanmaktadır.

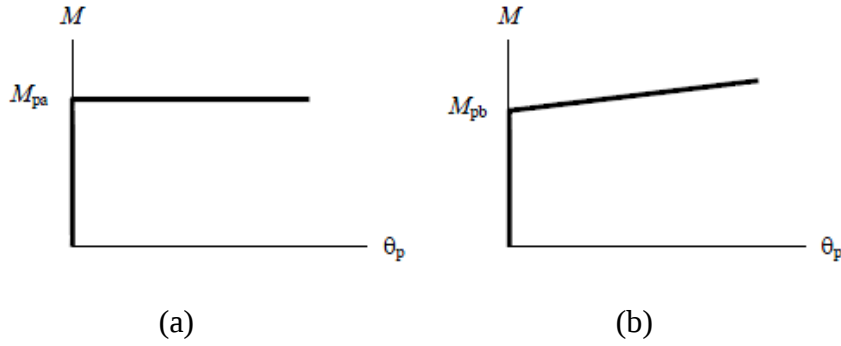
Tıpkı Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi' inde olduğı gibi Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü yönteminin de kullanılabilmesi için DBYBHY'de yapıların sahip olması gereken çeşitli şartlar bulunmaktadır. Yöntemin uygulanabilmesi için, söz konusu binadaki kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlilik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 1.4$ koşulunu sağlaması gerekmektedir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi' inde genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesi ve analiz modelinin oluşturulması için DBYBHY'de doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesinde tanımlanan kurallara uyulmaktadır. Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliğı kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmaktadır. Basit eğilme durumunda plastik mafsallara hipotezine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiğı sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğı varsayılmaktadır. Plastik mafsalları boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğı (L_p), genellikle çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınmaktadır ($L_p = 0.5h$).

Analiz modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağılı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olduğı kabulü yapılmaktadır (Şekil 2.9 (a)).

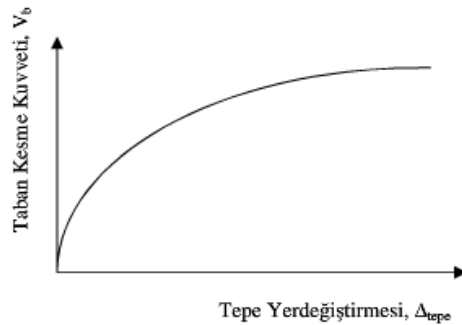
Pekleşme etkisi göz önüne alınmak istenildiğı takdirde, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç

kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanabilmektedir (Şekil 2.9 (b)).



Şekil 2.9 : İç kuvvet – Plastik şekil değiştirme bağıntı kabulleri.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde, eşdeğer deprem yükünün taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumu sırasında sabit kaldığı kabulü yapılarak sisteme verilen başlangıç yük dağılımı, doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerlerle orantılı olarak tanımlanmaktadır. Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi Şekil 2.10’deki gibi elde edilecektir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, dikkate alınan deprem doğrultusundaki her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisi, iki doğrulu bir diyagrama indirgenerek yapının akmaya başladığı yerdeğiştirme değeri, u_y , eşit alanlar yaklaşımı ile elde edilebilir.



Şekil 2.10 : İtme Eğrisi.

İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilmektedir.

(i)'inci itme adımında birinci moda ait modal ivme $a_1(i)$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (2.19)$$

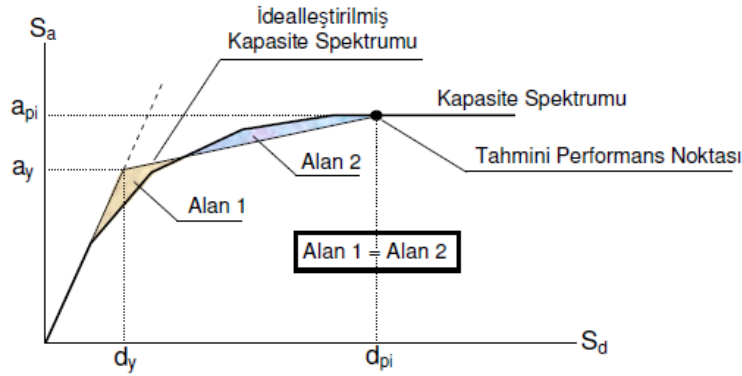
(i)'inci itme adımında birinci moda ait modal yer değiştirme $d_1(i)$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılmaktadır:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (2.20)$$

Birinci moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranış için (2.16) ve (2.17) denklemlerinde tanımlanan L_{x1} ve M_1 'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilmektedir:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (2.21)$$

İtme analizi sonucunda koordinat dönüşümü ile elde edilen kapasite spektrumu, Şekil 2.11'de görüldüğü gibi eşit alanlar kuralı ile yaklaşık olarak iki doğrulu bir diyagrama dönüştürülerek idealleştirilmiş kapasite spektrumunu elde edilir. İdealleştirilmiş kapasite spektrumunda yapısal akma yerdeğiştirmesi, d_y , ve akma anındaki spektral ivme, a_y hesaplanmaktadır.



Şekil 2.11 : Kapasite spektrumunun iki doğrulu diyagrama dönüştürülmesi
(Dervişoğlu., 2006).

Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (2.22)$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak elde edilir.

İki doğrulu modal kapasite diyagramının eşdeğer akma noktasının koordinatları, eşit alanlar kuralı ile iki eğrinin altında kalan alan eşit olacak şekilde belirlenir. Maksimum modal yerdeğiştirmenin bilinmediği durumlarda ardışık yaklaşım uygulanabilir. Başlangıç periyodu T_1 için tanımlanan doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di} ile, doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme, S_{de} arasında aşağıdaki ilişki göz önüne alınır.

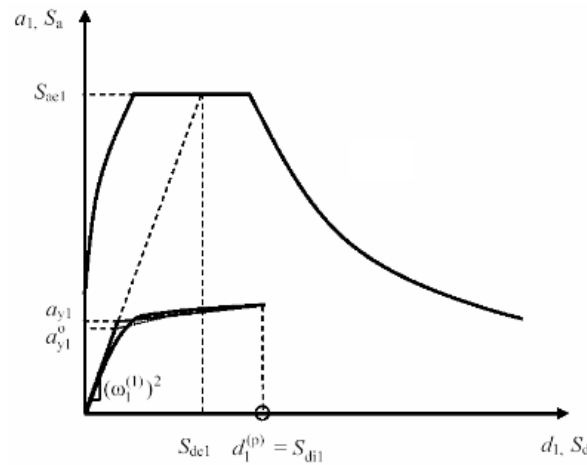
$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad T_1^{(1)} \leq T_B \quad (2.23)$$

$$S_{di1} = S_{de1} \quad T_1^{(1)} \geq T_B \quad (2.24)$$

Doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (2.25)$$

Burada C_{R1} birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranıdır. Herhangi bir doğrultu için doğrusal elastik davranan binanın etkin rijitlik kullanılarak hesaplanan hakim periyodu zeminin T_B periyodundan büyük ise C_{R1} değeri 1'e eşit olmaktadır. Eğer yukarıdaki şart sağlanmaz ise Şekil 2.12'de görülen a_{y1} esas alınarak C_{R1} aşağıda verilen denklem ile tanımlanmaktadır.



Şekil 2.12 : $T_1^{(1)} < T_B$ durumu için modal kapasite diyagramı.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_y - 1)T_B/T_1}{R_y} \geq 1 \quad (2.26)$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını ifade etmektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (2.27)$$

Son itme adımı $i = p$ için modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$, modal yerdeğiştirme denkleminde tepe yerdeğiştirmesini elde etmek için kullanılmaktadır.

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (2.28)$$

Buna karşılık gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır.

2.3.2.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi' nin amacı taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeteri sayıda doğal titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde monotonik olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendirilen modal yerdeğiştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi' nin artımsal olarak uygulanmasıdır. Ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında, taşıyıcı sistemde “*adım adım doğrusal elastik*” davranışın esas alındığı bir itme analizi yöntemidir.

2.3.2.3 Zaman tanım alanında analiz

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Sistemin diferansiyel hareket denklemi adım adım doğrudan entegre edilerek her bir zaman artımında deprem hareketine karşı gelen sistemin iç kuvvetleri ve yerdeğiştirmeleri doğrusal elastik analizle bulunur.

Bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için, yapay yollarla üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketleri kullanılmaktadır. Bu analiz, yer hareketleri kayıtları ile

detaylı yapı modelini içerdği için elde edilen sonuçlar diğer metotlara kıyasla daha küçük oranlarda hata içerir (Fahjan ve diğ., 2011).

DBYBHY kapsamında kullanılan yer hareketinin yapay ya da kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketi olmasına göre elde edilen yer hareketlerinin sağlanması gereken çeşitli şartlar bulunmaktadır. Yönetmelikte yer alan şartlardan biri en az üç deprem yer hareketi ile zaman tanım alanında hesap yapılması olup, yer hareketlerinin sahip olması gereken diğer özellikler Bölüm 3.2’de detaylı olarak anlatılacaktır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizin yapılması durumunda, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altında dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olan modeller tanımlanarak uygulanmaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan analizle elde edilen yapısal karşılıklar analizlerde kullanılan kaydın özelliklerine çok duyarlı olduğundan, yapının tepkisinin güvenilir olarak tahmini için değişik deprem kayıtlarının kullanıldığı pek çok analizin gerçekleştirilmesi gerekir (Fahjan ve diğ., 2011). Analiz sonucunda, üç yer hareketi kullanılması durumunda elde edilen sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketinin kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınmaktadır.

2.4 Yapı Sistemlerinde $R - \mu - T$ İlişkisi ve Doğrusal Olmayan Yerdeğiştirme İstemleri

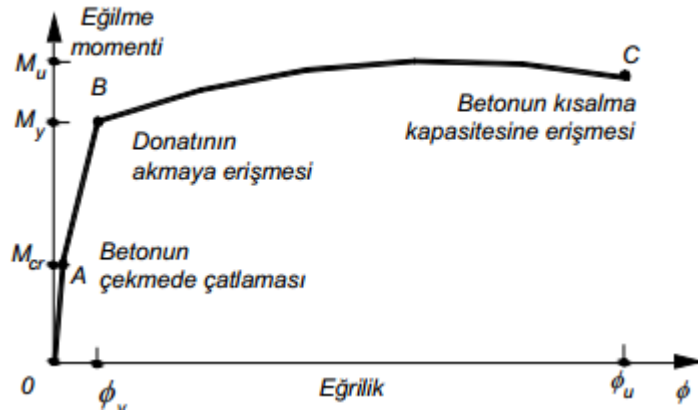
Sistemlerin deprem etkisi altında davranışlarının temelinde elastik olmayan şekil değiştirebilme kapasitesinin, yapının sünek oluşunun ve yapının doğal periyodunun olduğu kabulü yapılmaktadır.

Doğrusal olmayan dinamik analize dayalı yaklaşımların temel kavramlarından birisi olan elastik olmayan şekil değiştirme oranı, elastik titreşim periyodu ve süneklik faktörü ile doğal titreşim periyodu ve akma dayanımı azalım katsayısının fonksiyonu olup, yapısal istemin teorik olarak belirlenmesinde önemli bir yere sahiptir (Taşkın, 2008).

Belirli bir yer hareketi etkisindeki yapılarda yer hareketi nedeniyle oluşacak taban kesme kuvvetleri ve yerdeğiştirme değerleri yapının sahip olduğu doğal titreşim

periyoduna, T_n , göre değişmektedir. Spektral yerdeğiştirme diyagramlarının oluşturulması için, tek serbestlik dereceli farklı periyotlardaki sistemlerin belirli bir sönüm ve belirli bir yer hareketi altında yapacağı maksimum yerdeğiştirmeleri belirlemek gerekmektedir (Celep ve Kumbasar, 2004). Bu da göstermektedir ki, yapı sistemlerinin yapacağı maksimum yerdeğiştirme kapasiteleri, sahip oldukları doğal titreşim periyodu ile doğrudan ilgilidir.

Depreme karşı kuvvet (kapasite) esaslı yapı tasarımında, yapıların maruz kalacakları yüklerin 50 yıllık bir zaman dilimi içerisinde aşılma olasılığı %10 olacak şekilde belirlendiği DBYBHY’de belirtilmiştir. Bu sayede yapı tasarımının daha ekonomik bir çözüm ile olası depreme karşı dayanımı sağlanmaktadır. Çünkü yapıları, gerçekleşmesi belirli bir olasılığa bağlı deprem yüklerini elastik düzeyde karşılayacak bir dayanımda inşa etmek, ekonomik olmayacaktır. Bu nedenle deprem hareketi sonucunda açığa çıkacak olan enerjinin yapı tarafından karşılanabilmesi için yeterli dayanım yerine yapının şekil değiştirebilme kapasitesi kullanılmaktadır. Eleman bazında elastik ötesi davranış yaptığı kabul edilen sistemlerin herhangi bir yük etkisi altında Şekil 2.13’deki gibi bir davranış sergileyecektir.



Şekil 2.13 : Betonarme bir elemanda eğilme momenti – eğrilik bağıntısı
(Celep, 2009).

Yapı, söz konusu yük altında elastik yük ve en büyük elastik yerdeğiştirme büyüklüklerinin dayanımı sona erdikten sonra ideal elasto-plastik davranışına göre sabit yük altında şekil değiştirmeye devam etmektedir.

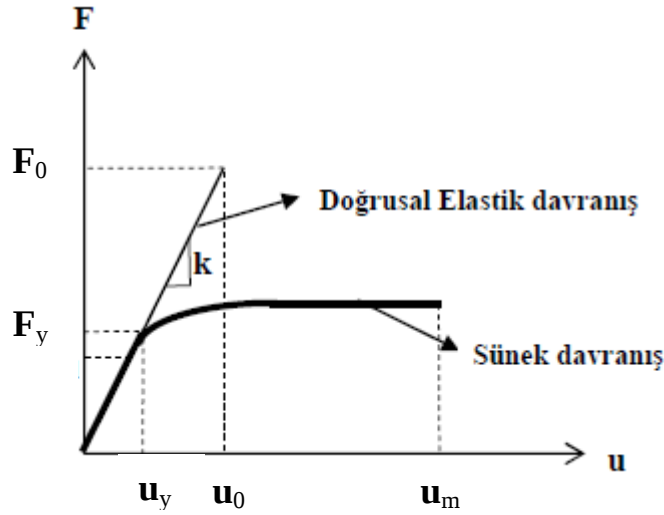
Kesit veya elemanın elastik ötesi şekil değiştirebilme kapasitesi aşağıdaki süneklik ifadesiyle tanımlanmaktadır.

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad (2.29)$$

Süneklik, doğrusal olmayan davranışa sahip elemanlardan oluştuğu kabulü ile bir yapının deprem etkilerine karşı sahip olduğu şekil değiştirebilme kapasitesini ifade etmektedir. Taşıyıcı sistemin elastik ötesi yerdeğiştirmelerinin büyük olması veya sünek olması ile deprem enerjisinin sönmülenebileceği öne çıkmıştır (Celep, 2009). Bu durumda yapının deprem etkisi altında davranışının değerlendirilmesinde yapının sahip olduğu sünekliğin de göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Sonuç olarak, yapı elemanlarının sünek davranarak yeterli enerjiyi tüketebilecekleri varsayımı ile deprem yükleri, sisteme etkiyen deprem kuvvetleri, sistemin elastik olmayan yerdeğiştirme istemine bağlı olan dayanım azaltma katsayısı, R_y , ile azaltılmaktadır (Anagnostopolus ve Nikolaou, 1992).

Dayanım azaltma katsayısı, zemin koşullarına ve yapı doğal titreşim periyoduna bağlı olarak, tahmin edilen bir enerji tüketme kapasitesine göre belirlenir (Şekil 2.14).



Şekil 2.14 : Süneklik istemi.

Dayanım azaltma katsayısının yapının elastik ve elastik ötesi şekil değiştirme kapasitesine bağlı olmasından dolayı;

$$R_y = \frac{F_d}{F_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (2.30)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Şekil 2.14).

Süneklik tanımından yola çıkarak, süneklik ifadesini yapının yapacağı yerdeğiştirmeler cinsinden ifade etmek istenirse;

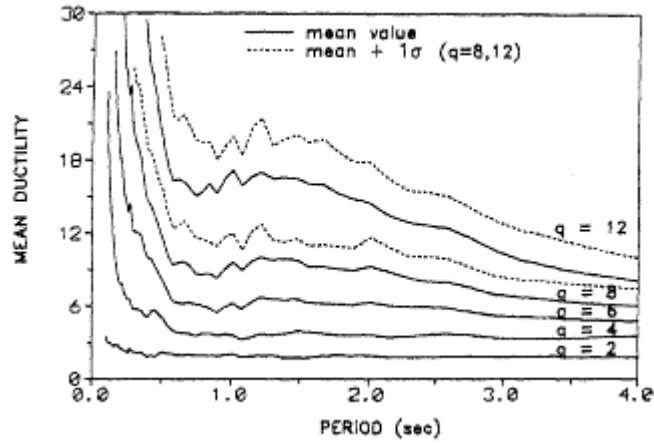
$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2.31)$$

şeklinde gösterilebilir.

Burada görülen yapısal karakteristik ifadeler, sırası ile sistemin elastik kalması durumu için tanımlanan dayanım, f_0 , ve karşı gelen yerdeğiştirme, u_0 ; f_m ve u_m de doğrusal olmayan sistem için en büyük dayanım ve karşı gelen yerdeğiştirmeyi ve f_y ve u_y ' nin de akma dayanımı ve karşı gelen akma yerdeğiştirmesini gösterdiği kabul edilmektedir.

Belirtilen yapı karakteristikleri arasındaki ilişki de, yapının deprem etkileri altında yapacağı davranışın incelenmesi açısından önem taşımaktadır.

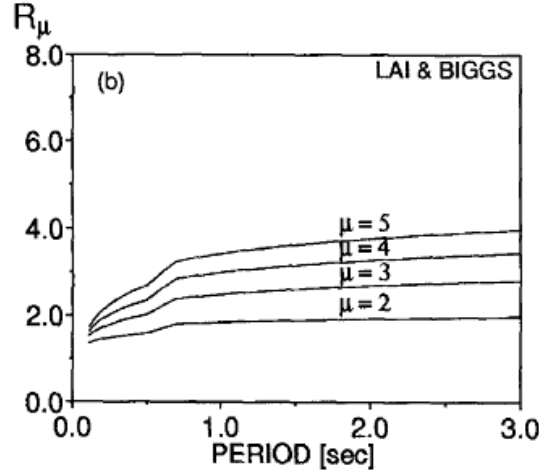
Anagnostopoulos ve Nikolaou'nun (1992) yaptıkları çalışmada, kolon rijitlikleri ve dolayısı ile periyotları değişken olan TSDS'in 10 farklı yapay yer hareketi altında davranışını incelemiştir. Her sistemin süneklik katsayısı farklı dayanım azaltma katsayılarına göre belirlenmiştir. Yapılan incelemeler sonucunda her azaltma katsayısı için süneklik – doğal titreşim periyodu grafikleri oluşturulmuştur (Şekil 2.15).



Şekil 2.15 : 10 yapay yer hareketi etkisinde TSDS'lerin süneklik – Periyod grafiği (Anagnostopoulos ve Nikolaou., 1992).

Çalışmanın sonucunda, düşük periyotlu sistemlerde ($T \leq 0.6s$) periyot değişimlerinin sünekliği önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Periyodun artması durumunda sistemin ihtiyaç duyduğu süneklik düzeyinde azaltma olup, dayanım katsayısı yükseldikçe süneklik istemi önemli ölçüde artmaktadır.

Lai ve Biggs ise dayanım azaltma katsayısının periyot ile ilişkisini incelemek adına çeşitli çalışmalar yapmışlardır (Miranda ve Bertero, 1994). 20 adet yapay yer hareketi altında 0.1 ile 10 saniye arasında değişen doğal periyotlara sahip elasto-plastik sitemlerin dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkilerini incelemiştir. 4 farklı süneklik durumu ve iki farklı sönüm oranı için yapılan incelemeler neticesinde dayanım azaltma katsayısı ve periyot arasında belirli katsayılar tanımlanarak matematiksel bir ilişki kurulabileceği sonucuna varılmıştır (Şekil 2.16).



Şekil 2.16 : Lai ve Biggs Dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkisi
(Miranda ve Bertero, 1994).

Nassar ve Krawinkler (1991) ise doğrusal olmayan TSD sistemler üzerinde kayıtlı 15 yer hareketi etkilerek dayanım azaltma katsayısı ve periyot arasındaki ilişkiyi incelemiştir (Miranda ve Bertero, 1994). Dayanım azaltma katsayısı, doğal periyot, akma dayanımı, elastik olmayan malzeme davranışları göz önüne alınarak analiz yapılmıştır. Çalışma sonucunda Şekil 2.17’de gösterilen, ortalama dayanım azaltma katsayısı için periyot ve sünekliğe bağlı yaklaşık bir ifade ve ifadede kullanılmak üzere katsayılar üretilmiştir.

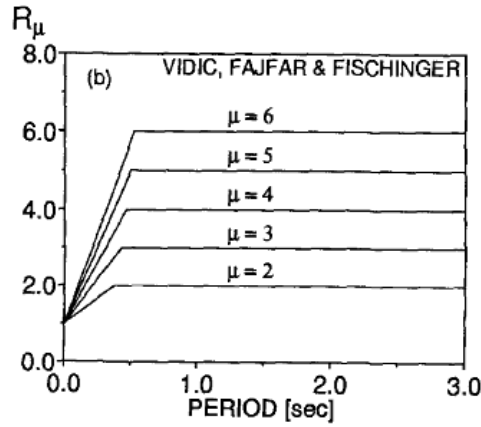
$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

Şekil 2.17 : Nasar ve Krawinkler yaklaşık dayanım katsayısı denklemi ve belirlenen katsayılar (Miranda ve Bertero, 1994).

Vidic, Fajfar ve Fischinger'in (1992) yaptıkları çalışmada ise dayanım azaltma katsayısı, 20 kayıtlı yer hareketi kullanılarak hesaplanmıştır (Miranda ve Bertero, 1994). Çalışmada TSDS'in davranışı çift doğrulu çevrim modeli ile temsil edilmiştir. Elde edilen sonuçlar basitleştirilerek dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkisi Şekil 2.18'de gösterilen iki doğrulu bir grafik haline getirilmiştir. İlk doğru kısa periyotlar için dayanım azaltma katsayısının doğrusal olarak arttığını, uzun periyotlarda ise katsayının neredeyse belirlenen süneklik katsayısına eşit olduğu sonucuna varmışlardır.



Şekil 2.18 : Vidic, Fajfar ve Fischinger dayanım azaltma katsayısı – periyot ilişkisi (Miranda ve Bertero, 1994).

Çalışmanın sonunca aşağıdaki şekilde, periyot ve sünekliğe bağlı olan dayanım azaltma katsayısı ifadeleri elde edilmiştir.

$$R_Y = \frac{(\mu-1)T}{T_0} + 1.0 \quad ; \quad T \leq T_0 \quad (2.32)$$

$$R_Y = \mu \quad ; \quad T \geq T_0 \quad (2.33)$$

Yapılan çalışmalar sonucunda, yapının sahip olduğu karakteristiklerden, periyot, süneklik ve dayanım azalması katsayısı arasında yer hareketine altında önemli bir ilişki olduğu ortaya çıkmış ve sahip oldukları bu ilişki matematiksel olarak ifade edilmiştir. Bu yapı parametreleri, aynı zamanda yapının sahip olduğu doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı tanımında da kullanılmaktadır.

Taşkın, ve diğ. (2008) TÜBİTAK çalışmasında dayanım azaltma katsayısı, yapının doğal periyodu ve süneklik ifadeleri kullanılarak yapının doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı hesaplanmıştır.

Doğrusal olmayan TSD sistemler için yazılan dinamik hareket denkleminin,

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \frac{f_s}{m} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.35)$$

çözümünden u_m ve u_0 elde edilerek doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranları aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_\mu = \frac{\mu}{R_y} = \frac{u_m}{u_0} \quad (2.36)$$

Kısa periyotlarda dayanım azalması katsayısının sünekliğin bir faktörü olduğu durum göz önüne alınırsa, yerdeğiştirme oranının uzun periyotlardaki tanımı için;

$$L_R = \left(\frac{u_m}{u_0}\right)_{T_n \approx 0} = \frac{1}{R_y} \left(1 + \frac{R_y - 1}{a}\right) \quad (2.37)$$

ifadesi yazılabilir. $T_n \rightarrow \infty$ sınır değeri, yani çok uzun periyotlu yapılar da teorik anlamda önemi olan bir koşulu doğurmaktadır. $T_n \approx \infty$ sınır durumu düşünüldüğünde, sistemin çok esnek olmasından dolayı, zeminin pik yerdeğiştirmesi ile sistemin pik yerdeğiştirmesinin aynı olduğu, yani eşit yerdeğiştirme kuralının geçerli olduğu sonucuna varılmaktadır (Veletsos ve Newmark, 1960).

Yapının normalleştirilmiş periyodunun ivme ve hıza duyarlı bölgeleri ayıran periyoda bağlı olan ve böylelikle yakın kaynak depremlemleri bile kolaylıkla kapsayacak bir fonksiyonu şeklinde geliştirilmesi hedeflenmiştir. Aşağıdaki (2.38), C_R ilişkisini L_R 'nin bir fonksiyonu olarak normalleştirilmiş periyot ve dayanım azalması katsayısı, R_y , için göstermektedir.

$$C_R = 1 + \left[(L_R - 1) + \left(\frac{a}{R_y^b} + c \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad (2.38)$$

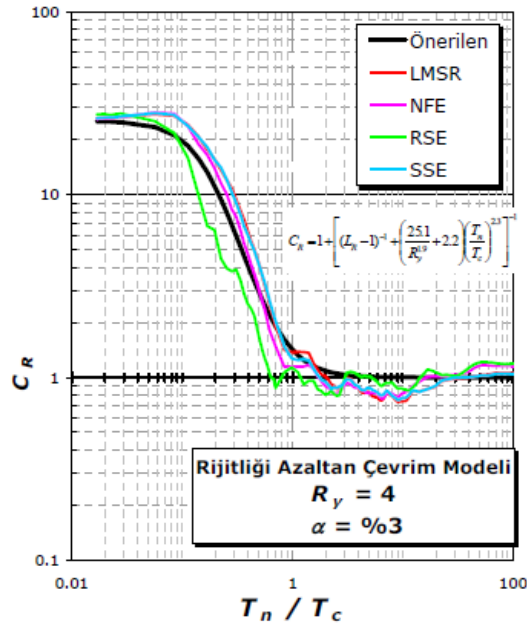
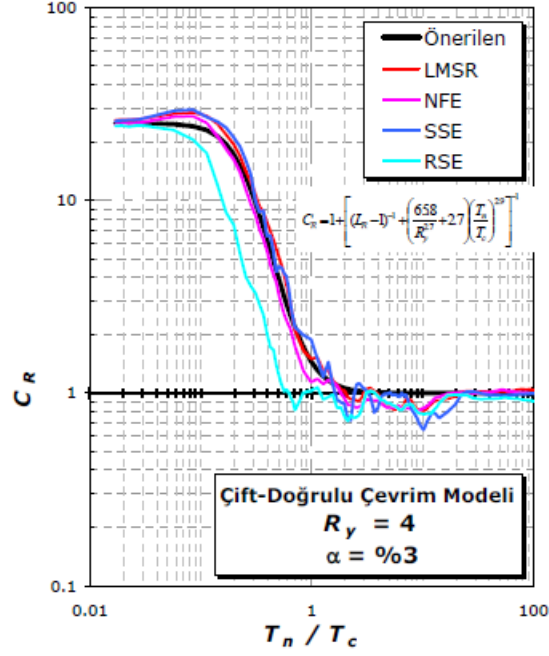
a , b , c ve d sayısal parametreler, regresyon katsayıları olmakta ve Türkiye kuvvetli hareket kayıtlarından üretilen deprem toplumları için üretilen Büyük Manyitüd-Kısa Mesafe (LMSR) deprem grubu için elde edilen regresyon katsayıları Çizelge 2.2'de verilmektedir.

Çizelge 2.2 : LMSR deprem grubu için regresyon sayıları (Taşkın ve diğ., 2008).

LMSR	a	b	c	d
Conserv.	65.8135	2.6791	2.6588	2.3096

Elde edilen veriler doğrultusunda regresyon katsayıları ile C_R değerleri çift doğrulu ve rijitliği azalan çevrim modellerine göre hesaplanmıştır. Elde edilen C_R

değerlerinin normalleştirilmiş periyota göre ilişkisi kullanılan deprem toplumları, sabit dayanım azalma katsayısı ve pekleşme oranı için Şekil 2.19'da gösterilmektedir.



Şekil 2.19 : $\alpha = \%3$ ve $R_y = 4$ için önerilen C_R bağıntıları (Taşkın ve diğ., 2008).

3. ÇALIŞMADA KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMLARI VE DEPREM TOPLUMUNUN ÖZELLİKLERİ

3.1 Yapısal Analiz Programı: DRAIN-2DX

University of California- Berkeley’de, 1993’de geliştirilmiş olan DRAIN-2DX programı, statik ve dinamik yükler altında düzlemsel yapı modellerinin doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlemesini yapan FORTRAN tabanlı bir yazılımdır, (yer hareketi sebebi ile) dinamik etkilerin olduğu yapısal davranışın ve yer hareketinin yapıda meydana getireceği yerdeğiştirmeleri, iç kuvvetleri, plastik mafsall oluşumu ve benzeri yapısal parametreleri hesaplamaktadır (Prakash ve diğ., 1993). Aynı zamanda hasar görmüş yapılar içinde analiz yapılması olanağı vardır.

3.1.1 Programın genel özellikleri

DRAIN-2DX ile yapı sistemleri, düzlem çerçeveler olarak düzenlenip, düğüm noktaları girilerek tanımlanır. Oluşturulan model, çubuk veya plak elemanlardan düzenlenen ÇSDS modelini çerçevelerin birleştirilmesi sonucu oluşturur.

Yapısal elemanlarının, enkesit özellikleri programda mevcut olan davranış modelleri arasından uygun olanları seçilerek tanımlanmaktadır. Elemanların rijitliği, kapasiteleri, boyutları çubuk elemanlarının özellikleri olarak programa girilmektedir.

Doğrusal olmayan elemanların histeretik davranışlarını tanımlamak için çift doğrulu ya da rijitliği azaltılmış çevrim modelleri uygulanabilmektedir. Her bir zaman adımında yüklemekten oluşan etkilerin sistemin davranışına olan etkileri ve rijitlikleri hesaplanarak, yeni değerler üzerinden analiz yapılabilmektedir (Toker, 2007). Çift doğrulu çevrim modelinde ise yapısal modelin doğrusal davranış ve yük boşalım durumundaki değerleri kullanılarak analiz yapılmaktadır.

DRAIN-2DX, pek çok analiz yöntemini yapabilmektedir. Doğrusal statik analiz, doğrusal olmayan statik analiz ile mod birleştirme yöntemi, karşılık spektrumu analizi, zaman tanım alanında hesap gibi çeşitli statik ve dinamik analizin yapılmasını sağlamaktadır. Deprem yükleri etkisinde, yer hareketlerinin ivme, hız, kuvvet ve yerdeğiştirme ile tanımlanabileceği analizler de yapılabilmektedir.

Statik çözümleme, doğrusal olmayan statik analiz ile rijitlik değişimini esas alarak yapılabilmektedir. Rijitlik değişimlerinin oluştukları zamanları analiz aralığı olarak tanımlayarak, her yeni analiz, rijitlik matrisi yeniden düzenlenmiş sistem üzerinde gerçekleştirilebilmektedir.

DRAIN-2DX, yer hareketlerinin ivme-zaman, hız-zaman ve yerdeğiştirme-zaman değişimlerini kullanarak ya da zemin spektrumları ile, oluşturulan modelde doğrusal olmayan dinamik analiz yapabilmektedir. Zaman tanım alanında hesap yöntemine karşılık gelen bu analiz ile yapıların yer hareketleri etkisinde yapacağı yerdeğiştirmeler, elemanlarda oluşan iç kuvvetler hesaplanabilmektedir. Böylece her katta, her kolon-kiriş düğüm noktalarında meydana gelen yerdeğiştirmeler ile şekil değiştirmeler elde edilebilmektedir.

Artımsal itme analizi de DRAIN-2DX programı ile yapılabilen bir diğer çözümleme yöntemidir. Başlangıç kuvveti, başlangıç yerdeğiştirmesi veya başlangıç hızı tanımlanarak her adımda artarak etkiler altında meydana gelen yerdeğiştirme ve iç kuvvet değişiklikleri elde edilmektedir. Her adımda elemanlarda meydana gelen yerdeğiştirme ve kesme kuvveti değerleri ile yapının “itme eğrisi” oluşturulabilmektedir. Böylece yapının akma yerdeğiştirmesi, u_y , ve akma kuvveti, f_y , rahatlıkla hesaplanabilmektedir.

Doğrusal olmayan statik veya dinamik çözümlemelerin en son aşamasında, hasar görmüş yapının mod vektörleri ve periyotları da elde edilmektedir.

Program, istendiğinde P- Δ etkisini de dikkate alabilmektedir. Bunun için geometrik rijitlik matrisi her adım sonunda güncellenmektedir.

3.1.2 Modelleme yaklaşımları ve kullanılan elemanlar

DRAIN-2DX programında model oluşturmak, yapı sistemlerinin iki boyutlu çerçeve sistemler olarak tanımlanmasını esas almaktadır. Kolon – kiriş birleşim noktalarının düğüm noktaları olduğu kabulü ile yapı sistemine ait elemanları düğüm noktalarının koordinatları ile programa girilir. Düğüm noktaları X ve Y global eksenlerinde öteleme ve Z ekseninde dönme olarak 3 serbestlik derecesine sahip noktalar olarak kabul edilmektedir.

Yapının sahip olduğu kütle, kat kütleleri olarak hesaplanmaktadır. Kütle matrisi oluşturulurken, kat yüklerinin kata ait tüm düğüm noktalarına uygun oranlarda

dağıldığı kabulü yapılır.

YÇubuk elemanlar ile oluşturulmuş bir modelde, elemanların sahip oldukları farklı davranış özellikleri için program içerisinde önceden tanımlanmış eleman tipleri kullanılmaktadır. Doğrusal ya da doğrusal olmayan davranış özelliklerine sahip bu eleman tipleri P- Δ etkileri göz önüne alınıp alınmamasına tanımlanır. Elemanların tiplerine göre elastisite modülü, eylemsizlik momenti, rijitlikler, gerilme pekleşmesi oranı, sönüme etki edecek rijitlik faktörü (β), akma şekil değiştirmesi, akma momentleri, enkesit alanları, plastik mafsallık uzunlukları, rijit uç bölgelerine ait boylar girilerek yapı sisteminin elemanları tanımlanır (Toker, 2007). Bu çalışmada kolon ve kiriş elemanlarının tanımlanmasında Eleman Tip7, çerçeveleri birbirine bağlayan ve rijit diyafram hareketini temsil eden elemanlar ile dolgu duvarlarını temsil eden diyagonal basınç çubukları için Eleman Tip 9 kullanılmıştır.

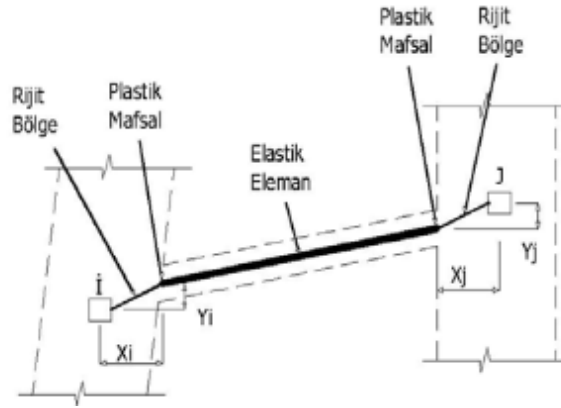
3.1.2.1 Eleman tip 7

DRAIN-2DX programında, iki ucunda yoğunlaşmış plastik mafsallara sahip olması beklenen elemanlar Tip-2 veya Tip-7 ile modellenir. Bu elemanlar, betonarme kolon, kiriş ve perdelerden oluşmakta olup, Tip-2 çift doğrulu; Tip-7 ise rijitliği azalan çevrimsel davranışı tanımlamaktadır. Aynı zamanda simetrik olmayan enkesitlere sahip kiriş ve perdeleri de temsil edebilmektedir.

Eleman Tip 7'nin uç noktalarında bulunan mafsallık uzunlukları ile rijit bölge boyları programa girilebilmektedir. Aynı şekilde, elastik kesme alanları tanımlanarak, elastik şekil değiştirmeler analize dahil edilebilmektedir. Çubuk elemanların analizi plastik mafsallık kabulüne göre yapıldığı halde, elemanların girdileri, uç kesitlerindeki moment – eğrilik ilişkisine bağlı olmaktadır. Uç noktalarında sahip oldukları eğilme rijitlikleri pozitif ve negatif moment değerlerine göre değişebilmekle beraber, çubuk orta noktalarına genişletilebilmektedir. Plastik mafsallık uzunlukları eleman kesitlerinin özelliklerine göre değişebilmektedir. Bu çalışmada plastik mafsallık boyu, çalışan kesit boyuna eşit olarak alınmaktadır (Celep, 2008).

Çubukta meydana gelecek akmalara sadece plastik mafsallık bölgelerinde meydana geldiği kabul edilmektedir (Şekil 3.1). Plastik mafsallık hipotezi olarak bilinen bu kabul, mesnede yakın bölgelerde eğilme momentinin büyük olmasından dolayı elastik ötesi plastik dönmelerin, bu bölgelerde meydana geleceği, bunun dışındaki bölgelerde ise çubuğun doğrusal elastik davrandığı varsayımına dayanmaktadır

(Arslan ve diğ., 2008). Programda, uç bölgelerinde plastik mafsallar, farklı eğilme rijitliklerine ve momentin pozitif ve negatif eğilme değerlerine göre farklı akma dayanımlarına sahip olabilmektedir. Elemanlar çatlamamış kesit modeli yerine eleman uç noktaları çatlamış kesit olarak kabul edilmektedir. Elemanlarda akmanın, elastik olmayan eksenel şekil değiştirmeler olmadan sadece eğilmeden dolayı meydana geldiği varsayımı yapılmaktadır.



Şekil 3.1 : Eleman Tip 7 plastik mafsal boyu.

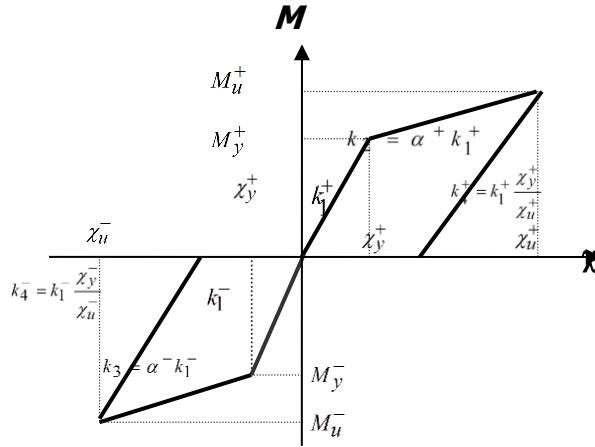
Çubuk elemanlardaki yük – şekil değiştirme ilişkisinde kafes sistem elemanlarının geometrik rijitlik özellikleri temel alınmıştır. Geometrik rijitlik ifadesi, eksenel kuvvetten dolayı meydana gelen şekil değiştirmeler, büyük yerdeştirmeleri, elemanlardaki doğrusal elastik şekil değiştirmelerini kapsamaktadır. Elemanlarda veya sistemde meydana gelen şekil değiştirmeler küçük ise, eksenel kuvvet ile diğer kesit tesirlerine maruz elemanlarda, eksenel kuvvet ve kesit tesirleri arasındaki etkileşim ihmal edilir (Ay ve Durmuş, 2002). Geometrik rijitlik, eksenel kuvvetlerle şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi ifade etmektedir. Bu yaklaşım, tam olarak doğrusal kiriş – kolon elemanlarının davranışını yansıtmıyor olsa da, yapılarıdaki çubuk elemanlarının $P - \Delta$ ilişkisini tanımlamak için yeterlilik sağlamaktadır. İstenildiği takdirde, daha yakınsak bir analizin yapılması için çubuk elemanlar parçalara ayrılarak tanımlanabilir.

Elemanların rijitlik matrisleri, doğrusal ve doğrusal olmayan bileşenlerden oluşmaktadır. Bunun nedeni, elemanın hem doğrusal elastik davranan bölgelere hem de plastik davranış gösteren plastik mafsallara sahip olmasıdır. Elastik bileşenler bütün analiz boyunca doğrusal elastik davranış göstermekte olup, doğrusal olmayan bileşenler elemanda meydana gelen momentin akma dayanımını aştığı durumda aktif olmaktadır.

Eleman Tip 7’de plastik mafsallar için belirli bir histeretik çevrim modeli tanımlanmıştır. Rijitlik matrisinin doğrusal olmayan davranışını temsil eden doğrusal olmayan bileşenleri, plastik mafsal bölgelerinde tanımlanmış rijit elemanlardan meydana gelmektedir. Bu rijit elemanların tekrarlı yükler altındaki davranış özellikleri Takeda’nın histeretik modeline dayanmaktadır. 1972’de tanımlanan bu model, üç doğrulu bir iskelete sahip olup, betonda yükleme sonrası meydana gelen çatlak ve akmaların sistemin rijitliği üzerine etkileri göz önüne alınmaktadır (Filippou, D’Ambrisi, Issa, 1992). Başlangıç olarak doğrusal elastik davranışı temel alan çevrimde, akma noktasının koordinatını belirlemek için akma momenti, $M_y^{+,-}$ ve o momente karşılık gelen akma eğriliği, $\phi_y^{+,-}$ kullanılarak başlangıç rijitliği hesaplanmaktadır.

$$k_1 = \frac{M_y^{+,-}}{\phi_y^{+,-}} \quad (3.1)$$

Diyagramda akma momenti aşıldığı durumda, eleman rijitliği azalmaktadır (Şekil 3.2). Akma sonrası rijitliğin pozitif ve negatif momentlerde tanımlanması için, kullanıcı tarafından belirlenen bir yüzde oranı (α^+ , α^-) kullanılmaktadır.



Şekil 3.2 : Histeretik modelde moment – eğrilik diyagramı.

Rijitliği azalan modelde, yük boşaltma durumundaki rijitliğin hesabında, elemanın başlangıç rijitliği ile boşaltmadan önce yaptığı maksimum eğrilik, $\phi_m^{+,-}$, ve akma eğriliklerinin bir fonksiyonunu kullanmaktadır.

$$k_4^{+,-} = k_1^{+,-} \left(\frac{\phi_y^{+,-}}{\phi_m^{+,-}} \right)^{\gamma^{+,-}} \quad (3.2)$$

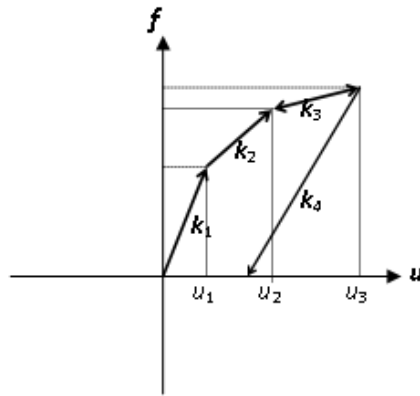
Kullanıcı tarafından belirlenen boşaltma durumundaki rijitlik azaltma faktörü γ^{+-} ifadesi ile gösterilmiştir.

3.1.2.2 Eleman tip 9

Çerçevelerin birbirleri ile bağlantısında ve taşıyıcı olmayan dolgu duvar modellemesinde, basit doğrusal olmayan eleman olarak tanımlanan Eleman Tip 9 kullanılmaktadır.

Çerçeve hizalarından bağlanan Eleman Tip 9, sadece eksenel kuvvet taşıyan ve basınç veya çekme kuvveti taşıyacak şekilde modellenen özelliğine sahip elemanlardır. Basınç çubuğu olarak tanımlandığı takdirde, çekme kuvveti taşıma özelliği bulunmamakta, aynı şekilde çekme çubuğu olarak tanımlandığı takdirde de basınç kuvveti taşımamaktadır. Bu elemanların başlangıç rijitlikleri, taşıyıcı sistem elemanlarına göre oldukça yüksek tanımlanmak suretiyle hesaplama esnasında elastik davranmaları sağlanmaktadır. Dolgu duvarların tanımlanmasında bu tip elemanlarının kullanılmasının nedeni bu özelliğe sahip olmalarıdır.

Eleman Tip 9 çubuklarının yük – şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.3’de gösterildiği gibi, başlangıç rijitlikleri, boşluklu tuğla özelliklerine uygun olarak seçilmiş, çatlamadan sonra ise yük taşımadıkları kabul edilmiştir. Elemanlara pozitif yönde ön yükleme yapılabilen ya da negatif yönde yerdeğiştirme verilerek öngerme tanımlanabilmektedir. Bu elemanlardaki $P - \Delta$ ilişkisinde ikinci mertebe etkileri göz önünde bulundurulmamaktadır.



Şekil 3.3 : Eleman Tip 9 yük – şekil değiştirme diyagramı.

Sistemin sönüm matrisi,

$$[C] = \Sigma \alpha_i [M] + \Sigma \beta_j [K\beta] \quad (3.3)$$

şeklinde kütle matrisi ve rijitlik matrisi ile orantılı olarak tanımlanmaktadır. Bu eşitlikte kütle, sönüme bağlı olarak her düğüm noktasında ($\alpha[M]$) değeri kadar sönümlenme oluşturur. α değerleri istendiği takdirde her düğüm noktası için tek tek farklı değerlerde tanımlanabilir. Rijitlik de yine sönüme bağlı olarak sönüm oluşturur. β değerleri de her eleman grubu için farklı değerler alabilir. Rijitlik matrisi, $[K\beta]$, her eleman için sabit kalır ve çoğu eleman için $[K\beta]$ başlangıç rijitliğine eşit olur (Toker, 2007).

3.1.3 Program çıktıları ve değerlendirilmesi

Oluşturulan modelde, hangi yükler altında hangi analizlerin yapılacağı belirlenmektedir. Analizin uygulanacağı adım sayıları, zaman aralıkları gibi parametreler kullanıcı tarafından programa girilmektedir. Analiz, bütün yükler etkitildikten sonra ya da belirtilen bir yerdeğiştirme değerine ulaşıldığı durumda sonlanmaktadır.

Statik veya dinamik analiz sonucunda elde edilecek sonuçlar, modeldeki düğüm noktalarının her adım sonunda ulaştığı yerdeğiştirme değerleri, elemanların her adım sonunda sahip oldukları iç kuvvetler, sistemin doğal titreşim periyotları şeklinde olmaktadır. Düğüm noktalarının yaptığı yerdeğiştirmeler ve elemanlarda meydana gelen iç kuvvetler zamana bağlı olarak elde edilmektedir. Elemanların yük- şekil değıştirme diyagramı program sonuçları ile oluşturulabilmektedir. Aynı zamanda hız ve ivme değışimleri, düğüm noktalarına ait yer değıştirme zarfları, eleman dönme değeri, plastik mafsall oluşum sıraları ve konumları da alınabilmektedir.

3.2 Yapay Yer Hareketlerinin Üretilmesi: TARSC THS

3.2.1 Programın temel özellikleri

Yapay yer hareketlerini üretmek için Papageorgiou ve diğ. (2000) tarafından geliştirilmiş olan TARSC THS yazılımı kullanılmıştır. Teorik olarak Deodatis (1996)'in çalışmasını esas almakta olan bu yazılımla, karşılık spektrumu elastik tasarım ivme spektrumuna benzeyen yapay kayıtlar üretmek mümkün olmaktadır. Yazılımda “Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu” kullanılmak suretiyle yönetmelikteki tasarım spektrumuna iteratif bir yöntemle yaklaşmayı amaçlayan bir

algoritma kullanılmaktadır. İlk adım olarak farklı faz açıları için rastgele sinüzoidal hareketler üretilmektedir. Herhangi bir rastgele süreci,

$$\ddot{x}(t) = \sum_{n=1}^N A_n \sin(w_n t + \varphi_n) \quad (3.4)$$

w_n : Açısal frekans

φ_n : $0 < t < 2\pi$ aralığında $1/2\pi$ şiddetinde düzgün dağılımlı olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip rastgele faz açıları

A_n : Genlik $\longrightarrow$ Spektral güç yoğunluk fonksiyonuna $G(w)$ bağlı

olmak üzere yukarıdaki şekilde genel bir ifade ile tanımlamak mümkündür. Tasarım ivme spektrumundan bulunan güç spektrum yoğunluk fonksiyonu, uygun bir filtre fonksiyonu ile filtrelendikten sonra rastgele faz açıları ile birleştirilerek sinüzoidal hareketler türetilmektedir.

Üretilen bu sinüzoidal sinyaller toplanarak uygun bir $\beta(t)$ deterministik zarf fonksiyonu ile çarpılmakta ve böylece yapay bir kayıt elde edilmektedir.

$$\ddot{x}(t) = \beta(t) \sum_n A_n \sin(w_n t + \varphi_n) \quad (3.5)$$

Belirli frekans değerlerinde ve adım sayısında iteratif bir yöntem kullanılarak, tasarım ivme spektrumu ile karşılık spektrumunun yaklaştırılması sağlanmaktadır. Yazılımın kullandığı bu yöntemde, seçilen frekans değerlerinde karşılık spektrumu ile tasarım ivme spektrumunun ordinatları arasındaki ölçekleme katsayısı hesaplanmaktadır. Burada, belirli bir zaman aralığında üretilmiş olan kayıtların güç spektral yoğunluk fonksiyonunun

$$G(w_n) \cong \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{\left| \int_0^{n\Delta t} x_r(t) e^{-i w_n t} dt \right|^2}{2\pi n \Delta t} \quad (3.6)$$

olduğu göz önünde bulundurularak elde edilen ölçeklenme katsayısının karesi ile güç spektral yoğunluk fonksiyonu ayarlanarak kayıt düzeltilmektedir.

$$G(w_n)_{i+1} = G(w_n)_i \left[\frac{S_a(w_n)}{S_{a,t}(w_n)} \right]^2 \quad (3.7)$$

İterasyonun son adımında yeterli yaklaşıklık sağlandığında elde edilmiş olan frekans tanım alanındaki güç spektral yoğunluk fonksiyonundan zaman tanım alanına geçerken,

$$a(t) = \sum_{n=1}^N 2\sqrt{G(w_n) \cdot \Delta w_n} \sin(w_n t + \varphi_n) \quad (3.8)$$

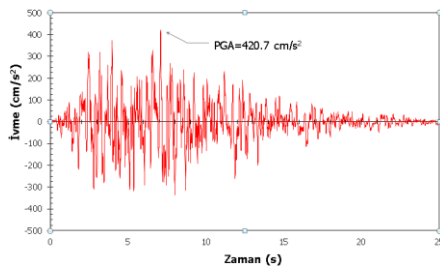
harmonik model fonksiyonları kullanılmakta ve programın sonunda yapay yer hareketi kaydı $a(t)$ üretilmiş olmaktadır.

3.2.2 Üretilen deprem toplumu ve karakteristikleri

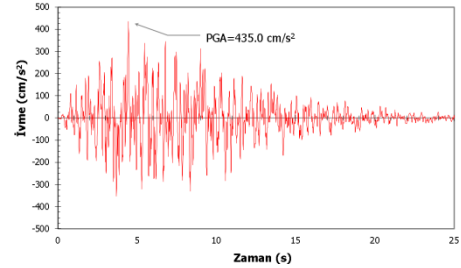
TARSCTHS yazılımı kullanılarak üretilen 7 adet yapay yer hareketleri için DBHBHY’de tanımlanan %5 sönümlü ve 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım spektrumu esas alınmaktadır. Konut binalarının birinci derece deprem bölgesinde ($A_0 = 0.4g$) ve Z2 yerel zemin sınıfında ($T_A = 0.15s$ ve $T_B = 0.40s$) bulunduğu kabulü yapılmaktadır.

Yönetmelik koşulları göz önünde bulundurularak, yapay yer hareketlerinin her birinde zaman aralığı $\Delta t = 0.005s$ için 4000 adet ivme değeri üretilerek, toplamda süresi 25s olan ivme izleri elde edilmektedir. Böylece DBHBHY’de yer alan yapay deprem yer hareketleri koşullarından ilki olan, kuvvetli yer hareketi kısmının süresi 15 saniyeden fazla olması kuralı sağlanmış olmaktadır.

Üretilen 7 adet deprem yapay depremin ivme kayıtları Şekil 3.4’de sırası ile gösterilmektedir.

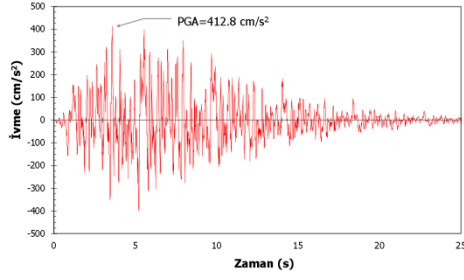


a)Yapay Deprem Kaydı-1

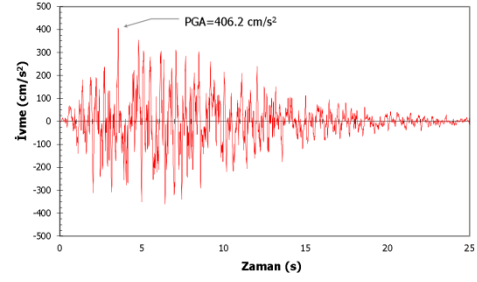


b) Yapay Deprem Kaydı -2

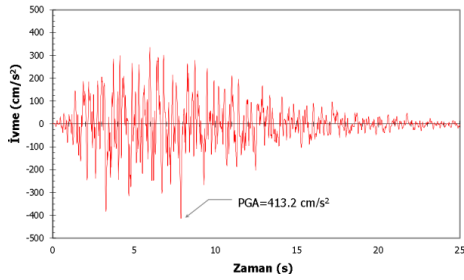
Şekil 3.4 : Yapay yer hareketlerine ait ivme izleri.



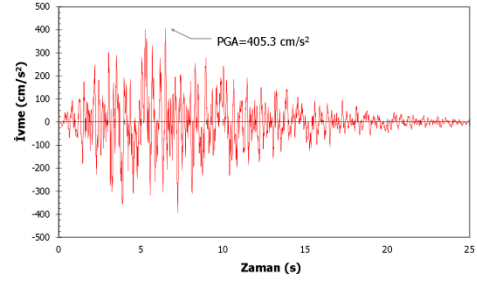
a)Yapay Deprem Kaydı-3



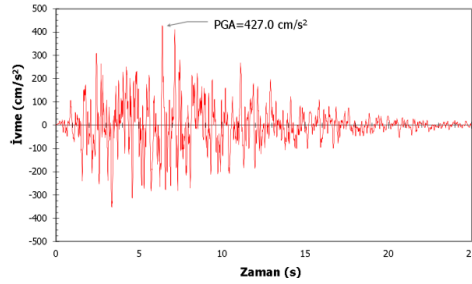
b) Yapay Deprem Kaydı -4



c)Yapay Deprem Kaydı-5



d) Yapay Deprem Kaydı -6



d)Yapay Deprem Kaydı-7

Şekil 3.4 : Yapay yer hareketlerine ait ivme izleri (devamı).

Üretilen yapay yer hareketlerine ait en büyük ivme değerleri a_{maks} ile hesaplanan Mühendislik Şiddetlerinin etkin ivme a_{eff} , etkin süre t_{eff} ve Housner Şiddeti $SI_{0.2}$ Çizelge 3.1’de gösterilmiştir.

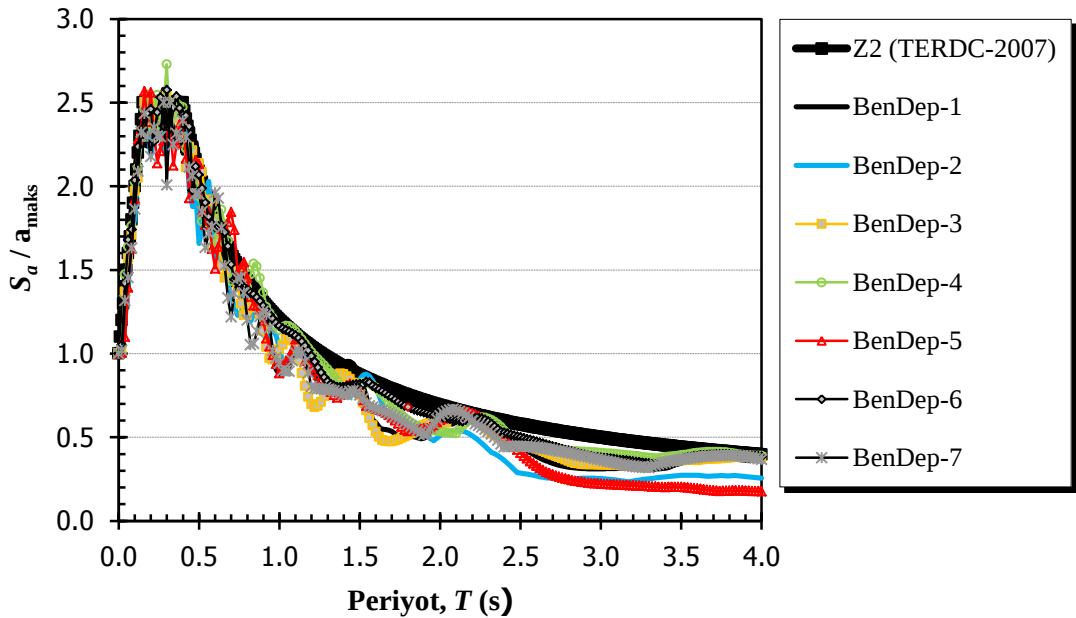
Çizelge 3.1: Üretilen yapay yer hareketlerinin özellikleri.

Deprem Adı	a_{maks}	a_{eff}	t_{eff}	$SI_{0.2}$
YapYer-1	459.6	225.0	9.55	125.26
YapYer -2	367.3	205.0	9.04	101.76
YapYer -3	381.9	215.0	9.53	108.70
YapYer -4	465.8	232.5	9.39	116.17
YapYer -5	414.9	216.5	9.67	104.46
YapYer -6	415.7	228.3	9.62	110.75
YapYer -7	396.0	222.0	9.50	106.46
ORTALAMA	414.5	220.6	9.47	110.51

Yapay yer hareketlerinin ivme değeri ortalamasının 414.5 cm/s² olması ile DBHBHY’de belirtilen A_{0g} ’den büyük olma koşulu sağlanmaktadır. Yapay yer hareketlerinin uygunluğu ise gerçek deprem kayıtları ile karşılaştırılarak incelenmiştir. Örneğin 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde alınan Yarımcı-DB kaydına göre Housner Şiddeti 104.5 cm olmaktadır. 12 Kasım 1999 Düzce depreminin Bolu-KG kaydında ise Housner Şiddetinin 160.8cm olduğu görülmektedir. Her iki kayıt için ivme izi 0.40g’ye göre düzenlendiğinde sırası ile 127.3 cm ve 85.3 cm Housner Şiddetleri elde edilmektedir.

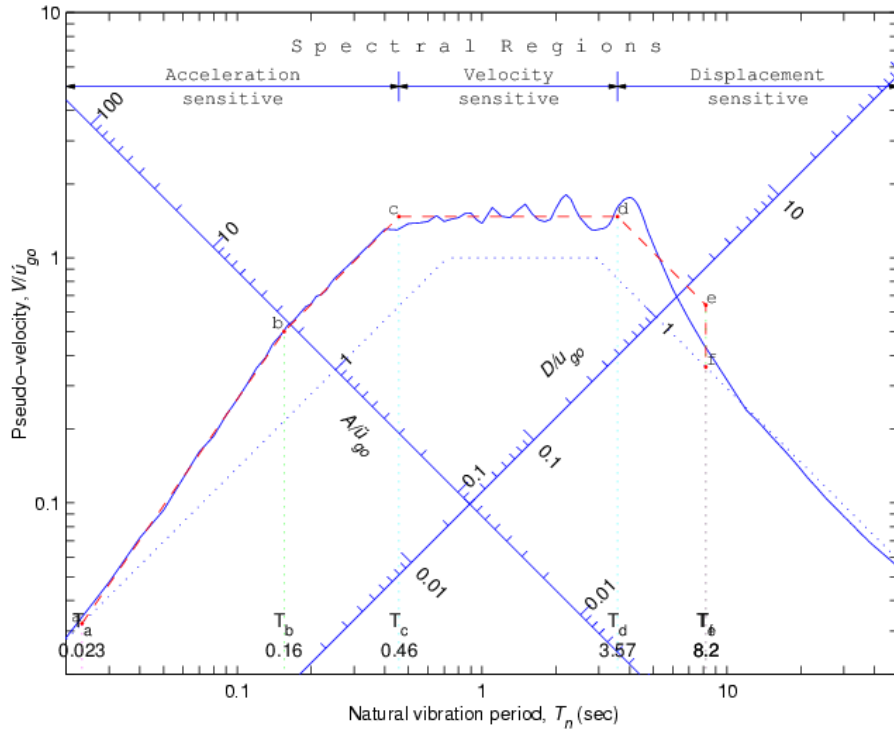
Oluşturulan yer hareketlerinin DBHBHY’deki her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 ’e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, elastik spektral ivmelerinin %90’ından daha az olmaması koşulunun Bölüm 4’de yapılan hesaplamalar sonucunda elde edilen bina periyotlarına göre tartışılmaktadır.

Yapay depremlerden elde edilen ivme spektrumlarının Z2 yerel zemin sınıfına ait tasarım spektrumu ile karşılaştırılması Şekil 3.5’de verilmektedir.



Şekil 3.5 : İvme spektrumlarının Z2 tasarım spektrumu ile karşılaştırılması

Yapay yer hareketleri kullanılarak oluşturulan ve ivme, hız ve yerdeğiştirmeye duyarlı bölgelerin ve periyot aralıklarının gösterildiği üç parçalı elastik tasarım spektrumu ise Şekil 3.6’da gösterilmiştir.



Şekil 3.6 : Yapay yer hareketlerinin üç parçalı tasarım spektrumu.

4. MEVCUT BİR YAPI TOPLUMUNDA CR İSTEMLERİNİN ELDE EDİLMESİ

Bu çalışmada Türkiye'nin çeşitli bölgelerinden, bulundukları zemin cinsi Z2 zemine uygun olan 5 adet betonarme binanın doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri, C_R katsayıları, araştırılmaktadır.

4.1 Hesap Aşamaları

- Mevcut yapıların projeleri ve kat planlarından yararlanılarak DRAIN-2DX programında yapının X-X ve Y-Y yönleri ayrı ayrı olmak üzere düzlem çerçeve modelleri oluşturulmaktadır. Taşıyıcı olan kolon ve kiriş elemanlar Bölüm 3.1'de belirtilen Eleman Tip-7 ile, çerçeve bağlantı elemanları ve duvarları temsil eden çubuk elemanlar Eleman Tip-9 ile tanımlanmaktadır.
- DRAIN-2DX'de kurulan modellere Bölüm 3.2'de bahsedilen TARSCTHS programı kullanılarak elde edilen 7 adet yapay yer hareketinin ivme - zaman değişimi etki edilmektedir. Her bir çerçeveye ayrı ayrı etkitilen 7 adet deprem ile DRAIN-2DX'de zaman tanım alanında çözümleri yapılmakta, böylelikle hem yapının doğal titreşim periyotları ve efektif modal kütle katsayıları elde edilmekte hem de etkitilen yer hareketleri altında çerçevelerde meydana gelen ortalama maksimum yerdeğiştirme, u_m , ve ortalama maksimum taban kesme kuvveti, V_m , değerleri elde edilmektedir.
- Zaman tanım alanında çözüm yapıldıktan sonra yapının akma yerdeğiştirmesi, u_y , ve akma kesme kuvveti, V_y , değerlerini bulmak için artımsal itme analizi DRAIN-2DX programı ile modele uygulanmaktadır. Yapının birinci titreşim moduna uygun olarak monotonik şekilde arttırılan yükler, en üst kat yerdeğiştirmesinin 20cm (özel bir durumdan dolayı sadece bir binada 30cm) değerine ulaşana dek etkitilmektedir. Artımsal itme analizi sonucunda yapının 20s boyunca taban kesme kuvveti - tepe yerdeğiştirmesi değerleri elde edilerek itme eğrisi oluşturulmaktadır. Bölüm 2.4.2.1'de belirtilen eşit alanlar kuralından yararlanılarak itme eğrisi iki doğrulu bir

ilişki olarak idealleştirilmekte ve yapının akma yerdeğiştirmesi ve akma taban kesme kuvveti belirlenebilmektedir.

- Yapının sahip olduğu birinci doğal titreşim periyodu ve bu periyoda ait efektif kütle katsayıları kullanılarak MUTO yöntemi ile yapının doğrusal elastik analizi yapılmaktadır. Katlara etkiyen elastik yatay kuvvetler ise efektif modal kütleler kullanılarak;

$$V_{Ti} = m \times M_i \times S_a(T_{1i}) \quad (4.1)$$

$$V_{elastik} = \sum_{i=1}^N V_{Ti} \quad (4.2)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Her kata gelen yatay yükleri ise $V_{elastik}$ yatay yükü katların birinci doğal titreşim periyodunda sahip olduğu mod vektörleri oranına göre dağıtılarak hesaplanmaktadır.

$$V_i = \frac{\phi_{1i}}{\sum_{i=1}^N \phi_{1i}} \times V_{elastik} \quad (4.3)$$

Her kata gelen yatay kesme kuvveti elde edildikten sonra kat rijitlikleri kullanılarak kat yerdeğiştirmeleri ve dolayısıyla tepe noktasının kat yerdeğiştirmesi, u_0 , elde edilmektedir.

- Yapıya ait elastik yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti, maksimum yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti hesaplandıktan sonra yapının sahip olduğu doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi C_R (4.4) kullanılarak elde edilmektedir.

$$C_R = \frac{V_m}{V_0} \quad (4.4)$$

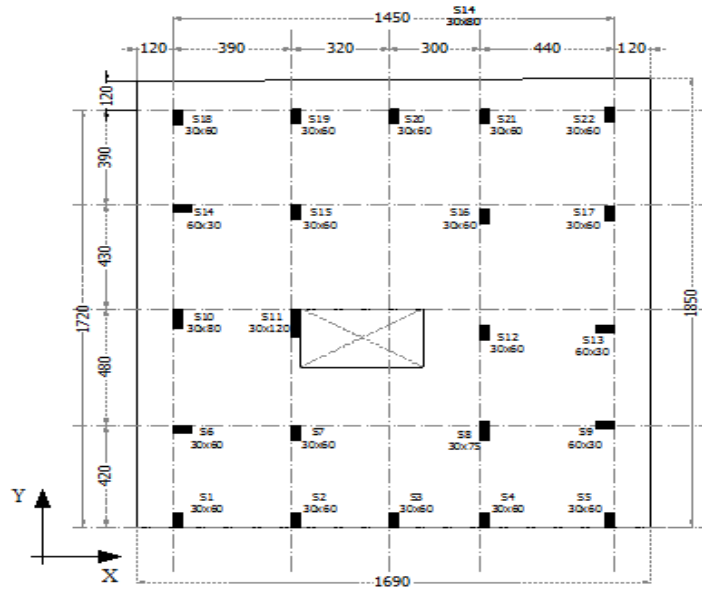
- Analiz sonuçları ile elde edilen C_R değerleri, Taşkın ve diğ. (2008)'de yapılan çalışmada elde edilen LMSR ampirik formül katsayıları ile TARSCTHS programı kullanılarak oluşturulan 3 parçalı tasarım spektrumundaki T_c periyodu kullanılarak hesaplanan C_R değerleri ile karşılaştırılmaktadır.

Hesap aşamaları sonucunda elde edilen C_R istemleri ve karşılaştırma sonuçları Bölüm 5'de bulunmaktadır.

4.2 Mevcut Yapılar

4.2.1 Arnavutköy binası

İstanbul ili, Arnavutköy İlçesinde bulunan bina, zemin kat+3 normal kattan oluşmak kaydıyla toplam 4 katlı betonarme bir yapıdır. Dikdörtgen bir plana sahip binanın boyutları temelde 14.50m×17.20m olup, toplam 250 m² oturum alanına sahiptir. Zemin kat tavanından itibaren binanın serbest üç cephesi üzerinde 120şer cm açıklıklı konsollar düzenlenmek suretiyle normal katların alanları yaklaşık 313 m²'ye büyütülmüştür. Binada kat yükseklikleri eşit teşkil edilmiş olup her bir kat için 2.80 m' dir. Binadaki betonarme döşemeler kirişlere mesnetli plaklar ile teşkil edilmiş olup, plak kalınlıkları $h_f=10\text{cm}$ dir. Kiriş enkesit boyutları değişken olmakla birlikte genelde $b_w/h=20/50$ (cm/cm) ölçülerindedir. Bir kat içerisinde toplam 22 adet betonarme kolon düzenlenmiş olup, bunlardan 19 adedi 30×50 (cm×cm) enkesit boyutlarına; diğer üçü ise 30×70; 30×80 ve 30×120 ölçülerine sahiptir. Binanın düşey taşıyıcılarına ait yerleşim planı ve yapıda kabul edilen X ve Y yönleri Şekil 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1 : Arnavutköy Binası kat planı.

Binada kullanılan malzemelerin belirlenmesinde yapılan araştırmalar sonucunda C12 sınıfında betonunun kullanıldığı tespit edilmiştir. Donatı çeliği için ise S220 çelik malzemenin kullanıldığı görülmektedir.

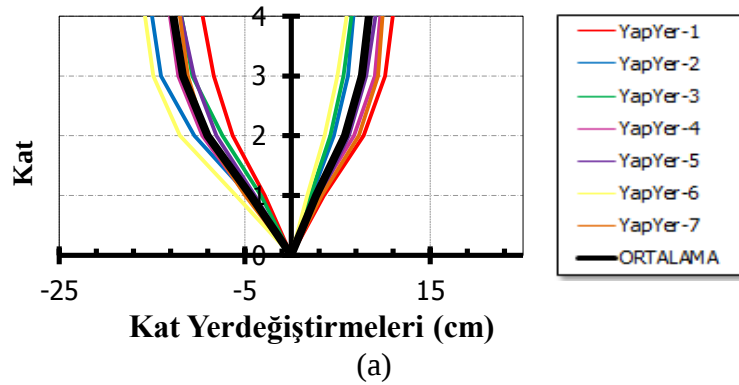
Yapının DRAIN-2DX'de oluşturulan X ve Y yönündeki çerçeveleri Şekil 4.2'de gösterilmektedir.

Oluşturulan modele etki eden 7 yapay yer hareketi etkisinde yapılan zaman tanım alanında analiz sonucunda, Çizelge 4.1’de gösterildiği gibi yapının birinci doğal titreşim periyodu ve maksimum ve minimum tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri ile ortalama tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir.

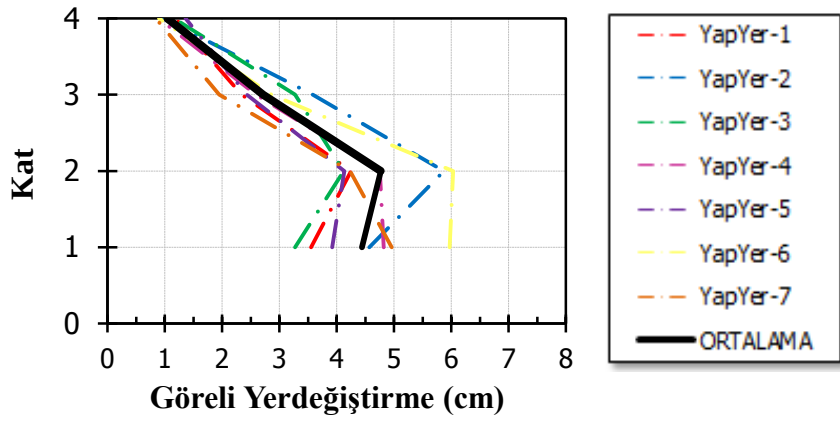
Çizelge 4.1 : Arnavutköy Binası yönlerle göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri.

Yapay Depremler		X-X Yönü ($T_1 = 0.47s$)		Y-Y Yönü ($T_1 = 0.43s$)	
		u_{mak}	V_{mak}	u_{mak}	V_{mak}
YapYer -1	max	0.109	1145.30	0.113	1398.30
	min	-0.095	-1098.20	-0.100	-1237.30
YapYer -2	max	0.067	1237.50	0.058	1384.10
	min	-0.150	-1067.90	-0.140	-1235.20
YapYer -3	max	0.065	1194.90	0.064	1372.80
	min	-0.118	-1187.20	-0.115	-1361.00
YapYer -4	max	0.096	1251.00	0.092	1673.70
	min	-0.130	-1189.90	-0.120	-1409.10
YapYer -5	max	0.091	1188.00	0.096	1423.80
	min	-0.118	-1183.10	-0.086	-1401.40
YapYer -6	max	0.060	1300.50	0.063	1576.90
	min	-0.158	-1051.80	-0.149	-1148.90
YapYer -7	max	0.098	1338.10	0.093	1445.00
	min	-0.120	-1229.00	-0.101	-1365.00
ORTALAMA	mutlak değer	0.129	1236.47	0.119	1467.80

Zamanım tanım alanında analiz sonucunda katlarda meydana gelen toplam yerdeğiştirmeler ve görelı yerdeğiştirmeler kat – yerdeğiştirme grafikleri üzerinde gösterilmektedir (Şekil 4.3-4.4).

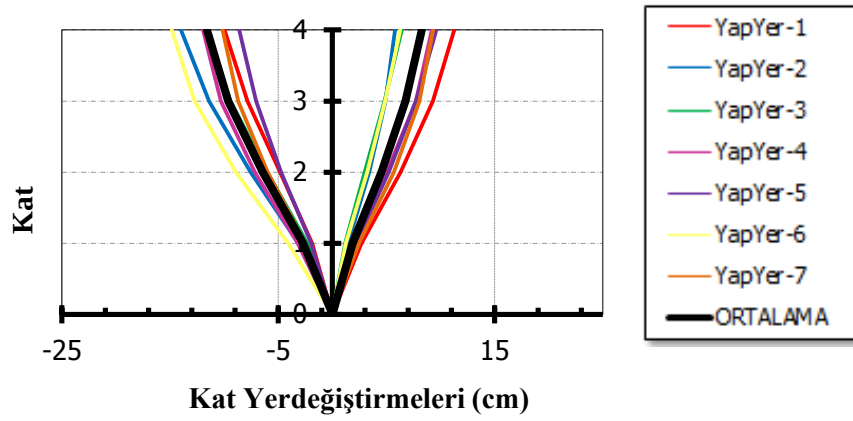


Şekil 4.3 : Arnavutköy Binası X-X yönü yapay yer hareketleri altında (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görelı kat yerdeğiştirmeleri.

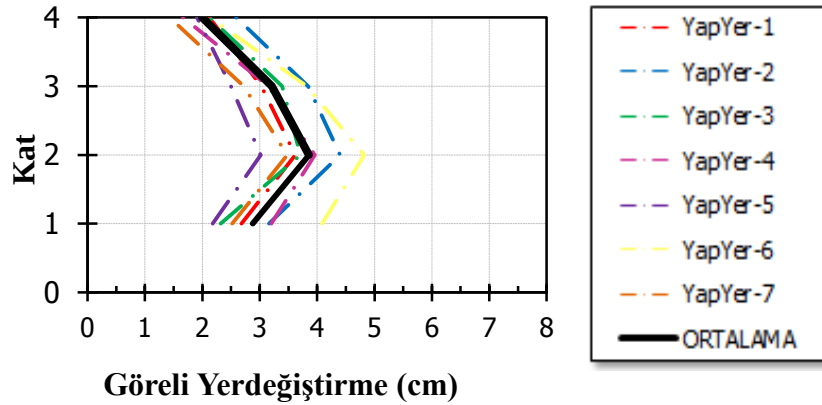


(b)

Şekil 4.3 : Arnavutköy Binası X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri (devamı).



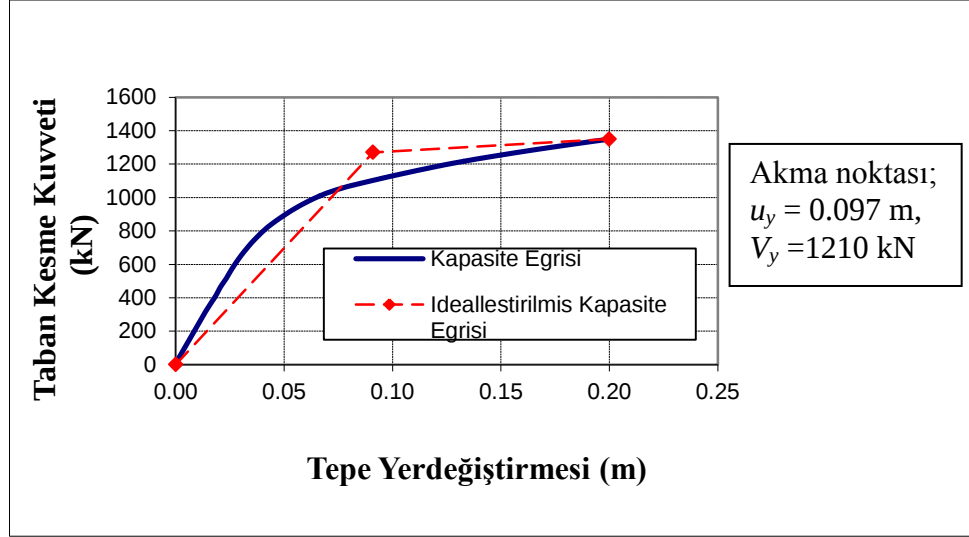
(a)



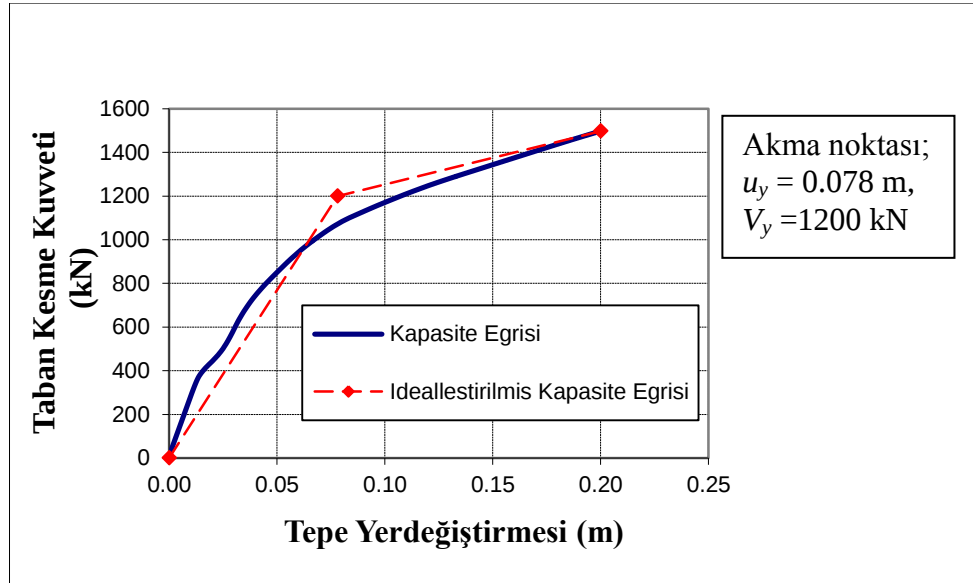
(b)

Şekil 4.4 : Arnavutköy Binası Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.

Bina için hesaplanan akma yerdeğiştirmesi ve akma dayanımının hesaplanması için DRAIN-2DX’de birinci mod şekline göre artırsal ykleme analizi yapılmıştır. X ve Y yönleri için yapılan analiz sonucunda elde edilen *itme eğrileri* şekil 4.5’de gösterilmektedir.



(a) X-X Yönü



(b) Y-Y Yönü

şekil 4.5 : Arnavutköy Binası itme analizi sonucu.

Yapının elastik davranışının belirlenmesi için MUTO yöntemi kullanılarak katlara etkiyen kesme kuvvetleri ve katlarda meydana gelen elastik yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. Hesap sırasında yapının sahip olduğu doğal titreşim periyotları, birinci doğal titreşim periyoduna ait mod şekilleri ve efektif modal kütle katsayıları ile hesap sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 4.2 – 4.5’de verilmektedir.

Çizelge 4.2 : Arnavutköy Binası X –X yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	<i>V_T(kN)</i>	<i>V₀ (kN) (SRSS)</i>	<i>V_{ielastik} (kN)</i>
3	1.000	0.477	0.861	9232.50	9317.85	3389.54
2	0.860	0.161	0.099	1222.40		2915.01
1	0.611	0.097	0.031	288.99		2071.01
ZK	0.278	0.073	0.009	74.65		942.29

Çizelge 4.3 : Arnavutköy Binası X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	<i>V_i</i>	<i>ΣD_{ij}</i>	<i>u_{ielastik} (m)</i>	<i>u₀ (m)</i>
3	3389.54	160861.23	0.021	0.151
2	6304.55	160861.23	0.039	
1	8375.56	160861.23	0.052	
ZK	9317.85	241762.45	0.038	

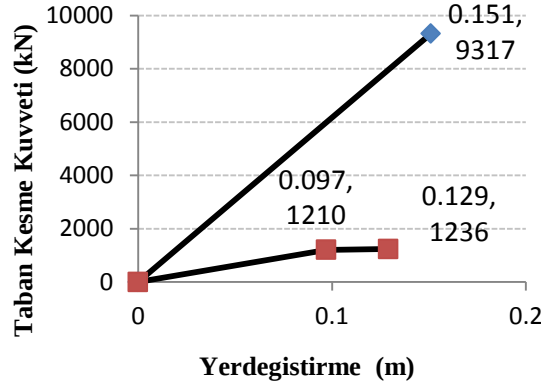
Çizelge 4.4 : Arnavutköy Binası Y –Y yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	<i>V_T(kN)</i>	<i>V₀ (kN) (SRSS)</i>	<i>V_{ielastik} (kN)</i>
1	1.000	0.432	0.813	9250.96	9358.92	3668.72
2	0.816	0.136	0.117	1347.33		2993.68
3	0.534	0.073	0.051	423.02		1959.10
ZK	0.201	0.048	0.018	121.29		737.41

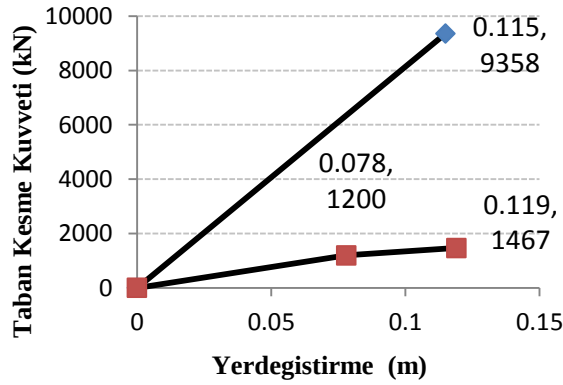
Çizelge 4.5 : Arnavutköy Binası Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	<i>V_i</i>	<i>ΣD_{ij}</i>	<i>u_{ielastik} (m)</i>	<i>u₀ (m)</i>
3	3668.72	195860.35	0.019	0.115
2	2993.68	195860.35	0.034	
1	1959.10	195860.35	0.044	
ZK	737.41	521690.27	0.018	

Yapılan analizler sonucunda yapının X ve Y yönleri için kuvvet – şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir (Şekil 4.6.).



(a)

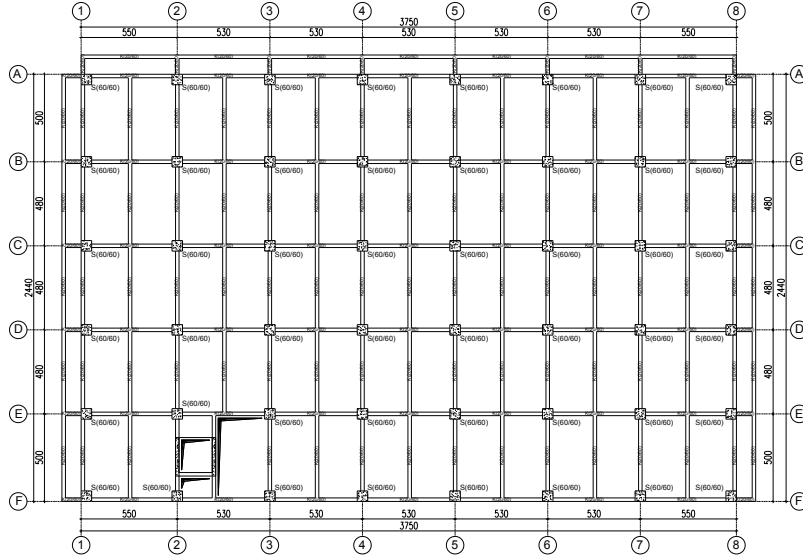


(b)

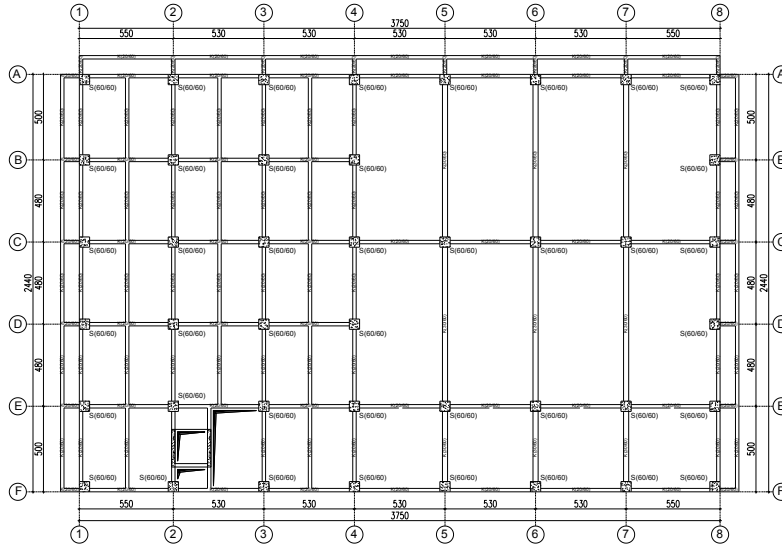
Şekil 4.6 : Arnavutköy Binası kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.

4.2.2 Bağcılar binası

İstanbul ili, Bağcılar İlçesinde bulunan bina, zemin kat+4 normal kat ve çatı katından oluşmak kaydıyla toplam 6 katlı betonarme bir yapıdır. Binada kat yükseklikleri, 0.15m döşeme yüksekliği ile, zemin kat için 4.1m, birinci kat için 2.65m, ikinci kat için 2.95m, üçüncü kat için 3.45m, dördüncü kat için 4.25m ve çatı katı için 3.60m'dir. Kiriş enkesit boyutları değişken olmakla birlikte zemin katında $b_w/h=25/60$ (cm/cm), diğer katlarda $b_w/h=20/60$ (cm/cm) ölçülerindedir. Zemin, birinci, ikinci, üçüncü katlarda 48 adet betonarme kolon düzenlenmiş olup, dördüncü katta kolon sayısı 42 olmaktadır. Kolon enkesit boyutları her katta aynı olup 60×60 ölçülerine sahiptir. Binanın düşey taşıyıcılarına ait yerleşim planı, zemin, ve ilk 3 normal kat için ve dördüncü kat için ayrı ayrı olarak Şekil 4.7 ve Şekil 4.8'de verilmiştir.



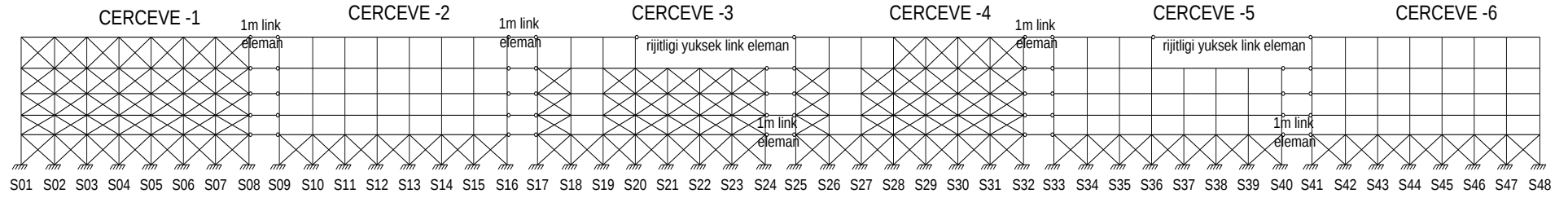
Şekil 4.7 : Bağcılar Binası zemin kat, 1., 2. ve 3. kat planı.



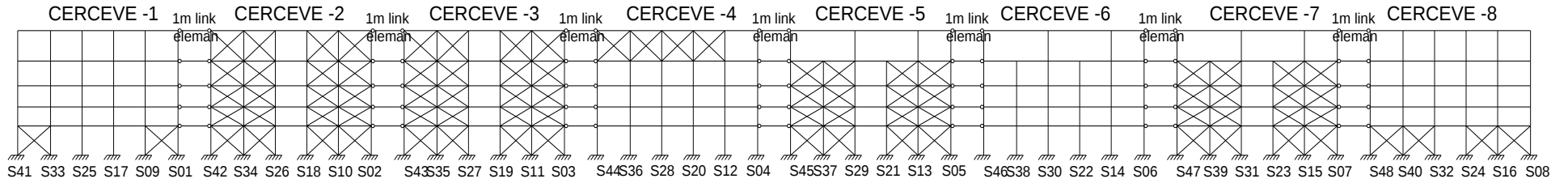
Şekil 4.8 : Bağcılar Binası 4. kat planı.

Binada kullanılan malzemelerin belirlenmesinde yapılan araştırmalar sonucunda zemin katta C16, diğer katlarda C20 sınıfında betonunun kullanıldığı tespit edilmiştir. Donatı çeliği için ise S420 çelik malzemenin kullanılmaktadır.

Yapının DRAIN-2DX’de oluşturulan X ve Y yönündeki çerçeveleri Şekil 4.9’da gösterilmektedir. Model oluşturulurken, çatı katı ağırlığı 4.kat ağırlığına dahil edilerek yapı 5 katlı düzlem çerçeveler olarak programa girilmektedir. 4.kat’da eksik kolon düzenlemesinden dolayı X-X çerçevesi yönünde çerçeveler arası bağlantının yeterli derecede sağlanması için rijitliği çok yüksek bir bağlantı elemanı kullanılmaktadır.



(a) X-X yönü çerçevesi



(b) Y-Y yönü çerçevesi

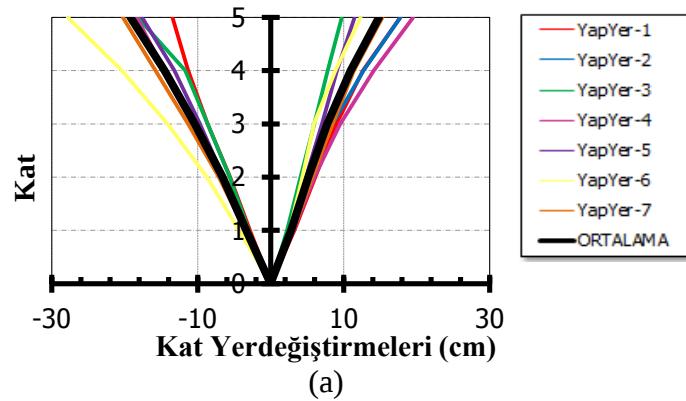
Şekil 4.9 : Bağcılar Belediye Binası DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.

Oluşturulan modele etki eden 7 yapay yer hareketleri etkisinde yapılan zaman tanım alanında analiz sonucunda, Çizelge 4.6'da gösterildiği gibi yapının birinci doğal titreşim periyodu ve maksimum ve minimum tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri ile ortalama tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir.

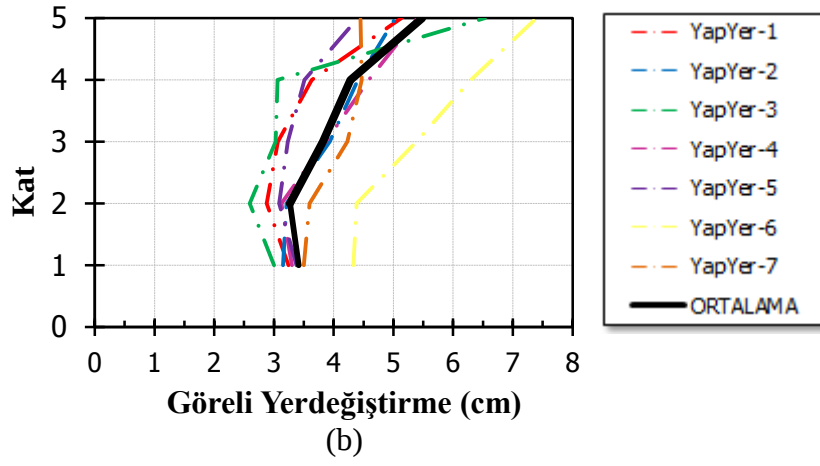
Çizelge 4.6 : Bağcılar Belediye Binası yönler göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri.

Yapay Depremler		X-X Yönü ($T_1 = 0.77s$)		Y-Y Yönü ($T_1 = 0.43s$)	
		u_{mak}	V_{mak}	u_{mak}	V_{mak}
YapYer -1	max	0.177	7546.0	0.182	7658.3
	min	-0.134	-8204.2	-0.137	-8383.9
YapYer -2	max	0.178	7560.1	0.184	7037.6
	min	-0.189	-7447.2	-0.186	-8011.7
YapYer -3	max	0.098	8703.7	0.101	9008.9
	min	-0.182	-6641.4	-0.191	-6416.5
YapYer -4	max	0.195	8330.3	0.1902	8458.8
	min	-0.184	-8128.8	-0.185	-8006.5
YapYer -5	max	0.115	8251.9	0.114	8387.1
	min	-0.176	-7375.5	-0.177	-7794.7
YapYer -6	max	0.123	9212.6	0.129	9129.2
	min	-0.278	-8204.3	-0.284	-8662.6
YapYer -7	max	0.153	8344.5	0.155	8220.4
	min	-0.203	-7884.0	-0.200	-7983.2
ORTALAMA	mutlak değer	0.200	8372.47	0.201	8514.29

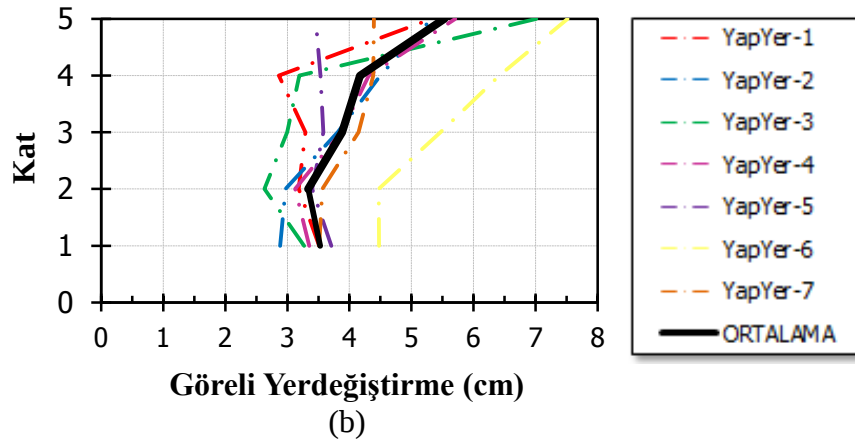
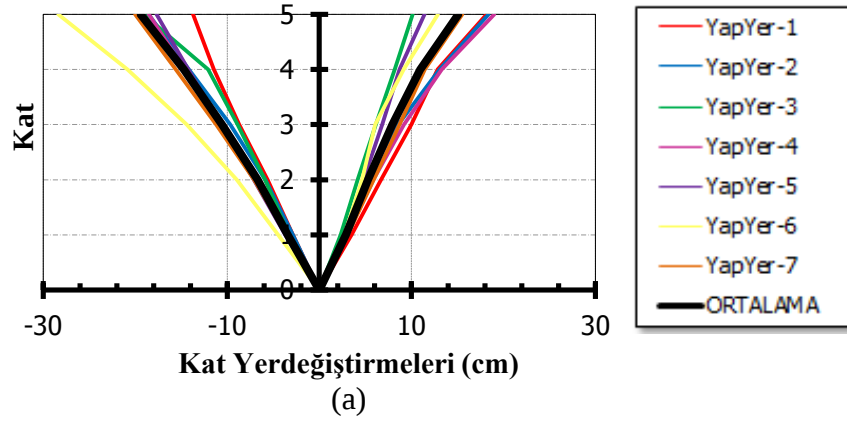
Zamanım tanım alanında analiz sonucunda katlarda meydana gelen toplam yerdeğiştirmeler ve görelî yerdeğiştirmeler kat – yerdeğiştirme grafikleri üzerinde gösterilmektedir (Şekil 4.10 – 4.11).



Şekil 4.10 : Bağcılar Binası X-X yönü yapay yer hareketi altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri (b) görelî kat yerdeğiştirmeleri.

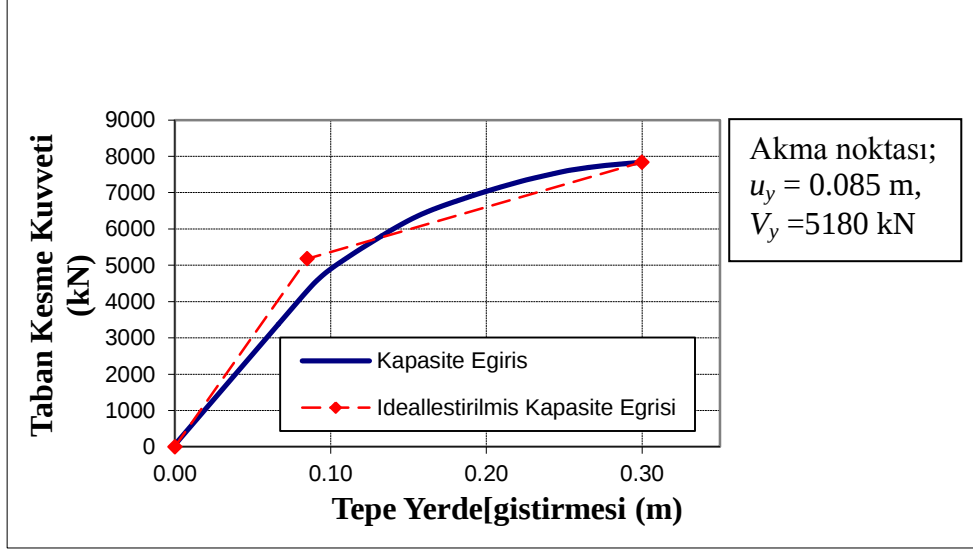


Şekil 4.10 : Bağcılar Binası X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri (devamı).

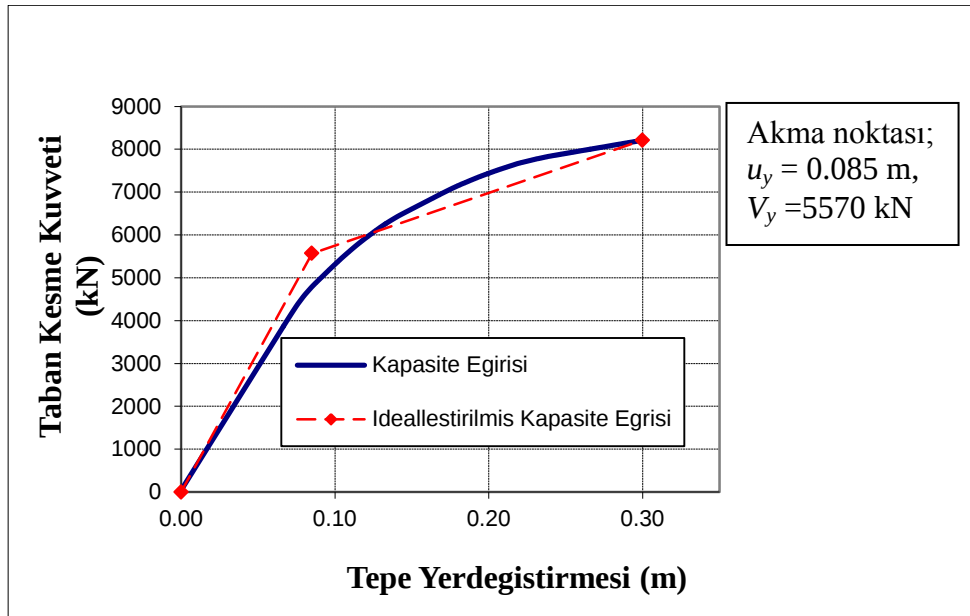


Şekil 4.11 : Bağcılar Binası Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.

Binada hesaplanan akma yerdeğiştirme değeri ve akma dayanımının hesaplanması için DRAIN-2DX’de birinci mod şekline göre artımsal yükleme analizi yapılmıştır. X ve Y yönleri için yapılan analiz sonucunda elde edilen *itme eğrileri* şekil 4.12’de gösterilmektedir. Binanın sahip olduğu kat sayısından ötürü hedef yerdeğiştirme sadece bu binada 30cm olarak belirlenmiştir.



(a) X-X Yönü



(b) Y-Y Yönü

şekil 4.12 : Bağcılar Belediye Binası itme analizi sonucu.

Yapının elastik davranışının belirlenmesi için MUTO yöntemi kullanılarak katlara etkiyen kesme kuvvetleri ve katlarda meydana gelen elastik yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. Hesap sırasında yapının sahip olduğu doğal titreşim periyotları, birinci doğal titreşim periyoduna ait mod şekilleri ve efektif modal kütle katsayıları ile hesap sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 4.7 – 4.10’de verilmektedir.

Çizelge 4.7 : Bağcılar Binası X –X yönü elastik kuvvet.

Kat	Birinci Mod Şekilleri	Doğal Periyotlar (s)	Etkin kütle	$V_T(kN)$	$V_0(kN)$ (SRSS)	$V_{elastik}$ (kN)
4	1	0.75	0.816	28144.13		10015.18
3	0.774	0.269	0.137	8069.99		7751.75
2	0.566	0.135	0.035	1932.21	29344.5	5668.59
1	0.379	0.077	0.009	375.61		3795.75
ZK	0.211	0.047	0.003	86.92		2113.20

Çizelge 4.8 : Bağcılar Binası X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi.

Kat	V_i	$\sum D_{ij}$	$u_{elastik} (m)$	$u_0 (m)$
4	10015.2	625355.4	0.016	
3	17766.9	1344498.7	0.013	
2	23435.5	2090107.6	0.011	0.087
1	27231.3	2832192.5	0.009	
ZK	29344.5	799810.3	0.037	

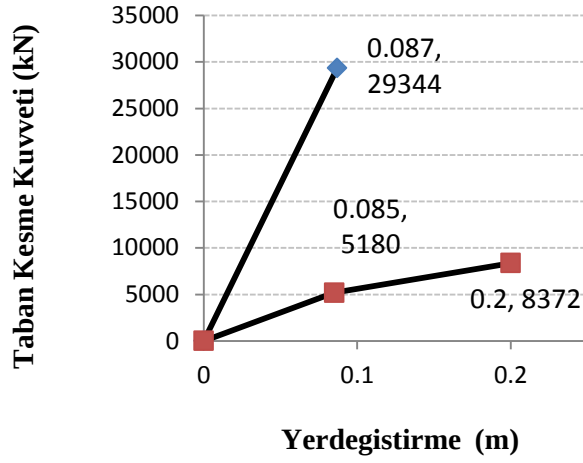
Çizelge 4.9 : Bağcılar Binası Y –Y yönü elastik kuvvet.

Kat	Birinci Mod Şekilleri	Doğal Periyotlar (s)	Etkin kütle	$V_T(kN)$	$V_0(kN)$ (SRSS)	$V_{elastik}$ (kN)
4	1	0.758	0.8176	27981.85		9966.23
3	0.771	0.272	0.1366	8058.19		7683.97
2	0.564	0.135	0.034	1866.34	29181.13	5620.96
1	0.379	0.077	0.0091	359.80		3777.20
ZK	0.214	0.047	0.0025	86.92		2132.77

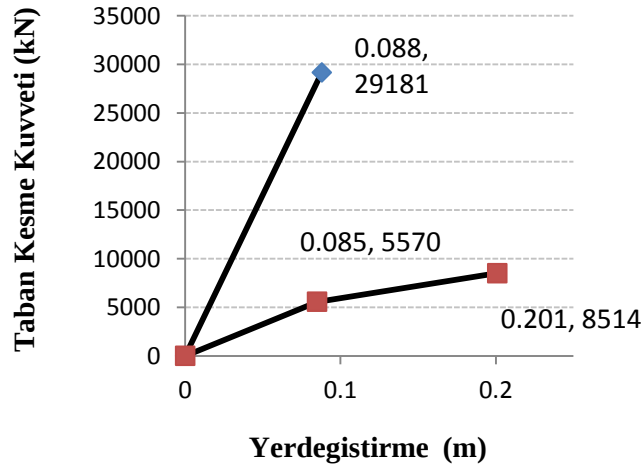
Çizelge 4.10 : Bağcılar Binası Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi.

Kat	V_i	$\sum D_{ij}$	$u_{elastik} (m)$	$u_0 (m)$
4	9966.2	644827.5	0.015	
3	17650.2	1355673.5	0.013	
2	23271.2	2105922.1	0.011	0.088
1	27048.4	2852201.2	0.009	
ZK	29181.1	747328.9	0.039	

Yapılan analizler sonucunda yapının X ve Y yönleri için kuvvet – şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir (Şekil 4.13).



(a)

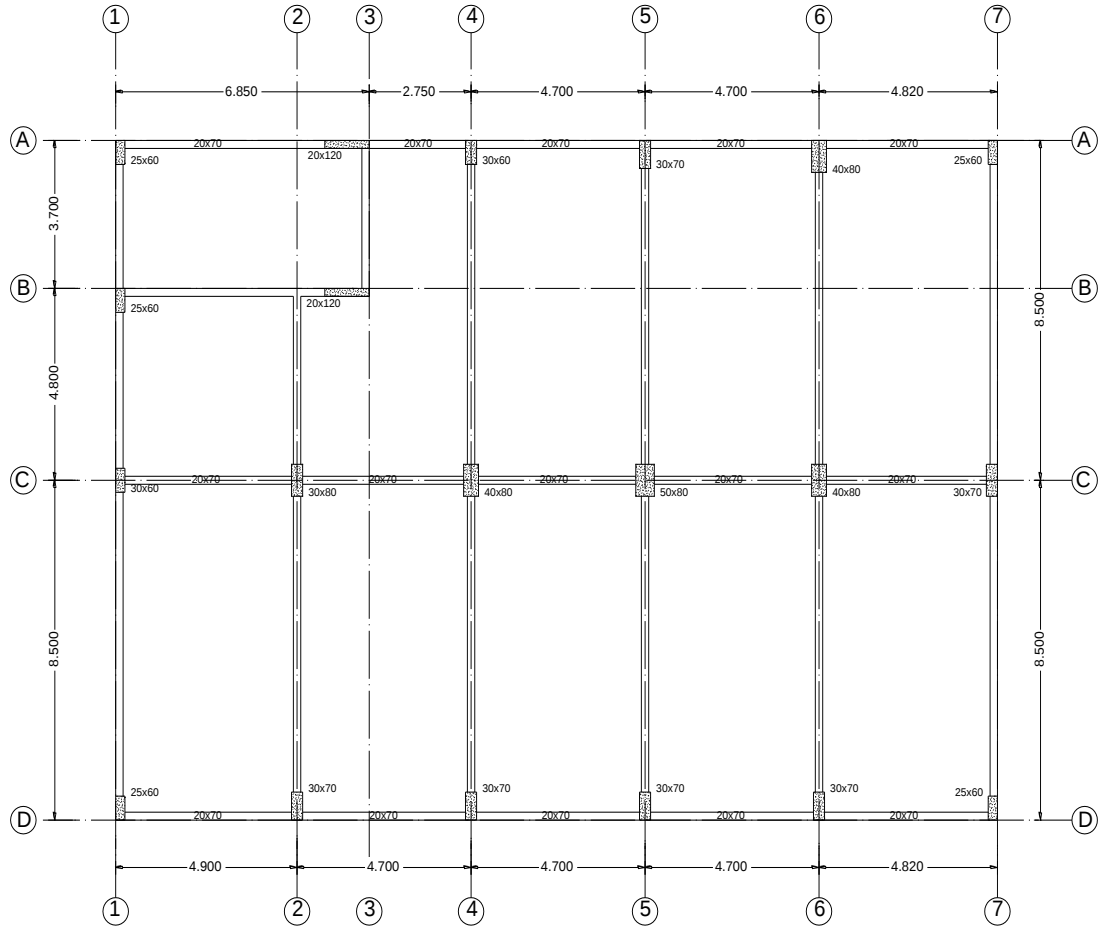


(b)

Şekil 4.13 : Bağcılar Binası kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü

4.2.3 Güngören binası a blok

İstanbul İli, Güngören İlçesi'nde bulunan bina, zemin kat+2 normal kattan oluşan toplam 3 katlı betonarme çerçeve türü taşıyıcı sisteme sahip bir yapıdır. Projesine göre binada kat yükseklikleri zemin katta 4.00m, normal katlarda ise 3.10m dir. Kiriş ölçüleri tüm binada aynı olup, $b_w/h = 20/70$ boyutlarında düzenlenmiştir. Kolon boyutları katlara göre değişmemekte olup her katta toplam 20 adet olmak üzere 25x60, 30x60, 30x70, 30x80, 40x80, 50x80 ve 20x160 boyutlarında kolonlar bulunmaktadır. Binanın düşey taşıyıcılarına ait yerleşim planı, Şekil 4.14'de verilmiştir.

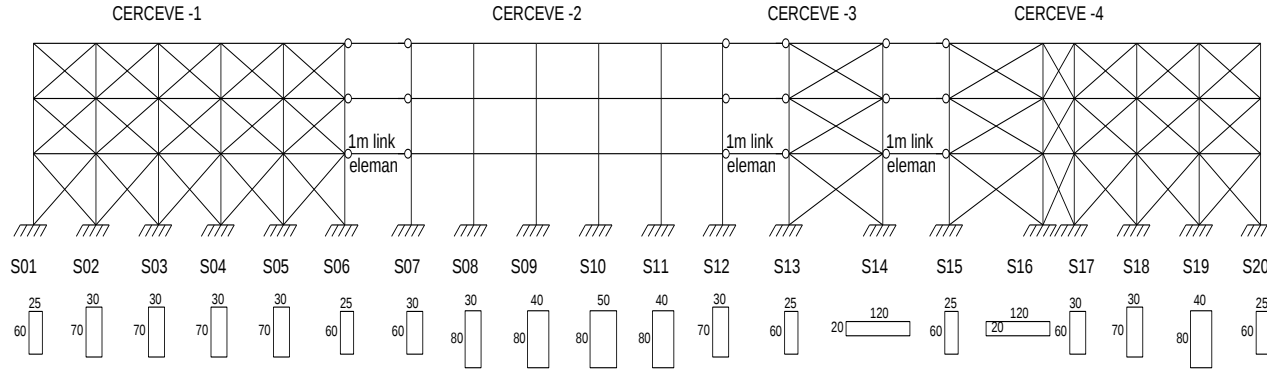


Şekil 4.14 : Güngören Binası A Blok kat planı.

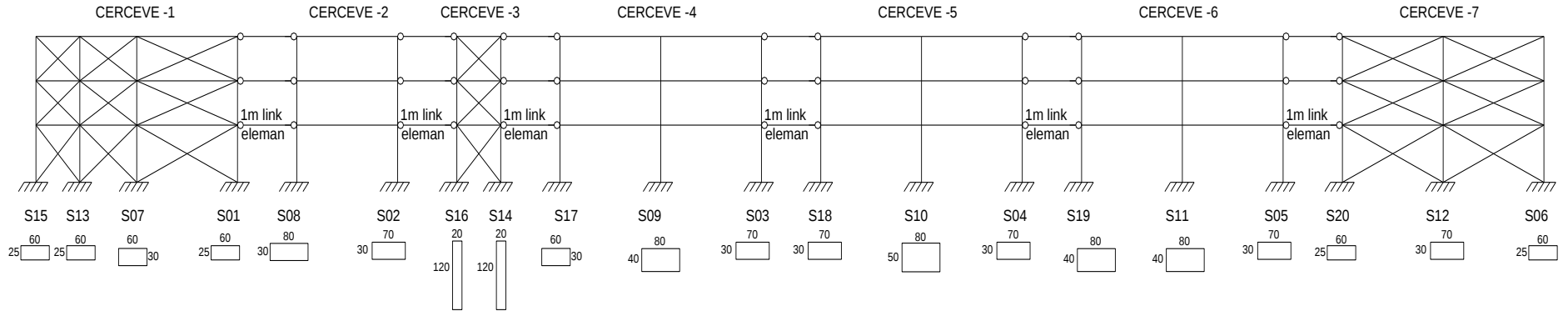
Binada kullanılan malzemelerin belirlenmesinde yapılan araştırmalar sonucunda binada C10 betonunun kullanıldığı tespit edilmiştir. Donatı çeliği için ise S220 çelik malzeme kullanılmaktadır. DRAIN-2DX programı için kullanılan model Şekil 4.15’de gösterilmektedir.

Oluşturulan modele etki eden 7 yapay yer hareketi etkisinde yapılan zaman tanım alanında analiz sonucunda, Çizelge 4.11’de gösterildiği gibi yapının birinci doğal titreşim periyodu ve maksimum ve minimum tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri ile ortalama tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir.

DRAIN-2DX programı için kullanılan modelde, taşıyıcı olmayan duvarlar ve çevçeleri birbirlerine bağlayan elemanlar için bağlantı elemanları kullanılmaktadır.



(a) X-X yönü çerçevesi



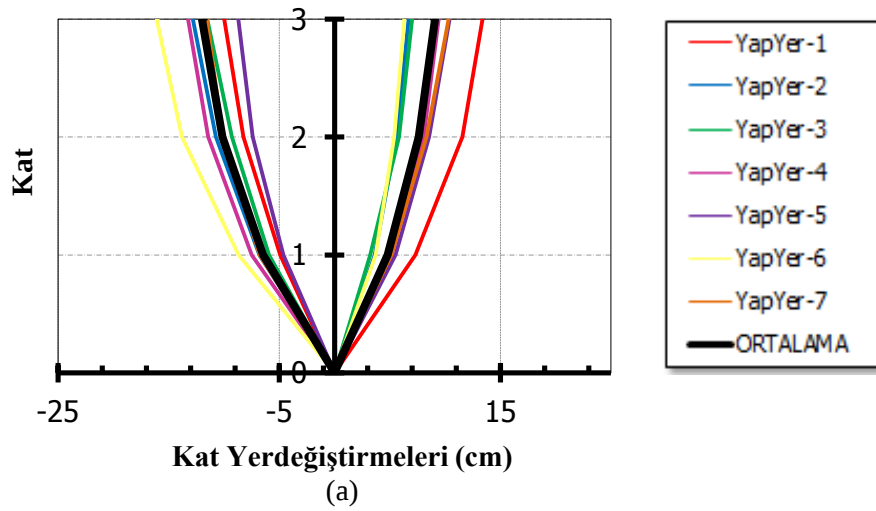
(b) Y-Y yönü çerçevesi

Şekil 4.15 : Güngören Binası A Blok DRAIN-2DX düzlem çerçeve modelleri.

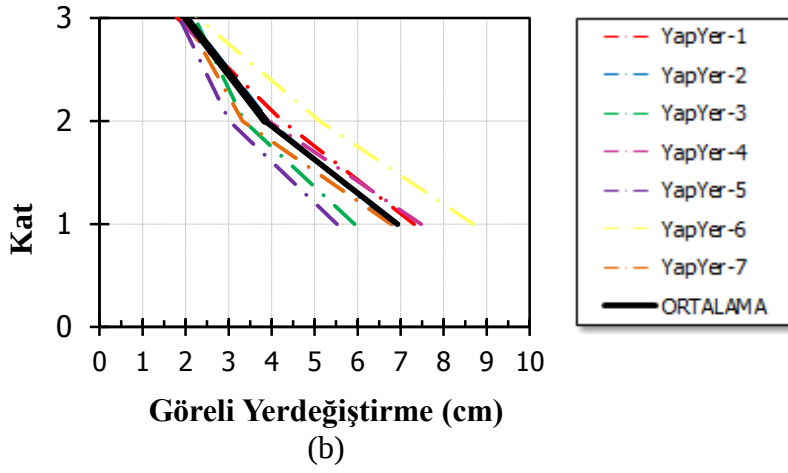
Çizelge 4.11 : Güngören Binası A Blok yönlere göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri.

Yapay Depremler		X-X Yönü ($T_1 = 0.51s$)		Y-Y Yönü ($T_1 = 0.45s$)	
		u_{mak}	V_{mak}	u_{mak}	V_{mak}
YapYer -1	max	0.134	1675.5	0.128	1781.1
	min	-0.099	-1831.3	-0.099	-1909.1
YapYer -2	max	0.067	1883.3	0.058	1946.9
	min	-0.128	-1602.4	-0.132	-1657.7
YapYer -3	max	0.070	1646.7	0.072	1757.6
	min	-0.115	-1431.9	-0.113	-1571.9
YapYer -4	max	0.094	1820.2	0.101	1977.4
	min	-0.133	-1617.6	-0.127	-1760.4
YapYer -5	max	0.104	1765.9	0.099	1787.1
	min	-0.087	-1738.8	-0.086	-1861.2
YapYer -6	max	0.063	1902.0	0.057	2053.8
	min	-0.161	-1459.8	-0.159	-1590.3
YapYer -7	max	0.103	1751.9	0.109	1923.4
	min	-0.116	-1654.6	-0.111	-1785.4
ORTALAMA	mutlak değer	0.127	1800.18	0.124	1918.48

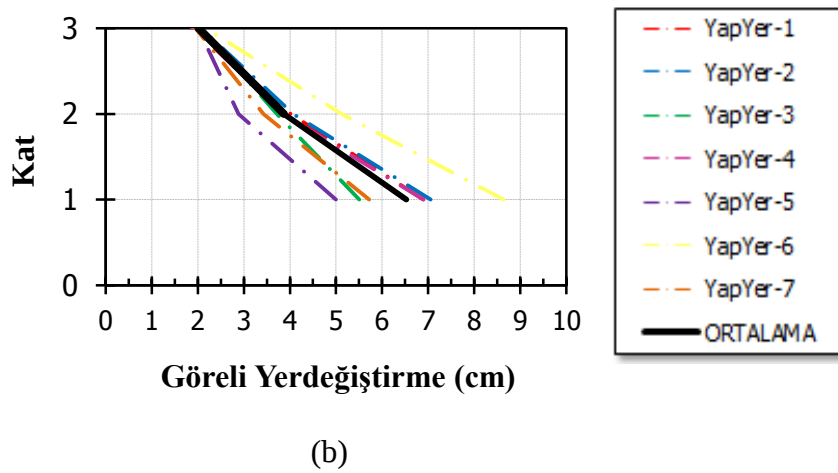
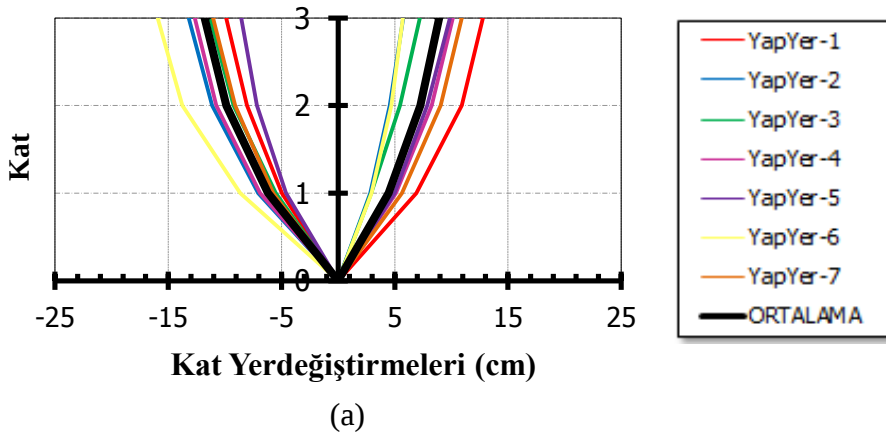
Zamanım tanım alanında analiz sonucunda katlarda meydana gelen toplam yerdeğiştirmeler ve görelı yerdeğiştirmeler kat – yerdeğiştirme grafikleri üzerinde gösterilmektedir (Şekil 4.16 – 4.17).



Şekil 4.16 : Güngören Binası A Blok X-X yönü yapay yer hareketi altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görelı kat yerdeğiştirmeleri.

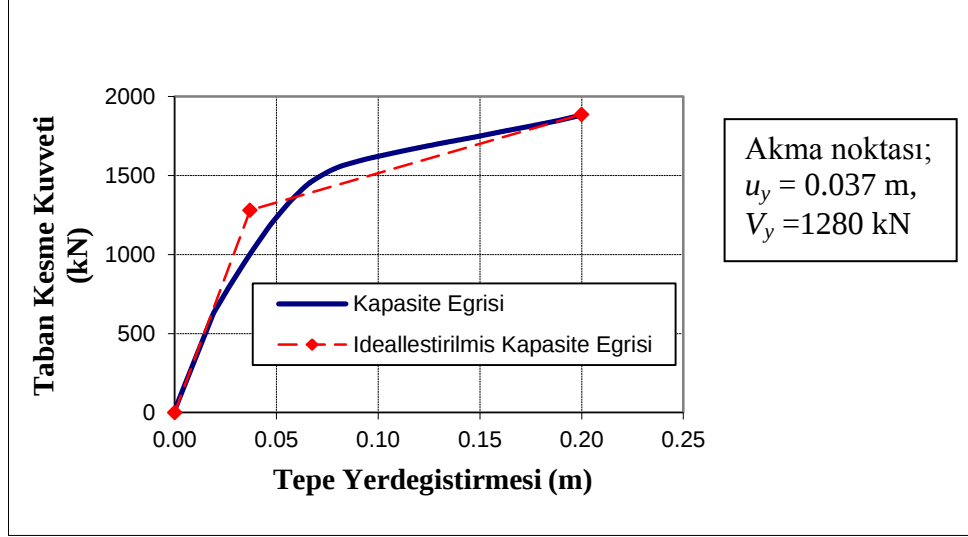


Şekil 4.16 : Güngören Binası A Blok X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri (devamı).

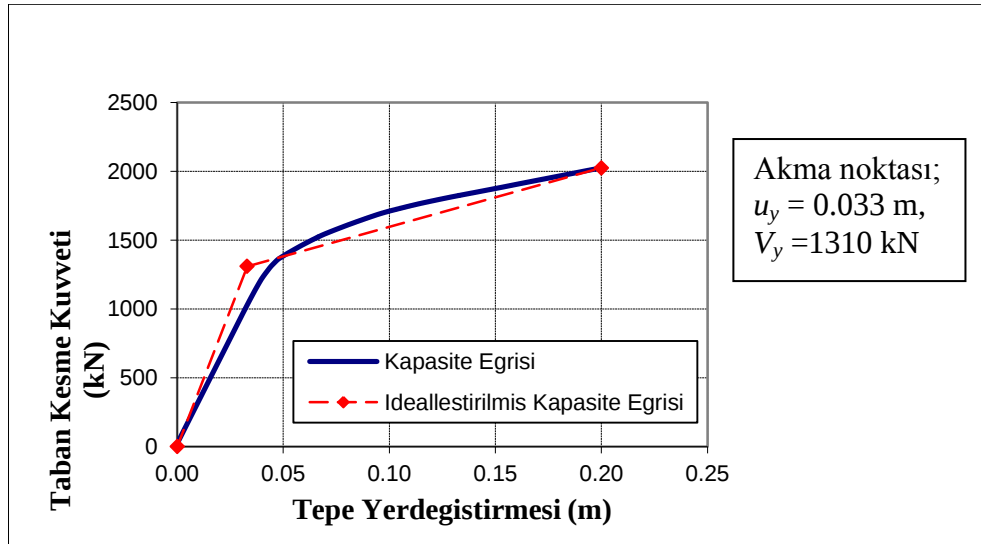


Şekil 4.17 : Güngören Binası A Blok Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.

Binada hesaplanan akma yerdeğiştirme değeri ve akma dayanımının hesaplanması için DRAIN-2DX’de birinci mod şekline göre artımsal yükleme analizi yapılmıştır. X ve Y yönleri için yapılan analiz sonucunda elde edilen *itme eğrileri* şekil 4.18’de gösterilmektedir.



(a) X-X Yönü



(b) Y-Y Yönü

şekil 4.18 : Güngören Binası A Blok itme analizi sonucu.

Yapının elastik davranışının belirlenmesi için MUTO yöntemi kullanılarak katlara etkiyen kesme kuvvetleri ve katlarda meydana gelen elastik yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. Hesap sırasında yapının sahip olduğu doğal titreşim periyotları, birinci doğal titreşim periyoduna ait mod şekilleri ve efektif modal kütle katsayıları ile hesap sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 4.12 – 4.15’de verilmektedir.

Çizelge 4.12 : Güngören Binası A Blok X –X yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	<i>V_T(kN)</i>	<i>V₀ (kN) (SRSS)</i>	<i>V_{ielastik} (kN)</i>
2	1	0.504	0.8865	8687.77		4105.96
1	0.747	0.146	0.0952	1097.63	8758.01	3067.15
ZK	0.386	0.070	0.0182	143.33		1584.90

Çizelge 4.13 : Güngören Binası A Blok X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	<i>V_i</i>	<i>ΣD_{ij}</i>	<i>u_{ielastik} (m)</i>	<i>u₀ (m)</i>
2	4105.96	367330.0	0.011	
1	7173.11	367330.0	0.019	0.060
ZK	8758.01	297797.9	0.029	

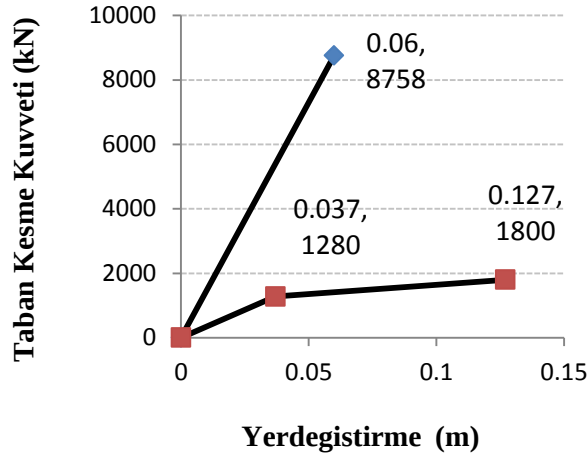
Çizelge 4.14 : Güngören Binası A Blok Y –Y yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	<i>V_T(kN)</i>	<i>V₀ (kN) (SRSS)</i>	<i>V_{ielastik} (kN)</i>
2	1	0.4958	0.8904	8725.99		4087.07
1	0.757	0.1415	0.0937	1062.16	8791.28	3093.91
ZK	0.394	0.069	0.0158	124.43		1610.30

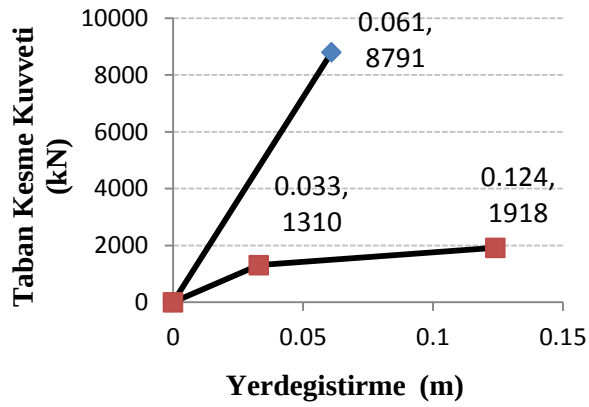
Çizelge 4.15 : Güngören Binası A Blok Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	<i>V_i</i>	<i>ΣD_{ij}</i>	<i>u_{ielastik} (m)</i>	<i>u₀ (m)</i>
2	4087.07	358268.7	0.011	
1	7180.98	358268.7	0.020	0.061
ZK	8791.28	296931.3	0.029	

Yapının X ve Y yönleri için ayrı ayrı yapılan analizler sonucunda, zaman tanım alanından elde edilen maksimum yer değiştirme ve taban kesme kuvvetleri ile artımsal itme analizi sonucu elde edilen akma dayanımı ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme değerı ve son olarak elastik taban kesme kuvveti ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme değerleri kuvvet – şekil değiştirme grafiklerinde gösterilmiştir (Şekil 4.19).



(a)

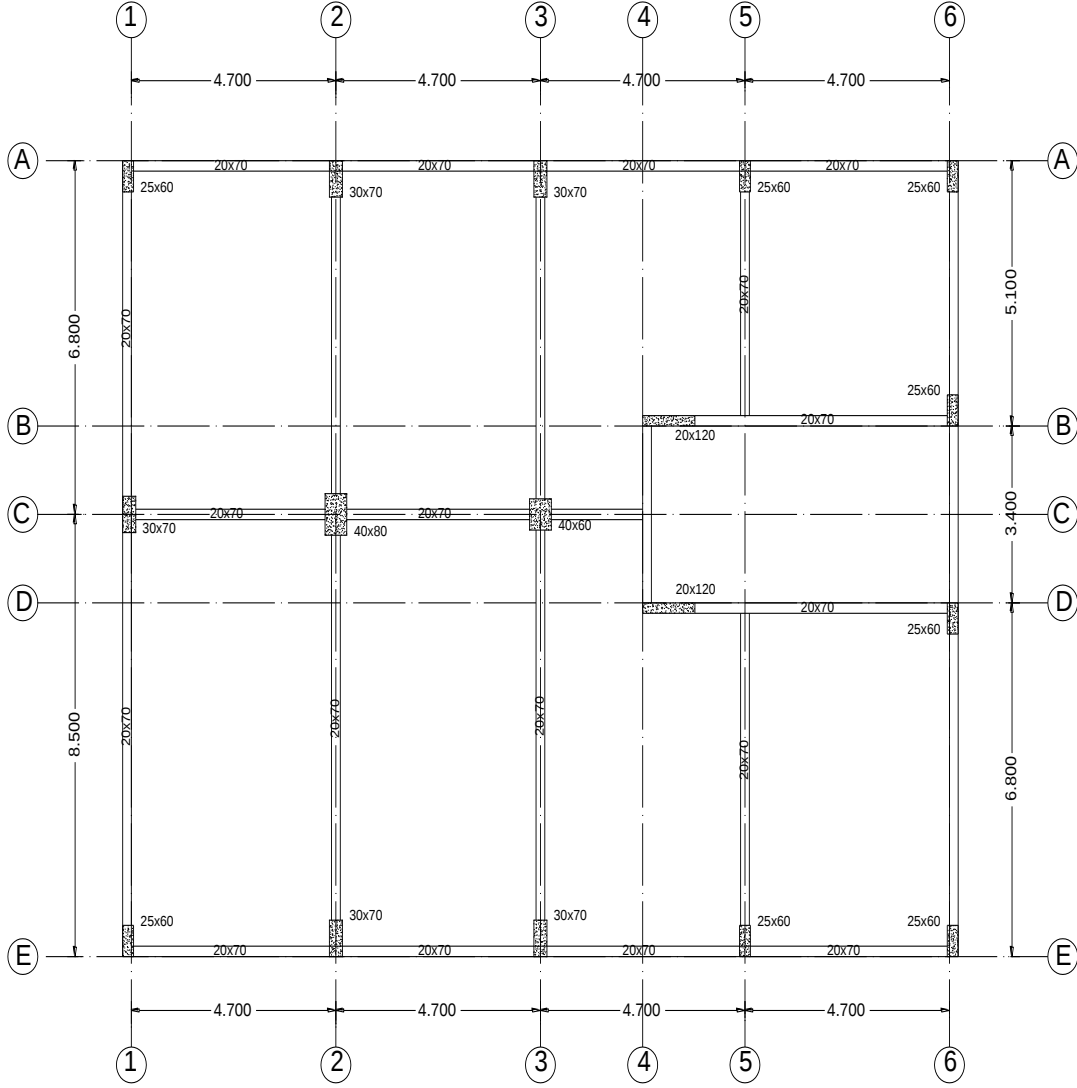


(b)

Şekil 4.19 : Güngören Binası A Blok kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.

4.2.4 Güngören binası b blok

İstanbul İli, Güngören İlçesi'nde bulunan bina, A Blok'un arka cephesine doğru yapısal derz ile ayrılmış olan B Blok, bodrum kat+zemin kat+2 normal kattan oluşan toplam 4 katlı betonarme çerçeve türü taşıyıcı sistemli bir yapıdır. A blok ile aynı kat yüksekliklerine sahip olup, kat yükseklikleri bodrum katta 2.40m, zemin katta 4.00m, normal katlarda ise 3.10m dir. Kiriş ölçüleri tüm binada aynı olup, $b_w/h = 20/70$ boyutlarında düzenlenmiştir. Kolon boyutları katlara göre değişmemekte olup her katta toplam 17 adet olmak üzere 25x60, 30x60, 40x60, 30x70, 40x80 ve 20x160 boyutlarında kolonlar bulunmaktadır. Binanın düşey taşıyıcılarına ait yerleşim planı, Şekil 4.20'de verilmiştir.



Şekil 4.20 : Güngören Binası B Blok kat planı.

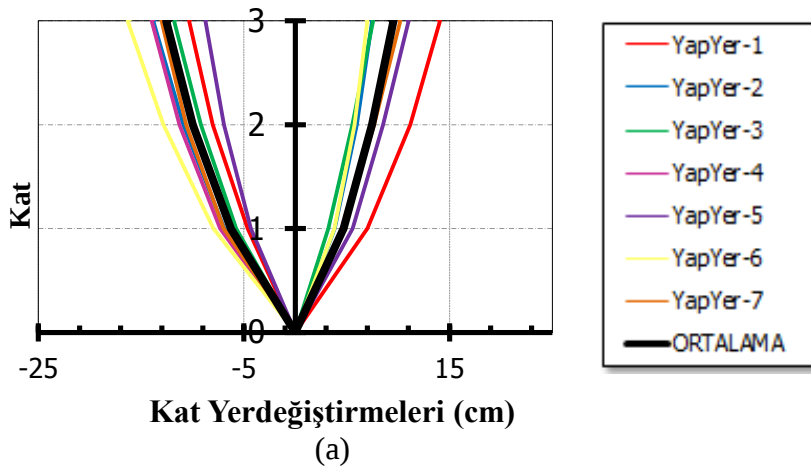
Binada kullanılan malzemelerin belirlenmesinde yapılan araştırmalar sonucunda binada C10 sınıfı betonunun kullanıldığı tespit edilmiştir. Donatı çeliği için ise S220 çelik malzeme kullanılmaktadır. DRAIN-2DX programı için kullanılan model Şekil 4.21’de gösterilmektedir.

Oluşturulan modele etki eden 7 yapay deprem hareketi etkisinde yapılan zaman tanım alanında analiz sonucunda, Çizelge 4.16’de gösterildiği gibi yapının birinci doğal titreşim periyodu ve her bir yapay deprem etkisi altında yapıda meydana gelen maksimum ve minimum tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerler kullanılarak ortalama tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvvetleri hesaplanmıştır.

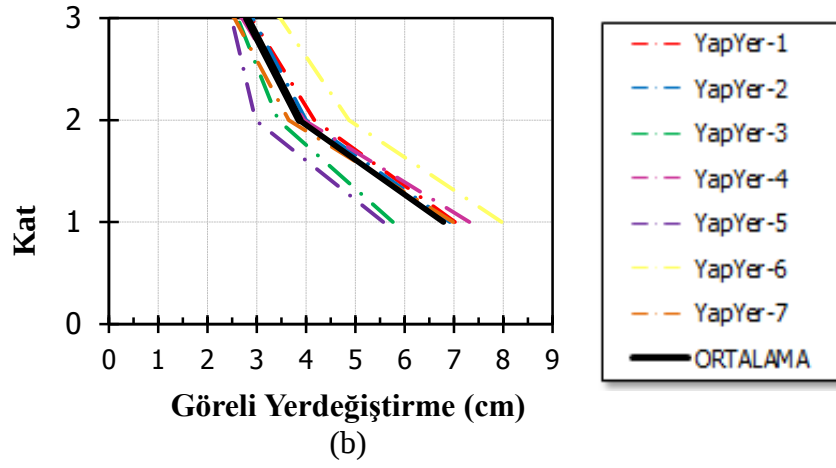
Çizelge 4.16 : Güngören Binası B Blok yönler göre tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değerleri.

Yapay Depremler		X-X Yönü ($T_1 = 0.49s$)		Y-Y Yönü ($T_1 = 0.47s$)	
		u_{mak}	V_{mak}	u_{mak}	V_{mak}
YapYer -1	max	0.141	1227.2	0.116	1166.3
	min	-0.103	-1279.6	-0.099	-1198.3
YapYer -2	max	0.075	1239.4	0.057	1191.9
	min	-0.138	-1111.0	-0.109	-1077.1
YapYer -3	max	0.076	1140.1	0.075	1177.4
	min	-0.118	-1003.3	-0.115	-1039.2
YapYer -4	max	0.095	1301.4	0.099	1261.5
	min	-0.139	-1161.5	-0.123	-1120.3
YapYer -5	max	0.110	1296.3	0.101	1136.2
	min	-0.088	-1259.5	-0.073	-1141.0
YapYer -6	max	0.070	1322.0	0.053	1283.4
	min	-0.163	-1009.2	-0.148	-1059.7
YapYer -7	max	0.102	1225.6	0.102	1203.5
	min	-0.130	-1145.1	-0.098	-1168.6
ORTALAMA	mutlak değer	0.134	1257.8	0.116	1208.1

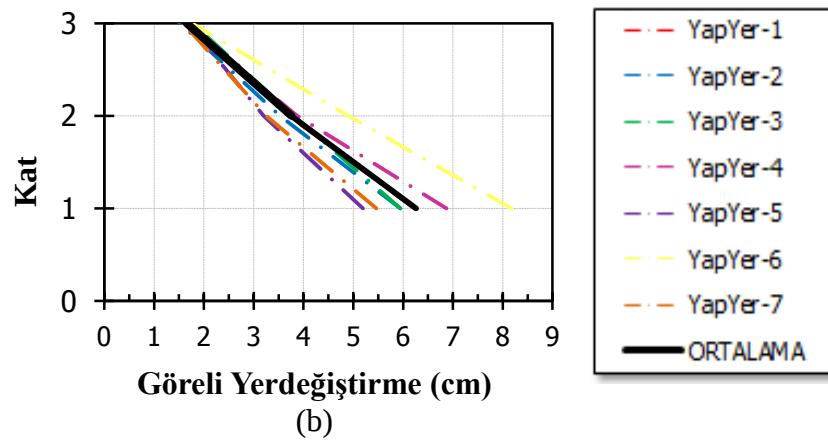
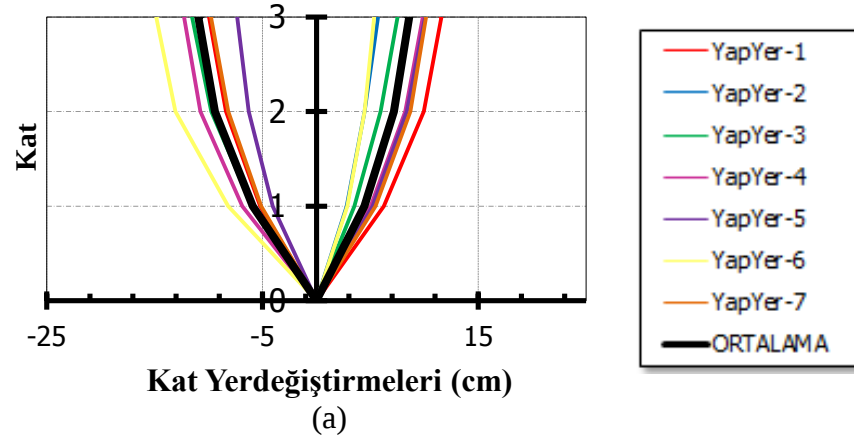
Zamanım tanım alanında analiz sonucunda katlarda meydana gelen toplam yerdeğiştirmeler ve görelı yerdeğiştirmeler kat – yerdeğiştirme grafikleri üzerinde gösterilmektedir (Şekil 4.22 – 4.23).



Şekil 4.22 : Güngören Binası B Blok X-X yönü yapay yer hareketi altında (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görelı kat yerdeğiştirmeleri.

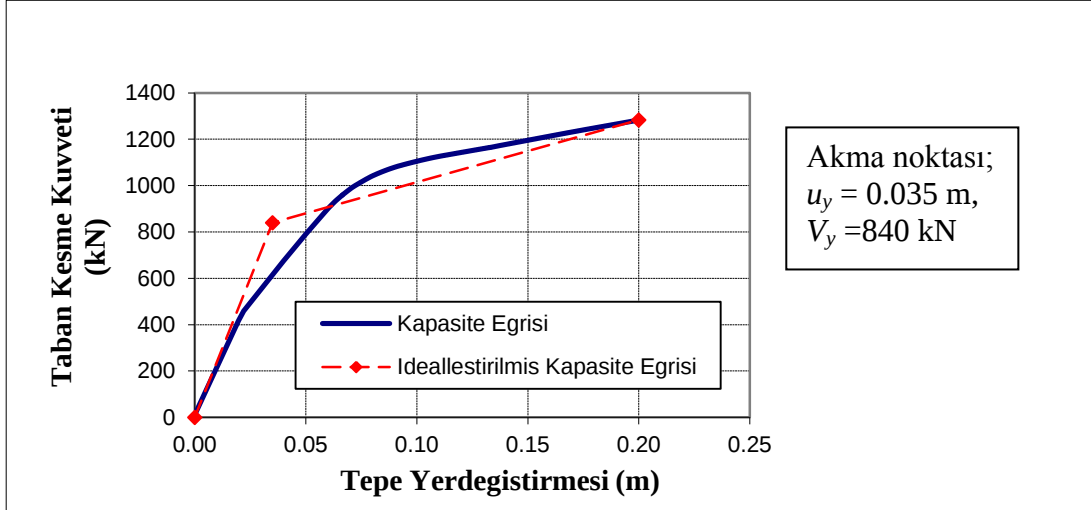


Şekil 4.22 : Güngören Binası B Blok X –X yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri (devamı).

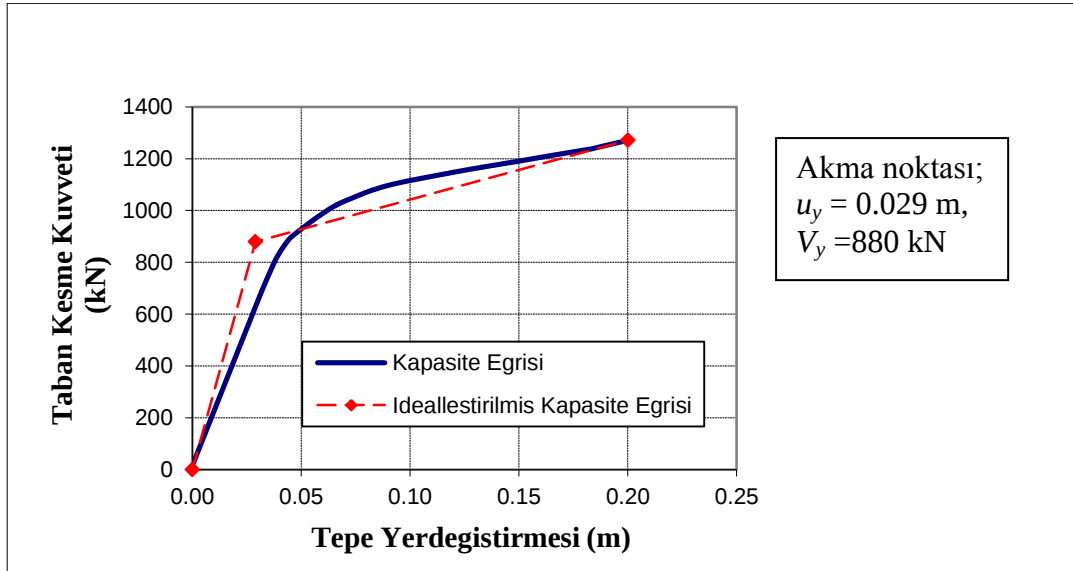


Şekil 4.23 : Güngören Binası B Blok Y –Y yönü yapay yer hareketleri altında, (a) kat yerdeğiştirmeleri, (b) görel kat yerdeğiştirmeleri.

Binada hesaplanan akma yerdeğiştirme değeri ve akma dayanımının hesaplanması için DRAIN-2DX’de birinci mod şekline göre artırsal yükleme analizi yapılmıştır. X ve Y yönleri için yapılan analiz sonucunda elde edilen *itme eğrileri* şekil 4.24’de gösterilmektedir.



(a) X-X Yönü



(b) Y-Y Yönü

şekil 4.24 : Güngören Binası B Blok itme analizi sonucu.

Yapının elastik davranışının belirlenmesi için MUTO yöntemi kullanılarak katlara etkiyen kesme kuvvetleri ve katlarda meydana gelen elastik yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. Hesap sırasında yapının sahip olduğu doğal titreşim periyotları, birinci doğal titreşim periyoduna ait mod şekilleri ve efektif modal kütle katsayıları ile hesap sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 4.17 – 4.20’de verilmektedir.

Çizelge 4.17 : Güngören Binası B Blok X –X yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	$V_T(kN)$	$V_0(kN)$ (SRSS)	$V_{elastik}(kN)$
2	1	0.498	0.87	6253.07		3050.82
1	0.718	0.139	0.108	897.88	6318.25	2190.49
ZK	0.353	0.063	0.021	114.78		1076.94

Çizelge 4.18 : Güngören Binası B Blok X –X yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	V_i	$\sum D_{ij}$	$u_{elastik}(m)$	$u_0(m)$
2	3050.82	289446.1	0.011	
1	5241.31	289446.1	0.018	0.056
ZK	6318.25	220691.5	0.027	

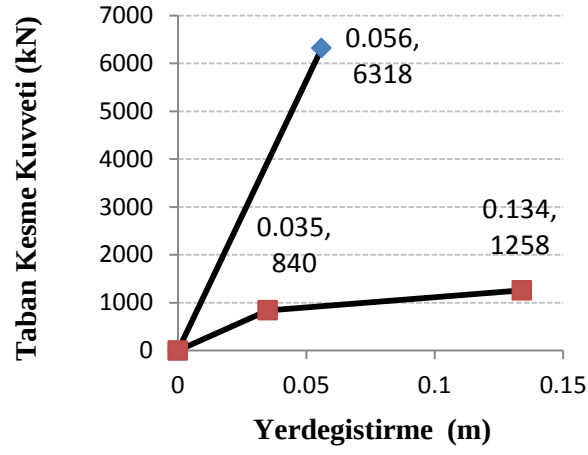
Çizelge 4.19 : Güngören Binası B Blok Y –Y yönü elastik kuvvet.

<i>Kat</i>	<i>Birinci Mod Şekilleri</i>	<i>Doğal Periyotlar (s)</i>	<i>Etkin kütle</i>	$V_T(kN)$	$V_0(kN)$ (SRSS)	$V_{elastik}(kN)$
2	1	0.472	0.905	6757.62		3081.80
1	0.779	0.139	0.082	681.72	6792.28	2400.72
ZK	0.425	0.071	0.012	69.31		1309.76

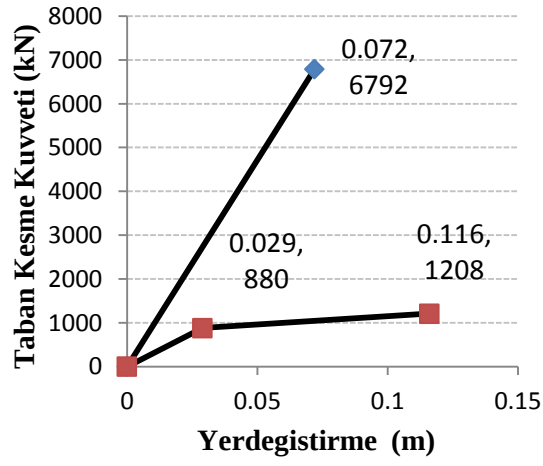
Çizelge 4.20 : Güngören Binası B Blok Y –Y yönü tepe yerdeğiştirmesi.

<i>Kat</i>	V_i	$\sum D_{ij}$	$u_{elastik}(m)$	$u_0(m)$
2	3081.80	236421.2	0.013	
1	5482.51	236421.2	0.023	0.072
ZK	6792.28	191124.8	0.035	

Yapının X ve Y yönleri için ayrı ayrı yapılan analizler sonucunda, zaman tanım alanından elde edilen maksimum yer değiştirme ve taban kesme kuvvetleri ile artımsal itme analizi sonucu elde edilen akma dayanımı ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme değeri ve son olarak elastik taban kesme kuvveti ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme değerleri kuvvet – şekil değiştirme grafiklerinde gösterilmiştir (Şekil 4.25).



(a)



(b)

Şekil 4.25 : Güngören Binası B Blok kuvvet – yerdeğiştirme diyagramı; (a) X – X yönü, (b) Y – Y yönü.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

5.1 Yapıların Doğrusal Olmayan Yerdeğiştirme İstemlerinin Hesaplanması ve Karşılaştırılması

Mevcut yapıların doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri, ampirik formüllerle de hesaplanmaktadır. Ampirik formüllerde kullanılacak katsayılar Bölüm 4.1’de Çizelge 4.1’de belirtilen katsayılar olmak üzere, %3 pekleşme oranına sahip sistemler için (5.1) ve (5.2) ifadeleri kullanılarak L_R ve C_R değerleri elde edilmektedir. Denklemden kuvvete bağlı dayanım azalması katsayısı kullanılmaktadır.

$$L_R = \frac{1}{R_y} \left(1 + \frac{R_y - 1}{\alpha} \right) \quad (5.1)$$

L_R : Dayanımı bilinen sistemlerde $T_n \approx 0$ için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı

R_y : Dayanım azalması katsayısı

α : Pekleşme oranı

$$C_R = 1 + \left[\frac{1}{L_R - 1} + \left(\frac{a}{R_y^b} + c \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad (5.2)$$

T_n : Doğal titreşim periyodu

T_c : Üç parçalı tasarım spektrumunda hıza duyarlı bölgeye geçiş periyodu.

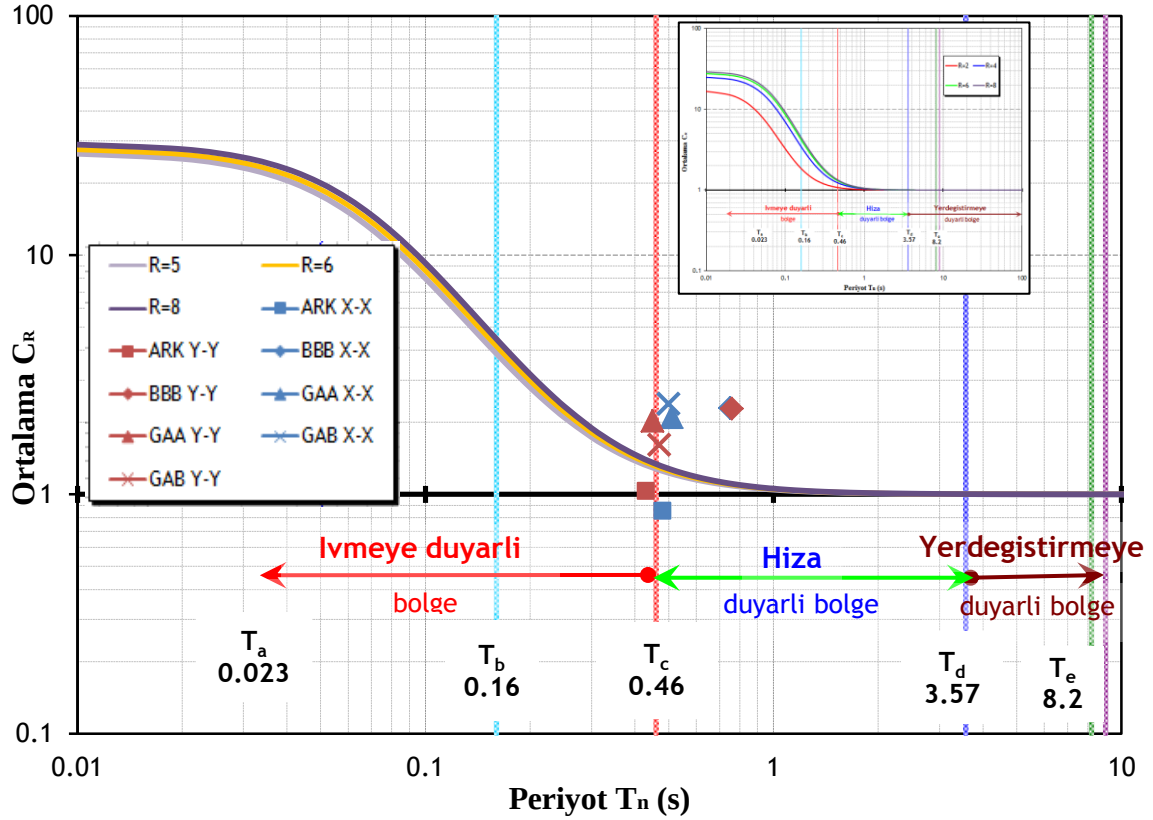
Bu araştırma kapsamında ayrıntılı olarak incelenen yapıların başlangıçtaki ve deprem yüklemesi sonrasındaki hakim periyotları, T_{fi} ile elastik yerdeğiştirme ve maksimum yerdeğiştirme değerleri kullanılarak elde edilen C_R değerleri, (5.2) ifadesi kullanılarak hesaplanan C_R değerleri Çizelge 5.1’de karşılaştırılmaktadır.

Her bir binanın X ve Y yönleri için yapılan analiz sonuçları, sahip oldukları birinci doğal titreşim periyotları, hasarlı durum periyotları, dayanım azalma katsayıları ve hesaplanan doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri Çizelge 5.1’de yer almaktadır. Dayanım azalma katsayısı hem elastik ve akma taban kuvvetleri oranı hem de elastik ve akma yerdeğiştirmeleri oranı kullanılarak hesaplanmıştır.

Çizelge 5.1 : Doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemlerinin karşılaştırılması.

Bina Adı	Yön	$T_{0,i}$ (s)	$T_{f,i}$ (s)	$R_y = f_0 / f_y$	u_0 / u_y	$C_R = u_m / u_0$	$C_R (5.2)$
ARK	X-X	0.48	1.85	7.70	1.55	0.854	1.305
	Y-Y	0.43	1.48	7.79	1.47	1.034	1.393
BBB	X-X	0.75	1.77	5.66	1.02	2.298	1.098
	Y-Y	0.76	1.91	5.24	1.04	2.284	1.091
GAA	X-X	0.51	1.33	6.84	1.63	2.102	1.256
	Y-Y	0.45	1.31	6.71	1.85	2.032	1.339
GAB	X-X	0.50	1.38	7.52	1.60	2.392	1.276
	Y-Y	0.47	1.18	7.72	2.48	1.611	1.321

Rijitliği azalan modellerde, %3 pekleşme oranı göz önünde bulundurularak oluşturulan ortalama $C_R - T$ değişimi grafiğindeki yerleri Şekil 5.1’de gösterilmektedir.



Şekil 5.1 : $\alpha=\%3$ için rijitliği azalan modellerde ortalama C_R değişimi.

Çalışmada kullanılan binaların sahip oldukları serbest titreşim periyoduna ve dayanım azalması katsayısına göre $C_R - T$ değişimi grafiğindeki yerleri EK A’da verilmektedir.

5.2 Değerlendirmeler

Mevcut betonarme binaların 7 adet yapay yer kaydı altında sahip oldukları elastik yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti, akma yerdeğiştirmesi ve akma dayanımı ile maksimum yerdeğiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri kullanılarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri elde edilmiştir. Bu istem değerleri, yapıların serbest titreşim periyotları ve sahip oldukları dayanım azalma katsayısı ile %3 pekleşme oranına sahip oldukları göz önünde bulundurularak ampirik formüller ile bulunan doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri ile karşılaştırılmışlardır. Bu karşılaştırma sonucunda varılan sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Binaların sahip oldukları dayanım azalma katsayısına göre $C_R - T$ değişimi grafiğinde $T_n < T_c$ periyotlarına sahip yapıların ivmeye duyarlı bölgede kaldıkları, ve $C_R > 1$ olduğu görülmektedir. Yapının doğal periyodunun, üç parçalı tasarım spektrumundaki geçiş bölgeleri periyotlarında yakın olması durumlarında, yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti kullanılarak hesaplanan C_R değerlerinin ampirik formüller kullanılarak elde edilen C_R değerlerine yakın çıktığı görülmektedir.
- Periyodu T_c geçiş bölgesi periyodundan uzun olan yapılarda yerdeğiştirmelerin çok büyük olduğu, dolayısı ile yapının sahip olduğu yerdeğiştirme oranlarının, dayanım azalma katsayısı ile hesap edilen C_R değerlerine göre çok büyük olduğu, göre $C_R - T$ değişimi grafiğinde ortalama C_R değerlerinden uzaklaştığı anlaşılmaktadır.
- Gerek kullanılan malzeme, gerekse katlar arasında düzensizlik bulunmasından dolayı rijitliği düşük olan örnek yapılarda periyodun hıza duyarlı bölge içerisinde kalmasından dolayı ampirik formüller ile hesaplanan C_R değerleri ile yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti ile hesaplanan C_R değerleri arasında ciddi farkların olduğu görülmektedir.

Çalışma sonuçlarından da anlaşılabileceği gibi, rijitliği düşük yapılarda ampirik formüller ile yerdeğiştirme ve tabana kesme kuvveti ile hesaplanan doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemleri arasında yüksek farklar bulunmaktadır. Araştırmanın derinleştirilmesi açısından, uygulanan deprem toplumlarının oluşturduğu üç parçalı tasarım spektrumunda, ivmeye duyarlı bölge periyotlarına sahip yapıların doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranları karşılaştırılabilir.

KAYNAKLAR

- Anagnostopoulos, S. A. ve Nikolaou, D. A.** (1992). Behavior versus ductility factors in earthquake resistant design, *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam.
- Arslan, M. H., Köroğlu, M. A., Köken, A.** (2008). Binaların yapısal performansının statik itme analizi ile belirlenmesi, *Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi*, 2008 (2) 71-84.
- Ay, Z. ve Durmuş, G.** (2002). Yapıların geometric nonlinear analizinde ileri çözüm prosedürleri, *ECAS2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu*, ODTÜ, Ankara, 14 Ekim.
- Celep, Z.** (2008). Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme, Beta Basım Yayım, İstanbul.
- Celep, Z.** (2009). Betonarme yapılar, Beta Basım Yayım, İstanbul.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.** (2004). Deprem yönetmeliğine giriş, İhlas Matbaacılık, İstanbul.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.** (2001). Yapı dinamiği, Rehber Matbaacılık, İstanbul.
- Chopra, A. K. ve Goel, R. K.** (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum, *Earthquake Spectra*, Cilt 15, Sayı 4, Sf. 637-656.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E.** (1980). Malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, Cilt 1.
- Çavuş, K.** (2000). *Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulama* (yüksek lisans tezi), İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Deodatis, G.** (1996). *Non-stationary stochastic vector processes: Seismic ground motion applications*, Probabilistic Engineering Mechanics, 11(3), 149-167.
- Dervişoğlu, Z.** (2006). *Deprem Etkisindeki Betonarme Binaların Performans Değerlendirme Yöntemlerinin Doğrusal Olmayan Teori Çerçevesinde Karşılaştırılması* (yüksek lisans tezi), Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Balıkesir.
- DBYBHY** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Eurocode-8** (2003). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

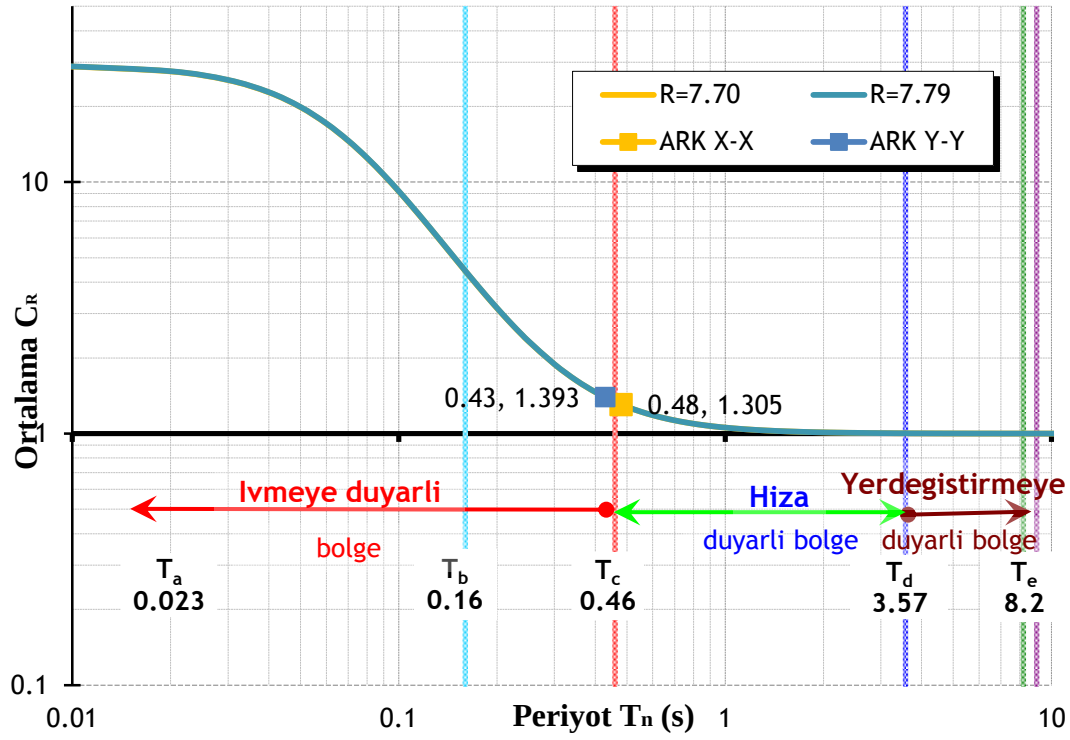
- Fahjan, Y. M., Vatansever, S., Özdemir, Z.** (2011). Ölçeklenmiş gerçek deprem kayıtları ile yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan dinamik analizleri, *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, ODTÜ, Ankara, 11-14 Ekim.
- FEMA-440** (2004). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- Filippou, F. C., D'Ambrisi, A. Issa, A.** (1992). Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, 1992-08.
- Gupta, A. ve Krawinkler, H.** (1998). Effect of stiffness degradation on deformation demands for SDOF and MDOF structures, *6th National Conference on Earthquake Engineering*, Oakland, CA-USA.
- Heidebrecht, A. C. ve Naumoski N.** (2000). Periods of reinforced concrete frames during nonlinear earthquake response, *12WCEE 2000: 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 30 Ocak – 4 Şubat.
- İlki, A. ve Celep, Z.** (2011). Betonarme yapıların deprem güvenliği, *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, ODTÜ, Ankara, 11-14 Ekim.
- Miranda, E. ve Bertero, V. V.** (1994). *Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistance design*, Earthquake Spectra, Cilt 10, Sayı 2, Sf. 357-379.
- Papageorgiou, A., Halldorsson, B., Dong, G.** (2000). Target acceleration spectra compatible time histories – TARSC THS User Manuel, V:1.0, State University of New York-Buffalo, Engineering Seismology Laboratory, New York, USA.
- Prakash, V. Powell, G. H., ve Campbell, S.** (1993). DRAIN-2DX base program description and user guide, *SEMM Report, UCB/SEMM-93/17*, University of California, Berkeley, CA.
- Ruiz-Garcia, J. E. ve Miranda, E.** (2002). Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites, *Engineering Structures*, **24**, 1271-1281.
- Taşkın, B., Sezen, A., Kara, F. İ., Mert Tuğsal, Ü.** (2008). Betonarme yapıların performansa dayalı tasarımında Türkiye deprem kayıtları kullanılarak hedef deplasmanların belirlenmesinde ampirik ilişkilerin türetilmesi, *TÜBİTAK 1001 Projesi*, No. 106M048.
- Toker, A.** (2007). *Betonarme Bir Yapıda Dolgu Duvar Etkisinin Doğrusal Olmayan Dinamik Hesap Yöntemiyle İncelenmesi* (yüksek lisans tezi), İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Vamvatsikos, D. ve Cornell, C. A.** (2005). Direct estimation of seismic demand and capacity of MDOF systems through incremental dynamic analysis of an SDOF approximation, *Journal of Structural Engineering*, Cilt 131, Sayı 4, 131(4), 589–599.

- Veletsos, A. A., ve Newmark, N. M.** (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, *2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Cilt 2, Sf. 865-912.
- Borzi, B., Calvi, G. M., Elnashai A. S., Faccioli E., Bommer J. J.** (2001). Inelastic spectra for displacement-based seismic design, *Soil Dynamics and Earthquake Enginnerin*, 21 (2001) 47-61. Adres: www.elsevier.com/locate/soildyn
- Otani, S.** (1981). Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake respons analysis, *Journal of Faculty of Engineering*, University of Tokyo, Cilt 36, Sayı 2. Adres: www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol4_551.pdf
- Singh, T.** (2006). *Seismic evaluation of reinforced concrete buildings* (yüksek lisans tezi), Thapar Institute of Engineering and Tehcnology, Deemed University, Patiala, India. Adres: <http://dspace.thapar.edu>

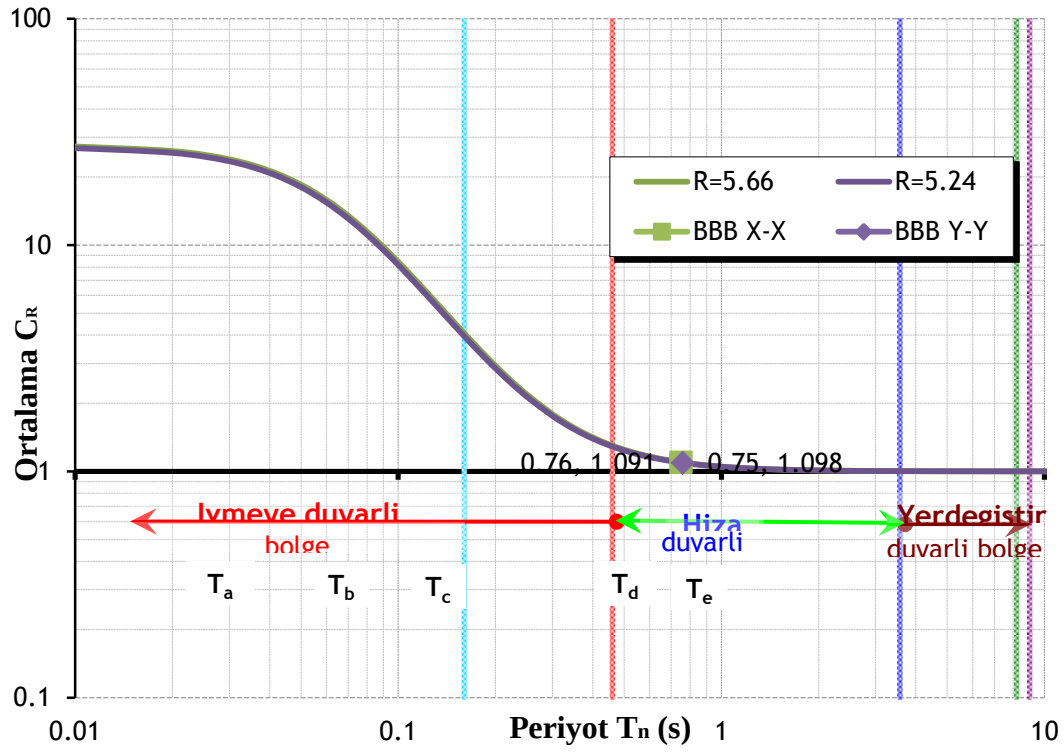
EKLER

EK A: Mevcut binaların $C_R - T$ değişimi üzerinde sahip oldukları esas C_R değerleri

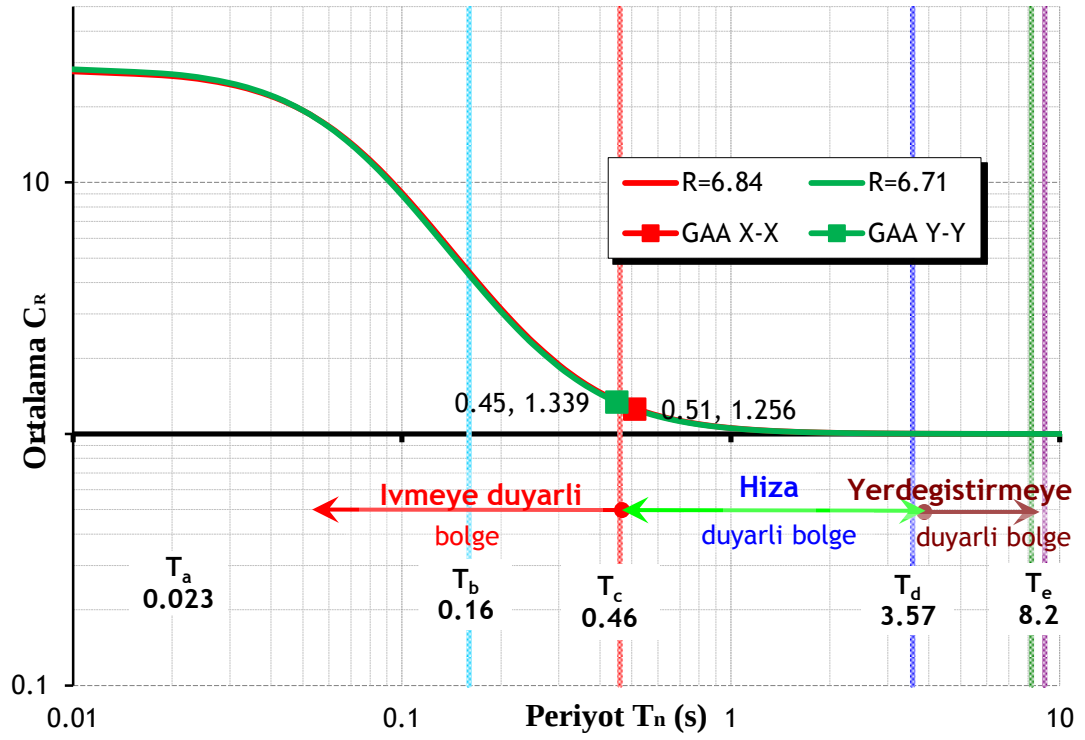
EK A



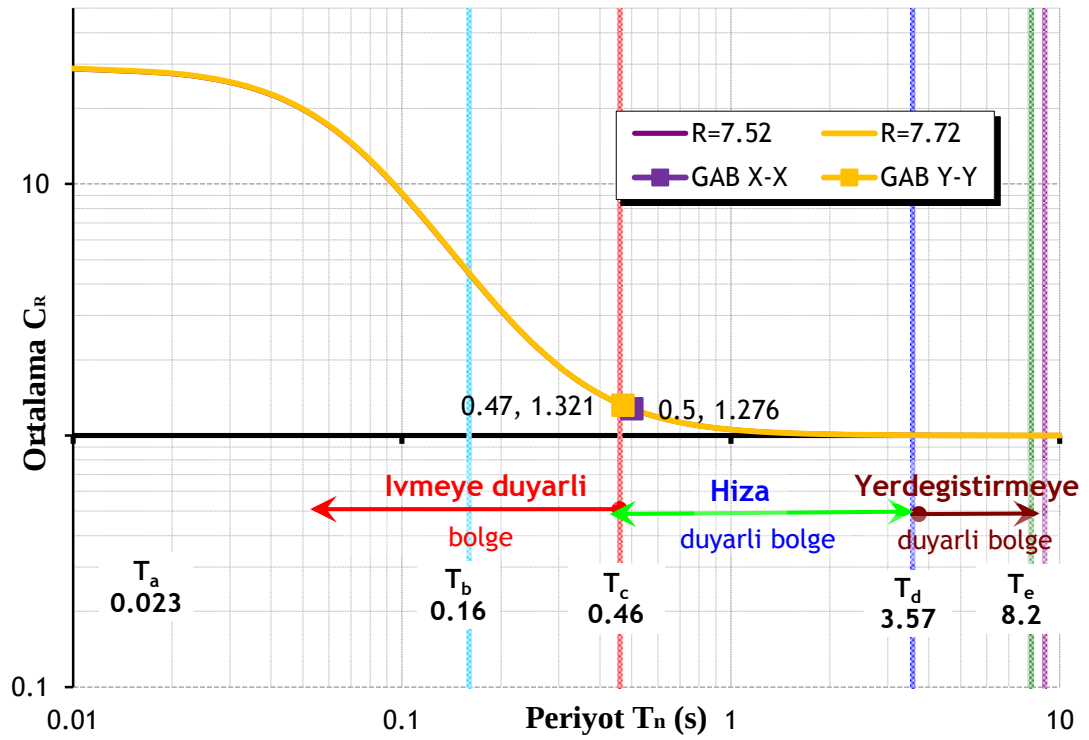
Şekil A.1 : Arnavutköy Binası C_R değerleri.



Şekil A.2 : Bağcılar Binası C_R değerleri.



Şekil A.3 : Güngören Binası A Blok C_R değerleri.



Şekil A.4 : Güngören Binası B Blok C_R değerleri.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Yasemin ÇETİN
Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul, 1987
Adres: 63 Ada, Gardenya 5-22E, D:4, Ataşehir, İstanbul
E-Posta: yascetin@gmail.com
Lisans: İTÜ, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
Mesleki Deneyim: BOTEK Boğaziçi Teknik Müşavirlik A.Ş. (2012)