

**DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME BİR BİNANIN DEPREM  
PERFORMANSININ ARTİMSAL EŞDEĞER  
DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ  
VE PERDE İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

**Salar GHAFOURZADEH TOUMATARI**

**Ağustos, 2014  
İZMİR**

**BETONARME BİR BİNANIN DEPREM  
PERFORMANSININ ARTIMSAL EŞDEĞER  
DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ  
VE PERDE İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

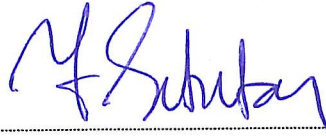
**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü  
Yüksek Lisans Tezi  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı**

**Salar GHAFURZADEH TOUMATARI**

**Ağustos, 2014  
İZMİR**

## YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

SALAR GHAFOURZADEH TOUMATARI, tarafından PROF. DR. YILDIRIM ERTUTAR yönetiminde hazırlanan “BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ VE PERDE İLE GÜÇLENDİRMESİ” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.



Prof.Dr. Yıldırım ERTUTAR

Yönetici



Yrd. Doç. Dr. Taner UĞAR

Jüri Üyesi



Doç. Dr. H. Murat TAVAKUL

Jüri Üyesi



Prof.Dr. Ayşe OKUR

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

## TEŐEKKÖR

Yüksek lisans eğitimi boyunca, bana gösterdiği ilgi ve desteğinden ve tez hazırlığındaki katkılarından dolayı değerli danışman hocam sayın Prof.Dr. Yıldırım ERTUTAR'a teşekkür ederim.

Ayrıca, tez çalışmaları boyunca desteğı ve yakın ilgisinden dolayı ve tecrübesi ile bilgime bilgi katan Sayın Yrd. Doç.Dr. Taner Uçar'a teşekkür etmeyi borç bilirim.

Hayatımın her aşamasında gerek madden gerekse manen hiçbir zaman beni yalnız bırakmayan ve desteklerini esirgemeyen ailem, ağabeyim ve değerli eşime teşekkür eder ve bu çalışmayı küçük bir telafî olarak annem ve babama armağan etmek isterim.

Salar GHAFURZADEH TOUMATARI

# **BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ VE PERDE İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

## **ÖZ**

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, Türk Deprem Yönetmeliği-2007 kapsamındaki Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemlerinden birisi olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile mevcut bir binanın deprem performansı belirlenmiş ve güçlendirilmiştir. Mevcut bina olarak İzmir il sınırları içinde Z3 zemin sınıfı üzerinde 1975 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış ve inşa edilmiş 7 katlı bir bina seçilmiştir. Kullanım amacı konut olan bu bina için 50 yılda aşılma olasılığı yüzde 10 olan Tasarım Depremi etkisi altında Can Güvenliği Performans Düzeyi hedeflenmiştir.

Mevcut bina için malzeme ve geometri değişimi açısından doğrusal olmayan artımsal itme analizi sonucunda itme eğrileri elde edilmiştir. İtme eğrileri modal kapasite diyagramlarına dönüştürülmüştür ve Tasarım Depremi etkisinde binanın performans noktası belirlenerek bu noktada yerdeğiştirme talepleri hesaplanmıştır. Binanın deprem performansını belirlemek amacı ile plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği kesitlerde beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme cinsinden elde edilen deprem istemleri birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan değerlendirme sonucunda hedeflenen performans düzeyi sağlanmadığı için mevcut binaya güçlendirme uygulaması yapılmıştır. Bu uygulamada iki farklı alternatifte çerçeve düzlemi içinde betonarme perde duvarlar eklenmiş ve performans değerlendirmesi tekrarlanmıştır.

Mevcut ve güçlendirilmiş binaya ait sonuçlar karşılaştırılarak betonarme perde duvarların etkinliği incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar tablo ve grafik olarak ilgili bölümlerde sunulmuştur

**Anahtar kelimeler:** Betonarme binalar, doğrusal olmayan analiz yöntemleri, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, itme eğrisi, modal kapasite diyagramı, deprem istemi, performans düzeyi, güçlendirme.

**SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF A REINFORCED  
CONCRETE BUILDING USING THE INCREMENTAL EQUIVALENT  
EARTHQUAKE LOAD METHOD AND STRENGTHENING WITH A  
SHEAR WALL**

**ABSTRACT**

Determination of the seismic performance of an existing R/C building and strengthening has been studied according to Turkish Seismic Design code 2007 by incremental equivalent earthquake load method as one of nonlinear analysis methods presented as the master thesis in this study. Therefore, in the province of Izmir city 7-storey building that designed and built according to 1975 seismic code were discussed. Life safety (LS) performance level is aimed as a target for the structure under design earthquake that may be exceeded in 50 years period with 10 percent probability.

Pushover curves were obtained according to the results of non-linear incremental pushover analysis of existing and strengthened buildings in terms of materials and geometrically. Then pushover curves are converted to modal capacity diagrams and with determination of the performance point under effect of design earthquake, displacement demands are calculated in this point. With the purpose of determination of the seismic performance of the existing building, seismic demands obtained in terms of concrete and reinforcement steel strains were compared with deformation capacities in sections which plastic deformation occur. According to evaluation results, strengthening of existing buildings has been applied due to the absence of targeted Life Safety (LS) performance level. In this application, in the plane of the frame with two different alternatives reinforced concrete shear walls were added and the performance evaluation was repeated.

By comparing of existing and strengthened buildings results, effectiveness of reinforced concrete shear walls is investigated. The results are presented by graphics and tables in the concerned chapters.

**Keywords:** Reinforcement concrete building, Non-linear Analysis Methods, incremental equivalent seismic load method, pushover curve, modal capacity diagram, seismic demands, performance level, strengthening.



## İÇİNDEKİLER

	<b>Sayfa</b>
YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU .....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ .....	iv
ABSTRACT.....	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ .....	xiv
TABLolar LİSTESİ.....	xiiv
<b>BÖLÜM BİR-GİRİŞ.....</b>	<b>1</b>
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı .....	4
1.2 Konu İle İlgili Önceki Çalışmalar .....	5
1.2.1 Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi İle İlgili Yapılmış Çalışmalar .....	5
1.2.2 Yapı Sistemlerinin Güçlendirilmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar .....	9
<b>BÖLÜM İKİ - YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ 13</b>	
2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri .....	13
2.2 Türk Deprem Yönetmeliği'nde Doğrusal Olmayan Davranış .....	13
2.3 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi.....	15
2.4 Plastik Mafsal (Plastik Kesit) Hipotezi .....	16
2.4.1 Plastik Mafsal Dönmelerinin Etkenleri .....	19
2.4.2 Plastik Mafsal Hipotezinin Esasları.....	20
<b>BÖLÜM ÜÇ - YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE DEĞERLENDİRMESİ .....</b>	<b>21</b>
3.1 Yapının Deprem Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi.....	21

3.1.1 Betonarme Yapı Elemanlarında Etki/Kapasite Oranlarının (r) Bulunmasında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri.....	21
3.1.1.1 Kesit ve Eleman Hasarlarının Tanımı.....	21
3.1.1.2 Yapı Elemanlarının Kırılma Türleri.....	21
3.1.1.3 Kesit Hasar Sınırları.....	22
3.1.1.4 Kesit Hasar Bölgeleri.....	22
3.1.2 Hesap Yöntemleri .....	23
3.1.2.1 Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi.....	23
3.1.2.1.1 Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulama Sınırları .....	23
3.1.2.1.2 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi .....	23
3.1.2.1.3 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi .....	24
3.1.2.1.4 Göz önüne Alınacak Yerdeğiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları.....	25
3.1.2.1.5 Deprem Performansının Belirlenmesinde Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabilirliği .....	25
3.1.3 Yapı Elemanlarında Hasar Değerlendirmesi .....	26
3.1.4 Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması .....	27
3.2 Yapıların Analizinde Kullanılan Doğrusal Elastik Olmayan Analiz Yöntemleri .....	28
3.2.1 Doğrusal Elastik olmayan Davranışın İdealleştirilmesi .....	29
3.3 Yapının Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi Yöntemi İle Belirlenmesi.....	30
3.3.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi.....	31
3.3.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi.....	40
3.3.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi .....	44
3.3.3.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabilirliği .....	45
3.3.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi.....	45
3.3.4 Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi .....	52
3.3.5 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi İle Yapıların Deprem Performansının Tanımları ve Deprem Performansının Belirlenmesi .....	54
3.3.5.1. Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK) .....	54
3.3.5.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG).....	54

3.3.5.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ) .....	55
3.3.5.4 Göçme Durumu.....	55
3.3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyi.....	55

## **BÖLÜM DÖRT - GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ..... 58**

4.1 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Güçlendirmesi .....	58
4.2 Yapı Sisteminin Güçlendirmesi.....	58
4.2.1 Taşıyıcı Sistemin Çerçeve Düzlemi İçinde Betonarme Perde Eklenmesi	59
4.2.2 Taşıyıcı Sistemin Çerçeve Düzlemine Bitişik Betonarme Perde Eklenmesi .....	60
4.3 Perde Modelleme Yöntemleri .....	60
4.3.1 Sonlu Eleman Modeli İle Perde Modellemesi .....	61
4.3.1.1 Sonlu Eleman Modelinin Avantajları .....	61
4.3.1.2 Sonlu Eleman Modelinin Dezavantajları .....	62
4.3.2 Çubuk Eleman (Eşdeğer Kolon) Modeli .....	62

## **BÖLÜM BEŞ - SAYISAL UYGULAMA ..... 63**

5.1 Giriş.....	63
5.2 Örnek Binanın Tanıtılması .....	63
5.2.1 Bina Bilgileri .....	66
5.2.2 Malzeme Bilgileri .....	66
5.2.3 Proje Parametreleri .....	66
5.2.4 Yükler .....	67
5.3 Mevcut Binanın Modellenmesi ve Analizlerinde Yapılan Kabuller .....	67
5.4 Mevcut Binanın Deprem Performansının Değerlendirmesinde İzlenecek Yol	68
5.4.1 Bina Bilgi Düzeyi .....	68
5.4.2 Elastik Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı .....	68
5.4.3 Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabilirliğinin Kontrolü .....	69
5.4.4 Elemanlarda Doğrusal Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi .....	71
5.4.4.1 Örnek Kiriş İçin Hesap ve Plastik Mafsal Tanımı .....	72

5.4.4.2 Örnek Kolon İçin Hesap ve Plastik Mafsal Tanımı .....	73
5.5 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi .....	75
5.5.1 Düşey Yüğü Altında Doğrusal Olmayan Statik Analiz.....	75
5.5.1.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulanabilirliği .....	75
5.5.1.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi.....	75
5.5.1.3 Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi .....	76
5.5.1.4 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi.....	77
5.5.1.5 Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.....	80
5.5.1.5.1 Örnek Olarak Seçilen K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı .....	80
5.5.1.5.2 Örnek K113 Kirişinin Kesme Kapasite Kontrolü .....	84
5.5.1.5.3 Örnek Olarak Seçilen S7-1 Kolonunun Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı .....	85
5.5.1.5.4 Örnek S 7-1 Kolonunun Kesme Kapasite Kontrolü.....	87
5.6 Mevcut Binanın Performansının Belirlenmesi .....	87
5.6.1 Mevcut Binanın Y Doğrultusunda Performansının Belirlenmesi.....	88
5.7 Mevcut Binanın 1'inci Tip Betonarme Perde Düzeni İle Güçlendirilmesi .....	90
5.7.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi .....	94
5.7.1.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binasının Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi.....	95
5.7.1.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi .....	96
5.7.1.3 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı .....	99
5.7.1.3.1 K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.....	99
5.7.1.3.2 S7-1 Kolonunun Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı	101
5.7.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Performansının Belirlenmesi.....	104
5.7.2.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın X Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi.	104

5.7.2.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Y Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi.	106
5.8 Mevcut Binanın 2'inci Tip Betonarme Perde Düzeni İle Güçlendirilmesi ...	108
5.8.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi .....	113
5.8.1.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binasının Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi.....	114
5.8.1.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi .....	115
5.8.1.3 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı .....	117
5.8.1.3.1 K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı... ..	117
5.8.1.3.2 Kolonların Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.....	119
5.8.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Performansının Belirlenmesi .....	119
5.8.2.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın X Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi.	119
5.8.2.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Y Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi.	122
5.9 Güçlendirme Perdelerinin Yapısal Özelliklere Etkisinin İrdelenmesi .....	124
5.9.1 Güçlendirme Perdelerinin Modal Özelliklere Etkisi .....	124
5.9.2 Güçlendirme Perdelerinin İtme Eğrilerine Etkisi .....	125
5.9.3 Güçlendirme Perdelerinin Kapasite Eğrilerine Etkisi.....	126
5.9.4 Performans Noktasında Yapısal Elemanlarda Oluşan Plastik Dönme Değerleri .....	128
5.9.5 Performans Noktasında Kat Yatay Yerdeğiştirmeleri ve Görelî Kat Ötelemeleri .....	132
5.9.5.1 Mevcut ve Güçlendirilmiş Binaların Performans Noktaları .....	132
5.9.5.2 Performans Noktasında Kat Yatay Yerdeğiştirmeleri .....	132
5.9.5.2 Performans Noktasında Görelî Kat Ötelemeleri .....	133
<b>BÖLÜM ALTI-SONUÇLAR .....</b>	<b>135</b>

**KAYNAKLAR ..... 139**

## ŞEKİLLER LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1 a) eğilme momenti-eğrilik diyagramı, b) idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısı .....	17
Şekil 2.2 Doğrusal olmayan şekildeğişirmeler .....	18
Şekil 3.1 Kesit hasar sınırları ve bölgeleri .....	22
Şekil 3.2 Üstteki katlara etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü ve eşdeğer kat deprem yükleri.....	25
Şekil 3.3 İtme analizi modeli için plastik moment-plastik dönme ilişkileri .....	29
Şekil 3.4 Talep spektrumunun spektral ivme-spektral yerdeğiştirme (ADRS) formatına dönüştürülmesi.....	32
Şekil 3.5 Yapının kapasite eğrisinin elde edilmesi .....	33
Şekil 3.6 Kapasite spektrumu ve davranış spektrumunun aynı grafikte çizilmesi ve tahmini olarak performans noktasının belirlenmesi .....	35
Şekil 3.7 Kapasite spektrumunun idealleştirilmesi .....	35
Şekil 3.8 Performans noktasının belirlenmesi.....	40
Şekil 3.9 Deplasman Katsayıları Yöntemi ile yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi .	41
Şekil 3.10 $T_1^{(1)} \geq T_B$ durumu için performans noktasının belirlenmesi.....	49
Şekil 3.11 $T_1^{(1)} < T_B$ durumu için performans noktasının belirlenmesi.....	51
Şekil 4.1 Sonlu eleman perde modeli.....	61
Şekil 4.2 Perdenin eşdeğer kolon olarak modellenmesi .....	62
Şekil 5.1 Mevcut binanın üç boyutlu analiz modeli.....	64
Şekil 5.2 Mevcut binanın tipik kat planı .....	65
Şekil 5.3 (a) Sol K113 kiriş kesitinin i ucu, (b) K113 kiriş kesitinin j ucu.....	73
Şekil 5.4 S7-1 kolon kesiti .....	74
Şekil 5.5 Örnek kolonun (S7-1) P-M etkileşim diyagramı .....	74
Şekil 5.6 B1 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi .....	75
Şekil 5.7 B1 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi .....	76
Şekil 5.8 B1 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	76
Şekil 5.9 B1 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	77

Şekil 5.10 B1 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	78
Şekil 5.11 B1 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	79
Şekil 5.12 K113 kirişinin pozitif eğilme moment-eğrilik ilişkisi .....	81
Şekil 5.13 K113 kirişinin idealleştirilmiş pozitif eğilme moment-eğrilik ilişkisi.....	81
Şekil 5.14 K113 kirişinin negatif eğilme moment-eğrilik ilişkisi.....	83
Şekil 5.15 K113 kirişinin idealleştirilmiş negatif eğilme moment-eğrilik ilişkisi.....	83
Şekil 5.16 S7-1 kolonunun çalışan yönde eğilme momenti-eğrilik diyagramı .....	86
Şekil 5.17 S7-1 kolonunun çalışan yönde idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik diyagramı.....	86
Şekil 5.18 1'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın üç boyutlu modeli .....	90
Şekil 5.19 1'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın tipik kat planı .....	91
Şekil 5.20 B2 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi .....	95
Şekil 5.21 B2 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi .....	95
Şekil 5.22 B2 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	96
Şekil 5.23 B2 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	96
Şekil 5.24 B2 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	97
Şekil 5.25 B2 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	98
Şekil 5.26 Güçlendirilmiş binada (B2) S7-1 kolonunun çalışan yönde moment-eğrilik diyagramı.....	102
Şekil 5.27 Güçlendirilmiş binada (B2) S7-1 kolonunun çalışan yönde idealleştirilmiş moment-eğrilik diyagramı.....	102
Şekil 5.28 2'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın üç boyutlu modeli ....	109
Şekil 5.29 2'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın tipik kat planı .....	110
Şekil 5.30 B3 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi .....	114
Şekil 5.31 B3 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi .....	114
Şekil 5.32 B3 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	115
Şekil 5.33 B3 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı .....	115



Şekil 5.34 B3 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	116
Şekil 5.35 B3 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu .....	117
Şekil 5.36 +X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri .....	125
Şekil 5.37 -X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri .....	125
Şekil 5.38 +Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri .....	126
Şekil 5.39 -Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri .....	126
Şekil 5.40 +X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri .....	127
Şekil 5.41 -X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri .....	127
Şekil 5.42 +Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri .....	127
Şekil 5.43 -Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri .....	128
Şekil 5.44 +X doğrultusunda B1 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	129
Şekil 5.45 +X doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	129
Şekil 5.46 +X doğrultusunda B3 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	130
Şekil 5.47 +Y doğrultusunda B1 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	130
Şekil 5.48 +Y doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	131
Şekil 5.49 -Y doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri .....	131
Şekil 5.50 Binaların kat yatay yerdeğiştirmeleri (a) + X doğrultusu, (b) – X doğrultusu .....	132
Şekil 5.51 Binaların kat yatay yerdeğiştirmeleri (a) + Y doğrultusu, (b) – Y doğrultusu .....	132
Şekil 5.52 Binaların görelî kat ötelemeleri (a) + X doğrultusu, (b) – X doğrultusu	134
Şekil 5.53 Binaların görelî kat ötelemeleri (a) + Y doğrultusu, (b) – Y doğrultusu	134

## TABLULAR LİSTESİ

	<b>Sayfa</b>
Tablo 3.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabileceği binalar .....	23
Tablo 3.2 Hareketli Yüğü Katılım Katsayısı (n).....	24
Tablo 3.3 Betonarme kirişlerin hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları(r)	26
Tablo 3.4 Betonarme kolonların hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları(r) .....	27
Tablo 3.5 Betonarme perdelerin hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları(r) .....	27
Tablo 3.6 Göreli kat ötelemesi sınırları.....	27
Tablo 3.7 Efektif sönümün belirlenmesinde kullanılan katsayılar .....	37
Tablo 3.8 Efektif periyodun belirlenmesinde kullanılan katsayılar .....	38
Tablo 3.9 FEMA 356'ya göre $C_0$ katsayısı yaklaşık değerleri.....	43
Tablo 3.10 Binalar için farklı deprem düzeylerinde minimum performans hedefleri	56
Tablo 5.1 Mevcut binanın x deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri.....	69
Tablo 5.2 Mevcut binanın y deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri.....	69
Tablo 5.3 Mevcut binanın periyot değerleri ve etkin kütle oranları .....	70
Tablo 5.4 Mevcut binanın + X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı.....	70
Tablo 5.5 Mevcut binanın - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı.....	70
Tablo 5.6 Mevcut binanın + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı.....	71
Tablo 5.7 Mevcut binanın - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı.....	71
Tablo 5.8 B1 binasının Y doğrultusunda kirişlerin hasar durumu .....	88
Tablo 5.9 B1 binasının Y doğrultusunda kolonların hasar durumu .....	88
Tablo 5.10 Güçlendirilmiş binanın (B2) periyot değerleri ve etkin kütle oranları ...	92
Tablo 5.11 Güçlendirilmiş binanın (B2) + X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	92
Tablo 5.12 Güçlendirilmiş binanın (B2) - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	93

Tablo 5.13 Güçlendirilmiş binanın (B2) + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	93
Tablo 5.14 Güçlendirilmiş binanın (B2) - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	93
Tablo 5.15 Güçlendirilmiş binanın (B2), X deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri .....	94
Tablo 5.16 Güçlendirilmiş binanın (B2), Y deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri .....	94
Tablo 5.17 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu .....	104
Tablo 5.18 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu .....	104
Tablo 5.19 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu .....	105
Tablo 5.20 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu .....	106
Tablo 5.21 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu .....	107
Tablo 5.22 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu .....	107
Tablo 5.23 Güçlendirilmiş binanın (B3) periyot değerleri ve etkin kütle oranları ..	111
Tablo 5.24 Güçlendirilmiş binanın (B3) + X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	111
Tablo 5.25 Güçlendirilmiş binanın (B3) - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	112
Tablo 5.26 Güçlendirilmiş binanın (B3) + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	112
Tablo 5.27 Güçlendirilmiş binanın (B3) - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı .....	112
Tablo 5.28 Güçlendirilmiş binanın (B3), X deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri .....	113

Tablo 5.29 Güçlendirilmiş binanın (B3), Y deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri .....	113
Tablo 5.30 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu.....	120
Tablo 5.31 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu.....	120
Tablo 5.32 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu.....	120
Tablo 5.33 Güçlendirilmiş binanın (B3) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu.....	122
Tablo 5.34 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu.....	122
Tablo 5.35 Güçlendirilmiş binanın (B3) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu.....	123
Tablo 5.36 deprem doğrultularında modal özellikler.....	125
Tablo 5.37 Deprem doğrultularında binaların performans noktaları .....	132
Tablo 6.1 Binaların performans noktaları ve performans noktasında taban kesme kuvvetleri.....	132
Tablo 6.2 X doğrultusunda 3-3 aksına ait çerçevede maksimum plastik dönme değerleri.....	137
Tablo 6.3 Y doğrultusunda C-C aksına ait çerçevede maksimum plastik dönme değerleri.....	137

## BÖLÜM BİR

### GİRİŞ

Son 20 yıl içinde özellikle kentsel alanlarda meydana gelen şiddetli depremler etkisinde (1994 Northridge-ABD, 1995 Kobe-Japonya, 1999 Marmara-Türkiye vb.) binalarda meydana gelen hasarların oldukça büyük ekonomik kayıplara yol açması, mevcut yönetmeliklerin sorgulanmasına yol açmıştır. Bu nedenle geleneksel kuvvete dayalı tasarımın yerini alacak yeni yaklaşımlar üzerindeki çalışmalara gereksinim duyulmuştur. Bu nedenle ABD’nde yapı yönetmeliklerinin ve depreme dayanıklı tasarım ve yapım şartnamelerinin gelişiminde aktif şekilde rol alan Structural Engineers Association of California (SEAOC) tarafından 1992 yılında performans esaslı sismik tasarım yönetmeliği’ni oluşturmak amacıyla ilk olarak VISION 2000 projesi başlatılmış ve böylece diğer projelerin de başlamasına öncülük yapılmıştır. Daha sonraki yıllarda, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings (ATC 40, 1996) projesi ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 1997, FEMA 356, 2000) projesi gerçekleştirilmiştir. Bu organizasyonların yanında Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır (Hasgöl, 2004).

Türk Deprem Yönetmeliği-2007’ye göre yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi “hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabilir düzeyde kalmasıdır. Şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır” (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik [DBYBHY], 2007). Daha önceki deprem yönetmeliğinde (Türk Deprem Yönetmeliği-1998) de yer alan bu ana ilke ile yeni yapıların tasarımına yönelik dolaylı bir şekilde bazı performans hedefleri

konulmaktadır. Ancak bu performans hedefleri farklı deprem düzeyleri için çeşitli yapısal elemanlarda oluşması muhtemel hasar seviyelerinin tanımlanmasına yönelik net ifadelerle sahip değildir. Bu nedenle binanın kendisi için öngörülen performans düzeyini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmektedir. Türk Deprem Yönetmeliği-2007’de mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde esas alınacak performans düzeyleri üç farklı deprem düzeyi ve binanın kullanım amacı ve türüne bağlı olarak tanımlanmıştır. Buna göre mevcut veya güçlendirilecek binalar için öngörülen performans hedefleri Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG) ve Göçmenin Önlenmesi (GÖ) şeklindedir.

Performansa dayalı tasarımda da, farklı deprem etkileri altında yapılar için hedeflenen performans düzeyleri, Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG) ve Göçmenin Önlenmesi (GÖ) olarak sıralanabilir. Elastik analiz, genel olarak yapının elastik kapasitesi ve ilk akmanın nerede oluşabileceği konusunda yeterli bilgi verebilir. Bu nedenle Hemen Kullanım (HK) performans düzeyi için yeterli sayılabilir. Fakat bu yöntemle, yapının göçme mekanizmasını ve plastik kesitlerin oluşumu sürecinde kuvvetlerin yeniden dağılımını belirlemek imkânsızdır. Bu nedenle Can Güvenliği (CG) ve Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyleri için elastik ötesi davranışı içeren hesap yöntemlerine ihtiyaç vardır (Kutanis, 2006).

Yirminci yüzyılın başlarında, ”dayanım” ve ”performans” kavramının aynı anlama geldiği varsayıldı, Ancak yaklaşık 35 sene önce bu iki kavramın farklı olduğu anlaşılmış ve dayanım artırılmasının daha fazla emniyet ve daha az hasar anlamına gelmediği görülmüştür. Bilim adamlarının araştırmaları sonucunda, yapısal elemanlarda dayanım dağılımının, toplam sistem dayanımına göre daha önemli ve etkili olduğu kanaatine varılmıştır. Örneğin plastik mafsallın giriş üzerinde oluşması kolonda oluşmasından daha güvenlidir. Bir yapının deprem yükleri altında yeterli performans göstermesi için, yeterli dayanım ve eleman şekildeğiştirme kapasitesine sahip olması gerekmektedir.

Deprem yükleri altında bir yapının performansının belirlenmesine yönelik en etkin yöntem zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemidir. Ancak bu

yöntemde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki davranışını tanımlayan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının belirlenmesi ve deprem hesabında kullanılacak uygun ivme kayıtlarının seçilmesi gibi sorunlar vardır (Kutaniş, 2006) ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz çok zaman alıcı ve karmaşıktır. Bu nedenle yapıların performanslarının belirlenmesinde doğrusal olmayan artımsal itme analizi yöntemi ön plana çıkmış ve yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır.

Betonarme yapı bir bütün olarak, bütün elemanları ve kesitleri ile güçlü yer hareketleri ile oluşan atalet kuvvetlerine ve zati yüklere karşı yeterli dayanımda olmalıdır. Günümüzde yürürlükte olan şartnamelerin tasarım ilkeleri göz önünde bulundurularak, tasarım aşamasında uygun kesit boyutlandırma, donatı seçimi ve detaylandırılması ile yapı kesitlerini zorlayabilen düşey yük, eğilme momenti, kesme kuvveti veya burulma momentleri ile mukabelesine müdahale etmek mümkündür. Örnek olarak bir düğüm noktasında kirişin eğilme kapasitesine kolondan önce ulaşmasını sağlamak mümkündür.

Belirtilen temel bilgilerin irdelenmesi ve mühendisçe yorumlanması sonucu günümüzde şiddetli depremlere dayanıklı yapılar üretilebilmektedir. Ancak günümüzde yapı stokunun çoğunluğunu oluşturmakta olup daha önceki yönetmeliklere göre tasarlanıp inşa edilen binalar halen hizmet vermektedir. Dolayısıyla bu yapılarında deprem karşısındaki davranışları önem arz etmekte ve bu binaların deprem performansını incelemeye alınıp gerektiği takdirde güçlendirilmesi gerekmektedir.

Mevcut binaların deprem güvenliğinin belirlenmesine ve güçlendirilmesine yönelik çalışmalar, ülkemizde özellikle 1999 yılında meydana gelen yıkıcı depremlerden sonra gündeme gelmiş ve uygulanmaya başlanmıştır. Bu tip güçlendirme uygulamaları, genel anlamda mevcut 1998 yılı Deprem Yönetmeliği'nin revize edilmesi ve buna "Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi" başlıklı bölümün eklenmesi ile oluşturulan ve Mart 2007'de Resmi Gazete'de yayınlanarak yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında

Yönetmelik 2007 hükümleri kapsamında belirli kurallara oturtulmuştur. Ülkemizde mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesine ve güçlendirilmesine yönelik temel ilkeler ve hesap yöntemleri ilk olarak bu yönetmelikte tanımlanmıştır (Uçar, Ghafourzadeh ve Ertutar, 2014).

## **1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı**

Birinci derece deprem bölgelerinde yer alan ülkelerin geçmişte tecrübe ettiği depremlere ve bu depremlerin arkada bıraktığı hasarlara bakıldığında, mevcut yapı stokunun büyük kısmının deprem güvenliğinin yeterli olmadığı kanaatine varmak mümkündür. Örnek olarak Türkiye’de son yıllarda meydana gelen depremlerde (1992 Erzincan Depremi, 1995 Dinar Depremi, 1998 Adana-Ceyhan Depremi, 1999 Marmara Depremi) can ve ekonomik kayıp, büyük boyutlara ulaşmıştır. Bu nedenle sözü geçen kayıpları kısmen de olsa önlemek (can güvenliğini sağlamak) amacı ile 06.03.2007 tarihinde yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007’ye (DBYBHY 2007) Mevcut Binaların Değerlendirmesi ve Güçlendirilmesi başlığı altında yeni bir bölüm eklenmiştir.

Bu çalışmada örnek olarak seçilen yedi katlı betonarme çerçeve sistemli, kullanım amacı konut olan bina, İzmir ili sınırları içerisinde bulunmakta olup 1985 yılında Z3 zemin türü üzerine inşa edilmiştir. Tasarım Depremi etkisi altında örnek olarak seçilen betonarme mevcut binanın, Artımsal İtme Analizi yöntemlerinden yaygın olarak kullanılan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Türk Deprem Yönetmeliği-2007’nin öngördüğü esasları göz önünde bulundurarak performansı belirlenmiştir. Yapılan değerlendirme sonucunda hedeflenen Can Güvenliği Performans Düzeyi’nin mevcut bina için sağlanmadığı tespit edilmiştir. Bu nedenle mevcut binanın deprem performansının istenen düzeye çıkartılması için güçlendirilmesine karar verilmiştir.

Güçlendirme yöntemi olarak mevcut binaya çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmiştir. Betonarme sisteme eklenecek perdelerin, binanın çeşitli yapısal parametrelerine ve deprem güvenliğinin belirlenmesinde kullanılacak hesap



yönteminin seçimine doğrudan etkileri olacaktır. Bu nedenle, güçlendirme perdelerinin mevcut binanın kat planı içerisinde uygun bir şekilde düzenlenmesi önemlidir. Bu çalışmada, betonarme çerçeve sistemli mevcut binaya güçlendirme amacıyla iki farklı şekilde düzenlenmiş güçlendirme perdeleri eklenmiştir. İki farklı perde düzeni ile güçlendirilen binanın Tasarım Depremi etkisi altında performans değerlendirmesi yapılmış ve hedeflenen Can Güvenliği Performans Düzeyi'nin sağlanıp sağlanmadığının kontrolü yapılmıştır. Ayrıca, eklenen güçlendirme perdelerinin binanın yapısal özelliklerine etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, bu tip güçlendirme perdelerinin uygulanmasına yönelik öneriler sunulmuştur.

## **1.2 Konu İle İlgili Önceki Çalışmalar**

Konu ile ilgili bugüne kadar yapılmış olan bazı çalışmalar aşağıda iki bölüme ayrılarak sunulmuştur. Bölüm 1.2.1'de doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi ile yapı sistemlerinin analizi, Bölüm 1.2.2'de ise performans değerlendirmesinden sonra yapılan güçlendirme ile ilgili çalışmalara değinilmiştir.

### ***1.2.1 Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi İle İlgili Yapılmış Çalışmalar***

Fajfar (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design" başlıklı çalışmasında doğrusal elastik olmayan N2 yöntemi ile yapıların deprem analizini araştırmış ve yöntemi kullanarak örnek olarak seçilen binanın nümerik analizi gerçekleştirmiştir. Örnek binanın N2 yöntemi ile yapılan analizinden elde edilen sonuçları, FEMA 273 ve ATC-40'da açıklanan doğrusal olmayan statik analizi prosedürleri ile karşılaştırmış ve yöntemleri birbirinden ayıran özellikleri ve yöntemlerin benzer yönlerini açıklamıştır.

Moghadam ve Tso (2000), "3-D Pushover Analysis for Damage Assessment of Buildings" başlıklı çalışmalarında binaların hasar tespiti için üç boyutlu statik itme analizi yapmışlar ve artımsal itme analizi prosedürünün kiriş veya kolon süneklik talepleri gibi lokal hasar göstergelerinden ziyade katlar arası öteleme gibi global

tepki parametrelerinin tahmin edilmesinde daha başarılı olduğu sonucuna varmışlardır.

Elnashai (2001), “Advanced Inelastic Static (pushover) Analysis for Earthquake Applications” adlı çalışmasında, uyumsuz yük dağılımı yöntemi (adaptive pushover method) ile ilgili pek çok araştırmacı tarafından geliştirilen ve önerilen özellikleri toplamıştır. Tek adımda statik itme analizi algoritmasında Elnashai, tamamen uyumlu, çok-modlu, yapısal sistemin anlık direngenliğini ve anlık serbest titreşim periyodunu göz önüne alan, yanal yük dağılımının sürekli değiştiği bir yöntem geliştirmiştir. Papanikolaou ve Elnashai ise, uyumsuz statik itme analizlerini daha sağlam temellere dayandıran bir prosedür önermişler ve yöntemde plastik mafsal hipotezi yerine fiber eleman modeli kullanmışlardır (Papanikolaou ve Elnashai, 2005).

Mwafy ve Elnashai (2001), “Static Pushover Versus Dynamic Analysis of R/C Buildings.” başlıklı çalışmalarında, yaygın olarak kullanılmakta olan elastik ötesi doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinin geçerliliği ve uygulanabilirliği, “dinamik pushover” olarak adlandırılan artımsal dinamik göçme analizlerinin sonuçları ile kıyaslanarak araştırmışlardır.

Albanesi, Nuti ve Vanzi (2002), “State of The Art of Nonlinear Static Methods” başlıklı çalışmalarında yaygın olarak kullanılmakta olan, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri ile belirlenen yapı kapasitelerini esas alan ve yapı sistemlerinin deprem etkileri altında performanslarının belirlenmesine yönelik kullanılan yöntemlerden Kapasite Spektrumu Yöntemi, Deplasman Katsayıları Yöntemi ve N2 Yöntemi üzerinde durmuşlardır. Yöntemleri birbirinden ayıran özellikler ve yöntemlerin benzer yönleri açıklanmıştır. Bahsedilen yöntemler kullanılarak nümerik analizler gerçekleştirilmiş ve bu analizlerin sonuçları doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Moghadam (2002), yüksek yapılarda, yüksek mod etkilerini dikkate alan bir yöntem geliştirmiş ve yöntemin uygulanmasını göstermek amacıyla yirmi katlı bir

yapı kullanılmıştır. Yapılan bu çalışmanın sonuçlarının, çok katlı yapıların doğrusal olmayan artımsal itme analizlerinde kullanılabileceği gösterilmiştir.

Korkmaz (2006), “Nonlinear Pushover Analysis for High Rise R/C Frame Structures” adlı çalışmasında 10, 12, 14 ve 16 katlı betonarme çerçeve yapı ele almış ve artımsal itme analizi için dikdörtgen ve üçgen yük dağılımları uygulamıştır. Zaman tanım alanında dinamik analizlerinde 30 farklı deprem verisi kullanmıştır. Çok katlı betonarme yapılar için artımsal itme ve zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları, artımsal itme analizlerinin kullanılabilirliklerinin değerlendirilmesi amacı ile karşılaştırmıştır.

Korkmaz ve Düzgün (2006), “Statik Artımsal İtme Analizinde Kullanılan Yük Dağılımlarının Değerlendirilmesi” adlı çalışmalarında betonarme yapıların performanslarının belirlenmesinde kullanılan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerini, doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizler ile karşılaştırarak değerlendirmesini yapmışlardır.

Uygun ve Celep (2007) “Betonarme Bir Binanın Deprem Güvenliğinin Deprem Yönetmeliği deki Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Karşılaştırılmalı İncelenmesi” adlı çalışmalarında bir bina tasarlamışlar ve bu bina mevcut kabul edilerek doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin değerlendirme kuralları çerçevesinde inceleyerek elde edilen sonuçları birbiri ile karşılaştırmışlardır. Ayrıca mevcut binada doğrusal olmayan dinamik analiz kullanılarak, bunun doğrusal olmayan statik itme analizi ile olan uyuşumu tartışılmıştır.

Kadid ve Boumrkik (2008), “Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures” adlı çalışmada, Cezayir’in kuzeyinde büyük bir kısmı yıkan 2003 Boumerdes depreminin düzgün tasarlanmamış binalara verdiği hasarı baz alarak, 5, 8 ve 12 katlı üç adet çerçevesel yapıyı incelemek amacı ile artımsal itme analizi yöntemi kullanarak binaların deprem performanslarını değerlendirmişlerdir. Elde edilen sonuçlara dayanarak düzgün tasarlanmış çerçevelerin deprem yükleri altında daha iyi bir performans sergiledikleri sonucuna varmışlardır.

Geneş ve ark. (2011), “Konut Tipi Çok Katlı Betonarme Yapıların Hasar Görebilirliğinin Aletsel ve Sayısal Dataların Birleştirilmesine ve Statik İtme Analizine Göre Belirlenmesi” adlı çalışmalarında Antakya bölgesinde 12 adet betonarme konut tipindeki yapıların verilerini elde ettikten sonra statik itme analizi ile sismik performanslarını belirlemişler. Ulaşılan sonuçlar ışığında, yapıların deprem etkisi altındaki davranışları daha gerçekçi bir şekilde belirlenmiş ve Antakya genelindeki konut tipi betonarme yapıların olası bir senaryo depremde nasıl bir hasar dağılımı ortaya çıkaracağına ilişkin yapılacak olan çalışmaya veri hazırlanmıştır.

Poluraju ve Nageswara Rao son yıllarda meydana gelen depremlerin geriye bıraktığı hasarı ve gelecekte beklenen depremlere dayanarak, çerçeve yapıların güçlü hareketlere karşı sergileyeceği davranışı incelemek amacı ile artımsal statik itme analizi yöntemi kullanarak performans değerlendirmesi yapmışlar. 4 katlı binaların analizinden elde edilen sonuçlara dayanarak düzgün tasarlanmış çerçevelerin deprem yükleri altında daha iyi bir performans sergiledikleri kanaatine varmışlardır (Poluraju ve Nageswara Rao, 2011).

Deprem yönetmeliklerinin devamlı düzenlenmesi ve mühendislik bilgilerinin gelişmesinden dolayı mevcut binalar-özellikle son yirmi yılda yapılan binalar-sismik olarak yetersiz kalabilir. Vijayakumar ve Venkatesh Babu, Z3 zemin üzerine inşa edilmiş betonarme binanın davranışını artımsal itme analizi yöntemi ile değerlendirmişlerdir. Bu amaç doğrultusunda mevcut binanın itme eğrisi, kapasite spektrumu, plastik mafsal dağılımı ve performans düzeyi elde edilmiş ve binanın hasar veya yetersizliği izlenerek daha kesin bir performans değerlendirilmesi yapılmıştır (Vijayakumar ve Venkatesh Babu, 2012).

Golghate, Baradiya ve Sharma (2013), “Pushover Analysis of 4 Storey’s Reinforced Concrete Building” adlı çalışmalarında doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yaparak dördüncü bölgede seçilen betonarme bir binanın değerlendirmesini yapmışlar ve bu yöntemi kullanarak binanın daha kesin deprem performansını daha kesin olarak belirlemişlerdir.

### ***1.2.2 Yapı Sistemlerinin Güçlendirilmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar***

Sucuoğlu, Gür ve Günay (2004), “Performance-Based Seismic Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Buildings” adlı çalışmalarında Dinar ve Ceyhan depremlerinden orta derece hasarla çıkan orta yükseklikte olan binaların taşıyıcı sistemine perde duvarları ekleyerek, uygun maliyetli yöntemler kullanarak binaların deprem performansının iyileştirmesine yönelik bir takım uygulamalar yapmışlar. Orta derece Hasarlı binaların tahmini performansının belirlemede, doğrusal elastik olmayan statik yöntemlerinin, doğrusal elastik olmayan dinamik yöntemleri ile aynı derecede başarılı olduğu sonucuna varmışlardır. Deprem performansı yetersiz olan ve deprem bölgelerinde bulunan orta yükseklikte betonarme binalar için uygun maliyetli iyileştirme yöntemini gerçekçi bir çözüm olarak önermişlerdir.

Altun, Kara, Uncuoğlu ve Karahan (2008), “Betonarme Yapılarda Deprem Hasarları ve 6 Katlı Bir Yapının Güçlendirme Çalışmaları” adlı çalışmalarında 1999 Marmara depreminde hasar görmüş betonarme bir yapı için hasar özelliklerini belirlemişler, yapı için mevcut beton dayanımı ve donatı durumları ile zemin özellikleri elde edilerek güçlendirme projesi hazırlamışlardır. Güçlendirme projesinin uygulamasında karşılaşılan sorunlar ele alınmış ve güçlendirme çalışmasında, yapı için yatay kuvvetlerin oluşturduğu yerdeğişmeler "kolon mantolama + perdeleme" sistemi ile yapı rijitliği artırılarak sınırlandırılmıştır.

Kant ve Altın (2008), “Okul Binalarının Güçlendirilmesinde Örnek bir Uygulama” adlı çalışmasında Konya ili sınırları içerisinde, 1. derece deprem bölgesinde yer alan ve deprem güvenliği yetersiz bulunan Akşehir ilçesi Akşehir Kız Meslek Lisesi (AKML) binasını, betonarme perde duvar ilavesi ve kolon mantolama yöntemiyle güçlendirmişlerdir. Binanın statik analizleri için gerekli veriler oluşturulmuş, analizler yapılmış, ilave edilecek betonarme perde duvarlar ile mantolanacak kolonlar belirlenmiştir.

Kaltakçı, Öztürk ve Arslan (2010), “An Experimental Investigation for External RC Shear Wall Applications” adlı çalışmada betonarme binaların perde duvarlarla

dıştan güçlendirmesini incelemişlerdir. Türkiye gibi sıkça yıkıcı depremlerle sarsılan bir ülkede, çoğu betonarme binanın dayanım ve rijitliğinin yetersiz olduğu gözlenmiştir. Apartman sakinlerini binadan çıkartmak (ekonomik kayıplardan kaçınmak için) veya okul ve hastane gibi kamu binalarda güçlendirme sırasında binayı boşaltmak mümkün olmadığından çerçeve düzlemi boyunca dıştan güçlendirme perdeleri uygulanmıştır. Yapılan testler sonucu güçlendirilen yapıların maksimum yatay yük kapasitesi, rijitliği ve enerji tüketme davranışlarının sadece çerçeveden oluşan binalara kıyasla çok daha iyi olduğu gözlenmiştir.

Kaltakçı, Arslan ve Yavuz (2010), “Effect of Internal and External Shear Wall Location on Strengthening Weak RC Frames” adlı çalışmalarında deprem performansı yetersiz olan betonarme binalarda deprem perdeleri ile güçlendirme yönteminin önemini göz önüne alarak, mevcut sistemdeki perde duvarlarının konumunun etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, deprem dayanımı yetersiz olan üç ve iki katlı betonarme çerçeveli binanın içten ve dıştan konumlanan deprem perdeleri ile güçlendirilmesini irdelenmiş ve analiz edilen binaların dayanıklılık, rijitlik ve sünekliğini çalışmadan elde edilen sayısal sonuçlarla kıyaslamışlardır.

Kaplan, Atımtay, Yılmaz ve Çetinkaya (2011), “Seismic Strengthening of RC Structures With Exterior Shear Walls” adlı çalışmalarında betonarme yapıların güçlendirmesi için “Dış Perde Duvarlar” adlı yeni bir alternatifi deneysel olarak tersinir-tekrarlı yükler altında incelemişlerdir. Binanın ileri sürülen bu teknik kullanılarak güçlendirilmesi bina kullanıcılarını rahatsız etmeden mümkündür. Bu teknikte, perde duvarlar binanın dış cephesine paralel olarak yerleştirilmiştir. Dış perde duvarlarının kullanımı ile betonarme yapıların kapasite ve rijitliği irdelenmiş ve deney sonuçları karşılaştırılarak sayısal çözümler ile uyumluluğu tespit edilmiştir. Eklenen dış perde duvarların yapının tek parça bir elemanı olarak davranış sergilediği gözlenmiştir.

Karageyik ve Sucuoğlu (2011), “Betonarme Binaların Perdelerle Güçlendirilmesinde Sekildeğiştirme Esaslı Yöntemlerin Uygulanması” adlı çalışmalarında sünek olmayan orta yükseklikteki betonarme çerçeveli binaların

güçlendirmesinde şekildeğiştirme esaslı bir yöntemi kullanmışlardır. Her iki yönde sisteme eklenen minimum miktardaki perde duvarlar ile genellikle alt katlarda bulunan kritik kolonların şekildeğiştirme kapasitelerinin aşılmaması sağlanmış ve katlar arası ötelenme oranları ve eleman uçlarındaki dönme değerleri temel performans parametreleri olarak kullanılmıştır. Önerilen şekildeğiştirme esaslı güçlendirme yöntemi, diğer binalara oranla daha yüksek deprem performansı gerektiren okul binalarına uygulanmıştır.

Yön ve Sayın (2011) “Betonarme Perdeler ve Çelik Çaprazlarla Yapılan Güçlendirmelerin Karşılaştırılması” adlı çalışmalarında 1. derece deprem bölgesinde tasarlanmış 5,7 ve 9 katlı üç adet betonarme yapıyı incelenmiştir. Belirtilen binaların Türk Deprem Yönetmeliği’ne göre hem betonarme perdelerle hem de çelik çaprazlarla güçlendirilerek doğrusal analizleri yapılmıştır. Analizler sonucu görelî kat ötelemeleri hesaplanarak bir değerlendirme yapılmış ve perde duvarlar ve çelik çaprazlar arasındaki en uygun güçlendirme metodu belirlenmiştir.

Ergün, Kürklü ve Başaran (2012), “Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin İncelenmesi ve Güçlendirilmesi Çalışmaları için Afyonkarahisar’dan Bir Hastane Örneği” adlı çalışmalarında önceden araştırma hastanesi olarak kullanımda olan ve 1991 yılında projelendirilip inşa edilen Afyon Kocatepe Üniversitesi’ne ait binanın, Dişçilik Fakültesi Eğitim ve Tedavi binası olarak yeniden kullanımı için yapılacak düzenlemelerden önce mevcut durumunun deprem performansının değerlendirilmesinde kullanılan işlem aşamalarını ve güçlendirme için geliştirilen uygulama detaylarını vermişlerdir. Çalışmanın amacı ise belirtilen binanın deprem güvenliğinin incelenmesi ve mevcut binaların Türk Deprem Yönetmeliği-2007 esaslarına göre doğru biçimde değerlendirilmiş ve perde duvarları ile güçlendirme detaylarının uygun biçimde yapılmasıdır.

Ünal ve ark. (2013), “Deprem Dayanımı Yetersiz Betonarme Çerçevelerin Düzlem Dışı Perde Duvar ile Güçlendirilmesi” adlı çalışmalarında binayı boşaltmadan güçlendirme amacıyla yapılan perde duvarları ekonomik kayıpları en aza indirilebilmek için düzlem dışına yerleştirilmiş. Yapılan çalışmada, 1/3

geometrik ölçekli olarak üretilen, iki katlı tek açıklıklı 3 adet deney elemanı, depremi benzeştiren tersinir-tekrarlı yatay yükler etkisinde test edilmiştir. Deney esnasında, kolonlara taşıma kapasitelerinin %20'si kadar aksel yük uygulanmıştır. Bu deney elemanlarından ilki, dış cephelerinde pencere boşluğu bulunan binaları temsil etmek amacıyla oluşturulmuş ve pencere boşluklu düzlem dışı betonarme perde duvar ile güçlendirilmiş olan numunedir. Diğer deney elemanı ise, pencere boşluklarının bulunduğu yerlere güçlendirme perdesi konulmamış ve düzlem dışı iki betonarme perde duvar ile güçlendirilmiş olan numunedir. Çalışma sonucunda, test edilen bu deney elemanlarına ait histerezis eğrileri, zarf eğrileri, rijitlik ve tüketilen enerji grafikleri verilmiş ve bu deney elemanları arasındaki farklar incelenerek, sonuçlar irdelenmiş ve yorumlanmıştır.



## **BÖLÜM İKİ**

### **YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ**

#### **2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri**

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır:

- 1) Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle, gerilme-şekildeğiştirme ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) bağıntılarının (bünye denklemleri) doğrusal olmaması.
- 2) Geometri değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yerdeğiştirmelerin denge denklemlerindeki etkisinin terk edilemeyecek mertebeğe ulaştığı sistemlerde, denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

Yerdeğiştirmelerin geometrik uygunluk koşullarındaki etkisinin terk edilemeyecek mertebeğe ulaştığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

Malzemenin doğrusal olmayan davranışının ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerine etkisinin dikkate alındığı bu teori İkinci Mertebe Elastoplastik Teori olarak adlandırılmaktadır (Özer, 2004).

#### **2.2 Türk Deprem Yönetmeliği'nde Doğrusal Olmayan Davranış**

Deprem Yönetmeliği, yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımında kuvvete dayalı yöntemler öngörmektedir. Yani tanımlanan deprem etkisinden oluşan iç kuvvetlerin kesitler tarafından karşılanması söz konusudur. Mevcut binaların

değerlendirmesi ve güçlendirilmesinde de, genel olarak bu kural geçerli olduğu gibi yeni binalara göre daha ayrıntılı ve farklı bir yaklaşım öngörülmüştür. Türk Deprem Yönetmeliği'nde verilen bütün kayıtları aşağıdaki gibi üç ana bölümde toplamak mümkündür (Applied Technology Council [ATC-40], 1996., Celep, 2007):

a) Yönetmelik, binanın kullanım amacına ve bulunduğu deprem bölgesine, binanın taşıyıcı sisteminin özelliğine ve taşıyıcı sistemin statik ve dinamik parametrelerine bağlı olarak bir deprem etkisi tanımlar. Bu etki Tasarım Depremi olarak adlandırılır. Tasarım Depremi, orta şiddetteki bir deprem olarak ve Bina Önem Katsayısı  $I=1$  olan binalar için, ilgili bölgede bu depreminin 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olacak şekilde belirlenir. Burada 50 yıl binanın ömrü ile ilgili olmayıp, sadece kabul edilen bir ölçüdür. Tasarımda deprem etkisi taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı öngörerek bulunan deprem etkisi Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı  $R_a$  ile azaltılır.

b) Yönetmelik, taşıyıcı elemanların hasarı yanında taşıyıcı olmayan elemanların da hasarının azaltılmamış deprem yükü altında yatay yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasını öngörür. Bu sınırlandırma ikinci mertebe etkilerin sınırlandırılması olarak kabul edilebileceği gibi, belirli ölçüde daha az etki meydana getirecek olan “hafif şiddetteki deprem” de binalardaki yapısal olmayan sistem elemanlarındaki hasarın en aza indirilmesi olarak da kabul edilebilir.

c) Yönetmelik daha küçük olasılıkla daha büyük deprem etkilerinde ortaya çıkabileceğini uyarır. Ekonomik olmaması sebebiyle daha büyük deprem etkilerinin yukarıdaki çerçevede karşılanması tasarımı yapan inşaat mühendisinden beklenmez ve böyle bir depremde yapısal hasar sınırlandırılarak can kaybının en aza indirilmesi amaçlanır. Yönetmelik bunun için, gevrek güç tükenmesi biçimlerini önlemeyi hedefler ve kapasite tasarımı öne çıkarır (Celep, 2007).

### 2.3 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi

Türkiye Deprem Yönetmeliği-2007'nin 7'inci bölümünde mevcut yapıların deprem performansının doğrusal elastik hesap yöntemi ile belirlenmesinin yanı sıra doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin de kullanılmasına izin verilmiştir. Doğrusal elastik olmayan hesap yönteminde şekildeğiştirmeler de hesaba dahil edilirken, doğrusal elastik hesap yönteminde olduğu gibi artık Hooke kanunu ( $\sigma = \epsilon E$ ) ve süperpozisyon kuralı geçerli değildir. Doğrusal elastik olmayan hesapta şekildeğiştirmeler ve doğrusal hesap yöntemine göre daha fazla parametreler hesaba dahil edildiğinden, malzemenin şekildeğiştirme parametrelerini ayrıca tanımlamak gerekir.

Yapı sistemlerinin doğrusal elastik yöntemleri ile analizi davranış katsayısına bağlıdır ve hesaplanan katsayıya göre bir davranış beklenmektedir. Bu yöntemler, yapının elastik kapasitesini ve ilk elastik ötesi davranışın nerede olabileceğini iyi bir şekilde belirlemekte, yapının göçme mekanizmasını belirleyemekte, elastik ötesi davranışlar sonucunda meydana gelen kuvvet dağılımlarını da dikkate almamaktadır. Deprem yüklerinin, yapı sistemi üzerinde yer alan düşey yükler gibi elastik sınırlar içinde hesaplanması çok doğru olmadığından deprem etkileri altında yapının elastik ötesi kapasitesinin hesaba katılması ve bu kapasitenin hesaplanabilmesi için doğrusal olmayan analiz yapılmalıdır (Uçar, 2005).

Bütün bunları dikkate aldığımızda doğrusal olmayan hesap yöntemini avantajları ve dezavantajları olduğu açık bir şekilde görünmektedir. Avantaj olarak, doğrusal olmayan analiz yönteminde, şekildeğiştirmeler dikkate alındığından yapı sistemi gerçeğe daha yakın bir davranış sergilemektedir. Dezavantaj olarak, doğrusal olmayan analiz yönteminde şekildeğiştirmeleri idealleştirmek için bazı kabuller yapmak gerekir. Örneğin, plastik mafsallarda (plastik kesit) kabulü ve plastik mafsallarda boyunun belirlenmesi ile ilgili değişik yaklaşımların varlığı.

## 2.4 Plastik Mafsal (Plastik Kesit) Hipotezi

Eğilme moment etkisi altında betonarme kesitlerde dönme oluşur. Bu kesitler yeterli sünekliğe sahip olduğunda eğilme momenti-eğrilik ( $M-\gamma$ ) ilişkilerinin incelenme sonucunda, iki bölgeden oluşan eğilme momenti-eğrilik bağıntıları gözlenmektedir (Şekil 2.1 a):

- Birinci bölgede betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları eğilme momentinin düşük değerleri için doğrusal elastik olarak kabul edilebilir.
- İkinci bölgede eğri yataya yakındır.

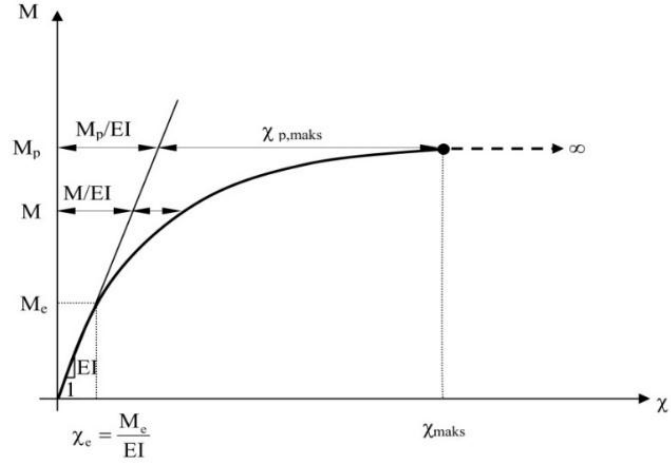
Birinci bölgede, kesitin beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde ve eğilme momentinin artması ile ilk olarak kesitte çatlama ve daha sonra donatıda akma meydana gelmektedir.

Kesitin eğilme momenti-eğrilik bağıntısının doğrusal davranışı terk etmesinin nedeni ise, kesitte artan gerilmeler ile birlikte kesitin beton ve beton çeliğinin doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin kesit davranışına hakim olmaya başlamasıdır.

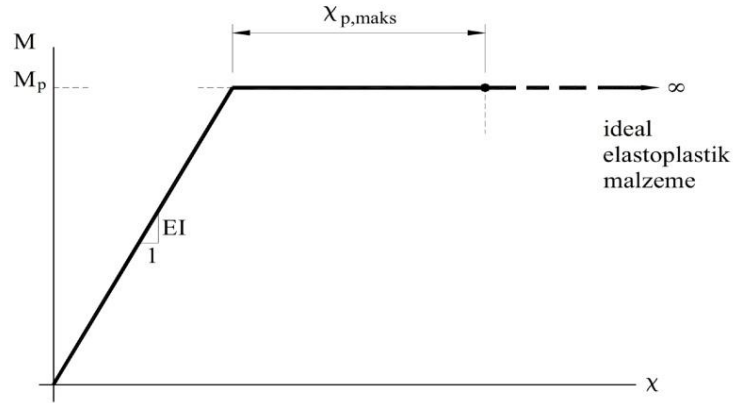
İkinci bölgede ise plastik davranış hakimdir. Bu bölgede kesite etkiyen eğilme momentinin az bir artımı ile kesitteki dönmeler ve eğrilik hızlı bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir (Çakıroğlu ve Özer, 1980).

Betonarme kesitlerde (kolon ve kiriş gibi) eğilme momenti elemanın ekseni boyunca değişmektedir. Kritik kesit sınır bölgesi haricinde olan kesitler güç tükenmesine erişemez, moment değerinin az olduğu bazı kesitlerde çekme bölgesinde çatlama oluşmaz ve eğilme momenti-eğrilik doğrusal davranış sergilemiş olur. Çatlaklardan dolayı kesitin atalet momenti azaldığı ve eğriliğin bu kesitlerde büyüdüğü gözlenir. Eğilme momenti mesnetlere yakın olan bölgelerde büyük

olduğundan elastik ötesi plastik dönmeler daha etkili olur (İrtem, Türker ve Hasgöl, 2003).



a)



b)

Şekil 2.1 a) eğilme momenti-eğrilik diyagramı, b) idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısı (Uçar, 2005)

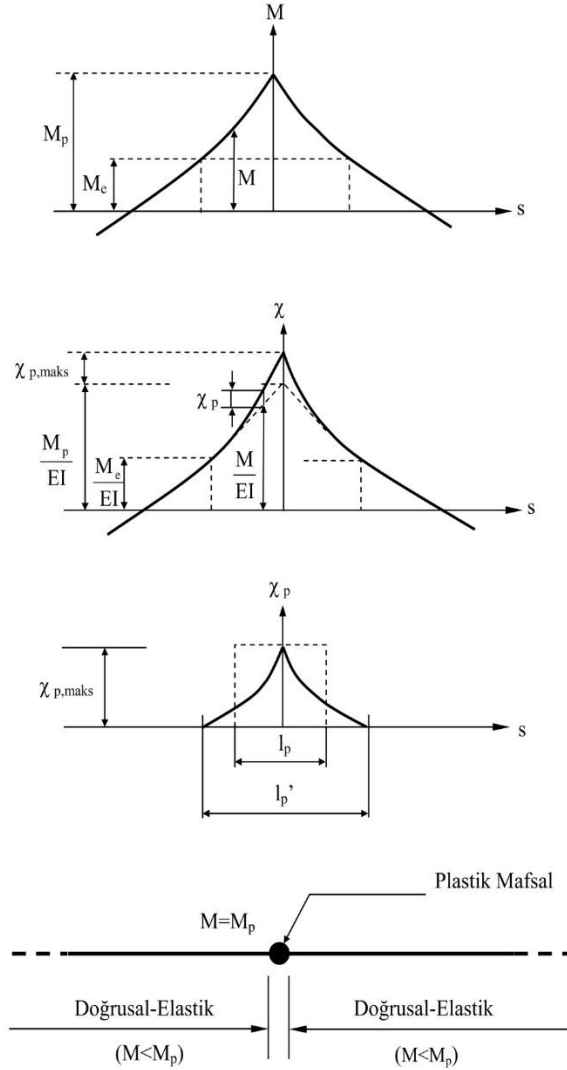
Plastik mafsal hipotezinin uygulamasında gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısının idealleştirilmesi, iki doğru parçası ile mümkündür (Şekil 2.1 b).

$$M < M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.1)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \longrightarrow \chi_{p, maks} \quad (2.2)$$

Dış yüklerin artışı ile kesit bazında plastik mafsalsal dönmeleri artar ve dönme kapasitesine ulaşılması sonucunda büyük plastik şekildeğiştirmeleri'ne neden olur ve bu durum kesitin kullanılmaz hale gelmesi demektir. Sistem bazında eğer bir veya daha fazla kesit plastik mafsalsal dönmeleri, dönme kapasitesine erişir ise yapı kullanılmaz hale gelir ve teknik açıdan göçme gerçekleşmiş demektir.

Bir çubuk elemanın belirli bir kesitinin Şekil 2.2'de toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler verilmiştir. Plastik şekildeğiştirmeler, eleman üzerinde  $l_p$  uzunluğunda bir bölgede toplanmakta ve en büyük eğrilik  $\chi_{p, maks}$  değerine eşittir (Uçar, 2005).



Şekil 2.2 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler

Eleman üzerinde  $l_p$  uzunluğundaki bölgede olan plastik şekildeğiştirmelerin bir noktada toplandığı kabul edilmekte ve plastik mafsal olarak tanımlanmaktadır. Burada  $\theta_p$  plastik mafsal dönmesini göstermektedir.

$$\theta_p = \chi_p l_p = (\chi - \chi_e) l_p \quad (2.3)$$

Plastik mafsal dönme kapasitesi Denklem (2.4)'den elde edilir. Ayrıca dönme kapasitelerinin Denklem (2.5)'de verilen yaklaşık bağıntı kullanılarak elde edilmesi de mümkündür.

$$\theta_{p,maks} = \int_{l_p} \chi_p d_s \quad (\chi \longrightarrow \chi_{p, maks}) \quad (2.4)$$

$$\theta_p = l_p \chi_{p, maks} \quad (2.5)$$

$l_p = 0,5h$  alınabilir. Burada,  $h$  çalışan doğrultudaki kesit boyutunu göstermektedir.

#### **2.4.1 Plastik Mafsal Dönmelerinin Etkenleri**

- a) Betonarme betonu ve beton çeliğinin  $\sigma - \varepsilon$  diyagramlarını belirleyen  $\varepsilon_{cu}$  ve  $\varepsilon_{su}$  sınır birim boy değişimleri.
- b) Betonarme betonunun  $\varepsilon_{cu}$  sınır birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısı miktarı, şekli ve yerleşim düzeni.
- c) Plastik mafsal boyunu etkileyen enkesit boyutları.
- d) Eğilme momenti diyagramının şekli.
- e) Kesit normal kuvveti.

### ***2.4.2 Plastik Mafsal Hipotezinin Esasları***

1) Bir kesitte artan dış yüklerle birlikte, eğilme momenti de artarak plastik moment  $M_p$  değerine erişince, o kesitte plastik mafsal oluşmaktadır. Artmaya devam eden dış yükler altında, plastik mafsal gerçek bir mafsal gibi serbestçe dönmekte ve kesitteki eğilme momenti  $M=M_p$  olarak sabit kalmaktadır. Plastik mafsaldaki  $\theta_p$  plastik dönme değeri artarak  $\theta_{p,max}$  dönme kapasitesine erişince kesit göçmektedir.

2) Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik davranmaktadır.

3) Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi durumunda, plastik momenti yerine, kesitteki normal kuvvet değerine bağlı olarak akma koşulundan (normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramı) elde edilen indirgenmiş plastik moment ( $M_p$ ) değeri kullanılmaktadır (Uçar, 2005).



## **BÖLÜM ÜÇ**

### **YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSININ BELİRLENMESİ VE DEĞERLENDİRMESİ**

Deprem etkileri altında yapı sistemlerinin performansının belirlenmesi için doğrusal elastik hesap yöntemleri ve doğrusal elastik olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Türk Deprem Yönetmeliği-2007'ye göre yapının deprem performansının belirlenmesi için kullanılan doğrusal elastik hesap yöntemi Bölüm 3.1'de ve doğrusal elastik olmayan artımsal statik itme analizi yöntemi ise Bölüm 3.2'de ayrıntılı şekilde açıklanmıştır. Doğrusal elastik olmayan dinamik analiz yöntemi ise bu tez kapsamının dışındadır.

#### **3.1 Yapının Deprem Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi**

##### ***3.1.1 Betonarme Yapı Elemanlarında Etki/Kapasite Oranlarının ( $r$ ) Bulunmasında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri***

Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de tanımlanan kırılma türüne bağlı olan betonarme yapı elemanlarının kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri Bölüm 3.1.1.3 ve Bölüm 3.1.1.4'de verilmiştir.

###### ***3.1.1.1 Kesit ve Eleman Hasarlarının Tanımı***

Doğrusal ve doğrusal olmayan statik hesap yöntemleri ile hesaplanan iç kuvvet ve/veya şekildeğiştirmelerin kesit hasar sınırlarının sayısal değerler ile kıyaslanması sonucunda, kesit hasar bölgeleri belirlenir.

###### ***3.1.1.2 Yapı Elemanlarının Kırılma Türleri***

Yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları sünek ve gevrek olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Sünek ve gevrek eleman tanımları,

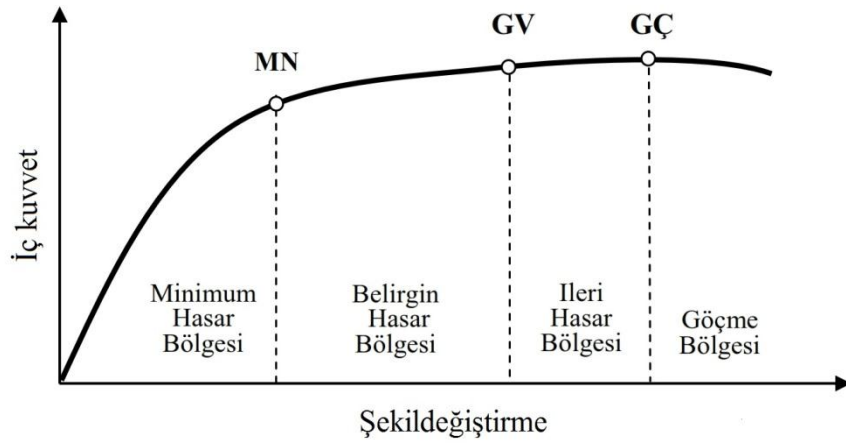
elemanların kapasitelerine, hangi kırılma türünde ulaştığı ile ilgilidir. Buna göre, betonarme elemanlar kırılma türleri eğilme ise sünek olarak sınıflandırılırlar. Kırılma türleri aksenal basınç veya çekme ve kesme olan elemanlar ise gevrek olarak sınıflandırılmaktadır (Uçar, 2005).

### 3.1.1.3 Kesit Hasar Sınırları

Kesit düzeyinde sünek elemanlar için üç sınır durumu vardır. Bunlar Minimum Hasar sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. İlgili kesitin elastik ötesi davranışının başlangıcını minimum hasar sınırı, dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışının sınırını güvenlik sınırı ve göçme öncesi davranışının sınırını göçme sınırı olarak tanımlamak mümkündür.

### 3.1.1.4 Kesit Hasar Bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı minimum hasar sınırını (MN) aşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, minimum hasar ve güvenlik sınırı arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, güvenlik ve göçme sınırı arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde ve göçme sınırını aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde kabul edilmektedir. Kesit hasar sınırları ve bölgeleri Şekil 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1 Kesit hasar sınırları ve bölgeleri

### 3.1.2 Hesap Yöntemleri

Yapı sistemlerinin doğrusal elastik hesap yöntemleri ile deprem performansının belirlenmesinde kullanılan yöntemler, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleridir. Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulama sınırları ve ek kuralları Bölüm 3.1.2.1’de ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

#### 3.1.2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Bu bölümde yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılan Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulama şartları ve yöntemin kullanılmasında dikkat edilmesi gereken ek kurallar açıklanmıştır.

*3.1.2.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulama Sınırları.* Özet olarak Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabileceği binalar Tablo 3.1’de verilmiştir.

Tablo 3.1 Eşdeğer Deprem Yüğü 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 <b>B2</b> türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

*3.1.2.1.2 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğüünün Belirlenmesi.* Yapının tümüne etkiyen deprem doğrultusundaki toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)  $V_t$ , Denklem (3.1) ile belirlenmektedir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 A_o I W \quad (3.1)$$

Denklem (3.1) deki  $A(T)$  spektral ivme katsayısı,  $A_0$  etkin yer ivmesi katsayısı,  $R_a(T)$  deprem yükü azaltma katsayısı ve  $W$  binanın deprem yüklerinin hesabında kullanılan binanın toplam ağırlığı olup Denklem (3.2) ile hesaplanmaktadır.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (3.2)$$

$w_i$ , binanın  $i$ 'inci katının ağırlığı olup Denklem (3.3) ile hesaplanır.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (3.3)$$

Denklem (3.3)'de,  $g_i$  binanın  $i$ 'inci katındaki toplam sabit yük ve  $q_i$  binanın  $i$ 'inci katındaki toplam hareketli yük ve hareketli yük katılım katsayısı olarak tanımlanan  $n$ , Tablo 3.2'de verilmiştir.

Tablo 3.2 Hareketli Yük Katılım Katsayısı ( $n$ )

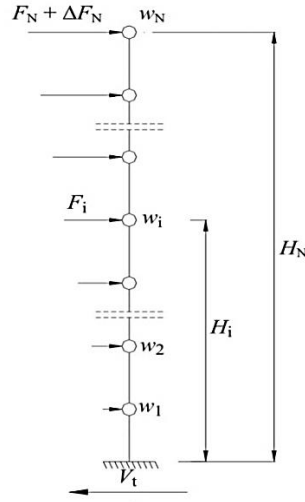
<b>Binanın Kullanım Amacı</b>	<b>n</b>
Depo, antrepo, vb.	0,80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,60
Konut, iş yeri, otel, hastane, vb.	0,30

*3.1.2.1.3 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi.* Yapı katlarına etki eden eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilen  $V_t$ , Denklem (3.4) ile ve binanın tepesine ( $N$ 'inci katına) etki eden ek eşdeğer deprem yükü  $\Delta F_N$ 'in değeri ise Denklem (3.5) ile belirlenmektedir (Şekil 3.2).

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (3.4)$$

$$\Delta F_N = 0,0075 N V_t \quad (3.5)$$

Burada  $F_i$  Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde  $i$ 'inci kata etkileyen eşdeğer deprem yüküdür.



Şekil 3.2 Üstteki katlara etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü ve eşdeğer kat deprem yükleri

$\Delta F_N$  dışında binanın tüm katlarına dağıtılan toplam eşdeğer deprem yükü Denklem (3.6) ile hesaplanmaktadır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (3.6)$$

*3.1.2.1.4 Göz önüne Alınacak Yerdeğiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları.* Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı yapılarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak göz önüne alınacaktır. Her katta Denklem (3.6)'ye göre belirlenen eşdeğer deprem yükleri kat kütle merkezine ve ayrıca ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile kaydırılmış kütle merkezlerine tekil yatay yükler olarak uygulanacaktır. Kaydırılmış kütle merkezleri, gerçek kütle merkezinin göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalardır.(DBYBHY, 2007)

*3.1.2.1.5 Deprem Performansının Belirlenmesinde Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabilirliği.* Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek

dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} < 1.4$  olan binalara uygulanacaktır. Toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) Denklem (3.1)'e göre hesabında  $R_a=1$  alınacak ve denklemin sağ tarafı  $\lambda$  katsayısı ile çarpılacaktır.  $\lambda$  katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1,0 ve diğerlerinde 0,85 alınacaktır (DBYBHY, 2007).

### 3.1.3 Yapı Elemanlarında Hasar Değerlendirmesi

Yapı elemanlarının hasar düzeylerinin hesabında, doğrusal elastik hesap yöntemi ile yapısal elemanlarının kritik kesitlerinin etki/kapasite oranlarının sayısal değerleri kullanılmaktadır. Kırılma türüne bağlı olan yapısal kesitlerinin etki/kapasite oranı deprem etkisi altında hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine oranı olarak tanımlanır. Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır (DBYBHY, 2007).

Etki/kapasite oranlarının yapısal elemanların (kiriş, kolon ve perde) eğilme türü davranışlarına (sünek veya gevrek) göre Tablo 3.3, 3.4 ve 3.5'de ayrı olarak belirtilmiştir.

Tablo 3.3 Betonarme kirişlerin hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
$\leq 0,0$	Var	$\leq 0,65$	3	7	10
$\leq 0,0$	Var	$\geq 1,30$	2,5	5	8
$\geq 0,5$	Var	$\leq 0,65$	3	5	7
$\geq 0,5$	Var	$\geq 1,30$	2,5	4	5
$\leq 0,0$	Yok	$\leq 0,65$	2,5	4	6
$\leq 0,0$	Yok	$\geq 1,30$	2	3	5
$\geq 0,5$	Yok	$\leq 0,65$	2	3	5
$\geq 0,5$	Yok	$\geq 1,30$	1,5	2,5	4

Tablo 3.4 Betonarme kolonların hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
$\leq 0,1$	Var	$\leq 0,65$	3	6	8
$\leq 0,1$	Var	$\geq 1,30$	2,5	5	6
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Var	$\leq 0,65$	2	4	6
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Var	$\geq 1,30$	1,5	2,5	3,5
$\leq 0,1$	Yok	$\leq 0,65$	2	3,5	5
$\leq 0,1$	Yok	$\geq 1,30$	1,5	2,5	3,5
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Yok	$\leq 0,65$	1,5	2	3
$\geq 0,4$ ve $\leq 0,7$	Yok	$\geq 1,30$	1	1,5	2
$\geq 0,7$	–	–	1	1	1

Tablo 3.5 Betonarme perdelerin hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r)

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Perde Üç Bölgesinde Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

### 3.1.4 Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Binanın i'inci katındaki kolon veya perde elemanlarının göreli kat ötelemeleri, her bir deprem doğrultusunda, doğrusal elastik yöntemle yapılan hesaplar sonucunda Tablo 3.6'da verilen hasar sınırları ile kıyaslanarak elemanın hasar bölgesi belirlenir.

Tablo 3.6 Göreli kat ötelemesi sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
$\delta_{ji} / h_{ji}$	0,01	0,03	0,04

Tablo da yer alan  $\delta_{ji}$  ve  $h_{ji}$ 'nin tanımları sırasıyla aşağıda verilmiştir:

$\delta_{ji}$  : i'inci katta j'inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değiştirme farkı olarak hesaplanan göreli kat ötelemesi

$h_{ji}$  : ilgili elemanın yüksekliği

### **3.2 Yapıların Analizinde Kullanılan Doğrusal Elastik Olmayan Analiz Yöntemleri**

Betonarme yapıların tasarımında doğrusal olmayan davranışın kullanılması oldukça eskidir. Ancak, betonarme malzemesinin daha yakından tanınması ve bunun yanında bilgisayar teknolojisinin gelişerek daha ayrıntılı sayısal hesabı mümkün kılması, doğrusal olmayan davranışın daha ayrıntılı ve gerçekçi biçimde göz önüne alınmasını sağlamıştır. Özellikle 2007’de yayınlanan Deprem Yönetmeliği bu davranışın daha yaygın olarak kullanılmasını gerektirmektedir. Daha önce sadece akademik çevrelerde tartışılan betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışı ile ilgili bazı kavramları günümüzde tasarım mühendisleri tarafından kullanılmaktadır. (Celep, 2007)

Türk Deprem Yönetmeliği-2007 kapsamında olan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri aşağıda belirtilmiştir:

- Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
- Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi Türk Deprem Yönetmeliği-2007’de doğrusal olmayan deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirme hesapları için temel alınan Artımsal İtme Analizi’nde kullanılacak olan yöntemlerdir. Bu tez kapsamında binaların deprem performansının belirlenmesinde kullanılmış olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Bölüm 3.3 de açıklanmıştır.



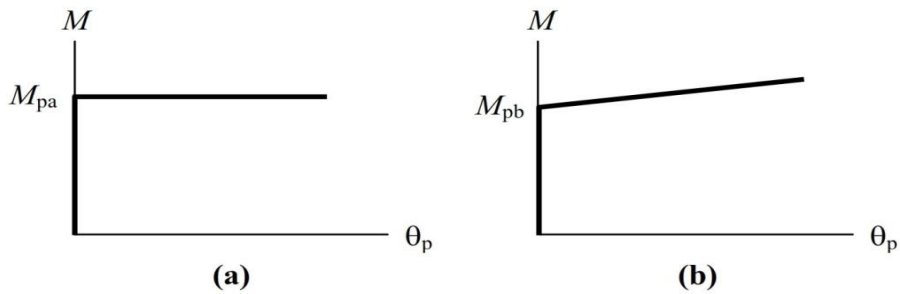
### 3.2.1 Doğrusal Elastik olmayan Davranışın İdealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda plastik mafsal hipotezine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır (DBYBHY, 2007).

Plastik kesitin yukarıda açıklandığı gibi teorik olarak şekil değiştirme bölgesinin tam ortasında yerleştirilmesi gerekirken, pratik uygulamalarda Türk Deprem Yönetmeliği-2007’de yaklaşık idealleştirmelere izin verilmiştir:

- Plastik kesit (mafsal), kolon ve kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir.
- Plastik kesit (mafsal), betonarme perde duvarlarında her kattaki perde kesitinin alt uçlarına konulabilir.

Artımsal itme analizi için oluşturulan hesap modelinde kullanılacak iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında, pekleşme etkisinin ihmal edildiği durum Şekil 3.3a’da ve pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumu da Şekil 3.3b’de gösterilmiştir.



Şekil 3.3 İtme analizi modeli için plastik moment-plastik dönme ilişkileri (DBYBHY, 2007)

### 3.3 Yapının Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi Yöntemi İle Belirlenmesi

Yapıların deprem yükleri altında doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesine yönelik doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemler malzeme ve geometri değişimi açısından yapının yatay deprem kuvvetleri etkisinde dayanımını temsil eden yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ilişkisinin doğrusal olmayan teoriye göre elde edilmesine ve çeşitli parametrelerin değerlendirilmesine dayanmaktadır. Yapının yetersiz veya zayıf elemanları ve bu elemanların konumları, olabilecek kısmi veya toptan göçme mekanizma durumu, eleman veya sistem bazında deformasyon talepleri ve olası bir deprem tehlike seviyesi için yapıdan veya sistemden istenen performans düzeyinin gerçekleşmesine yönelik kontrolü, kapasite eğrisi olarak adlandırılan yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ilişkisinin elde edilmesi ile mümkündür (Hasgöl, 2004).

Artımsal İtme Analizi ile yapıların deprem performansının değerlendirilmesi kuvvet esaslı ve yerdeğiştirme esaslı olmak üzere iki farklı kritere göre yapılabilmektedir.

1. Kuvvet esaslı yaklaşımı
2. Deplasman (yerdeğiştirme) esaslı yaklaşım

Kuvvet esaslı yaklaşımda, yapıya etkiletecek yatay deprem yüklerinin belirlenmesi için yapı özelliğine göre yapı davranışı, zemin özellikleri, deprem ivmesi ve diğer özellikler de göz önüne alınmaktadır. Yapı düşey yükler ve aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artırılan yatay yükler altında, malzeme ve geometri değişimi açısından doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanmaktadır. Yük artımı ile kritik kesitlerdeki şekil ve yerdeğiştirmeler göçme sınır değeri ile karşılaştırılarak yapının istenen performans seviyesini sağlayıp sağlamadığını kontrol edilmektedir (İrtem, 1991., Girgin, 1996., Uçar, 2005).

Yerdeğiştirme esaslı yaklaşımda, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artırılan yatay yükler altında, malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanmakta ve tepe noktası yerdeğiştirmesi kontrol edilmektedir. Bu şekilde, deprem etkisindeki yapıda, yerdeğiştirme talebi ile yapı kapasitesinin eşit olduğu nokta belirlenebilmektedir. Yapı, belirlenen bu noktaya kadar statik olarak itilerek, yapının istenen performans seviyesini sağladığı kontrol edilmektedir (Uçar, 2005).

### ***3.3.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi***

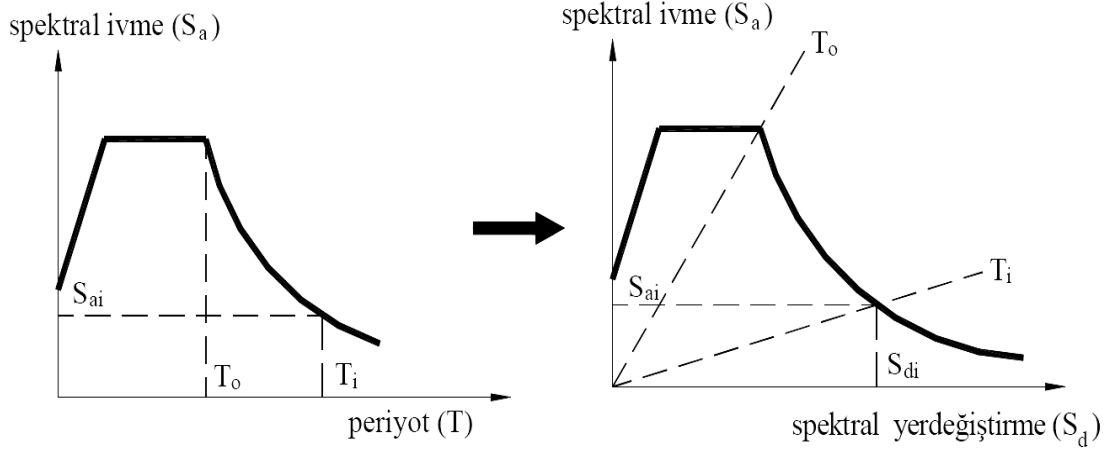
Kapasite Spektrumu Yöntemi 1996 yılında Sigmund Freeman tarafından geliştirilmiş ve daha sonra Applied Technology Council tarafından yayınlanan ATC-40'da yer almıştır. Bu yöntem yapıların deprem etkisindeki yatay yer değiştirme talepleri ile yatay yük taşıma kapasitelerinin birbirlerine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır (ATC-40, 1996. Federal Emergency Management Agency [FEMA] 273-274, 1997). Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde, grafik bir prosedür sayesinde yapının kapasitesi yapıdaki deprem talebi ile karşılaştırılmaktadır. Yapının kapasitesi, artımsal itme analizi ile belirlenen kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi (kapasite eğrisi) ile temsil edilmektedir (İrtem, Türker ve Hasgöl, 2004).

Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde, yapıda meydana gelen elastik olmayan deformasyonlara bağlı olarak elastik talep spektrumu indirgenerek kapasite ve talebin eşit olduğu nokta belirlenmektedir. Performans noktası adı verilen bu noktada yapıdan istenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilmektedir. Bu yöntem ile yapıların performansının değerlendirilmesi üç aşamada gerçekleştirilmektedir. Bunlar yapının kapasite eğrisinin elde edilmesi, maksimum yerdeğiştirmenin (performans noktası) hesaplanması ve yapının performans düzeyinin belirlenmesidir (İrtem, Türker ve Hasgöl, 2003).

Bu yöntemde, deprem hareketini temsil eden talep spektrumu tanımlanmasında, %5 sönümlü elastik davranış spektrumundan faydalanılmaktadır. Daha sonra bu spektrumu kapasite spektrumu ile karşılaştırabilmek için Spektral İvme-Periyot ( $S_a$ -

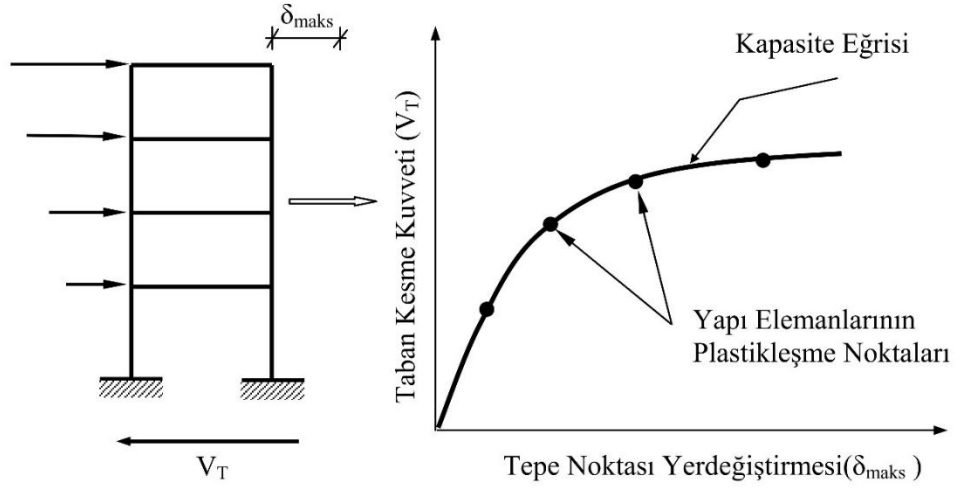
T) formatından, ADRS formatına yani spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına ( $S_a$ - $S_d$ ) Denklem (3.7) ile dönüştürmek mümkündür (şekil 3.4).

$$S_{di} = S_{ai} \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (3.7)$$



şekil 3.4 Talep spektrumunun spektral ivme-spektral yerdeğiştirme (ADRS) formatına dönüştürülmesi

Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde diğer bir aşama yapının kapasite eğrisinin elde edilmesidir. Yapının yatay yük taşıma kapasitesini ifade eden kapasite eğrisinin elde edilmesine yönelik, yapı sabit düşey yükler ve aralarındaki oranın sabit kalması sureti ile artan yüklerin altında malzeme ve geometri değişimi açısından, yapı limit duruma ulaşıncaya kadar doğrusal olmayan analize tabi tutulur. Yapının kapasite eğrisi yük değerleri için toplam taban kesme kuvveti ( $V_T$ ) ve buna karşı gelen tepe noktası yerdeğiştirmesi ( $\delta_{maks}$ ) arasındaki ilişkinin belirlenmesi ile elde edilir (şekil 3.5).



Şekil 3.5 Yapının kapasite eğrisinin elde edilmesi

Talep spektrumu tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan, sistemde elde edilen kapasite eğrisini eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürmek gerekmektedir. Bu işlemi yapmak için aşağıda verilen iki temel denklemden yararlanmak mümkündür.

$$S_a = \frac{V_T/W}{\alpha_1} \quad (3.8)$$

$$S_d = \frac{\delta_{maks}}{\Gamma_1 \phi_{tepe,1}} \quad (3.9)$$

Bu bağıntılardaki  $\alpha_1$  ve  $\Gamma_1$  terimleri aşağıdaki denklemlerden elde edilir.

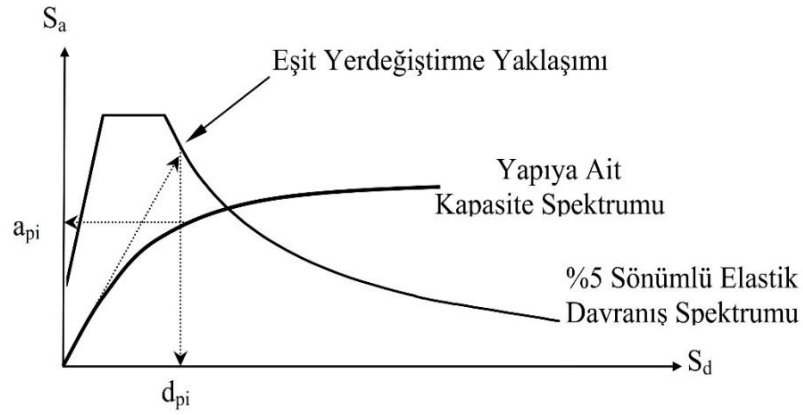
$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i j_{i,1} / g) \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i j_{i,1}^2 / g) \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i / g) \right]} \quad (3.10)$$

$$\Gamma_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i j_{i,1} / g)}{\sum_{i=1}^N (w_i j_{i,1}^2 / g)} \right] \quad (3.11)$$

Denklem (3.10) ve (3.11)'de

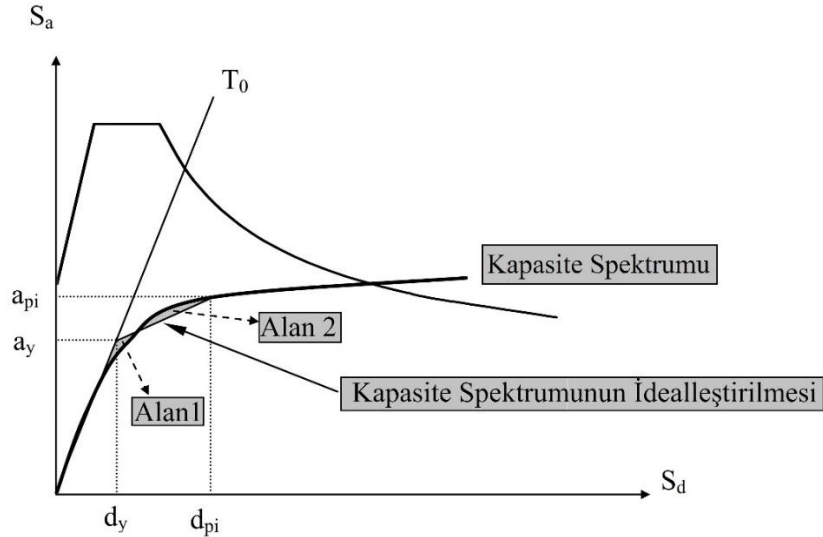
- $S_a$  : Spektral ivme  
 $S_d$  : Spektral yerdeğiştirme  
 $V_T$  : Toplam taban kesme kuvveti  
 $\delta_{maks}$  : Yapının tepe noktası yerdeğiştirmesi  
 $\Gamma_1$  : İlgili deprem doğrultusunda birinci moda ait modal katkı çarpanı  
 $\alpha_1$  : Birinci moda ait modal kütle çarpanı  
 $N$  : Yapının toplam kat adedi  
 $W$  : Yapının toplam ağırlığı  
 $w_i$  :  $i$ 'inci katın ağırlığı  
 $g$  : Yerçekimi ivmesi  
 $w_i/g_i$  :  $i$ 'inci katın kütlesi  
 $\phi_{i,1}$  :  $i$ 'inci katta ilgili deprem doğrultusunda birinci moda ait mod Şekil genliği  
 $\phi_{tepe,1}$  : En üst katta ilgili deprem doğrultusunda birinci moda ait mod Şekil genliği olarak tanımlanmaktadır.

Yukarıda verilen ifadeler ile kapasite eğrisi üzerindeki her noktaya ait spektral ivme ( $S_a$ ) ve spektral yerdeğiştirme ( $S_d$ ) değerleri hesaplanarak yapıya ait kapasite spektrumu oluşturulup, talep spektrumu ve kapasite spektrumu aynı grafik üzerinde çizilir. Bu işlemin gerçekteşmesinden sonra, eřit yerdeğiştirme yaklaşımından yararlanarak tahmini bir performans noktası sečilir ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ). Sonra kapasite spektrumu, spektral talebin doğru Őekilde azaltılması için idealleştirme yapılırken eřit alanlar ilkesi uygulanır (Őekil 3.6) (ATC-40, 1996).



Şekil 3.6 Kapasite spektrumu ve davranış spektrumunun aynı grafikte çizilmesi ve tahmini olarak performans noktasının belirlenmesi

Yapının kapasite spektrumu çizildikten sonra, tahminen belirlenen performans noktası ve eşit yerdeğiştirme yaklaşımından yararlanarak, kapasite spektrumunun idealleştirilmesi iki doğru yardımı ile yapılır. Bu işlem yapılırken, Şekil 3.7'de gösterilen Alan 1 ile (iki doğru parçası ile idealleştirilmiş eğrinin altında kalan alan) ve Alan 2'nin (kapasite spektrumu eğrisinin altında kalan alan) yaklaşık olarak eşit olması gerekmektedir (ATC-40, 1996)



Şekil 3.7 Kapasite spektrumunun idealleştirilmesi

Şekil 3.7'deki terimlerin tanımı aşağıda verilmiştir.

$a_y$  : İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite spektrumunda, akma noktasına karşılık gelen spektral ivme değeri

$a_{pi}$  : Tahmini performans noktasına ait spektral ivme değeri

$d_y$  : İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite spektrumunda, akma noktasına karşılık gelen spektral yerdeğiştirme değeri

$d_{pi}$  : Tahmini performans noktasına ait spektral yerdeğiştirme değeridir.

Kapasite eğrisinin idealleştirilmesi işlemi tamamlandıktan sonra, Denklem (3.12) ve (3.13) yardımı ile elastik sonrası rijitlik ( $\alpha$ ) ve süneklik değerleri ( $\mu$ ) hesaplanmaktadır (FEMA 440, 2004).

$$\alpha = \frac{\left( \frac{a_{pi} - a_i}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left( \frac{a_y}{d_y} \right)} \quad (3.12)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (3.13)$$

Hesaplanan elastik sonrası rijitlik ( $\alpha$ ) ve süneklik ( $\mu$ ) değerlerinden yararlanılarak yapının efektif sönüm değeri ( $\beta_{eff}$ ) ve efektif periyodu (T) hesaplanır.

FEMA 440'da efektif viskoz sönüm değerleri, yapıların elastik ötesi davranışlarını temsil eden histeretik model tipine ve elastik sonrası rijitlik değerine ( $\alpha$ ) bağlı olarak verilmektedir. Yatay yerdeğiştirmelerin artmasıyla birlikte yatay rijitliklerin azaldığı betonarme yapılarda, histeretik model olarak azalan rijitlik modeli kullanılmaktadır.



Buna göre, efektif sönüm değeri ( $\beta_{\text{eff}}$ ), süneklik oranının ( $\mu$ ) farklı değerleri için Denklem (3.14a)-(3.14c) ile hesaplanmaktadır (FEMA 440, 2004).

$$1,0 < \mu < 4,0 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = A(\mu-1)^2 + B(\mu-1)^3 + \beta_0 \quad (3.14a)$$

$$4,0 \leq \mu \leq 6,5 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = C + D(\mu-1) + \beta_0 \quad (3.14b)$$

$$\mu > 6,5 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = E \left[ \frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (3.14c)$$

Yukarıda kullanılan ifadelerde,  $\beta_0$  başlangıç sönüm oranı (%5) olarak tanımlanmaktadır. Diğer katsayılar ise Tablo 3.7 yardımı ile belirlenebilir.

Tablo 3.7 Efektif sönümün belirlenmesinde kullanılan katsayılar

Histeretik Model Tipi	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
<b>Azalan Rijitlik</b>	0	5,1	-1,1	12	1,4	20	0,62
	2	5,3	-1,2	11	1,6	20	0,51
	5	5,6	-1,3	10	1,8	20	0,38
	10	5,3	-1,2	9,2	1,9	21	0,37
	20	4,6	-1,0	9,6	1,3	23	0,34

Efektif sönüm değerinin ( $\beta_{\text{eff}}$ ) belirlenmesi için kullanılan Denklem (3.14a), (3.14b) ve (3.14c)'ye ek olarak FEMA 440'da histeretik modele veya elastik sonrası rijitlik değerine ( $\alpha$ ) bağlı kalınsız, efektif sönüm değerinin ( $\beta_{\text{eff}}$ ) belirlenmesi için Denklem (3.15a), (3.15b) ve (3.15c) verilmektedir.

$$1,0 < \mu < 4,0 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = 4,9(\mu-1)^2 - 1,1(\mu-1)^3 + \beta_0 \quad (3.15a)$$

$$4,0 \leq \mu \leq 6,5 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = 14,0 + 0,32(\mu-1) + \beta_0 \quad (3.15b)$$

$$\mu > 6,5 \quad \text{için} \quad \beta_{\text{eff}} = 19,0 \left[ \frac{0,64(\mu-1)-1}{[0,64(\mu-1)]^2} \right] \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (3.15c)$$

FEMA 440'de belirlendiği üzere, yukarıda kullanılan efektif periyot ( $\beta_{\text{eff}}$ ) ifadesi Denklem (3.16a)-(3.16c)'den yararlanarak hesaplanabilmektedir (FEMA 440, 2007). Ayrıca bu denklemlerde kullanılan katsayılar Tablo 3.8 yardımı ile belirlenebilir.

$$1,0 < \mu < 4,0 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = [G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 + 1] T_0 \quad (3.16a)$$

$$4,0 \leq \mu \leq 6,5 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = [I + J(\mu-1) + 1] T_0 \quad (3.16b)$$

$$\mu > 6,5 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (3.16c)$$

Tablo 3.8 Efektif periyodun belirlenmesinde kullanılan katsayılar

Histeretik Model Tipi	$\alpha$ (%)	G	H	I	J	K	L
<b>Azalan Rijitlik</b>	0	0,17	-0,032	0,10	0,19	0,85	0,00
	2	0,18	-0,034	0,22	0,16	0,88	0,02
	5	0,18	-0,037	0,15	0,16	0,92	0,05
	10	0,17	-0,034	0,26	0,12	0,97	0,10
	20	0,13	-0,027	0,11	0,11	1,00	0,20

Efektif periyot değerinin ( $T_{\text{eff}}$ ) belirlenmesi için kullanılan Denklem (3.16a), (3.16b) ve (3.16c)'ye ek olarak FEMA 440'da histeretik modele veya elastik sonrası rijitlik değerine ( $\alpha$ ) bağlı kalınmaksızın, efektif periyot değerinin ( $T_{\text{eff}}$ ) belirlenmesi için Denklem (3.17a), (3.17b) ve (3.17c) verilmektedir.

$$1,0 < \mu < 4,0 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = [0,2(\mu-1)^2 - 0,038(\mu-1)^3 + 1] T_0 \quad (3.17a)$$

$$4,0 \leq \mu \leq 6,5 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = [0,28 + 0,13(\mu-1) + 1] T_0 \quad (3.17b)$$

$$\mu > 6,5 \quad \text{için} \quad T_{\text{eff}} = \left\{ 0,89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0,05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (3.17c)$$

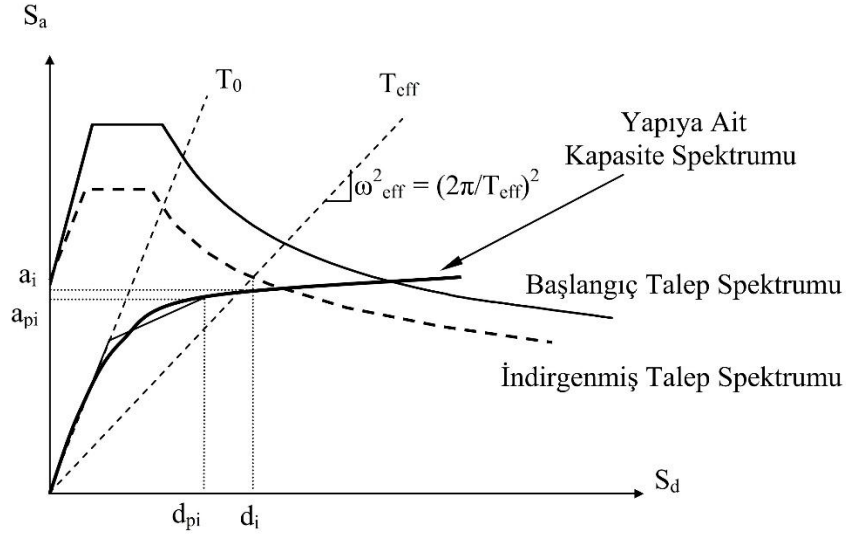
Hesaplanan efektif sönüme ( $\beta_{\text{eff}}$ ) bağlı olarak %5 sönümlü elastik davranış spektrumunu indirmek için kullanılan sönüm katsayısı  $B(\beta_{\text{eff}})$ , Denklem (3.18) ile belirlenmektedir.

$$B = \frac{4}{5,6 - \ln \beta_{\text{eff}} (\%)} \quad (3.18)$$

Sönüm katsayısı  $B(\beta_{\text{eff}})$  kullanılarak, spektral ivme değerleri Denklem (3.19) ile indirgenmektedir (FEMA 440, 2004).

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{\%5}}{B(\beta_{\text{eff}})} \quad (3.19)$$

İndirgenmiş spektral ivme değerleri kullanılarak, davranış spektrumu indirgenebilir. İndirgenen davranış spektrumu ile efektif periyodun ( $T_{\text{eff}}$ ) kesiştiği noktanın spektral yerdeğiştirme değeri ( $d_i$ ) okunur. ( $d_i$ ), maksimum yerdeğiştirmededir. Maksimum spektral ivme ( $a_i$ ) değeri ise, kapasite spektrumu üzerinde ( $d_i$ ) spektral yerdeğiştirme değerine karşılık gelen ( $a_i$ ) değeridir (Şekil 3.8) (Uçar, 2005).



Şekil 3.8 Performans noktasının belirlenmesi

Belirlenen bu spektral yerdeğiştirme değeri ( $d_i$ ), başlangıçta tahmin edilen spektral yerdeğiştirme değerine kabul edilebilir derecede yakın ise ( $0,95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05d_{pi}$ ) performans noktasının koordinatları ( $d_i, a_i$ ) olarak belirlenir. Aksi halde, ( $d_i, a_i$ ) noktası veya tahmini olarak seçilecek başka bir nokta performans noktası olarak kabul edilip aynı işlemler tekrarlanır. Bulunan bu spektral değerler Denklem (3.20) ve (3.21) kullanılarak, toplam taban kesme kuvveti ( $V_T$ ) ve maksimum tepe noktası yerdeğiştirmesi değerine ( $\delta_{maks}$ ) dönüştürülür.

$$V_T = \alpha_1 S_a W \quad (3,20)$$

$$\delta_{maks} = \Gamma_1 \phi_{tepe,1} S_d \quad (3,21)$$

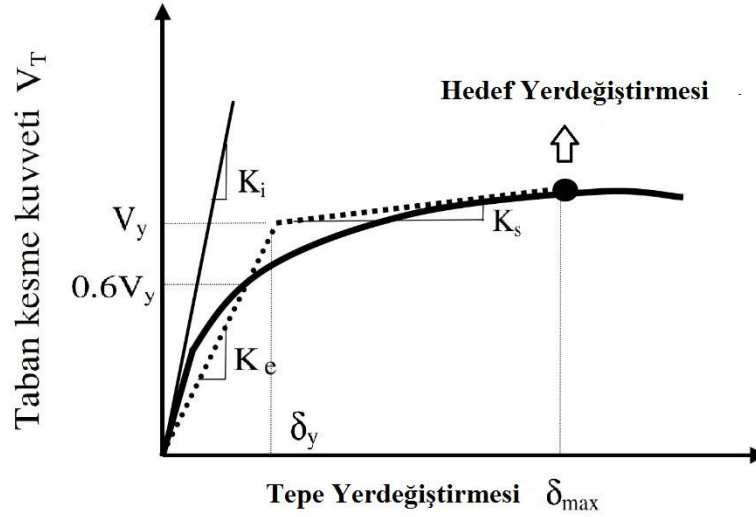
### 3.3.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi

Deplasman Katsayıları Yöntemi, Kapasite Spektrumu Yöntemi gibi belirli bir deprem hareketi için yapıya yüklenen yerdeğiştirme talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır (Uçar ve Seçer, 2013) ve Kapasite Spektrum Yönteminin aksine yerdeğiştirme istemi, grafiksel

yerine sayısal çözüm ile belirlenmektedir. Deplasman Katsayıları Yöntemi aşağıda verilen üç aşamadan oluşmaktadır.

- Yapının kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Hedef yerdeğiştirmesinin hesaplanması
- Performans seviyesinin belirlenmesi

Deplasman Katsayıları Yöntemi'nde, yerdeğiştirme talebi esasen istatistiksel analizlere dayanan bazı düzeltme çarpanları kullanılarak elastik yerdeğiştirme spektrumundan elde edilen elastik olmayan deplasman spektrumu ile belirlenmektedir (İrtem, Türker ve Hasgöl, 2004). Bu yöntemde de öncelikle kapasite eğrisi elde edilir. Bu eğrinin elde edilmesi ve idealleştirilmesi Bölüm 3.3.1'de verilmiştir. Efektif periyot ( $T_e$ ) Denklem (3.22) ile elde edilir ve Denklem (3.23)'ün yardımıyla ilgili düzeltme katsayıları kullanılarak hedef deplasmanı  $\delta_T$  (yerdeğiştirme talebi) hesaplanır.



Şekil 3.9 Deplasman Katsayıları Yöntemi ile yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.22)$$

Denklem (3.22)'deki terimler aşağıda açıklanmıştır.

$T_e$  : Yapının ilgili deprem doğrultusunda hesaplanan etkili periyodu

$T_i$  : Serbest titreşim periyodu (çatlamış kesit rijitliği kullanarak analiz sonucunda elde edilen titreşim periyodu)

$K_e$  : Elastik efektif rijitlik

$K_i$  : Başlangıç yatay rijitlik

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.23)$$

Burada kullanılan katsayılar aşağıda tanımlanmaktadır.

$C_0$  : Eşdeğer Tek Serbestlik Dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesini Çok Serbestlik Dereceli yapı sisteminin tepe yerdeğiştirmesi ile ilişkilendiren katsayıdır.  $C_0$  katsayısı üç farklı şekilde hesaplanabilmektedir:

- a) Yerdeğiştirme kontrolünün yapıldığı noktaya (tepe noktası) ait birinci modal katılım çarpanı ( $\Gamma_1$ ) olarak alınabilir.
- b) Deplasman kontrolünün yapıldığı noktada, hedef yerdeğiştirmesine ulaşılmış yapının deforme olmuş şekline ait şekil vektörü kullanılarak hesaplanan modal katılım çarpanı olarak alınabilir.
- c) Yapının taşıyıcı sistem özelliğine, kullanılan yatay yük dağılımına ve yapının kat adedine bağlı olarak Tablo 3.9'dan belirlenebilir.

Tablo 3.9 FEMA 356'ya göre  $C_0$  katsayısı yaklaşık değerleri (FEMA 356, 2000).

Kat Sayısı	Kesme Tipi Yapılar		Diğer Yapılar
	Üçgen Yük Dağılımı	Üniform Yük Dağılımı	Her Tür Yük Dağılımı
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10+	1,3	1,2	1,5

$C_1$  : doğrusal-elastik davranış için hesaplanmış yerdeğiştirmeler ile maksimum elastik olmayan yerdeğiştirmeleri ilişkilendiren katsayıdır (FEMA 440, 2005) ve Denklem (3.24) yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$C_1 = \begin{cases} 1,0 & T_e < T_s \\ 1,0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} & T_e > T_s \\ \frac{1}{R} & \end{cases} \quad (3.24)$$

Burada  $T_e$  yapının etkin periyodudur.  $R$  değeri ise elastik olmayan dayanım talebinin akma dayanımına oranı olarak tanımlanmakta ve Denklem (3.25) ile hesaplanmaktadır (FEMA 440, 2005).

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (3.25)$$

Bu denklemde  $S_a$  yapının birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme,  $V_y$  iki doğru parçası ile idealleştirilmiş kapasite eğrisinin akma dayanımı,  $W$  bina toplam ağırlığı,  $C_m$  ise efektif kütle çarpanı olarak tanımlanmaktadır ve değeri FEMA 356 da yer alan tablolardan alınır. Bu katsayının değeri birinci doğal titreşim periyodu bir saniyeden büyük olan yapılarda 1,00 olarak kullanılabilir.

$C_2$  : Histeretik şeklin maksimum yerdeğiştirme davranışı üzerindeki etkisini temsil eden katsayıdır (FEMA 356, 2000) ve Denklem (3.26) ile belirlenmektedir.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (3.26)$$

Birinci doğal titreşim periyodu 0,7 saniyeden büyük yapılarda bu katsayı 1,00 olarak alınabilir.

**C<sub>3</sub>** : İkinci merteye etkileri (P-Δ etkileri) nedeniyle arttırılmış yerdeğiştirmeleri temsil eden katsayıdır (FEMA 356, 2000). İdealleştirilmiş kapasite eğrisinin inelastik bölümü pozitif ise bu katsayı 1,00 olarak kullanılabilir ancak negatif ise Denklem (3.27) ile hesaplanabilir.

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.27)$$

Bu denklemde  $\alpha$  idealleştirilmiş kapasite eğrisindeki inelastik eğiminin, elastik eğimine oranı, R ise, dayanım azaltma katsayısıdır.

Elde edilen yerdeğiştirme değerine kadar itilen yapının kapasite spektrum yöntemine benzer şekilde performans değerlendirmesi yapılır. Yapının hedef yerdeğiştirmesi hesaplandıktan sonra, performans hedefinin sağlandığının kontrolünü yapmaya yönelik yapıya ait büyüklükler performans seviyesinin sınır değerleri ile kıyaslanır.

### ***3.3.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi***

Bölüm 3.3.3.1’de Türk Deprem Yönetmeliği-2007’de yer alan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin kullanılabilmesi için kurallar ve Bölüm 3.3.3.2’de hesap yöntemi açıklanmıştır.



### 3.3.3.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulanabilirliğı

Bodrum kat dahil olmamak üzere kat sayısı 8'i aşmayan ve i'inci katın dışmerkezliğı göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik yöntemi ile elde edilen burulma düzensizliğı katsayısının  $\eta_{bi} < 1,4$  şartını sağladığı, ayrıca doğrusal elastik davranışı göz önüne alınarak hakim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina külesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının %70 üzerinde olan binalarda Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılabilir (DBYBHY, 2007).

### 3.3.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Hesap Yönteminde yapının üç boyutlu modeli oluşturulduktan sonra, analiz aşamalarında Türk Deprem Yönetmeliğı-2007'nin 7.6.5.3 ve 7.6.5.4 maddelerine uyulacaktır.

#### i. DBYBHY 2007 madde 7.6.5.3

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yüğü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliğı ile ilgili kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme göz önüne alınacaktır.

#### ii. DBYBHY 2007 madde 7.6.5.4

7.6.5.3'de tanımlanan sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile koordinatları "tepe yerdeğıştirmesi – taban kesme kuvveti" olan itme eğrisi elde

edilecektir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, göz önüne alınan x deprem doğrultusunda her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin x deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

a) i’inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme Denklem (3.28) ile elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.28)$$

Denklem 3.28’de ifade edilen terimlerin tanımı aşağıda verilmiştir.

$a_1^{(i)}$  : (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci hakim moda ait modal ivme

$V_{x1}^{(i)}$  : x deprem doğrultusunda (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti

$M_{x1}$  : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle

b) i’inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme ’nin hesabı için ise, Denklem (3.29)’dan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.29)$$

Denklem (3.29)’da ifade edilen terimlerin tanımı aşağıda verilmiştir.

$d_1^{(i)}$  : (i)’inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme

$u_{xN1}^{(i)}$  : Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme

$\Phi_{xN1}$  : Binanın tepesinde (N'inci katında) X deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

$\Gamma_{x1}$  : X deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanıdır.

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı, Bölüm 2'de Denklem (2.15) ile verilen ve X deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan  $L_{x1}$  ve  $M_1$ 'den yararlanılarak Denklem (3.30) ve (3.31) ile elde edilir.

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned} L_{xn} &= \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{xin} \quad ; \quad L_{yn} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{yin} \\ M_n &= \sum_{i=1}^N (m_i \Phi_{xin}^2 + m_i \Phi_{yin}^2 + m_{\theta i} \Phi_{\theta in}^2) \end{aligned} \quad (3.31)$$

Denklem (3.31)'de ifade edilen terimlerin tanımı aşağıda verilmiştir.

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

$m_{\theta i}$  : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalışması durumunda, binanın i'inci katının kaydırılmamış kütle merkezinden geçen düşey eksene göre kütle eylemsizlik momenti

$\Phi_{xin}$  : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta x ekseni doğrultusundaki yatay bileşeni

$\Phi_{yin}$ : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta y eksenine doğrultusundaki yatay bileşeni

$\Phi_{0in}$ : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta düşey eksen etrafındaki dönme bileşenidir.

İtme analizi sonucunda madde 7.6.5.4'e göre elde edilen modal kapasite diyagramı ve elastik davranış spektrumunda göz önüne alınarak birinci moda (deprem doğrultusunda hakim mod) ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer anlamda modal yerdeğiştirme istemi hesaplanmaktadır. Modal yerdeğiştirme istemi  $d_1^{(p)}$ , doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme  $S_{di1}$ 'e eşittir (DBYBHY, 2007).

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (3.32)$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme,  $S_{di1}$ , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait  $T_1^{(1)}$  başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{de1}$ 'e bağlı olarak Denklem (3.33) ile ve doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{de1}$  itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme  $S_{ae1}$ 'den Denklem (3.34) elde edilir (DBYBHY, 2007).

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (3.33)$$

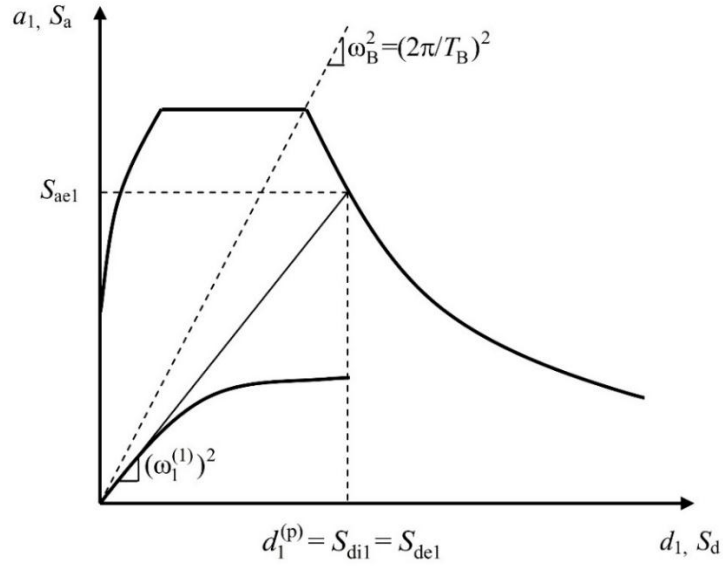
$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.34)$$

Burada  $\omega_1^{(1)}$  başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekansı ve  $C_{R1}$  ise birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranıdır (DBYBHY, 2007) ve aşağıda ifade edildiği gibi belirlenir.

Spektral yerdeğiştirme oranı  $C_{R1}$ ,  $T_1^{(1)}$ 'in değerine bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

1.  $T_1^{(1)} \geq T_B$  olması durumunda, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme  $S_{di1}$ , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu  $T_1^{(1)}$  olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer (doğrusal) elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{ae1}$ 'e eşit alınacaktır. Buna göre  $C_{R1}=1$  alınır. (şekil 3.10)

2.  $T_1^{(1)} < T_B$  olması durumunda,  $C_{R1}$  ardışık yaklaşımla aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır (DBYBHY, 2007).



şekil 3.10  $T_1^{(1)} \geq T_B$  durumu için performans noktasının belirlenmesi

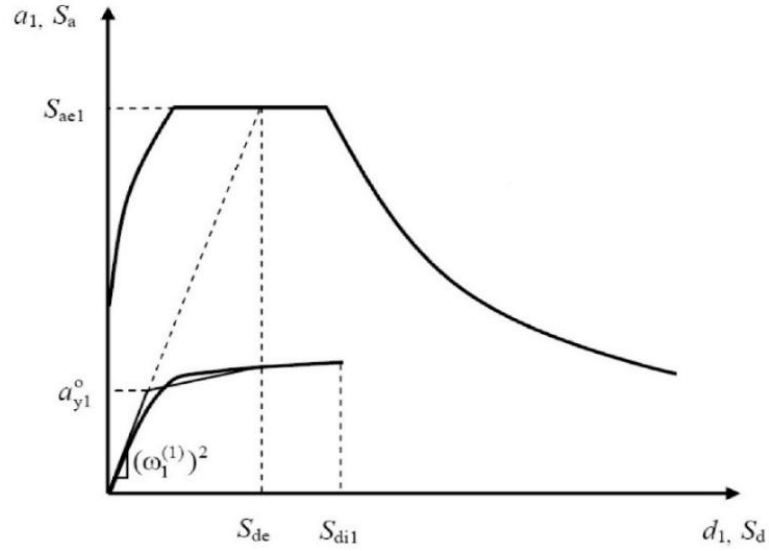
- i. Modal kapasite diyagramı, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ( $i=1$ ) doğrunun eğimi olan birinci moda ait öz değere,  $(\omega_1^{(1)})^2$ , eşit alınır ( $T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$ ) (şekil 3.11a).

- ii. Ardışık yaklaşımın ilk adımında  $C_{R1}=1$  kabulü yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.11a'da görülen  $a_{y1}^o$  esas alınarak  $C_{R1}$  Denklem (3.35) ile tanımlanır.

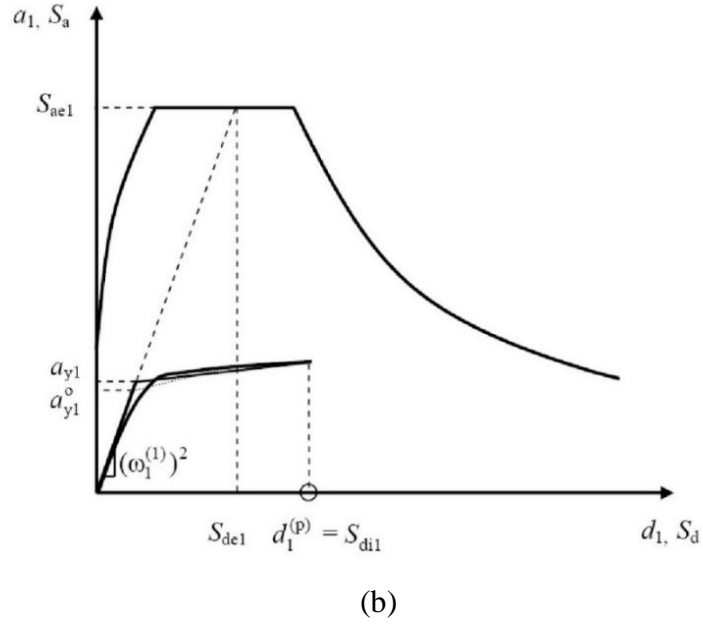
$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.35)$$

Denklem (3.35)'deki  $R_{y1}$  birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını ifade etmekte ve Denklem (3.36) ile belirlenmektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.36)$$



(a)



Şekil 3.11  $T_1^{(1)} < T_B$  durumu için performans noktasının belirlenmesi

- iii. Denklem (3.35)'den bulunan  $C_{R1}$  kullanılarak Denklem (3.33)'e göre hesaplanan  $S_{di1}$  esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil (3.11b)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre  $a_{y1}$ ,  $R_{y1}$  ve  $C_{R1}$  tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.

Son itme adımı  $i = p$  için Denklem (3.32)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi  $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (3.29)'de yerine konulması ile, X deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi  $u_{xN1}^{(p)}$  Denklem (3.37) ile elde edilecektir. Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır (DBYBHY, 2007).

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.37)$$

Burada  $u_{xN1}^{(p)}$  binanın tepesinde (N'inci katında) X deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemidir.

### **3.3.4 Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi**

Yukarıda sözü geçen aşamalardan sonra bina performansını belirlemek amacı ile kullanılması gereken kesit hasar sınırlarının belirlenmesine yönelik kesit analizi sonucunda elde edilen toplam eğrilik isteminin hesabı aşağıda açıklanmıştır.

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki aksenal kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan  $\phi_y$  eşdeğer akma eğriliği ile  $\phi_p$  plastik eğrilik istemi toplanarak, kesitteki  $\phi_t$  toplam eğrilik istemi elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.38)$$

$\phi_p$  doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin analiz sonucu herhangi bir kesitte elde edilen  $\theta_p$  plastik dönme istemine bağlı olarak hesaplanan plastik eğrilik istemidir ve Denklem (3.39) ile belirlenmektedir.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.39)$$

Kesit analizi sonucunda elde edilen toplam eğrilik isteminden yola çıkarak, kesit hasar sınırını belirlemek için beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme cinsinden elde edilen deprem istemleri, Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de verilen kapasite değerleri ile karşılaştırılacaktır.



Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekildeğiştirme üst sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır.

(a) Kesit *Minimum Hasar Sınırı (MN)* için kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0,010 \quad (3.40)$$

(b) Kesit *Güvenlik Sınırı (GV)* için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0,0035 + 0,01 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0,0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0,040 \quad (3.41)$$

(c) Kesit *Göçme Sınırı (G)* için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cg})_{G} = 0,004 + 0,014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0,018 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{G} = 0,060 \quad (3.42)$$

Denklem (3.40), (3.41) ve (3.42)'deki terimler aşağıda açıklanmıştır.

$\epsilon_{cg}$  : Etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi

$\epsilon_{cu}$  : Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi

$\epsilon_s$  : Donatı eliği birim şekildeğiştirmesidir.

$\rho_s$  : Kesitte mevcut bulunan özel deprem etriyeleri ve irozları olarak düzenlenmiş enine donatının hacımsal oranı

$\rho_{sm}$  : Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranıdır.

### ***3.3.5 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi İle Yapıların Deprem Performansının Tanımları ve Deprem Performansının Belirlenmesi***

#### ***3.3.5.1. Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK)***

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u Belirgin Hasar Bölgesi'ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü Minimum Hasar Bölgesi'ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile bu durumdaki binaların Hemen Kullanım Performans Düzeyinde olduğu kabul edilir.

#### ***3.3.5.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG)***

Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Can Güvenliği Performans Düzeyinde olduğu kabul edilir:

(a) Binanın i'inci katında uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan kirişler dahil olmaksızın, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi'ne geçebilir.

(b) İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmak üzere, en üst katta İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

(c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde

birden kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu'nun sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil değildirler (DBYBHY, 2007).

#### *3.3.5.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ)*

Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların Göçme Bölgesi'nde olduğunun göz önüne alınması kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Göçme Öncesi Performans Düzeyinde olduğu kabul edilir:

(a) Binanın i'inci katında uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan kirişler dahil olmaksızın, kirişlerin en fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne geçebilir.

(b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil değildirler).

(c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

#### *3.3.5.4 Göçme Durumu*

Bina Göçme Öncesi Performans Düzeyi'ni sağlayamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

#### ***3.3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyi***

Türkiye Deprem Yönetmeliği-2007'de yer alan binaların hedeflenen performans düzeyinin belirlenmesinde mevcut binaların değerlendirmesinde ve güçlendirme

tasarımında kullanılması için Tasarım Depremi'ne ek olarak iki deprem düzeyi tanımlanmıştır:

1) 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumunun ordinatların Tasarım Depremi spektrumunun ordinatlarının yaklaşık yarısı olarak alınacaktır.

2) 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumunun ordinatların Tasarım Depremi spektrumunun ordinatlarının yaklaşık 1,5 katı olarak alınacaktır.

Tablo 3.10 Binalar için farklı deprem düzeylerinde minimum performans hedefleri

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

Yapıların doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ile belirlenecek olan performans düzeyi, binanın kullanım amacı ve türüne göre hedeflenen performans düzeyini sağlamalıdır. Tablo 3.10'da tanımlanan performans hedeflerini dikkate alınarak, örneğin hastaneler gibi önemli için 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem etkisi altında Hemen Kullanım (HK), 50 yılda deprem

aşılma olasılığı %2 olan deprem etkisi altında ise Can Güvenliği (CG) performans hedefi seçilmelidir.

## **BÖLÜM DÖRT**

### **GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ**

Güçlendirme, hasarlı veya hasarsız yapı elemanlarının performansının iyileştirmesine yönelik yapılan işlemdir ve binanın deprem güvenliğinin istenen düzeye getirilmesidir. Bina güçlendirmesi genel olarak eleman güçlendirmesi ve sistem güçlendirmesi olmak üzere iki grupta incelenebilir.

Eleman güçlendirmesi, ilgili yönetmeliklerin koşullarına göre binada depreme karşı sadece bazı elemanların dayanıklılığının yetersiz olduğu ve binanın yatay stabiliteye sahip olduğu durumda uygulanmaktadır. Ancak, binanın taşıyıcı sisteminde çok sayıda dayanımı yetersiz olan eleman varsa ve bina yeterli yatay stabiliteye sahip değilse sistem bazında güçlendirme uygulanmaktadır.

#### **4.1 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Güçlendirmesi**

Kolon, kiriş, perde ve kolon kiriş birleşim bölgesi vb. gibi elemanlarda dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerinin artırılmasına yönelik yapılan işlemdir (DBYBHY, 2007).

Eleman güçlendirmesinde örnek olarak kolon ve kiriş güçlendirmesinde uygulanan yöntemler aşağıda verilmiştir.

- Kiriş güçlendirmesi yöntemleri olarak dıştan etriye ekleme, çelik plak yapıştırılması, lifli polimer sargı ve mantolama uygulanabilir.
- Kolon güçlendirmesi yöntemleri olarak betonarme sargı, çelik sargı ve lifli polimer uygulanabilir.

#### **4.2 Yapı Sisteminin Güçlendirmesi**

Binaya yeni elemanların eklenmesi ile taşıyıcı sistemin dayanım ve şekil değiştirme kapasitesinin artırılması ve iç kuvvetlerin dağılımında sürekliliği

sağlamak amacı ile yapılan işlemdir. Sistem güçlendirmesi, dolgu duvarlarının güçlendirmesi, betonarme taşıyıcı sistemlerin yerinde dökme betonarme perdeler ile güçlendirmesi, betonarme sisteme yeni çerçeveler eklenmesi ve betonarme sistemin kütlelerinin azaltılması gibi yöntemler ile mümkündür (DBYBHY, 2007).

Sistem güçlendirmesinde örnek olarak dolgu duvarların güçlendirmesinde uygulanan yöntemler ve betonarme taşıyıcı sistemlerin yerinde dökme betonarme perde duvarlarla güçlendirilmesi aşağıda verilmiştir.

- Dolgu duvarların güçlendirmesi yöntemleri olarak hasır çelik donatılı özel sıva, lifli polimer ve prefabrik beton paneller uygulanabilir.
- Betonarme taşıyıcı sistemlerin yerinde dökme betonarme perde duvarlarla güçlendirilmesi yöntemleri olarak çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmesi ve çerçeve düzlemine bitişik betonarme perde eklenmesi olarak uygulanabilir.

Bu tez kapsamında mevcut betonarme bir binanın güçlendirmesi amacı ile betonarme taşıyıcı sistemlerin yerinde dökme betonarme perde duvarlarla güçlendirilmesi yöntemlerinden çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmesi yönteminden yararlanmıştır,

#### ***4.2.1 Taşıyıcı Sistemin Çerçeve Düzlemi İçinde Betonarme Perde Eklenmesi***

Çerçeve aksının içinde perde duvarın herhangi bir katta kesilmesi o katta gerilme birikimi ve deprem davranışının ani değişmesine sebep olacağından eklenen perde duvarlar binanın temelinden başlayarak en üst kata kadar aralıksız devam edecektir. Perde duvarın çerçeve ile birlikte çalışmasını sağlamak amacı ile perdelerin bitişik oldukları çerçevelere ankraj çubukları ile bağlanması gerekmektedir ve perdelerin sistemde oluşacak olan kuvvetleri güvenlikle zemine aktarabilmesi için perde temelleri tasarlanacaktır (Tüzün, Hancılar, Selçuk ve Erdik, 2009).

Perde temelinde oluşabilecek dış merkezliği azaltmak amacıyla perde temeli komşu kolonları içerecek şekilde genişletilerek mevcut kolonların aksenal basınç kuvvetlerinden yararlanılabilir. Perde temelinin mevcut temel sistemi ile birlikte çalışması için gerekli önlemler alınacaktır (DBYBHY, 2007).

Kullanılacak olan ankraj çubukları ve perde temellerinin tasarımı Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin koşullarını sağlayacak şekilde uygulanmalıdır.

#### ***4.2.2 Taşıyıcı Sistemin Çerçeve Düzlemine Bitişik Betonarme Perde Eklenmesi***

Çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmesi ile yapılan güçlendirmenin yanı sıra betonarme çerçeveye bitişik olarak da güçlendirme amacı ile perde duvar eklenebilir. Eklenen perde duvarlar binanın temelinden başlayarak en üst kata kadar aralıksız devam edecektir. Perde duvarın çerçeve ile birlikte çalışmasını sağlamak amacıyla ile perdelerin bitişik oldukları çerçevelere ankraj çubukları ile bağlanması gerekmektedir ve perdelerin sistemde oluşacak olan kuvvetleri güvenlikle zemine aktarabilmesi için perde temelleri tasarlanacaktır. Perde ucunda mevcut kolon bulunmaması durumunda Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin koşullarını sağlayacak şekilde perde uç bölgeleri oluşturulacaktır. Perde temelinde oluşabilecek dış merkezliği azaltmak amacıyla perde temeli komşu kolonları içerecek şekilde genişletilerek mevcut kolonların aksenal basınç kuvvetlerinden yararlanılabilir. Perde temelinin mevcut temel sistemi ile birlikte çalışması için gerekli önlemler alınacaktır (DBYBHY, 2007).

Kullanılacak olan ankraj çubukları ve perde temellerinin tasarımı deprem yönetmeliğinin koşullarını sağlayacak şekilde uygulanmalıdır.

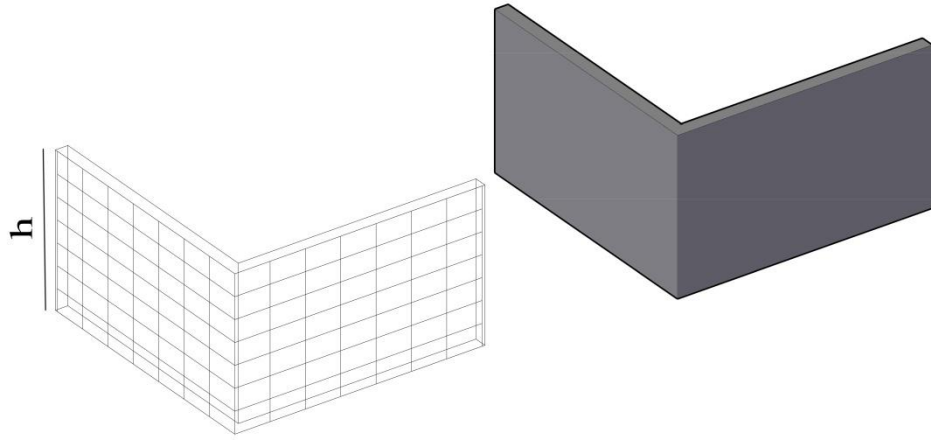
#### **4.3 Perde Modelleme Yöntemleri**

Program ortamında perde duvarlarını modellemek için Sonlu Eleman Modeli ve Çubuk Eleman Modeli kullanılmaktadır.



### 4.3.1 Sonlu Eleman Modeli İle Perde Modellemesi

Sonlu elemanlar yönteminin yaklaşık sayısal bir yöntem olmasından dolayı, Şekil 4.1’de gösterildiği gibi perde çözüm açısından uygun sonuç üretebilecek sayıda parçaya bölünmelidir (sonlu eleman ağı), burada (h) kat yüksekliğidir. Kullanıcı problem için uygun sonlu eleman ağını oluşturabilecek bilgiye sahip olmalıdır. Sonuçlar, sonlu elemanlara bölünmüş perde elemanın her bir parçası için elde edileceğinden perde eleman için tek bir değer haline getirmek amacıyla ek işlemler yapılmalıdır.



Şekil 4.1 Sonlu eleman perde modeli

Sonlu eleman modelinin avantajları olabildiği gibi dezavantajları da vardır. Bölüm 4.3.1.1 de sonlu eleman modeli ile betonarme perde modellemenin avantajları ve Bölüm 4.3.1.2 de sonlu eleman modeli ile betonarme perde modellemenin dezavantajları açıklanmıştır.

#### 4.3.1.1 Sonlu Eleman Modelinin Avantajları

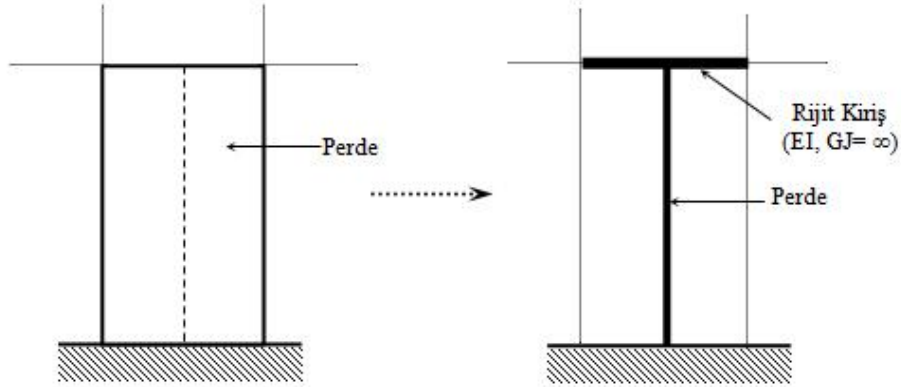
- Perde modelinde farklı geometrik şekiller uygulanabilmektedir.
- İçten boşluğu olan perdeler hesaplarda kolaylıkla göz önüne alınabilmektedir.

#### 4.3.1.2 Sonlu Eleman Modelinin Dezavantajları

- Sonlu eleman ağı elde edilecek çözümün hassasiyetinde büyük bir önem taşımaktadır.
- İç kuvvetler doğrudan belirlenmemektedir.
- Çözüm süresi sonlu eleman ağının sıklığından oluşan bilinmeyen sayısının artması ile uzayabilmektedir.

#### 4.3.2 Çubuk Eleman (Eşdeğer Kolon) Modeli

Hesap modeli oluşturulurken perde çubuk eleman ile modellenmekte, perdeye (EI ve GJ değerleri büyük olan) sanal rijit çubuklar eklenmektedir (Şekil 4.2). Bu sanal elemanların rijitlikleri diğer elemanların rijitliklerinin 10~100 katı seçilebilir. Bu oran çok büyük değerler alırsa denklem takımı kararlılığında hatalar ortaya çıkabilmektedir. SAP 2000 ile oluşturulan sistem modelinde bu tür sanal elemanlar kullanıldığında bu elemanlarda kullanılacak malzemenin birim hacim ağırlığı ve birim hacim kütlesi değerleri sıfır olarak tanımlanmalıdır.



Şekil 4.2 Perdenin eşdeğer kolon olarak modellenmesi

Bu çalışmada perde duvarlarını SAP 2000 program ortamında modellemek için çubuk eleman modeli kullanılmıştır.

## **BÖLÜM BEŞ**

### **SAYISAL UYGULAMA**

#### **5.1 Giriş**

Tez çalışmasına örnek uygulama olarak İzmir ili sınırları içinde Z3 zemin sınıfı üzerine 1985 yılında inşa edilen ve projesi 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış mevcut bir bina seçilmiştir. Binaya ait mimari ve betonarme projeler ilgili belediyenin arşivinden temin edilmiş ve binanın geometrisini ve taşıyıcı elemanların yerleşimini gösteren kat kalıp planları, binanın projelerinde belirtilen veriler esas alınarak oluşturulmuştur.

Mevcut binanın, Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de belirtilen doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile deprem performansının belirlenmesi, Bölüm 5.2'de açıklanmıştır. Bölüm 5.3'de ve Bölüm 5.4'de betonarme çerçeve sistemli bu mevcut binaya, güçlendirme amacıyla eklenen perdelerin iki farklı tip düzenlemesi için binanın deprem performans değerlendirilmesi tekrarlanmıştır.

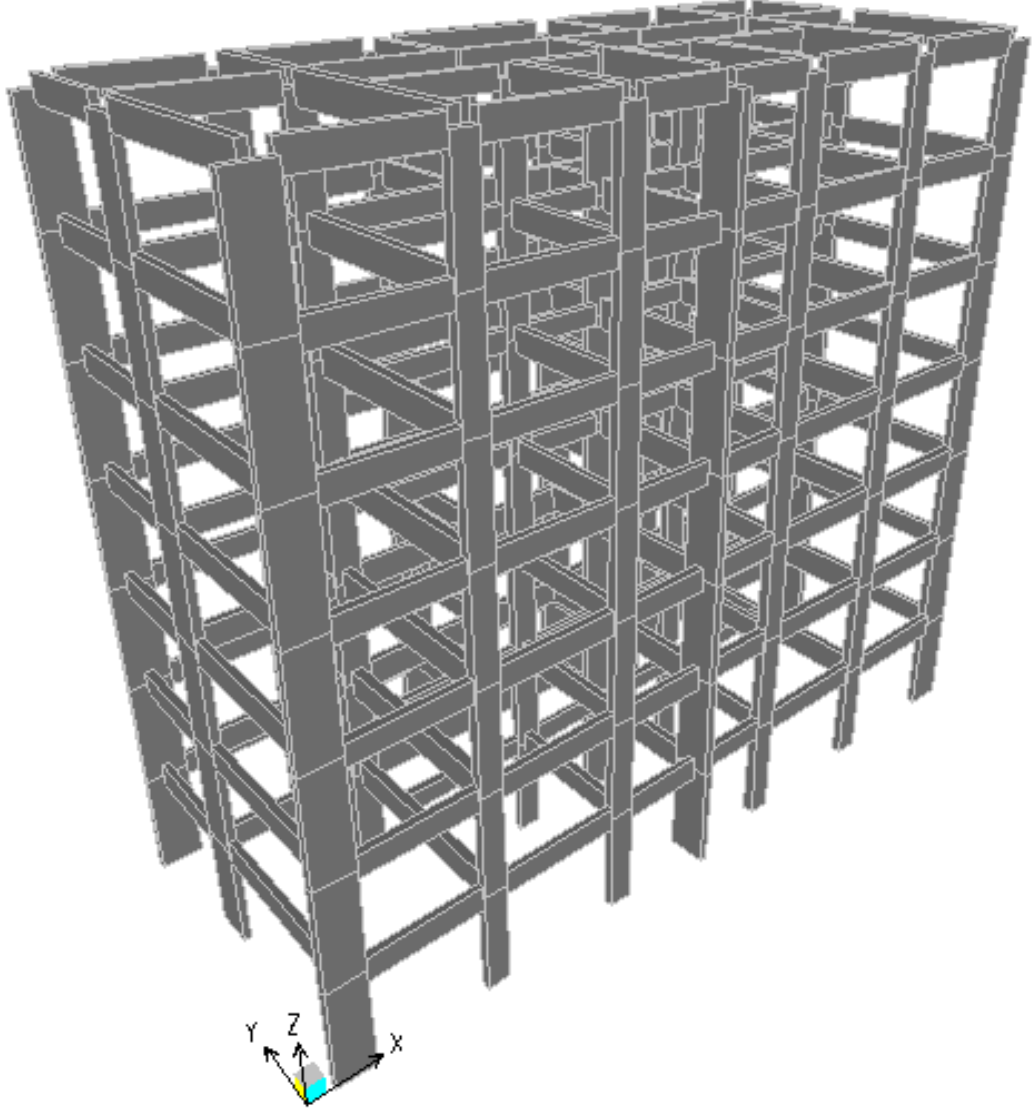
Çalışma kapsamında mevcut bina B1, birinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina B2 ve ikinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina B3 olarak simgelenmiştir.

Bu bölümde yapılan uygulamalar için analiz programı olarak SAP 2000 (CSI SAP 2000, 2009) ve kesit analizi için XTRACT 3.0.8 (XTRACT Educational, 2006) programından yararlanılmıştır.

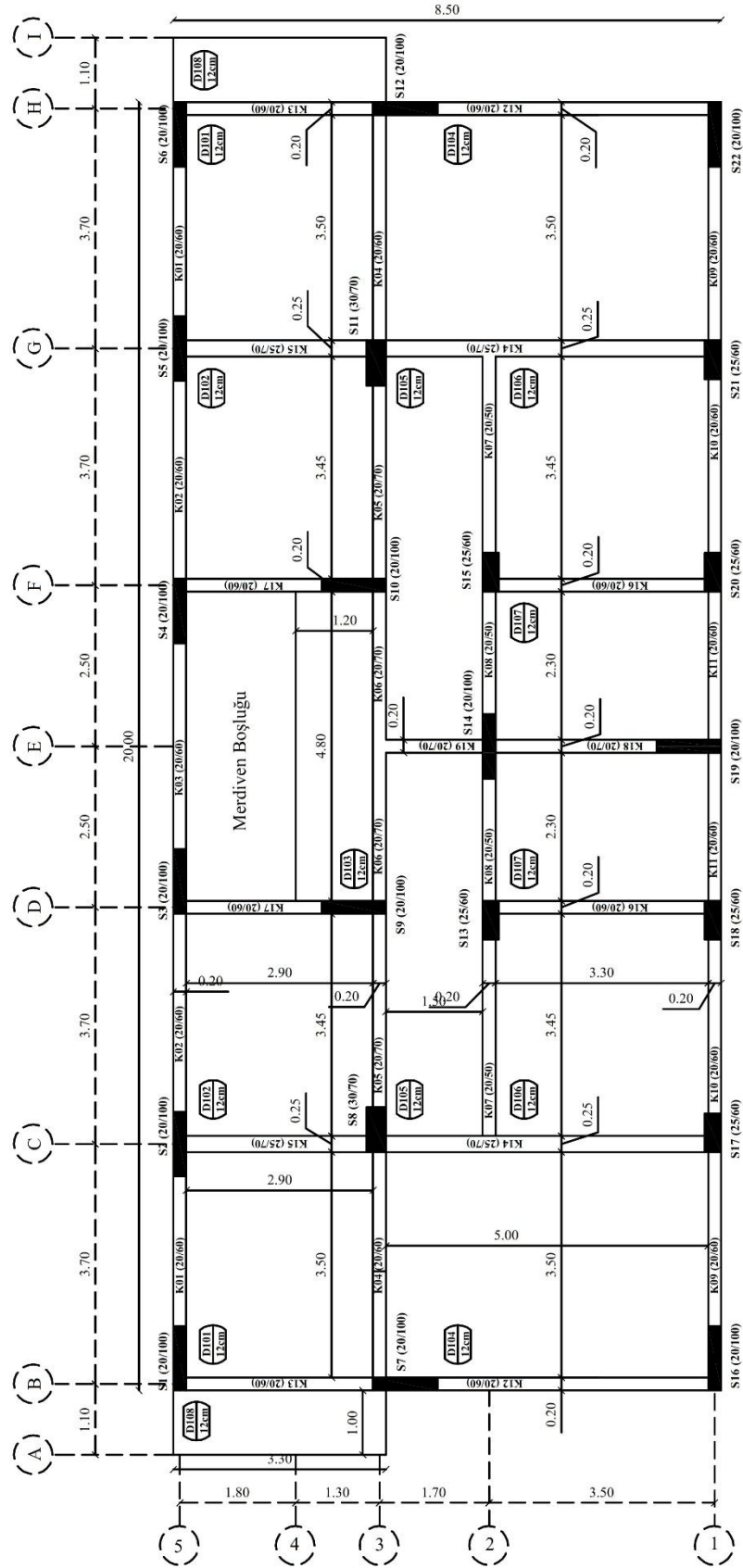
#### **5.2 Örnek Binanın Tanıtılması**

Çalışma kapsamında ele alınan bina Zemin + 6 katlı olup, X doğrultusunda 6 açıklığa, Y doğrultusunda ise 3 açıklığa sahip olan betonarme çerçeve sistemli bir binadır. Mevcut binanın kolon ve giriş kesit boyutları betonarme projesinden

alınmıştır. Binanın kat yükseklikleri tüm katlarda 2,7 m'dir. Taşıyıcı sistemin SAP 2000 ortamında oluşturulan üç boyutlu modeli Şekil 5.1'de gösterilmiştir. Binaya ait kat kalıp planı ise Şekil 5.2'de verilmiştir. Kat planları bina yüksekliği boyunca aynıdır.



Şekil 5.1 Mevcut binanın üç boyutlu analiz modeli



Şekil 5.2 Mevcut binanın tipik kat planı

### 5.2.1 Bina Bilgileri

Bina kat sayısı	zemin + 6 kat
Bina tipik kat yüksekliği	2,7 m
Toplam bina yüksekliği	18,90 m
Binanın X doğrultusunda toplam uzunluk	19,80 m
Binanın Y doğrultusunda toplam uzunluk	8,30 m
Bina oturma alanı	170 m <sup>2</sup>
Bina kullanım amacı	konut

### 5.2.2 Malzeme Bilgileri

Beton (tüm betonarme elemanlarda)	C16 ( $f_{cm}= 16$ MPa)
Donatı çeliği	S220 ( $f_{ym}= 220$ MPa)
Betonarme elastisite modülü ( $E_c$ )	27000 MPa
Donatı çeliği elastisite modülü ( $E_s$ )	200000 MPa

### 5.2.3 Proje Parametreleri

Deprem bölgesi	1
Etkin yer ivmesi ( $A_0$ )	0,40
Binanın projesi	Var
Bilgi düzeyi	Kapsamlı
Binanın önem katsayısı (I)	1,0
Yerel zemin sınıfı	Z3
Spektrum karakteristik periyotları	$T_A=0,15$ sn, $T_B=0,60$ sn
Hareketli yük katılım katsayısı (n)	0,3
Döşeme türü	Plak
Döşeme kalınlığı	0,12 m

### 5.2.4 Yükleler

Beton yoğunluğu	25 kN/m <sup>3</sup>
Dış duvar yükü (20 cm + sıva)	8,25 kN/m
İç duvar yükü (10 cm + sıva)	5,40 kN/m
Sıva + kaplama	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Hareketli yük (Tüm katlarda)	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Hareketli yük (Merdiven ve balkonlarda)	3,50 kN/m <sup>2</sup>

### 5.3 Mevcut Binanın Modellenmesi ve Analizlerinde Yapılan Kabuller

Mevcut binanın deprem performansının belirlenmesine yönelik olarak yapılan statik artımsal itme analizi ile taşıyıcı elemanların modellenmesi, doğrusal elastik olmayan davranışın belirlenmesi ve kapasite eğrisinin elde edilmesinde yapılan kabuller aşağıda sunulmuştur.

1. Ele alınan örnek binanın kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilmiştir ve projesinde belirtilen beton ve donatı çeliğinin dayanımları yapılan analizlerde esas alınmıştır. Kolon kiriş birleşim bölgeleri sonsuz rijit olarak göz önüne alınmıştır.

iv. Plastik mafsallar tanımlanmasında SAP2000 analiz programındaki mafsallık özelliklerinden (FEMA 356'da verilen özellikler) faydalanılmıştır.

v. İkinci mertebe elastik ötesi teori bakımından yapılan hesaba göre geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi dikkate alınmıştır.

vi. Bilgisayar programı ortamında yapılan analizlerde perde kesitleri eşdeğer kolon olarak modellenmiştir ve perdenin eğilme etkisi altındaki davranışların sağlanmasına yönelik rijit sanal çubuk kullanılmıştır (Bkz. Bölüm 4.3.2).

vii. Kirişlerde plastikleşmenin tek eksenli eğilme momenti etkisinde (M3) ve kolonlarda ise normal kuvvet ve iki eksenli eğilme momenti (P-M2-M3) etkisi ile meydana geldiği kabul edilmiştir.

#### **5.4 Mevcut Binanın Deprem Performansının Değerlendirmesinde İzlenecek Yol**

Mevcut binanın performans düzeyinin belirlenmesi için 50 yıllık süreçte aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremi esas alınmış ve bu deprem düzeyi için Can Güvenliği (CG) performans hedefi seçilmiştir.

Bu bölümde mevcut binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapılan deprem performansının belirlenmesinde ilk olarak elastik analize ait sonuçlar, deprem doğrultusunda elastik analizden hesaplanan eşdeğer deprem yükleri ve burulma düzensizliği katsayısının kontrolü sunulmuştur.

##### **5.4.1 Bina Bilgi Düzeyi**

Örnek binanın projesi mevcut olup, uygulamada malzeme özellikleri ve betonarme detayları bakımından projesine uyulduğu kabul edildiğinden, Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin 7.2.6 maddesi gereği bilgi düzeyi "kapsamlı" olarak değerlendirilmiş ve katsayısı 1,00 alınmıştır.

##### **5.4.2 Elastik Eşdeğer Deprem Yüğüünün Hesabı**

Mevcut binaların doğrusal elastik veya doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile performansının belirlenmesinde Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin 7.4 bölümünde açıklanan genel ilke ve kurallar esas alınacaktır. Buna göre binanın önem katsayısı  $I=1$  alınmış ve azaltılmamış ivme spektrumu kullanılmıştır.

Toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti) hesabında, taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak  $R_a=1$  alınmış ve denklemin sağ tarafı  $\lambda$  katsayısı 0,85 ile



çarpılmıştır. X ve Y doğrultuları için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri sırasıyla Tablo 5.1 ve Tablo 5.2’de verilmiştir.

Tablo 5.1 Mevcut binanın x deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,28	0,1789	11878,35	2013,290
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		2640,417
5	2314	13,5	31239	0,1955		2200,348
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		1760,278
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1320,209
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		880,139
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		440,070
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

Tablo 5.2 Mevcut binanın y deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,28	0,1789	9039,25	1532,084
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		2009,319
5	2314	13,5	31239	0,1955		1674,432
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		1339,546
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1004,659
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		669,773
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		334,886
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

#### 5.4.3 Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulanabilirliğinin Kontrolü

Bölüm 3.1.2.1.4’de de açıklandığı gibi, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8’i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} < 1.4$  olan binalara uygulanacaktır. Mevcut binanın deprem yükleri altında elastik analizi sonucu, X ve Y doğrultuları için etkin kütle oranı Tablo 5.3’te sunulmuştur.

Tablo 5.3 Mevcut binanın periyot değerleri ve etkin kütle oranları

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranları			Kontrol
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu	Burulma	
1	0,7783	0	0,817	0	> 0,70
2	0,6330	0,0578	0	0,7704	> 0,70
3	0,5532	0,7616	0	0,0560	> 0,70

Tablo 5.3'den görüldüğü gibi X ve Y doğrultularında hakim titreşim moduna ait etkin kütle oranı Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabilirliği koşulunu 0,70 değerinden büyük olmak sureti ile sağlamaktadır. Mevcut binanın deprem yükleri altında elastik analizi sonucu, X ve Y doğrultuları için burulma düzensizliği kontrolü Tablo 5.4-5.7'de sunulmuştur.

Tablo 5.4 Mevcut binanın + X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

Kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	Kontrol
7	4,52266	4,44965	0,16614	0,15612	0,16113	1,0311	< 1,4
6	4,36654	4,28351	0,37082	0,36758	0,36920	1,0044	< 1,4
5	3,99896	3,91269	0,60043	0,59875	0,59959	1,0014	< 1,4
4	3,39853	3,31394	0,79178	0,78700	0,78939	1,0030	< 1,4
3	2,60675	2,52694	0,92278	0,91325	0,91802	1,0052	< 1,4
2	1,68397	1,61369	0,96173	0,93767	0,94970	1,0127	< 1,4
1	0,72224	0,67602	0,72224	0,67602	0,69913	1,0331	< 1,4

Tablo 5.5 Mevcut binanın - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

Kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	Kontrol
7	4,52266	4,44965	0,16614	0,15612	0,16113	1,0311	< 1,4
6	4,36654	4,28351	0,37082	0,36758	0,36920	1,0044	< 1,4
5	3,99896	3,91269	0,60043	0,59875	0,59959	1,0014	< 1,4
4	3,39853	3,31394	0,79178	0,78700	0,78939	1,0030	< 1,4
3	2,60675	2,52694	0,92278	0,91325	0,91802	1,0052	< 1,4
2	1,68397	1,61369	0,96173	0,93767	0,94970	1,0127	< 1,4
1	0,72224	0,67602	0,72224	0,67602	0,69913	1,0331	< 1,4

Tablo 5.6 Mevcut binanın + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

Kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	Kontrol
7	6,70151	6,70151	0,29665	0,29665	0,29665	1,0000	< 1,4
6	6,40486	6,40486	0,58750	0,58750	0,58750	1,0000	< 1,4
5	5,81736	5,81736	0,90547	0,90547	0,90547	1,0000	< 1,4
4	4,91189	4,91189	1,16158	1,16158	1,16158	1,0000	< 1,4
3	3,75031	3,75031	1,33032	1,33032	1,33032	1,0000	< 1,4
2	2,41999	2,41999	1,38037	1,38037	1,38037	1,0000	< 1,4
1	1,03962	1,03962	1,03962	1,03962	1,03962	1,0000	< 1,4

Tablo 5.7 Mevcut binanın - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

Kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	Kontrol
7	6,70151	6,70151	0,29665	0,29665	0,29665	1,0000	< 1,4
6	6,40486	6,40486	0,58750	0,58750	0,58750	1,0000	< 1,4
5	5,81736	5,81736	0,90547	0,90547	0,90547	1,0000	< 1,4
4	4,91189	4,91189	1,16158	1,16158	1,16158	1,0000	< 1,4
3	3,75031	3,75031	1,33032	1,33032	1,33032	1,0000	< 1,4
2	2,41999	2,41999	1,38037	1,38037	1,38037	1,0000	< 1,4
1	1,03962	1,03962	1,03962	1,03962	1,03962	1,0000	< 1,4

Yukarıda sunulan tablolardan görüldüğü gibi, en elverişsiz durumda X ve Y doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi için ön koşullarından birisi olan burulma düzensizliği katsayısı sınır değerinin altında kalmıştır. Y doğrultusunda bu katsayı 1,00 olarak elde edilmiştir ki bu sonuç mevcut binanın Y doğrultusundaki simetrisinden ötürü beklenen bir durumdur.

#### 5.4.4 Elemanlarda Doğrusal Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi

Bu bölümde Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin 7.4.13 maddesine göre elemanların (kiriş, kolon ve perdeler) eğilme rijitlikleri belirlenmiştir.

Türk Deprem Yönetmeliği-2007 Madde 7.4.13: Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait *etkin eğilme rijitlikleri* ( $EI$ )<sub>e</sub> kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:

(a) Kirişlerde:  $(EI)_e = 0,40 (EI)_o$

(b) Kolon ve perdelerde,

$N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0,10$  olması durumunda:  $(EI)_e = 0,40 (EI)_o$

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0,40$  olması durumunda:  $(EI)_e = 0,80 (EI)_o$

#### 5.4.4.1 Örnek Kiriş İçin Hesap ve Plastik Mafsal Tanımı

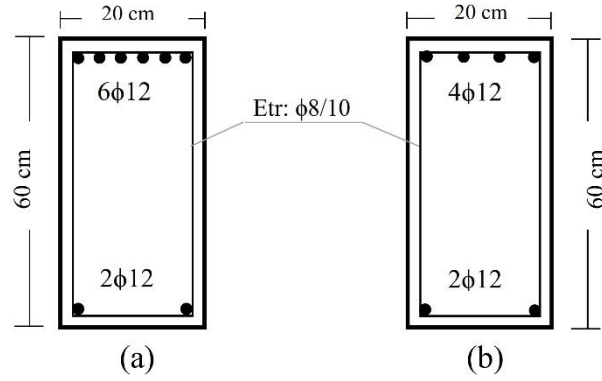
Örnek olarak seçilen K113 (1'inci katın 13 numaralı) kirişinin kesit boyutları  $b_w=20$  cm ve  $h=60$  cm'dir. Elastisite modülü  $E =27000$  MPa ve dikdörtgen kesitin atalet momenti  $I_o =0,0036$  m<sup>4</sup> olarak hesaplanmıştır.

Eğilme etkisindeki kirişte çatlama kesite ait etkin eğilme rijitliği aşağıda hesaplanmıştır.

$$(EI)_e = 0,40 (EI)_o = 0,4*(27000000*0,0036) = 38880 \text{ kNm}^2$$

Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin 7.6.4.5 maddesine göre kirişlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarının tanımına yönelik bir eksenli eğilme analizi sonucunda kesite ait plastik moment değeri ( $M_{pa}$ ) hesaplanmış ve 7.6.4.5 (a)'ya istinaden pekleşme etkisi dikkate alınmamıştır (Bkz 3.2.1, Şekil 3.2 a).

Örnek olarak seçilen K113 kirişinin tek eksenli eğilme analizi sonucunda (i) ve (j) uç kesitleri için (Şekil 5.3) elde edilen moment kapasiteleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 5.3 (a) Sol K113 kiriş kesitinin i ucu, (b) K113 kiriş kesitinin j ucu

Pozitif eğilme momenti (üstte basınç)  $M_{pa} = 26,34 \text{ kNm}$

Negatif eğilme momenti (altta basınç)  $M_{pa} = 74,06 \text{ kNm}$

#### 5.4.4.2 Örnek Kolon İçin Hesap ve Plastik Mafsal Tanımı

Kolonlar için yapılan düşey yüklemekten ( $G+0,3Q$ ) elde edilen aksenal kuvvete göre Türk Deprem Yönetmeliği-2007'nin verdiği sınır değerleri de göz önüne alarak etkin eğilme rijitlikleri belirlenmiştir. Sınır değerleri arasında kalan katsayı değerleri ise doğrusal enterpolasyon yapılarak hesaplanmıştır.

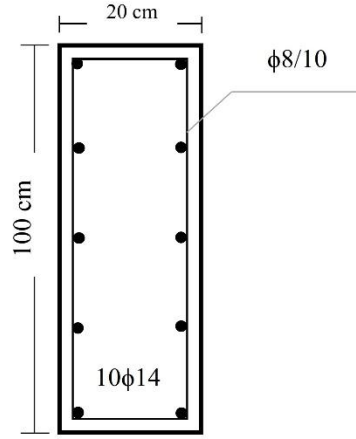
Örnek olarak seçilen S7-1 (1'inci katın 7 numaralı) kolonunun kesit boyutları  $b=20 \text{ cm}$  ve  $h=100 \text{ cm}$ 'dir. Elastisite modülü  $E = 27000 \text{ MPa}$  ve kesitin atalet momenti  $I_o = 0,01667 \text{ m}^4$  olarak hesaplanmıştır. Etkin eğilme rijitliğinin hesabında kullanılmak üzere olan kolon aksenal kuvveti  $N_D = 815,675 \text{ kN}$ , kesit alanı  $A_c = 0,20 \text{ m}^2$  ve mevcut beton dayanımı  $f_{cm} = 16 \text{ MPa}$  olarak alınmıştır.

$$N_D / (A_c f_{cm}) = 815,675 / (0,2 * 16000) = 0,255$$

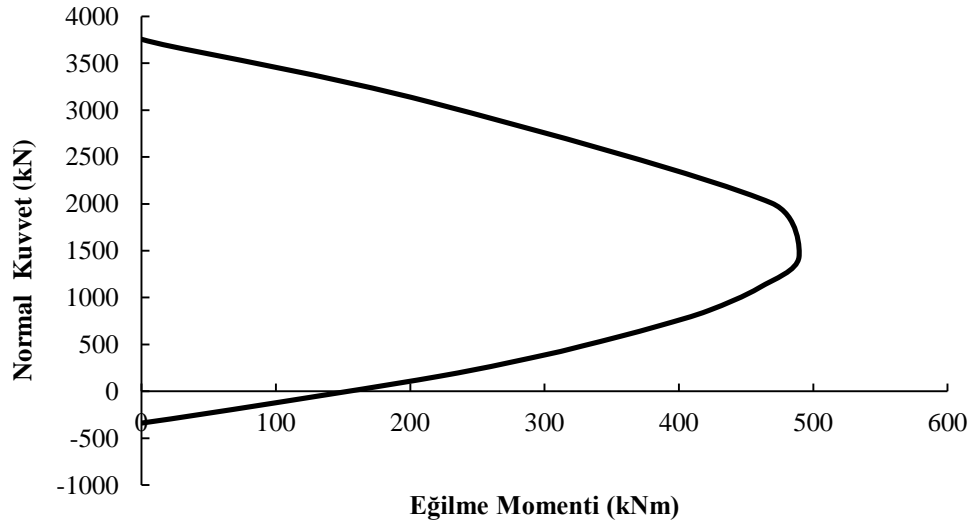
$0,1 < 0,255 < 0,4$  olduğu için yapılan doğrusal enterpolasyon sonucu etkin eğilme rijitliği  $(EI)_e = 0,606 (EI)_o$  olarak hesaplanmıştır.

$$(EI)_e = 0,606 (EI)_o = 272754,54 \text{ kNm}^2$$

Şekil 5.4’de boyutları ve mevcut boyuna donatıları gösterilen S7-1 kolonunun eğilme momenti-eksenel kuvvet etkileşim diyagramı Şekil 5.5’de verilmiştir.



Şekil 5.4 S7-1 kolon kesiti



Şekil 5.5 Örnek kolonun (S7-1) P-M etkileşim diyagramı

## 5.5 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi

### 5.5.1 Düşey Yüğü Altında Doğrusal Olmayan Statik Analiz

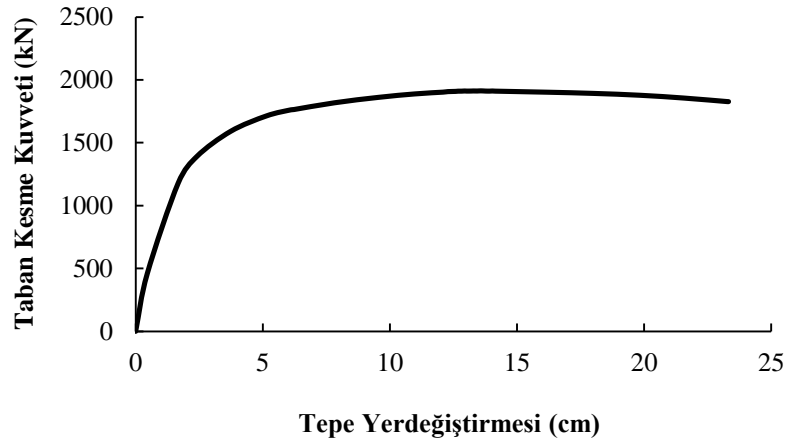
Türk Deprem Yönetmeliğı-2007'deki koşullar göz önüne alınarak artımsal itme analizi başlangıç koşulu olarak, mevcut bina ilk önce düşey yük altında doğrusal olmayan analize tabi tutulmuştur. Bu başlangıç koşulunda düşey yük kombinasyonu olarak  $G+nQ = G+0,3Q$  olarak dikkate alınmıştır.

#### 5.5.1.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulanabilirliğı

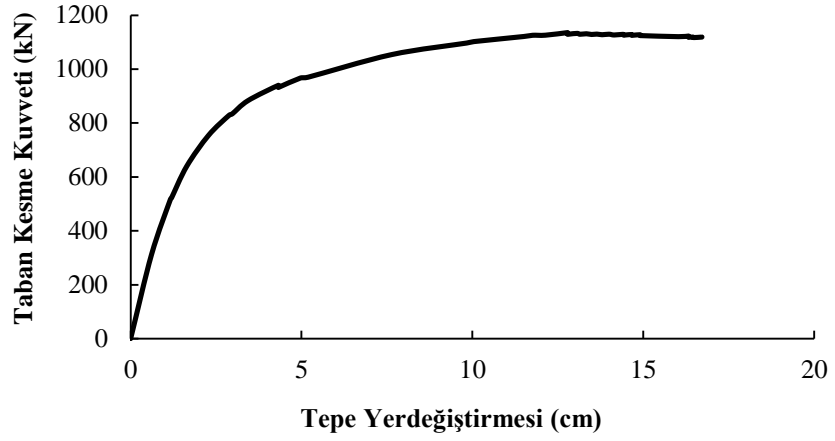
Bölüm 5.4.3'de artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminin uygulanabilirliğıne yönelik bütün önkoşullar incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre ve kontrolü yapılan bütün sınır değerlerine göre bu yöntemin kullanılabilirliğı tespit edilmiştir.

#### 5.5.1.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi

Tablo 5.1 ve 5.2'de verilen eşdeğer deprem yüğüleri kullanarak yapılan itme analizi sonucunda X ve Y deprem doğrultularına ait itme eğrileri elde edilmiş ve Şekil 5.6 ve 5.7'de sunulmuştur. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yüğü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (DBYBHY madde 7.6.5.3).



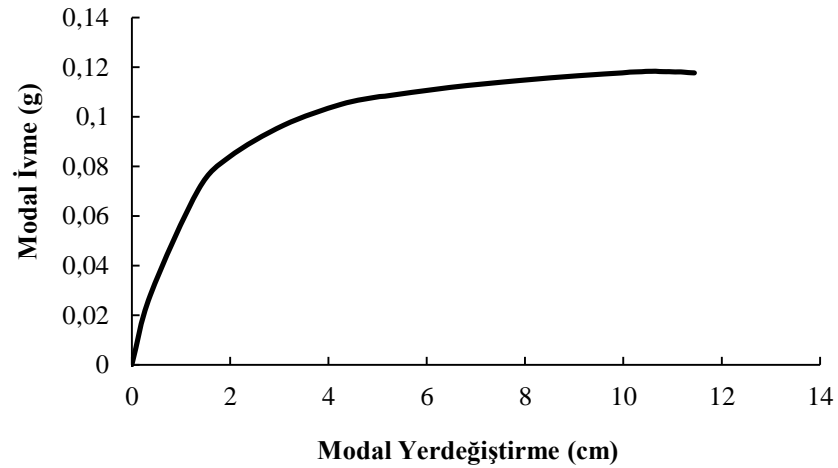
Şekil 5.6 B1 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi



Şekil 5.7 B1 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi

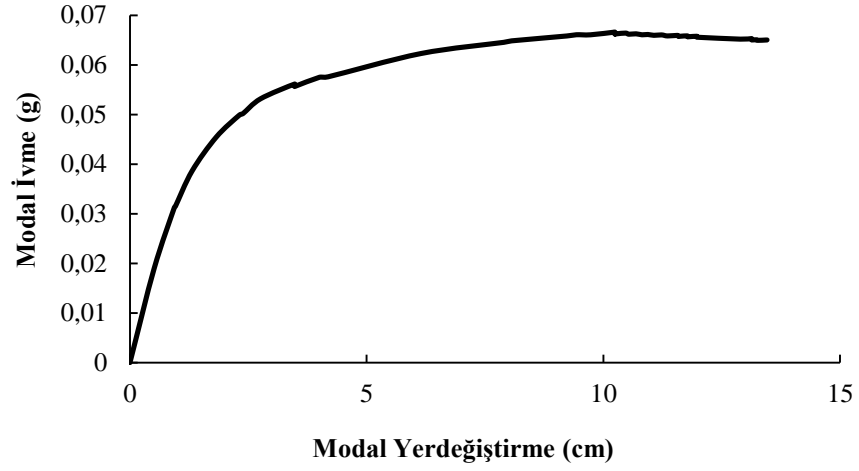
### 5.5.1.3 Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi

Modal kapasite diyagramları itme eğrilerinden elde edilmektedir. Ancak bu iki diyagram aynı formatta olmadığı için, itme eğrileri modal kapasite formatına (Sa-Sd formatına) dönüştürülmüştür. Bu işlem i'inci itme adımında birinci moda ait modal ivme ve modal yerdeğiştirme (Denklem 3.18 ve 3.19) bağıntıları yardımı ile yapılmıştır. Elde edilen modal kapasite diyagramları X ve Y doğrultuları için aşağıda sırasıyla Şekil 5.8 ve 5.9'da sunulmuştur.



Şekil 5.8 B1 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı





Şekil 5.9 B1 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı

#### 5.5.1.4 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi

Mevcut binanın X ve Y doğrultularında modal yerdeğiştirme istemleri bu çalışmanın (3.24), (3.25) ve (3.26) denklemleri yardımı ile hesaplanmış ve aşağıda sunulmuştur. Bu denklemlerdeki birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranının ( $C_{R1}$ ) hesabı binanın analiz sonucu elde edilen periyoduna bağlıdır.

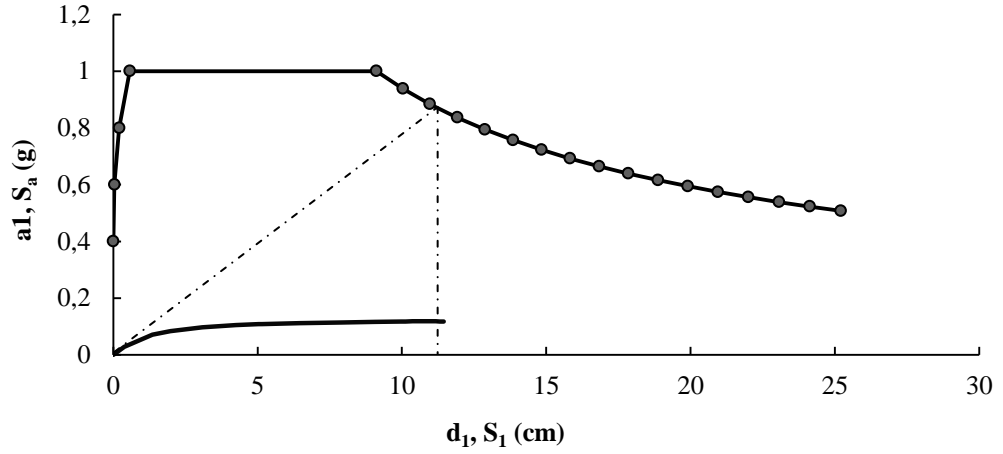
- *X Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*

Analiz sonucu mevcut binanın X doğrultusundaki başlangıç periyodu  $T_{1x} = 0,7201$  sn olarak elde edilmiştir. Z3 zemin sınıfı parametreleri ise  $T_A=0,15$  sn,  $T_B=0,60$  sn'dir.

$$S_{ae1} = 8,477 \text{ m/s}^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 76,133 \text{ hesaplanır ve}$$

$$S_{de1} = 0,1113 \text{ m olarak bulunur (Şekil 5,10).}$$



Şekil 5.10 B1 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

$T_{1x} = 0,7201 \text{ sn} > T_B = 0,60 \text{ sn}$  olduğu için:

$C_{R1} = 1$  alınmış,

$d_1^{(p)} = S_{d1l} = S_{del} * C_{R1} = 0,1113$  bulunmuştur.

Mevcut binanın (B1) tepe yerdeğiştirme istemi Denklem (3,27) yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$u_{xN1}^{(p)} = 0,816 * 1,31 * 0,1113 = 0,1190 \text{ m}$$

Mevcut binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda mevcut binanın performans noktası 11,90 cm olarak hesaplanmıştır. Binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi bu değere eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen bütün büyüklükler ilerleyen adımlarda hesaplanmıştır.

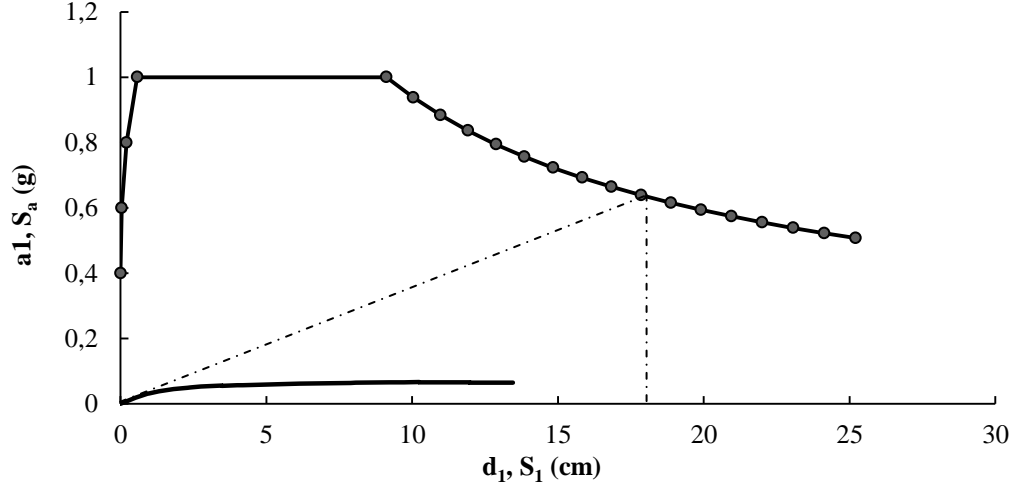
- *Y Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*

Analiz sonucu mevcut binanın Y doğrultusundaki başlangıç periyodu  $T_{1y} = 1,0296 \text{ sn}$  olarak elde edilmiştir. Z3 zemin sınıfı parametreleri ise  $T_A = 0,15 \text{ sn}$ ,  $T_B = 0,60 \text{ sn}$ 'dir.

$$S_{ae1} = 6,3687 \text{ m/s}^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 37,437 \text{ hesaplanır ve:}$$

$$S_{de1} = 0,17011 \text{ m olarak bulunur (Şekil 5,11).}$$



Şekil 5.11 B1 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

$$T_{1y} = 1,0296 \text{ sn} > T_B = 0,60 \text{ sn olduğu için:}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ alınmış,}$$

$$d_1^{(p)} = S_{d1} = S_{de1} * C_{R1} = 0,17011 \text{ bulunmuştur.}$$

Mevcut binanın (B1) tepe yerdeğiştirme istemi bu çalışmanın (3,27) denklemi yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$u_{yN1}^{(p)} = 0,809 * 1,325 * 0,17011 = 0,18234 \text{ m}$$

Mevcut binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda mevcut binanın performans noktası 18,234 cm olarak hesaplanmıştır. Ancak sunulan diyagramda görüldüğü gibi binanın zayıf doğrultusunda (Y doğrultusu) performans noktası elde edilmemiştir, bu da bu yapının bu doğrultuda yetersiz olduğu kanaatine neden olmaktadır. İlerleyen adımlarda yapılan performans değerlendirmesi bu kanaati doğrulamaktadır.

#### 5.5.1.5 Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı

Doğrusal olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan analiz sonucu plastikleşen kesitlerde elde edilen plastik eğrilik istemi plastik dönme istemine bağlı olarak Denklem (3.37) yardımı ile hesaplanmıştır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvveti etkisi altında yapılan kesit analizi sonucu elde edilen eşdeğer akma eğriliği ile plastik eğrilik istemi toplanarak toplam eğrilik istemi hesaplanmıştır (Bkz. Denklem (3.38)). Bu isteme bağlı olarak beton ve donatı çeliğine karşı gelen birim şekildeğiştirmeler yönetmelikte verilen sınır değerler (birim şekildeğiştirme kapasiteleri) ile karşılaştırılarak kesitin hasar durumuna karar verilmiştir.

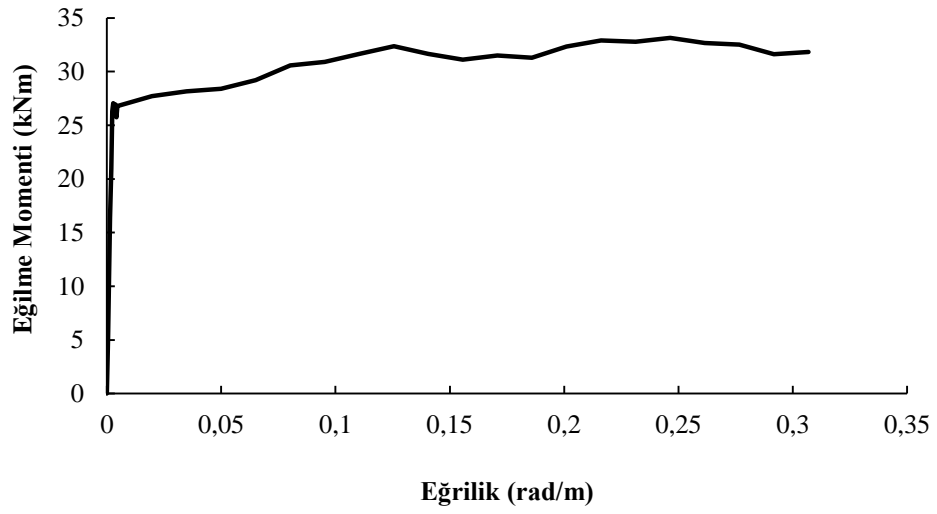
Mevcut binanın (B1) plastikleşen kiriş ve kolon kesitlerine örnek olmak üzere Bölüm 5.5.1.5.1 ve 5.5.1.5.2’de yapılan hesaplar verilmiştir.

*5.5.1.5.1 Örnek Olarak Seçilen K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.* K113 kirişinin boyutları ve mevcut boyuna donatı düzeni betonarme projesinden alınmış ve ayrıca Şekil 5.3’de verilmiştir. Bu kirişin yüksekliği 60 cm olduğu için, plastik mafsal uzunluğu ( $L_p$ ),  $60/2 = 30$  cm olarak alınmıştır.

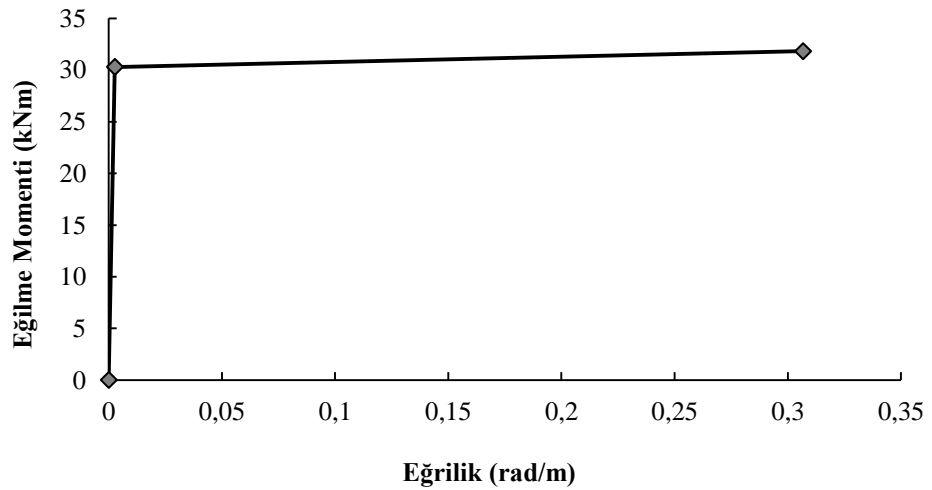
Örnek olarak seçilen kiriş, i ucunda pozitif eğilme momenti ve j ucunda ise negatif eğilme momenti etkisi altında bir eksenli analize tabi tutulmuştur. Yapılan analizde malzeme modeli, yönetmeliğin bilgilendirme eki 7B’ye göre değerlendirilmiştir. Kesit analizlerinde enine donatının dışında kalan beton (kabuk beton) sargısız ve enine donatı ile çevrelenen beton sargılı olarak modellenmiştir.

Kesite ait eğilme moment-eğrilik diyagramları Şekil 5.12 ve 5.14’de ve akma eğriliğinin hesaplandığı idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik diyagramları ise Şekil 5.13 ve 5.15 ’de sunulmuştur.

- Kesitin i ucuna ait diyagramlar ve hesaplar



Şekil 5.12 K113 kirişinin pozitif eğilme moment-eğrilik ilişkisi



Şekil 5.13 K113 kirişinin idealleştirilmiş pozitif eğilme moment-eğrilik ilişkisi

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu, pozitif moment etkisi altında elde edilen akma eğriliği ve nihayetinde kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Pozitif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden:

$$M_y = 26,34 \text{ kNm}$$

$\phi_y = 0,002343$  rad/m olarak bulunmuştur.

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda ise:

$\theta_P = 0,016317$  rad olarak elde edilmiştir ve

$\phi_P = \theta_P / L_P = 0,016317 / 0,30 = 0,054390$  rad/m olup

$\phi_T = \phi_y + \phi_P = 0,05673$  rad/m olarak hesaplanmıştır.

Bu değere karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,001531$$

$$\epsilon_{cg} = 0,00005955$$

$$\epsilon_s = 0,029822$$

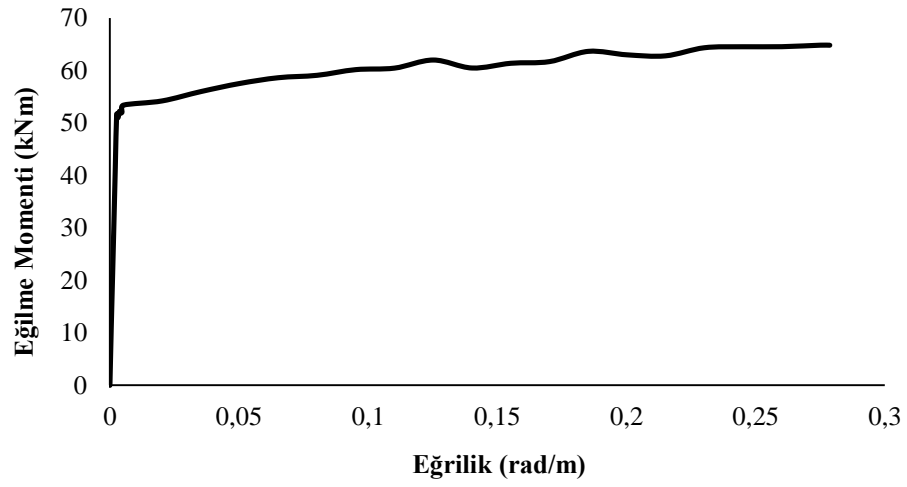
Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir. Sınır değerlerinde kullanılan  $\rho_s / \rho_{sm}$  oranı %20 alınmıştır.

$$\epsilon_c = 0,001531 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

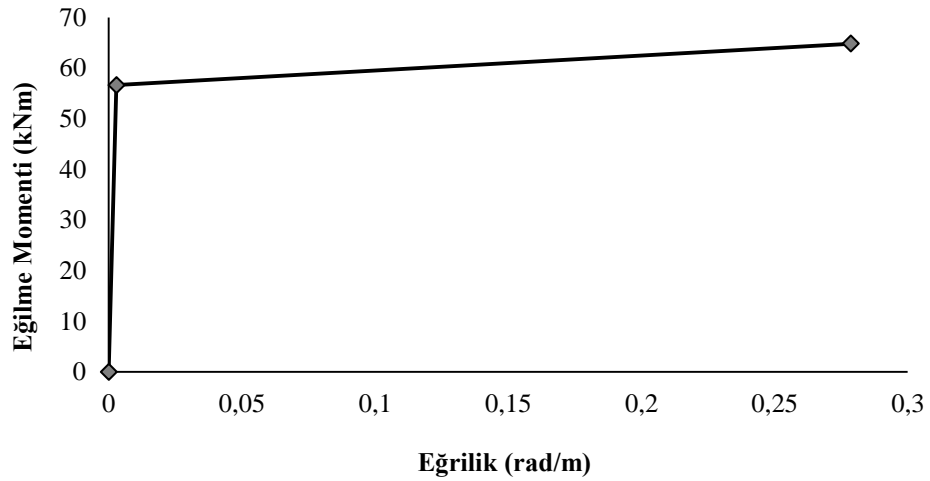
$$(\epsilon_s)_{MN} = 0,01 < \epsilon_s = 0,02982 < (\epsilon_s)_{GV} = 0,04$$

Bu durumda kesitin i ucu Minimum Hasar Sınırı'nı aşmış ancak Güvenlik Sınırı'na ulaşmamıştır, bu nedenle kesit Belirgin Hasar Bölgesi'nde kalmıştır.

- Kesitin j ucuna ait diyagramlar ve hesaplar



Şekil 5.14 K113 kirişinin negatif eğilme moment-eğrilik ilişkisi



Şekil 5.15 K113 kirişinin idealleştirilmiş negatif eğilme moment-eğrilik ilişkisi

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu, negatif moment etkisi altında elde edilen akma eğriliği ve nihayetinde kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Negatif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden:

$$M_y = 74,06 \text{ kNm}$$

$\phi_y = 0,00277$  rad/m olarak bulunmuştur.

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda ise:

$\theta_P = 0,016523$  rad olarak elde edilmiştir ve:

$\phi_P = \theta_P / L_P = 0,016523 / 0,30 = 0,055077$  rad/m dolayısı ile:

$\phi_T = \phi_y + \phi_P = 0,05784$  rad/m olarak hesaplanmıştır.

Bu değere karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,002339$$

$$\epsilon_{cg} = 0,000962$$

$$\epsilon_s = 0,028101$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir. Sınır değerlerinde kullanılan  $\rho_s / \rho_{sm}$  oranı %20 alınmıştır.

$$\epsilon_c = 0,00234 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$(\epsilon_s)_{MN} = 0,01 < \epsilon_s = 0,02810 < (\epsilon_s)_{GV} = 0,040$$

Bu durumda kesitin j ucu Minimum Hasar Sınırı'nı aşmış ancak Güvenlik Sınırı'na ulaşmamıştır, bu nedenle kesit Belirgin Hasar Bölgesi'nde kalmıştır.

Örnek olarak ele alınan kirişin her iki ucu da Belirgin Hasar Bölgesinde kaldığı için kesitin hasar bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi olarak kabul edilmiştir.

*5.5.1.5.2 Örnek K113 Kirişinin Kesme Kapasite Kontrolü.* Kesitin kesme kuvveti istemi Y doğrultusunda yapılan itme analizinden 63,50 kN olarak elde edilmiştir.



Beton ve donatı çeliğinin kesme kuvvetine katkısı hesaplanarak kesitin bu açıdan yeterliliği kontrol edilmiştir.

$$V_r = V_c + V_{w, \text{etr}}$$

Betonun katkısı  $V_c$ :

$$V_c = 0,80 V_{cr}$$

$$f_{ctm} = 0,35 \sqrt{16} = 1,4 \text{ MPa} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,80 * [0,65 * f_{ctm} * b_w * d] = 0,80 * 0,65 * 0,14 * 20 * 56 = 81,54 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı  $V_{w, \text{etr}}$  ( $\phi 8/10$  cm etriye)

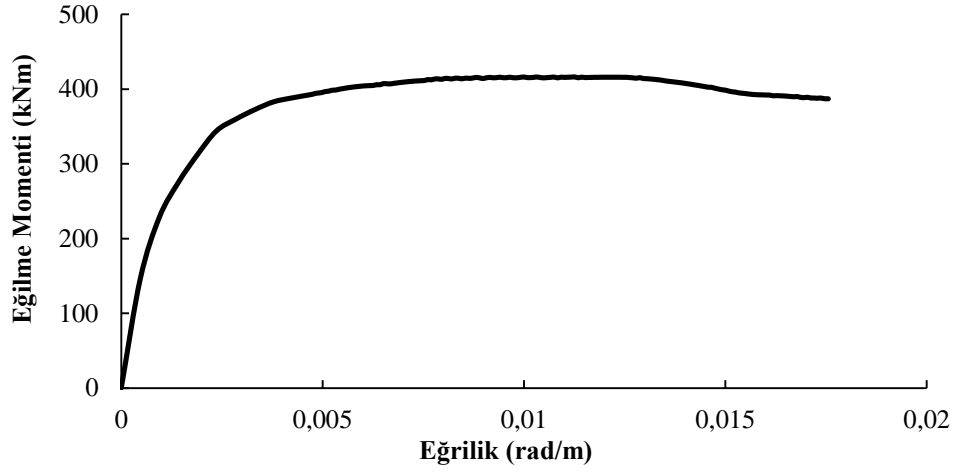
$$V_{w, \text{etr}} = [(n_0 A_0) / S_{\text{etr}}] * f_{ywk} * d = [(2 * 0,503) / 10] * 22 * 56 = 123,94 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_{w, \text{etr}} = 81,54 + 123,94 = 205,48 \text{ kN} > 63,50 \text{ kN}$$

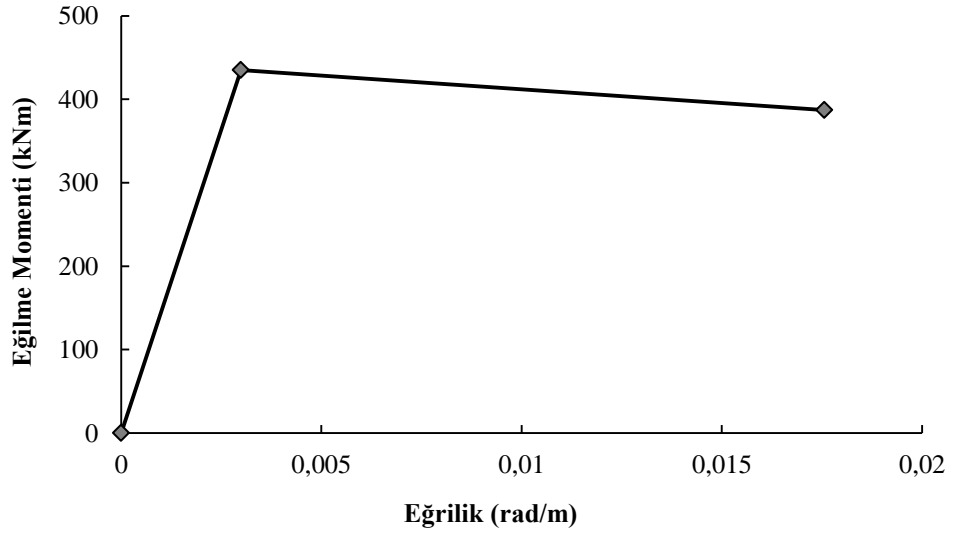
Bu durumda kesitin kesme kapasitesi açısından yeterliliği görülmüştür.

*5.5.1.5.3 Örnek Olarak Seçilen S7-1 Kolonunun Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.* S 7-1 kolonunun boyutları ve mevcut boyuna donatı düzeni mevcut betonarme projesinden alınmış ve ayrıca Şekil 5.4'de verilmiştir. Kolonun eğilme davranışı gösterdiği yöndeki uzunluğu 100 cm olduğu için mafsallık uzunluğu ( $L_p$ ),  $100/2 = 50$  cm olarak alınmıştır.

Kolonlarda donatı düzeni simetrik olduğuna göre pozitif ve negatif eğilme yönleri için elde edilen eğilme momenti-eğrilik diyagramları aynı olacaktır. Yapılan analizde malzeme modeli yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 7B'ye göre alınmıştır. Kesit analizlerinde enine donatının dışında kalan beton (kabuk beton) sargısız ve enine donatı ile çevrelenen beton sargılı olarak modellenmiştir. Kesite ait eğilme momenti-eğrilik diyagramı Şekil 5.16 ve akma eğriliğinin hesaplandığı idealleştirilmiş moment-eğrilik diyagramı ise Şekil 5.17'de sunulmuştur.



Şekil 5.16 S7-1 kolonunun çalışan yönde eğilme momenti-eğrilik diyagramı



Şekil 5.17 S7-1 kolonunun çalışan yönde idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik diyagramı

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu elde edilen akma eğriliği ve nihayetinde kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuç aşağıda sunulmuştur.

Yapılan kesit analizinden

$$M_y = 344,1 \text{ kNm}$$

$$\phi_y = 0,00236 \text{ rad/m olarak bulunmuştur.}$$

Kesitin plastikleşen ucunda toplam eğrilik istemi 0,02848 rad/m olarak elde edilmiştir. Bu değer nihai eğriliğin çok üstünde olduğu için bu kesit Göçme Bölgesi'nde kabul edilmiştir.

*5.5.1.5.4 Örnek S 7-1 Kolonunun Kesme Kapasite Kontrolü.* Kesitin kesme kuvveti istemi Y doğrultusunda yapılan itme analizinden 95,42 kN olarak elde edilmiştir. Beton ve donatı çeliğinin kesme kuvvetine katkısı hesaplanarak kesitin bu açıdan yeterliliği kontrol edilmiştir.

$$V_r = V_c + V_{w, \text{etr}}$$

Beton katkısı  $V_c$ :

$$V_c = 0,80 V_{cr}$$

$$f_{ctm} = 0,35\sqrt{16} = 1,4 \text{ MPa} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma = 0,07$$

$$V_c = 0,80 * [0,65 * f_{ctm} * b_w * d] * [1 + \gamma N/A_c]$$

$$V_c = 0,80 * 0,65 * 0,14 * 20 * 96 * [1 + 0,07 * (95,42 / 2000)] = 149,008 \text{ kN}$$

Enine donatı katkısı  $V_{w, \text{etr}}$  ( $\phi 8/10$  cm etriye)

$$V_{w, \text{etr}} = [(n_0 A_0) / S_{\text{etr}}] * f_{yk} * d = [(2 * 0,503) / 10] * 22 * 96 = 212,467 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_{w, \text{etr}} = 149,008 + 212,467 = 361,475 \text{ kN} > 95,42 \text{ kN}$$

Bu durumda kesitin kesme kapasitesi açısından yeterliliği görülmüştür.

## 5.6 Mevcut Binanın Performansının Belirlenmesi

Binanın deprem performansına ve deprem doğrultularında yapısal elemanların hasar durumunun belirlenmesine en elverişsiz duruma göre karar verilmektedir. Bu nedenle ilk başta binanın zayıf doğrultusunda (Y doğrultusu) eleman değerlendirmesi

yapılmış ve bu değerlendirmeye göre mevcut binanın Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir.

### 5.6.1 Mevcut Binanın Y Doğrultusunda Performansının Belirlenmesi

Mevcut binanın Y doğrultusunda yapılan itme analizi sonucunda yapısal elemanların hasar durumu ile ilgili detaylar Tablo 5.8'de ve Tablo 5.9'da sunulmuştur.

Tablo 5.8 B1 binasının Y doğrultusunda kirişlerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kiriş Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	18	6%	94%	0%	0%
2	Y	18	0%	100%	0%	0%
3	Y	17	0%	100%	0%	0%
4	Y	17	0%	100%	0%	0%
5	Y	16	63%	37%	0%	0%
6	Y	20	100%	0%	0%	0%
7	Y	4	100%	0%	0%	0%

Tablo 5.9 B1 binasının Y doğrultusunda kolonların hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kolon Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	22	41%	23%	18%	18%
2	Y	1	100%	0%	0%	0%
3	Y	1	100%	0%	0%	0%
4	Y	10	100%	0%	0%	0%
5	Y	15	100%	0%	0%	0%
6	Y	10	100%	0%	0%	0%
7	Y	0	0%	0%	0%	0%

(MHB: Minimum Hasar Bölgesi, BHB: Belirgin Hasar Bölgesi, İHB: İleri Hasar Bölgesi, GB: Göçme Bölgesi)

Tablo 5.8 ve 5.9'a göre:

- 1 inci katın plastikleşen kirişlerinin %94'ü Belirgin Hasar Bölgesi'nde ve %6'sı Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır.
- 2, 3 ve 4'üncü katlarda plastikleşen kirişlerin %100'ü Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır.
- 5 inci katın plastikleşen kirişlerinin %37'si Belirgin Hasar Bölgesi'nde ve %63'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır.
- 6 ve 7'inci katlarda plastikleşen kirişlerin %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır.

İtme analizi sonucunda mevcut binanın plastikleşen kirişlerinden İleri Hasar Bölgesi'nde yer alan her hangi bir kiriş kesitine rastlanmamıştır.

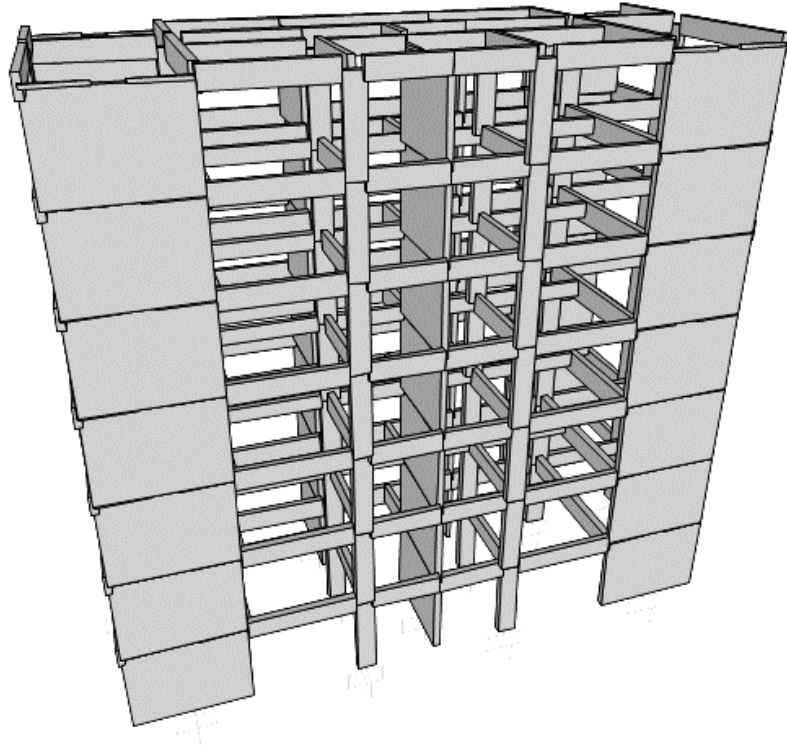
- 1 inci katın plastikleşen kolonlarının %41'i Minimum Hasar Bölgesi'nde, %23'ü Belirgin Hasar Bölgesi'nde, %18'i İleri Hasar Bölgesi'nde ve %18'i Göçme Bölgesi'nde yer almaktadır.
- 2, 3, 4, 5 ve 6'ıncı katlarda plastikleşen kolonların %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almaktadır.
- 7'inci kattaki kolonlarda plastikleşme meydana gelmemiştir.

Y doğrultusunda yapılan değerlendirmeye ve Deprem Yönetmeliğinin 7.3.3'deki koşullarına göre, incelenen binanın bu deprem doğrultusunda 1'inci katında Göçme Bölgesi'nde yer alan kolonlardan dolayı Can Güvenliği Performans Düzeyi sağlanmamıştır. Bu nedenle en elverişsiz duruma göre yapılan değerlendirmede mevcut bina sözü geçen performans düzeyini sağlamamaktadır. Binanın mevcut durumda kullanımı can güvenliği açısından sakıncalı olduğuna göre bina güçlendirilmelidir.

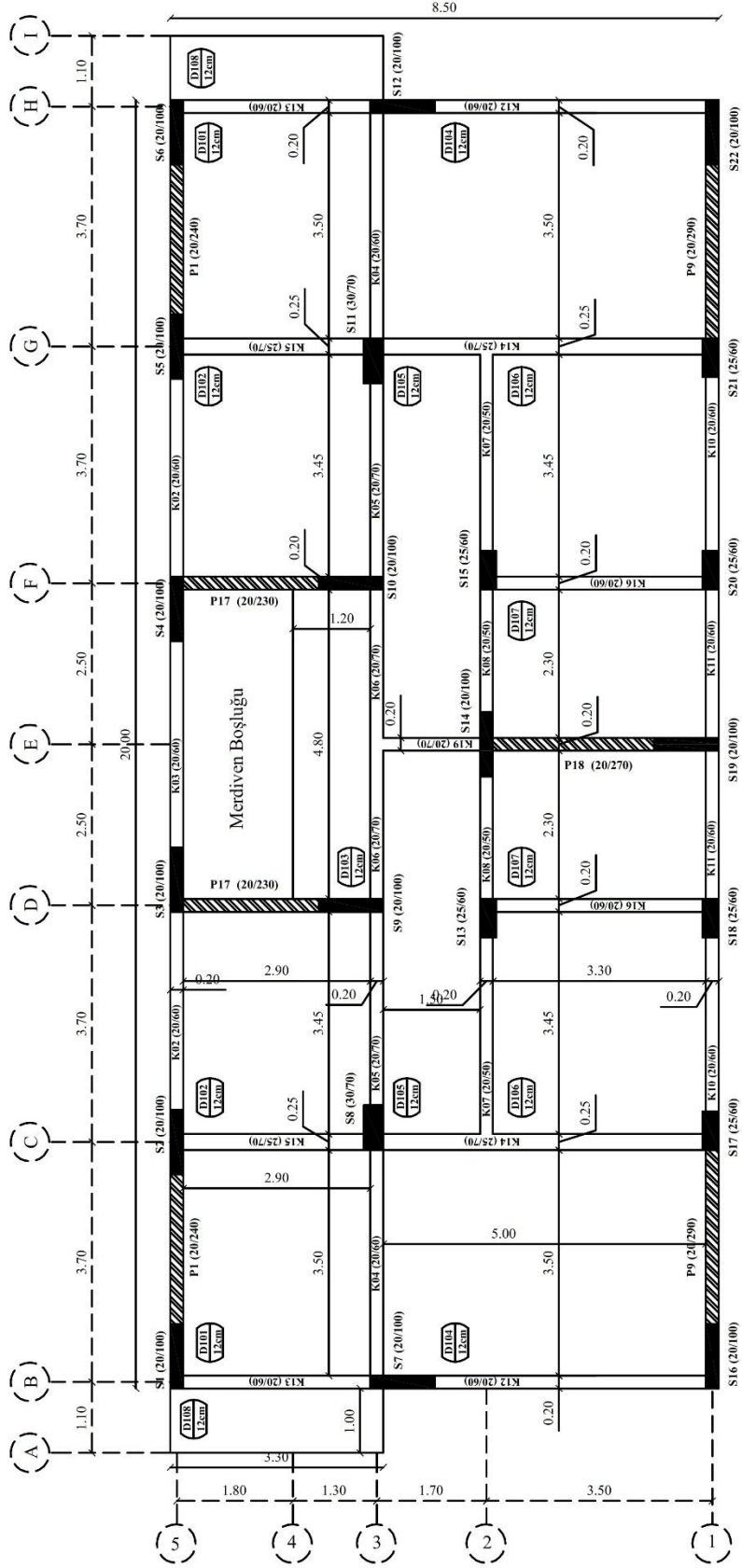
## 5.7 Mevcut Binanın 1'inci Tip Betonarme Perde Düzeni İle Güçlendirilmesi

Can Güvenliği açısından performansı yetersiz olan mevcut bina, bu bölümde çerçeve düzlemi içinde eklenen betonarme perdeler ile güçlendirilmiştir. Bu güçlendirme çalışmasında beton sınıfı C20 ve donatı çeliği ise S220 olarak alınmıştır. Uygulama ile ilgili bilgiler bu çalışmanın dördüncü bölümünde sunulmuştur.

Yapılan performans değerlendirmesi sonucunda güçlendirme kararı alınmış olan mevcut binanın, B5-C5, G5-H5, B1-C1, G1-H1, 3D-5D, 3F-5F ve 1E-2E açıklıklarında bütün bina yüksekliği boyunca betonarme perde duvarlar uygulanmıştır. Yapılan güçlendirmede analiz yöntemi olarak Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmıştır. Güçlendirilmiş olan binanın (B2) üç boyutlu modeli ve tipik kat planı aşağıda Şekil 5.18'de ve Şekil 5.19'de sunulmuştur. Bilgisayar analiz programı ortamında perde duvarlar dördüncü bölümünde ayrıntılı olarak açıklandığı üzere eşdeğer kolon olarak modellenmiştir.



Şekil 5.18 1'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın üç boyutlu modeli



Şekil 5.19 1'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın tipik kat planı

Önceki bölümlerde de açıklandığı üzere, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliğı 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlilik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliğı katsayısı  $\eta_{bi} < 1.4$  olan binalara uygulanacaktır. Güçlendirilmiş binanın (B2) deprem yükleri altında elastik analizi sonucu, X ve Y doğrultuları için elde edilen etkin kütle oranları Tablo 5.10'da sunulmuştur.

Tablo 5.10 Güçlendirilmiş binanın (B2) periyot değerleri ve etkin kütle oranları

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranları			Kontrol
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu	Burulma	
1	0,5324	0	0,7417	0	> 0,70
2	0,5274	0,0087	0	0,7483	> 0,70
3	0,4486	0,7183	0	0,0103	> 0,70

Tablo 5.10'dan görüldüğü gibi X ve Y doğrultularında hakim titreşim moduna ait etkin kütle oranı Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabilirliğı koşulu olan 0,70 değerinden büyük olmak sureti ile sağlamaktadır. Güçlendirilmiş binanın deprem yükleri altında elastik analizi sonucu, X ve Y doğrultuları için burulma düzensizliğı kontrolü Tablo 5.11-5.14'de sunulmuştur.

Tablo 5.11 Güçlendirilmiş binanın (B2) + X yönüne ait burulma düzensizliğı katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,95917	3,71878	0,47322	0,42351	0,44837	1,0554	< 1,4
6	3,48595	3,29527	0,56526	0,51707	0,54117	1,0445	< 1,4
5	2,92069	2,77820	0,65472	0,60992	0,63232	1,0354	< 1,4
4	2,26597	2,16828	0,70688	0,66766	0,68727	1,0285	< 1,4
3	1,55909	1,50062	0,68788	0,65679	0,67234	1,0231	< 1,4
2	0,87121	0,84383	0,56532	0,54502	0,55517	1,0183	< 1,4
1	0,30589	0,29881	0,30589	0,29881	0,30235	1,0117	< 1,4



Tablo 5.12 Güçlendirilmiş binanın (B2) - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,95917	3,71878	0,47322	0,42351	0,44837	1,0554	< 1,4
6	3,48595	3,29527	0,56526	0,51707	0,54117	1,0445	< 1,4
5	2,92069	2,77820	0,65472	0,60992	0,63232	1,0354	< 1,4
4	2,26597	2,16828	0,70688	0,66766	0,68727	1,0285	< 1,4
3	1,55909	1,50062	0,68788	0,65679	0,67234	1,0231	< 1,4
2	0,87121	0,84383	0,56532	0,54502	0,55517	1,0183	< 1,4
1	0,30589	0,29881	0,30589	0,29881	0,30235	1,0117	< 1,4

Tablo 5.13 Güçlendirilmiş binanın (B2) + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	4,62799	4,62799	0,47305	0,47305	0,47305	1,0000	< 1,4
6	4,15494	4,15494	0,60533	0,60533	0,60533	1,0000	< 1,4
5	3,54961	3,54961	0,74372	0,74372	0,74372	1,0000	< 1,4
4	2,80589	2,80589	0,83852	0,83852	0,83852	1,0000	< 1,4
3	1,96737	1,96737	0,84616	0,84616	0,84616	1,0000	< 1,4
2	1,12121	1,12121	0,72028	0,72028	0,72028	1,0000	< 1,4
1	0,40093	0,40093	0,40093	0,40093	0,40093	1,0000	< 1,4

Tablo 5.14 Güçlendirilmiş binanın (B2) - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	4,62799	4,62799	0,47305	0,47305	0,47305	1,0000	< 1,4
6	4,15494	4,15494	0,60533	0,60533	0,60533	1,0000	< 1,4
5	3,54961	3,54961	0,74372	0,74372	0,74372	1,0000	< 1,4
4	2,80589	2,80589	0,83852	0,83852	0,83852	1,0000	< 1,4
3	1,96737	1,96737	0,84616	0,84616	0,84616	1,0000	< 1,4
2	1,12121	1,12121	0,72028	0,72028	0,72028	1,0000	< 1,4
1	0,40093	0,40093	0,40093	0,40093	0,40093	1,0000	< 1,4

Yukarıda sunulan tablolar değerlendirildiğinde, en elverişsiz durum için X ve Y doğrultularında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin ön koşullarından olan burulma düzensizliği katsayısı sınır değerinin altında kalmıştır.

### 5.7.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi

Tablo 5.15’de ve 5.16’da sunulmuş olduğu üzere güçlendirilmiş binanın deprem doğrultusunun hakim modu göz önüne alınarak katlara gelen eşdeğer deprem yükü dağıtılmıştır. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (DBYBHY madde 7.6.5.3).

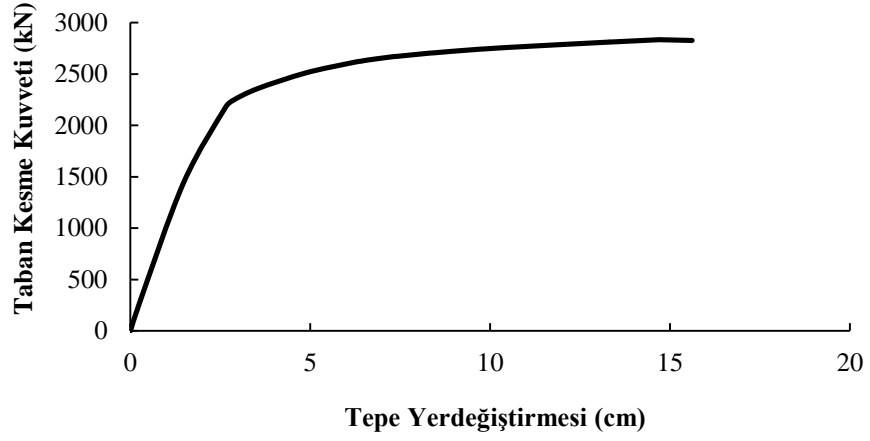
Tablo 5.15 Güçlendirilmiş binanın (B2), X deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_t$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,2827	0,1789	14047,7	2380,976
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		3122,635
5	2314	13,5	31239	0,1955		2602,196
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		2081,757
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1561,318
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		1040,878
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		520,439
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

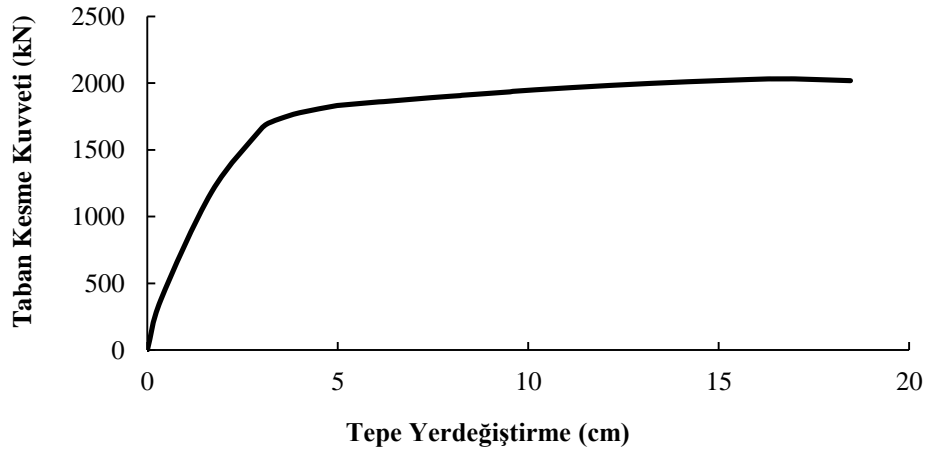
Tablo 5.16 Güçlendirilmiş binanın (B2), Y deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_t$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,2827	0,1789	12247,86	2075,926
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		2722,564
5	2314	13,5	31239	0,1955		2268,803
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		1815,043
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1361,282
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		907,521
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		453,761
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

Hesaplanan yükler altında yapılan itme analizi sonucunda X ve Y doğrultularına ait itme eğrileri elde edilmiştir ve Şekil 5.20 ve 5.21’de sunulmuştur.



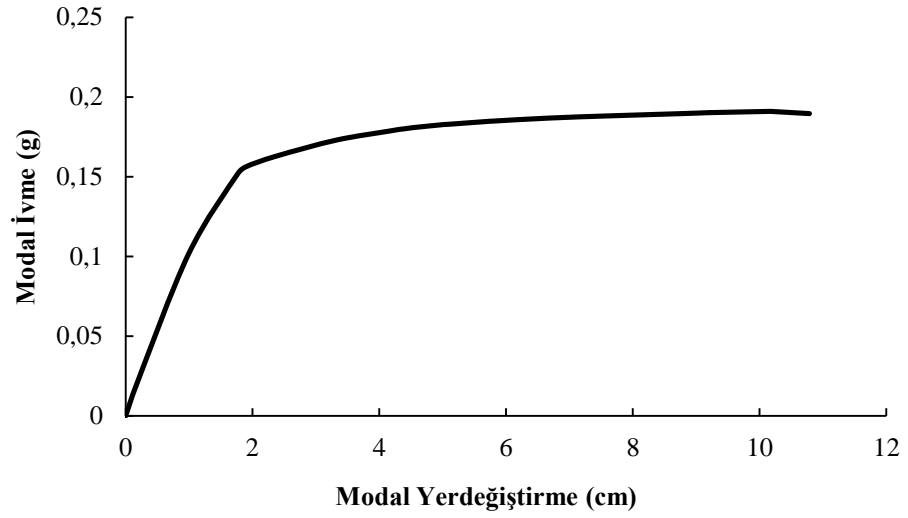
Şekil 5.20 B2 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi



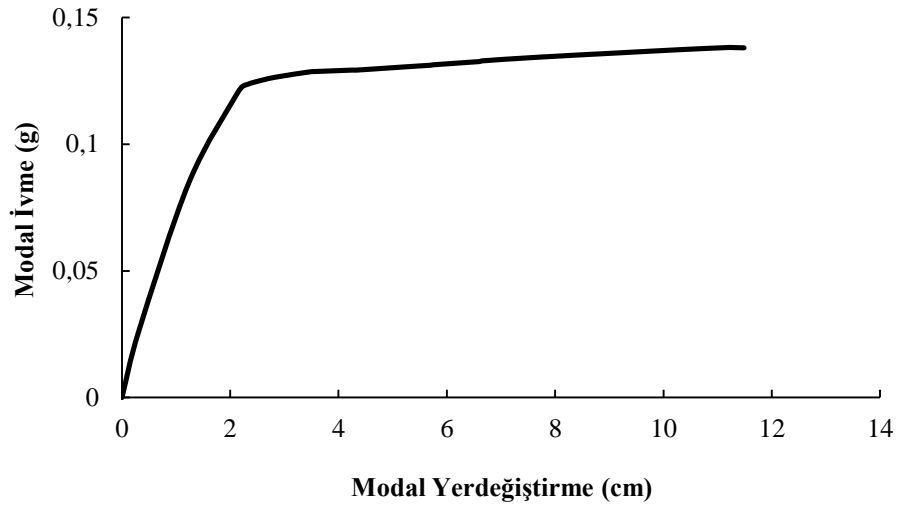
Şekil 5.21 B2 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi

#### 5.7.1.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binasının Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi

Modal kapasite diyagramları Bölüm 5.5.1.3'deki prosedürleri izleyerek elde edilmiştir. Elde edilen modal kapasite diyagramları X ve Y doğrultuları için sırasıyla Şekil 5.22'de ve 5.23'de sunulmuştur.



Şekil 5.22 B2 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı



Şekil 5.23 B2 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı

### 5.7.1.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi

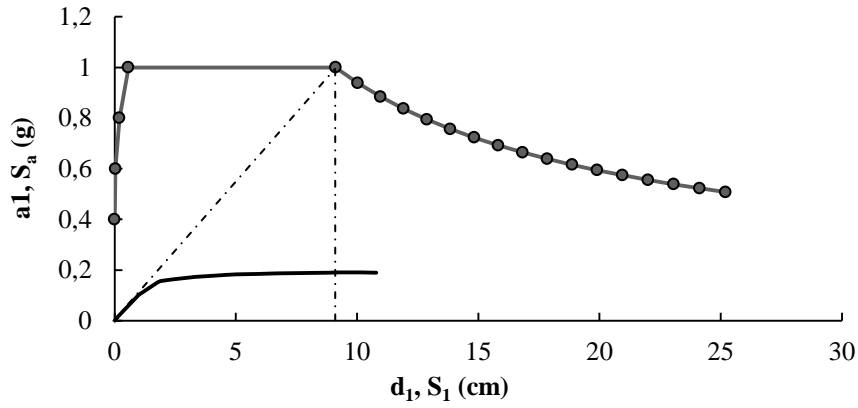
Güçlendirilmiş binanın X ve Y doğrultularında modal yerdeğiştirme istemleri bu çalışmanın (3.24), (3.25) ve (3.26) denklemleri yardımı ile hesaplanmıştır ve aşağıda iki ayrı kısımda sunulmuştur. Bu denklemlerdeki birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranının ( $C_{R1}$ ) hesabı binanın analiz sonucu elde edilen periyoduna bağlıdır.

- *X Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*

Güçlendirilmiş binanın X doğrultusundaki başlangıç periyodu  $T_{1x} = 0,60675$  sn olarak elde edilmiştir. Z3 zemin sınıfı parametreleri ise  $T_A=0,15$  sn,  $T_B=0,60$  sn'dir.

$S_{ae1} = 9,7226 \text{ m/s}^2$  ve  $(\omega_1^{(1)})^2 = 107,236$  hesaplanır:

$S_{de1} = 0,09066$  m olarak bulunur (Şekil 5.23).



Şekil 5.24 B2 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

$T_{1x} = 0,60675$  sn  $>$   $T_B=0,60$  sn olduğu için:

$C_{R1}=1$  alınmış,

$d_1^{(p)} = S_{di1} = S_{de1} * C_{R1} = 0,09066$  m olarak bulunmuştur.

Güçlendirilmiş binanın (B2) tepe yerdeğiştirme istemi Denklem (3.27) yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$u_{xNI}^{(p)} = 0,722 * 1,437 * 0,09066 = 0,094061 \text{ m}$$

Güçlendirilmiş binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda güçlendirilmiş binanın performans noktası 9,4061 cm olarak hesaplanmıştır. Binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi bu değere eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen bütün büyüklükler ilerleyen adımlarda hesaplanmıştır.

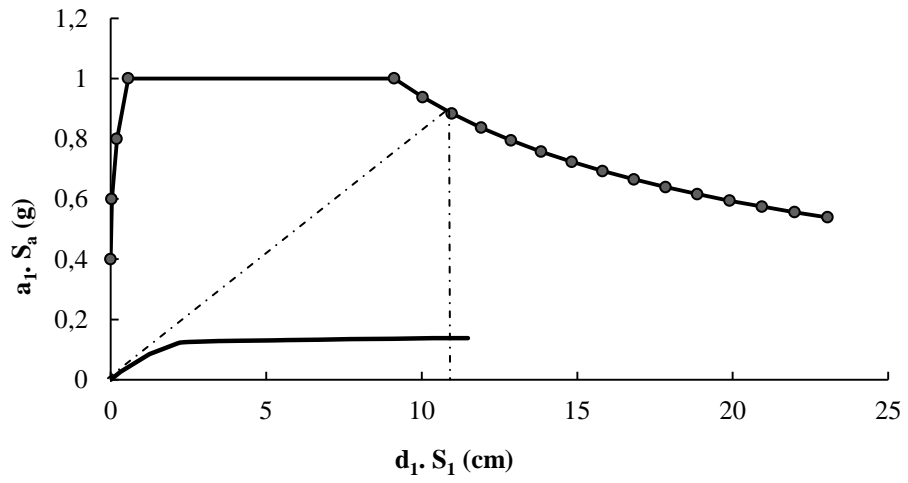
- *Y Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*

Güçlendirilmiş binanın Y doğrultusundaki başlangıç periyodu  $T_{1Y} = 0,7038$  sn olarak elde edilmiştir Z3 zemin sınıfı parametreleri ise  $T_A=0,15$  sn,  $T_B=0,60$  sn'dir.

$$S_{ae1} = 8,6343 \text{ m/s}^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 79,70 \text{ hesaplanır ve}$$

$$S_{de1} = 0,1083 \text{ m olarak bulunur (Şekil 5.24).}$$



Şekil 5.25 B2 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

$T_{1Y} = 0,7038$  sn  $>$   $T_B=0,60$  sn olduğu için:

$C_{R1}=1$  alınmış,

$d_1^{(p)} = S_{d1} = S_{de1} * C_{R1} = 0,1083$  bulunmuştur.

Güçlendirilmiş binanın (B2) tepe yerdeğiştirme istemi Denklem (3.27) yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$u_{yN1}^{(p)} = 0,7403 * 1,4108 * 0,1083 = 0,1130 \text{ m}$$

Güçlendirilmiş binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda güçlendirilmiş binanın performans noktası 11,30 cm olarak hesaplanmıştır. Binanın tepe noktası

yerdeğiştirmesi bu değere eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen bütun büyüklükler ilerleyen adımlarda hesaplanmıştır.

#### *5.7.1.3 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı*

Doğrusal olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan analiz sonucu plastikleşen kesitlerde elde edilen plastik eğrilik istemi plastik dönme istemine bağlı olarak Denklem (3.37) yardımı ile hesaplanmıştır. Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvveti etkisi altında yapılan kesit analizi sonucu elde edilen eşdeğer akma eğriliği ile plastik eğrilik istemi toplanarak toplam eğrilik istemi hesaplanmıştır(Bkz. Denklem (3.38)). Bu isteme bağlı olarak beton ve donatı çeliğine karşı gelen birim Şekildeğiştirmeleri yönetmelikte verilen sınır değerleri (birim Şekildeğiştirme kapasiteleri) ile karşılaştırılarak kesitin hasar durumuna karar verilmiştir.

Güçlendirilmiş binanın (B2) plastikleşen kiriş ve kolon kesitlerine örnek olarak ve kıyaslamaların yapılabilmesine yönelik Bölüm 5.5.1.5.1 ve 5.5.1.5.2’de incelenmiş olan kesitler bu bölümde yeniden ele alınmıştır. Hesaplar Bölüm 5.5.1.5’deki prosedürleri izleyerek yapılmıştır.

*5.7.1.3.1 K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.* K113 kirişinin boyutları ve mevcut boyuna donatı düzeni binanın mevcut projesinden alınmış ve ayrıca Şekil 5.3’de verilmiştir. Bu kirişin yüksekliği 60 cm olduğu için plastik mafsallık uzunluğu ( $L_p$ ),  $60/2 = 30$  cm olarak alınmıştır.

- Kesitin i ucuna ait birim Şekildeğiştirme istemlerinin hesabı

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu, pozitif moment etkisi altında elde edilen akma eğriliği ve kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Pozitif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden elde edilen toplam eğrilik istemi,  $\phi_T = 0,0171$  rad/m olarak bulunmuştur.

Bu değere karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000547$$

$$\epsilon_{cg} = 0,000119$$

$$\epsilon_s = 0,008900$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000547 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$\epsilon_s = 0,008900 < (\epsilon_s)_{MN} = 0,010$$

Bu durumda kesitin i ucu Minimum Hasar Sınırı'na ulaşmamıştır, bu nedenle kesit Minimum Hasar Bölgesi'nde kalmıştır.

- Kesitin j ucuna ait birim şekildeğiştirme istemlerinin hesabı

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu, negatif momenti etkisi altında elde edilen akma eğriliği ve kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuçlar sunulmuştur.

Negatif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden elde edilen toplam eğrilik istemi:

$$\phi_T = 0,0155 \text{ rad/m olarak bulunmuştur.}$$



Bu değere karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000781$$

$$\epsilon_{cg} = 0,000393$$

$$\epsilon_s = 0,007790$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000781 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$\epsilon_s = 0,007790 < (\epsilon_s)_{MN} = 0,010$$

Bu durumda kesitin j ucu Minimum Hasar Sınırı'na ulaşmamıştır. Bu nedenle kesit Minimum Hasar Bölgesi'nde kalmıştır. Örnek olarak ele alınan kirişin her iki ucu da Minimum Hasar Bölgesi'nde kaldığı için kesitin hasar bölgesi Minimum Hasar Bölgesi'nde olarak edilmiştir.

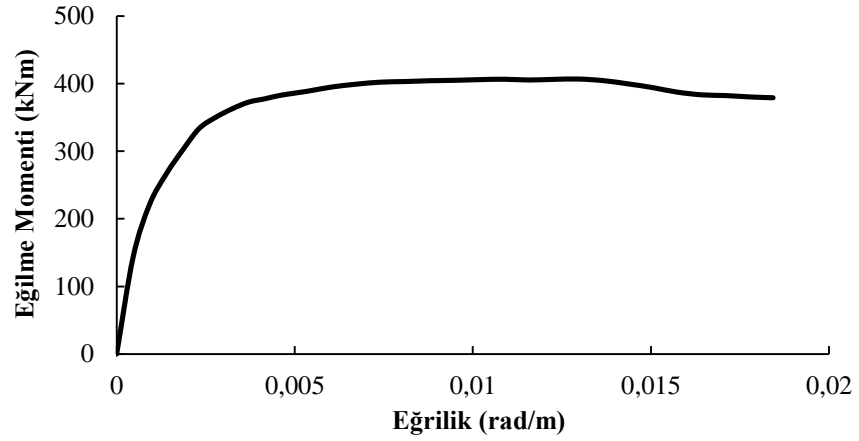
Ayrıca kesme kuvveti kapasitesi açısından kesitler kontrol edilmiştir ve yapılan hesaplardan sonra kesitlerin yeterliliği görülmüştür.

*5.7.1.3.2 S7-1 Kolonunun Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.* S7-1 kolonunun boyutları ve mevcut boyuna donatı düzeni binanın projesinden alınmış ve ayrıca Şekil 5.4'de verilmiştir. Kolonun eğilme davranışı gösterdiği yöndeki uzunluğu 100 cm olduğu için plastik mafsallık uzunluğu ( $L_p$ ),  $100/2 = 50$  cm olarak alınmıştır.

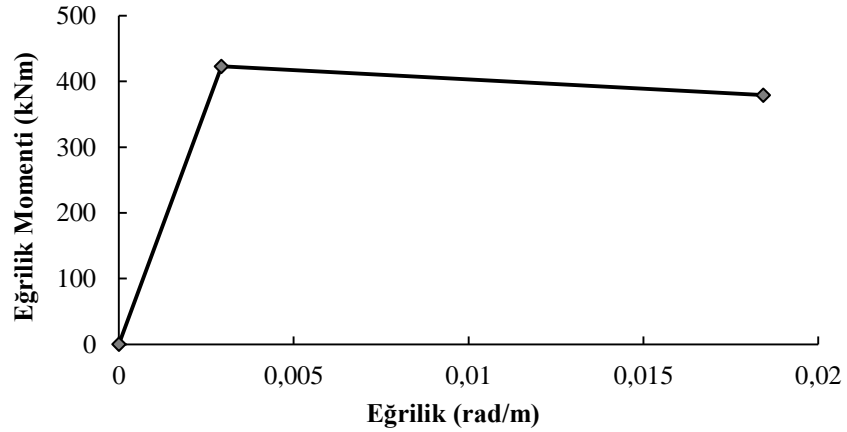
Kolonlarda donatı düzeni simetrik olduğuna göre pozitif ve negatif eğilme yönleri için elde edilen eğilme momenti-eğrilik diyagramları aynı olacaktır. Yapılan analizde malzeme modeli yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 7B'ye göre alınmıştır. Kesit

analizlerinde enine donatının dışında kalan beton (kabuk beton) sargısız ve enine donatı ile çevrelenen beton sargılı olarak modellenmiştir.

Kesite ait etkileşim diyagramı Şekil 5.5 ile aynıdır. Eğilme momenti-eğrilik diyagramı Şekil 5.26'da ve akma eğriliğinin hesaplandığı idealleştirilmiş moment-eğrilik diyagramı ise Şekil 5.27'de sunulmuştur.



Şekil 5.26 Güçlendirilmiş binada (B2) S7-1 kolonunun çalışan yönde moment-eğrilik diyagramı



Şekil 5.27 Güçlendirilmiş binada (B2) S7-1 kolonunun çalışan yönde idealleştirilmiş moment-eğrilik diyagramı

Y doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen plastik dönme değeri ve kesit için yapılan idealleştirme sonucu elde edilen akma eğriliği ve nihayetinde kesitin hasar durumu ile ilgili elde olunan sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Yapılan iki eksenli eğilme aksenal kuvveti kesit analizinden:

$$M_y = 333,50 \text{ kNm}$$

$$\Phi_T = 0,00569 \text{ rad/m olarak bulunmuştur.}$$

Bu değere karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri:

$$\epsilon_c = 0,002060$$

$$\epsilon_{cg} = 0,001893$$

$$\epsilon_s = 0,003354 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,002060 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$\epsilon_s = 0,003354 < (\epsilon_s)_{MN} = 0,010$$

Birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırma sonucu kesitin Minimum Hasar Sınırı'na ulaşmadığı görölmüştür diğer anlamda kesit Minimum Hasar Bölgesi'ndedir.

Ayrıca kesme kuvveti kapasitesi açısından kesitler kontrol edilmiştir ve yapılan hesaplardan sonra kesitlerin yeterliliği görölmüştür.

## 5.7.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Performansının Belirlenmesi

### 5.7.2.1 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın X Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi

Güçlendirilmiş binanın X doğrultusunda yapılan artımsal itme analizi sonucunda yapısal elemanların hasar durumu ile ilgili detaylar Tablo 5.17 - 5.19'da sunulmuştur.

Tablo 5.17 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kiriş Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	25	72%	28%	0%	0%
2	X	26	65%	35%	0%	0%
3	X	26	50%	50%	0%	0%
4	X	25	44%	56%	0%	0%
5	X	25	44%	56%	0%	0%
6	X	25	52%	48%	0%	0%
7	X	25	84%	16%	0%	0%

Tablo 5.18 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kolon Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	9	100%	0%	0%	0%
2	X	0	0%	0%	0%	0%
3	X	0	0%	0%	0%	0%
4	X	0	0%	0%	0%	0%
5	X	0	0%	0%	0%	0%
6	X	0	0%	0%	0%	0%
7	X	6	100%	0%	0%	0%

Tablo 5.19 Güçlendirilmiş binanın (B2) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Perde Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	6	100%	0%	0%	0%
2	X	1	100%	0%	0%	0%
3	X	0	0%	0%	0%	0%
4	X	0	0%	0%	0%	0%
5	X	2	100%	0%	0%	0%
6	X	2	100%	0%	0%	0%
7	X	3	100%	0%	0%	0%

(MHB: Minimum Hasar Bölgesi, BHB: Belirgin Hasar Bölgesi, İHB: İleri Hasar Bölgesi, GB: Göçme Bölgesi)

Yukarıda sunulan tablolara göre:

- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarının 1'inci katta %28'i, 2'inci katta %35'i, 3'üncü katta %50'si, 4'üncü katta %56'sı, 5'inci katta %56'sı, 6'ıncı katta %48'i ve 7'inci katta %18'i Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almışlardır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarında İleri Hasar Bölgesinde yer alan herhangi bir kiriş elemanı yer almamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarının 1'inci ve 7'inci katlarda plastikleşen kolonların %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir kolon elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde yer alan herhangi bir kolon elemanı yer almamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen perde elemanlarının 1'inci, 2'inci, 5'inci, 6'ıncı ve 7'inci katlarda plastikleşen perdelerin %100'ü

Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir perde elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.

- Bina yüksekliği boyunca katlarda kolon ve perde elemanlarında alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan eleman bulunmamaktadır.

Yapılan performans değerlendirmesi sonucunda ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de yer alan madde 7.7.3 koşullarına göre, birinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina X doğrultusunda Can Güvenliği Performans Düzeyini sağlamaktadır.

#### *5.7.2.2 Birinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Y Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi*

Güçlendirilmiş binanın Y doğrultusunda yapılan artımsal itme analizi sonucunda yapısal elemanların hasar durumu ile ilgili detaylar Tablo 5.20 - 5.22'de sunulmuştur.

Tablo 5.20 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kiriş Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	22	82%	18%	0%	0%
2	Y	23	74%	26%	0%	0%
3	Y	24	59%	41%	0%	0%
4	Y	23	57%	43%	0%	0%
5	Y	23	74%	26%	0%	0%
6	Y	23	65%	35%	0%	0%
7	Y	23	87%	13%	0%	0%

Tablo 5.21 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kolon Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	4	100%	0%	0%	0%
2	Y	0	0%	0%	0%	0%
3	Y	0	0%	0%	0%	0%
4	Y	0	0%	0%	0%	0%
5	Y	0	0%	0%	0%	0%
6	Y	0	0%	0%	0%	0%
7	Y	6	100%	0%	0%	0%

Tablo 5.22 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Perde Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	5	100%	0%	0%	0%
2	Y	1	100%	0%	0%	0%
3	Y	0	0%	0%	0%	0%
4	Y	0	0%	0%	0%	0%
5	Y	0	0%	0%	0%	0%
6	Y	0	0%	0%	0%	0%
7	Y	0	0%	0%	0%	0%

(MHB: Minimum Hasar Bölgesi, BHB: Belirgin Hasar Bölgesi, İHB: İleri Hasar Bölgesi, GB: Göçme Bölgesi)

Yukarıda sunulan tablolara göre:

- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarının 1'inci katta %18'i, 2'inci katta %26'sı, 3'üncü katta %41'i, 4'üncü katta %43'ü, 5'inci katta %26'sı, 6'ıncı katta %35'i ve 7'inci katta %13'ü Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almışlardır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde yer alan herhangi bir kiriş elemanı yer almamaktadır.

- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarının 1'inci ve 7'inci katlarda plastikleşen kolonların %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir kolon elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde yer alan herhangi bir kolon elemanı yer almamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen perde elemanlarının 1'inci ve 2'inci katlarda plastikleşen perdelerin %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir perde elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda kolon ve perde elemanlarında alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan eleman bulunmamaktadır.

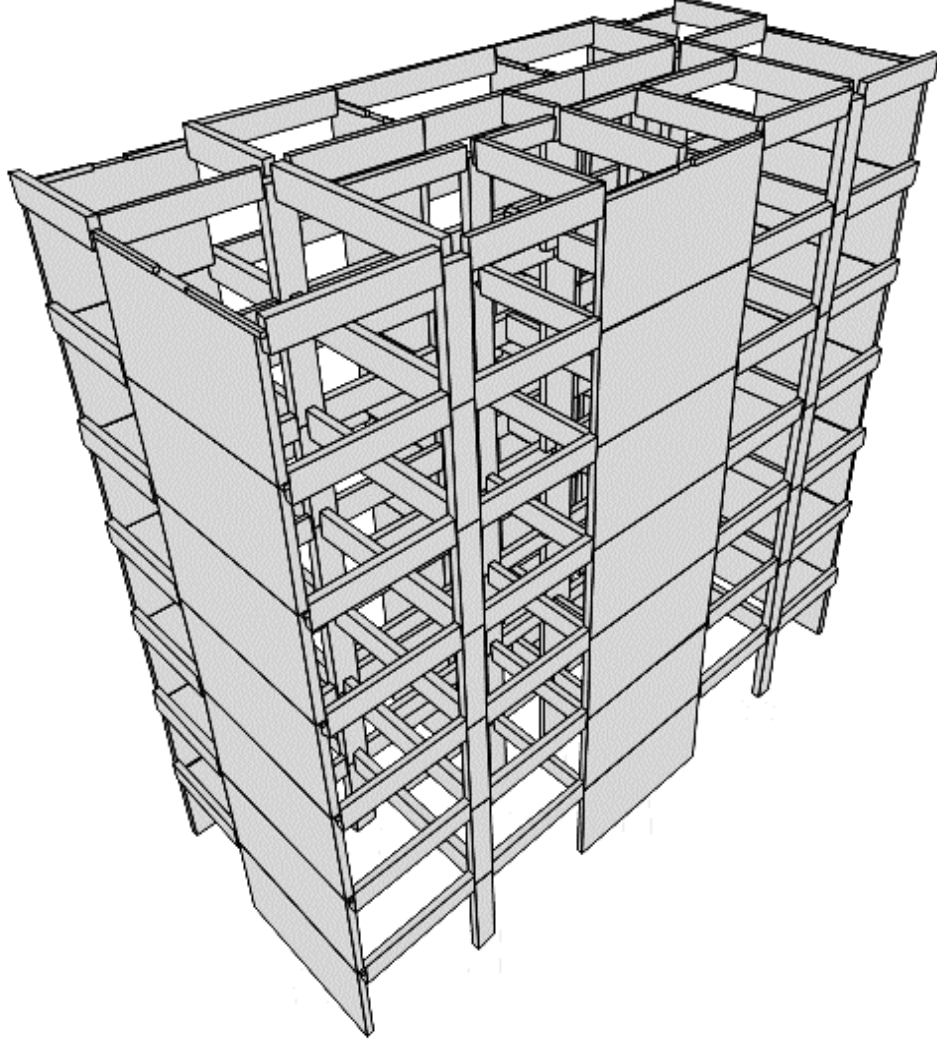
Yapılan performans değerlendirmesi sonucunda ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de yer alan madde 7.7.3 koşullarına göre, birinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina Y doğrultusunda Can Güvenliği Performans Düzeyini sağlamaktadır. Sonuç itibari ile güçlendirilmiş bina (B2), her iki deprem yönünde yapılan performans değerlendirmesine göre Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamıştır.

### **5.8 Mevcut Binanın 2'inci Tip Betonarme Perde Düzeni İle Güçlendirilmesi**

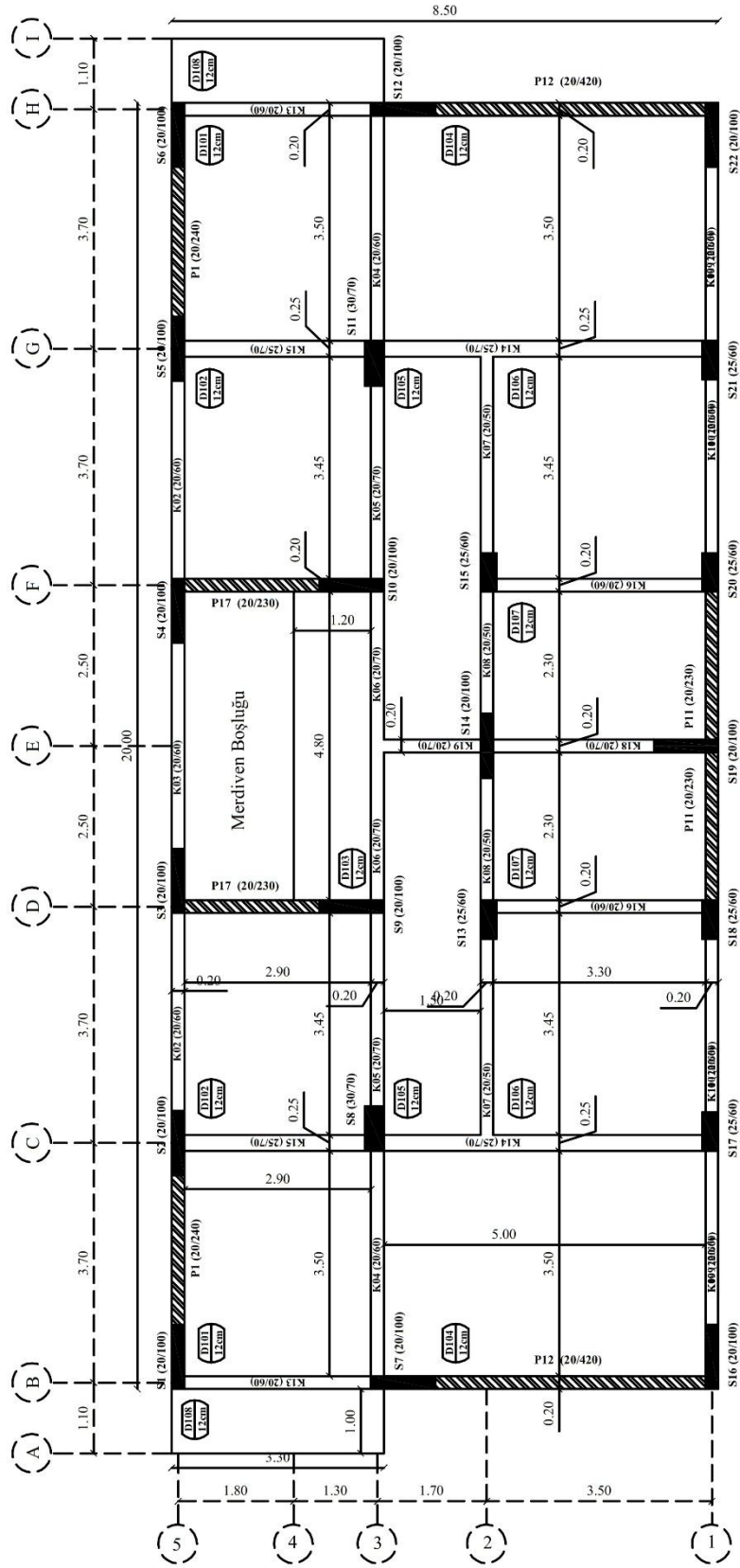
İkinci tip betonarme perde düzeni ile güçlendirilmesi yapılan bu binada (B3), B5-C5, G5-H5, D1-E1, E1-F1, 3D-5D, 3F-5F, 1B-3B ve 1H-3H açıklıklarında bütün bina yüksekliği boyunca betonarme perde duvarlar uygulanmıştır. Hesap yöntemi olarak Bölüm 5.7'deki prosedürler izlenmiştir. Bu nedenle bu bölümde ayrıntılara girmeden sonuçlar sunulmuştur.



İkinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan binanın SAP 2000 programında modellenen üç boyutlu modeli Şekil 5.28’de ve binanın kat planı ise Şekil 5.29’de sunulmuştur.



Şekil 5.28 2’inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın üç boyutlu modeli



Şekil 5.29 2'inci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binanın tipik kat planı

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilirliğinin kontrolü için sunulan bilgiler aşağıda yer almaktadır.

Tablo 5.23 Güçlendirilmiş binanın (B3) periyot değerleri ve etkin kütle oranları

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranları			Kontrol
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu	Burulma	
1	0,4402	0	0,7143	0	> 0,70
2	0,4254	0,7325	0	0,0017	> 0,70
3	0,3131	0,0020	0	0,7138	> 0,70

Tablo 5.23'den görüldüğü gibi X ve Y doğrultularında hakim titreşim moduna ait etkin kütle oranı Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin uygulanabilirliği koşulu olan 0,70 değerinden büyük olmak sureti ile sağlamaktadır.

Güçlendirilmiş binanın deprem yükleri altında elastik analizi sonucu, X ve Y doğrultuları için burulma düzensizliği kontrolü Tablo 5.24 – 5.27'da sunulmuştur.

Tablo 5.24 Güçlendirilmiş binanın (B3) + X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,57551	3,44643	0,41115	0,39558	0,40337	1,0193	< 1,4
6	3,16436	3,05085	0,49851	0,47962	0,48907	1,0193	< 1,4
5	2,66585	2,57123	0,58205	0,55848	0,57027	1,0207	< 1,4
4	2,08380	2,01275	0,63291	0,60656	0,61974	1,0213	< 1,4
3	1,45089	1,40619	0,62206	0,59653	0,60930	1,0210	< 1,4
2	0,82883	0,80966	0,52245	0,50351	0,51298	1,0185	< 1,4
1	0,30638	0,30615	0,30638	0,30615	0,30627	1,0004	< 1,4

Tablo 5.25 Güçlendirilmiş binanın (B3) - X yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,57551	3,44643	0,41115	0,39558	0,40337	1,0193	< 1,4
6	3,16436	3,05085	0,49851	0,47962	0,48907	1,0193	< 1,4
5	2,66585	2,57123	0,58205	0,55848	0,57027	1,0207	< 1,4
4	2,08380	2,01275	0,63291	0,60656	0,61974	1,0213	< 1,4
3	1,45089	1,40619	0,62206	0,59653	0,60930	1,0210	< 1,4
2	0,82883	0,80966	0,52245	0,50351	0,51298	1,0185	< 1,4
1	0,30638	0,30615	0,30638	0,30615	0,30627	1,0004	< 1,4

Tablo 5.26 Güçlendirilmiş binanın (B3) + Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,72025	3,72025	0,48992	0,48992	0,48992	1,0000	< 1,4
6	3,23033	3,23033	0,56023	0,56023	0,56023	1,0000	< 1,4
5	2,67010	2,67010	0,62414	0,62414	0,62414	1,0000	< 1,4
4	2,04596	2,04596	0,65245	0,65245	0,65245	1,0000	< 1,4
3	1,39351	1,39351	0,61940	0,61940	0,61940	1,0000	< 1,4
2	0,77411	0,77411	0,50094	0,50094	0,50094	1,0000	< 1,4
1	0,27317	0,27317	0,27317	0,27317	0,27317	1,0000	< 1,4

Tablo 5.27 Güçlendirilmiş binanın (B3) - Y yönüne ait burulma düzensizliği katsayısı

kat	$\delta_{i,max}$ (cm)	$\delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,max}$ (cm)	$\Delta_{i,min}$ (cm)	$\Delta_{i,ort}$ (cm)	$\eta_{bi}$ (cm)	kontrol
7	3,72025	3,72025	0,48992	0,48992	0,48992	1,0000	< 1,4
6	3,23033	3,23033	0,56023	0,56023	0,56023	1,0000	< 1,4
5	2,67010	2,67010	0,62414	0,62414	0,62414	1,0000	< 1,4
4	2,04596	2,04596	0,65245	0,65245	0,65245	1,0000	< 1,4
3	1,39351	1,39351	0,61940	0,61940	0,61940	1,0000	< 1,4
2	0,77411	0,77411	0,50094	0,50094	0,50094	1,0000	< 1,4
1	0,27317	0,27317	0,27317	0,27317	0,27317	1,0000	< 1,4

Yukarıda sunulan tablolar değerlendirildiğinde, en elverişsiz durum için X ve Y doğrultularında Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin ön koşullarından olan burulma düzensizliği katsayısı sınır değerinin altında kalmıştır.

### 5.8.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi

Tablo 5.28 ve 5.29’da sunulmuş olduğu üzere güçlendirilmiş binanın deprem doğrultusunun hakim modu göz önüne alınarak katlara gelen eşdeğer deprem yükü dağıtılmıştır. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (DBYBHY madde 7.6.5.3).

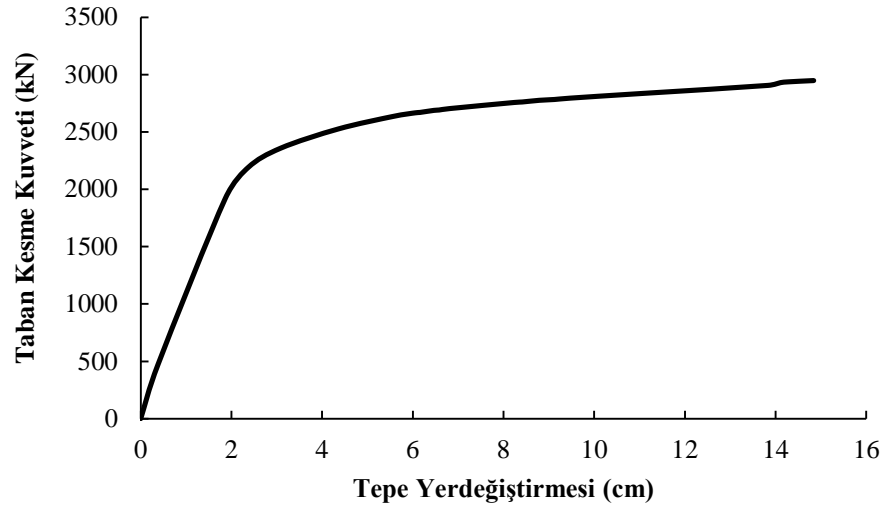
Tablo 5.28 Güçlendirilmiş binanın (B3), X deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,2827	0,1789	14655,9	2484,067
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		3257,838
5	2314	13,5	31239	0,1955		2714,865
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		2171,892
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1628,919
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		1085,946
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		542,973
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

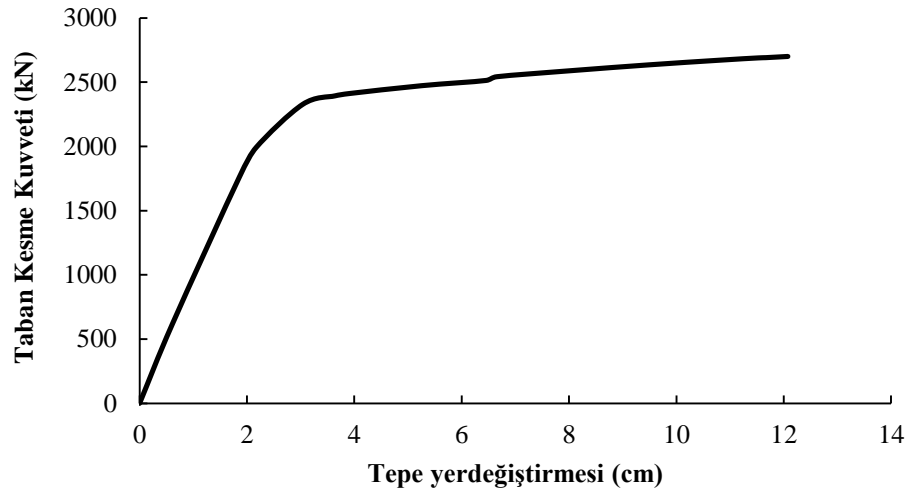
Tablo 5.29 Güçlendirilmiş binanın (B3), Y deprem doğrultusunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$V_i$ (kN)	$F_i$ (kN)
7	1512,343	18,9	28583,2827	0,1789	14260,2	2416,985
6	2314	16,2	37486,8	0,2346		3169,861
5	2314	13,5	31239	0,1955		2641,551
4	2314	10,8	24991,2	0,1564		2113,241
3	2314	8,1	18743,4	0,1173		1584,931
2	2314	5,4	12495,6	0,0782		1056,620
1	2314	2,7	6247,8	0,0391		528,310
			$\sum W_i H_i = 159787,083$			

Hesaplanan yükler altında yapılan itme analizi sonucunda X ve Y doğrultularına ait itme eğrileri elde edilmiştir ve Şekil 5.30 ve Şekil 5.31’de sunulmuştur.



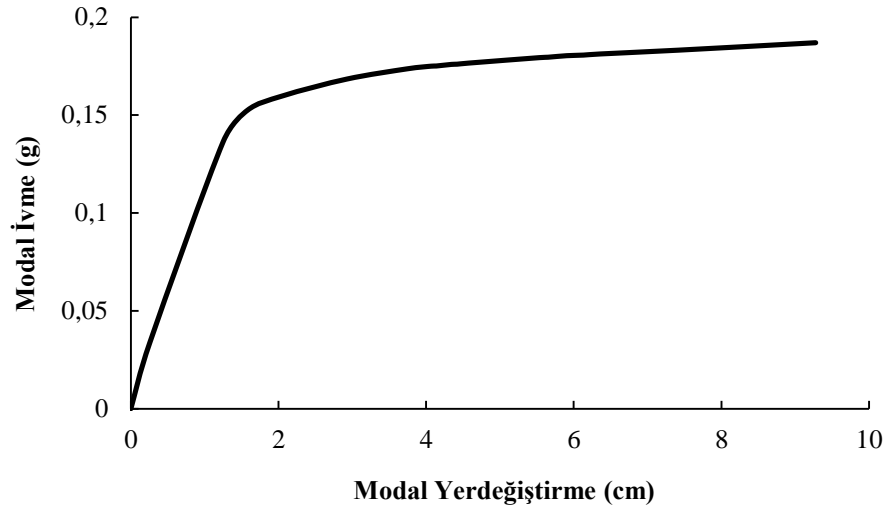
Şekil 5.30 B3 binasının X doğrultusuna ait itme eğrisi



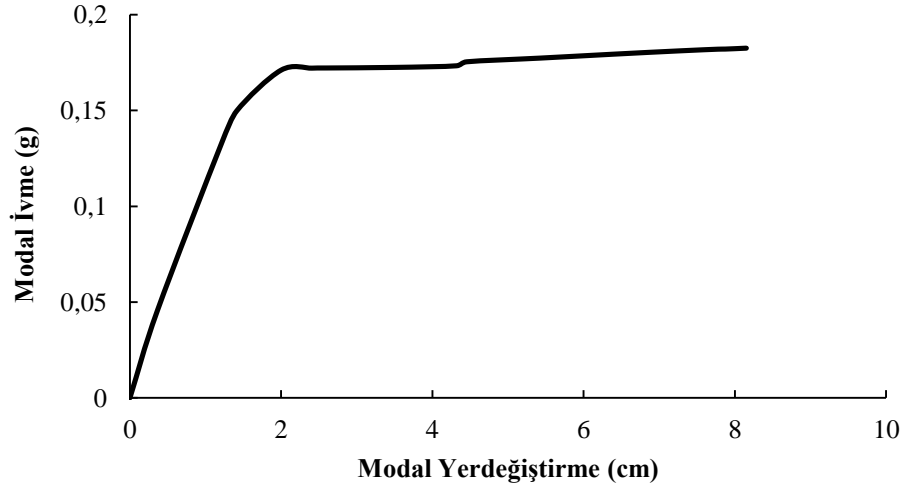
Şekil 5.31 B3 binasının Y doğrultusuna ait itme eğrisi

#### 5.8.1.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binasının Modal Kapasite Eğrilerinin Elde Edilmesi

Modal kapasite diyagramları Bölüm 5.5.1.3'deki prosedürleri izleyerek elde edilmiştir. Elde edilen modal kapasite diyagramları X ve Y yönleri için sırasıyla Şekil 5.32 ve 5.33'de sunulmuştur.



Şekil 5.32 B3 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı

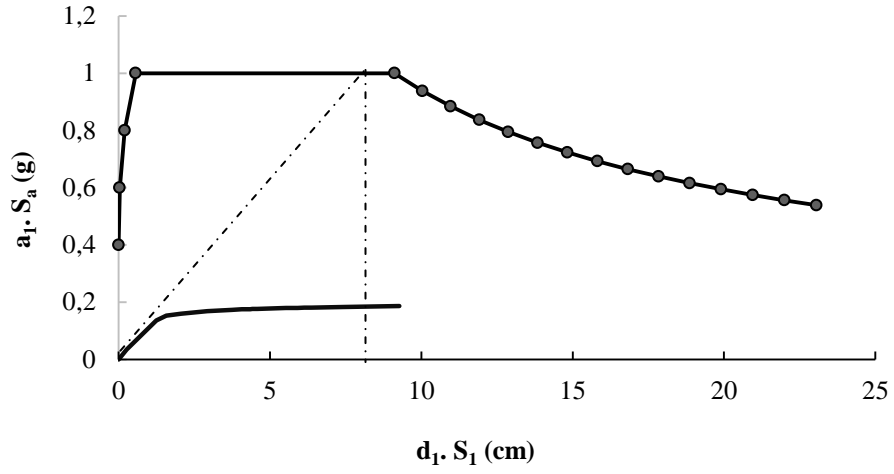


Şekil 5.33 B3 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı

### 5.8.1.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi

Güçlendirilmiş binanın X ve Y doğrultularında modal yerdeğiştirme istemleri bu çalışmanın (3.32), (3.33) ve (3.34) denklemleri yardımı ile hesaplanmıştır ve aşağıda iki ayrı kısımda sunulmuştur. Bu denklemlerdeki birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranının ( $C_{R1}$ ) hesabı binanın analiz sonucu elde edilen periyoduna bağlıdır.

- *X Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*



Şekil 5.34 B3 binasının X doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

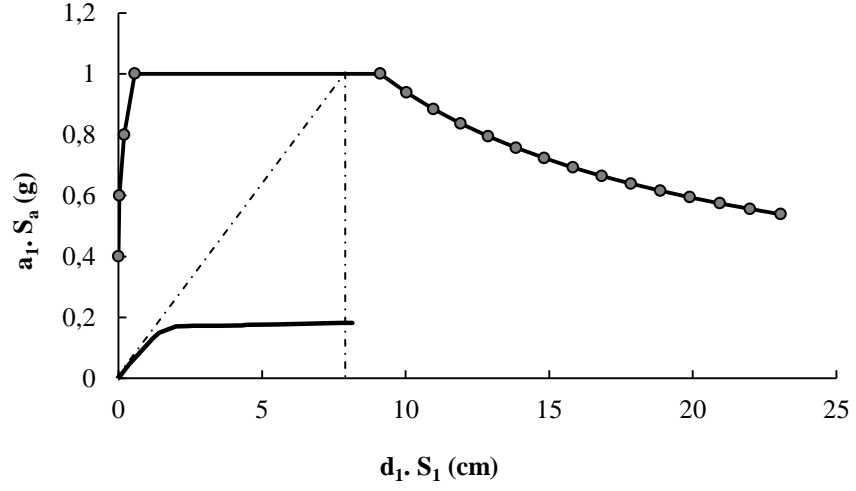
Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi Denklem (3,37) yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$u_{xN1}^{(p)} = 0,7275 * 1,4378 * 0,08776 = 0,09181 \text{ m}$$

Güçlendirilmiş binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda güçlendirilmiş binanın performans noktası 9.181 cm olarak hesaplanmıştır. Binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi bu değere eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen bütün büyüklükler ilerleyen adımlarda hesaplanmıştır.



- *Y Doğrultusunda Modal Yerdeğiştirme İsteminin Elde Edilmesi*



Şekil 5.35 B3 binasının Y doğrultusuna ait modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

Güçlendirilmiş binanın (B3) Y doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi Denklem (3,27) yardımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$u_{yN1}^{(p)} = 0,704 * 1,4635 * 0,08706 = 0,0897 \text{ m}$$

Güçlendirilmiş binanın tepe yerdeğiştirme istemi, diğer anlamda güçlendirilmiş binanın performans noktası 8,97 cm olarak hesaplanmıştır. Binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi bu değere eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen bütün büyüklükler ilerleyen adımlarda hesaplanmıştır.

### 5.8.1.3 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binada Kesitlerin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı

5.8.1.3.1 K113 Kirişinin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı. K113 kirişinin boyutu ve donatı düzeni binanın mevcut projesinden alınmış ve ayrıca Şekil 5.3'de verilmiştir. Bu kirişin yüksekliği 60 cm olduğu için mafsal uzunluğu ( $L_P$ ),  $60/2 = 30$  cm olarak alınmıştır.

- Kesitin i ucuna ait birim şekildeğiştirme istemlerinin hesabı

Pozitif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden elde edilen toplam eğrilik istemi

$$\phi_T = 0,01718 \text{ rad/m olarak bulunmuştur.}$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000549 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$\epsilon_s = 0,008943 < (\epsilon_s)_{MN} = 0,010$$

Bu durumda kesitin i ucu Minimum Hasar Sınırı'na ulaşmamıştır, bu nedenle kesit Minimum Hasar Bölgesi'nde kalmıştır.

- Kesitin j ucuna ait birim şekildeğiştirme istemlerinin hesabı

Negatif eğilme momenti etkisi altında kesit analizinden elde edilen toplam eğrilik istemi:

$$\phi_T = 0,01365 \text{ rad/m olarak bulunmuştur.}$$

Elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri yönetmeliğin verdiği birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit hasar durumuna karar verilmiştir.

$$\epsilon_c = 0,000953 < (\epsilon_{cu})_{MN} = 0,0035$$

$$\epsilon_s = 0,006589 < (\epsilon_s)_{MN} = 0,010$$

Bu durumda kesitin j ucu Minimum Hasar Sınırı'na ulaşmamıştır, bu nedenle kesit Minimum Hasar Bölgesi'nde kalmıştır. Örnek olarak ele alınan kirişin her iki ucu da Minimum Hasar Bölgesi'nde kaldığı için kesitin hasar bölgesi Minimum Hasar Bölgesi'nde olarak kabul edilmiştir.

Ayrıca kesme kuvveti kapasitesi açısından kesitler kontrol edilmiştir ve yapılan hesaplardan sonra kesitlerin yeterliliği görülmüştür.

*5.8.1.3.2 Kolonların Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı.* Önceki bölümlerde (mevcut bina ve birinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan binada) örnek olarak seçilen ve ayrıntılı olarak hesap aşaması sunulan S7-1 kolonunda, bu tipte uygulanan perde düzeninde plastikleşme meydana gelmemiştir. Plastikleşen kesitler kesme kuvveti kapasitesi açısından kontrol edilmiştir ve yapılan hesaplardan sonra kesitlerin yeterliliği görülmüştür.

## ***5.8.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Performansının Belirlenmesi***

### *5.8.2.1 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın X Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi*

Güçlendirilmiş binanın X doğrultusunda yapılan artımsal itme analizi sonucunda yapısal elemanların hasar durumu ile ilgili detaylar Tablo 5.30 – 5.32'de sunulmuştur.

Tablo 5.30 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kiriş Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	25	76%	24%	0%	0%
2	X	25	68%	32%	0%	0%
3	X	26	54%	46%	0%	0%
4	X	26	54%	46%	0%	0%
5	X	26	54%	46%	0%	0%
6	X	24	54%	46%	0%	0%
7	X	25	76%	24%	0%	0%

Tablo 5.31 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kolon Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	7	100%	0%	0%	0%
2	X	0	0%	0%	0%	0%
3	X	0	0%	0%	0%	0%
4	X	0	0%	0%	0%	0%
5	X	0	0%	0%	0%	0%
6	X	0	0%	0%	0%	0%
7	X	6	100%	0%	0%	0%

Tablo 5.32 Güçlendirilmiş binanın (B3) X doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Perde Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	X	3	100%	0%	0%	0%
2	X	1	100%	0%	0%	0%
3	X	0	0%	0%	0%	0%
4	X	0	0%	0%	0%	0%
5	X	1	100%	0%	0%	0%
6	X	2	100%	0%	0%	0%
7	X	2	100%	0%	0%	0%

(MHB: Minimum Hasar Bölgesi, BHB: Belirgin Hasar Bölgesi, İHB: İleri Hasar Bölgesi, GB: Göçme Bölgesi)

Yukarıda sunulan tablolara göre:

- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarının 1'inci katta %24'ü, 2'inci katta %32'si, 3'üncü katta %46'sı, 4'üncü katta %46'sı, 5'inci katta %46'sı, 6'ıncı katta %46'sı ve 7'inci katta %24'ü Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almışlardır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde herhangi bir kiriş elemanı bulunmamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarının 1'inci ve 7'inci katlarda plastikleşen kolonların %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir kolon elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde herhangi bir kolon elemanı bulunmamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen perde elemanlarının 1'inci, 2'inci, 5'inci, 6'ıncı ve 7'inci katlarda plastikleşen perdelerin %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almış ve diğer katlarda her hangi bir perde elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda kolon ve perde elemanlarında alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan eleman bulunmamaktadır.

Yapılan performans değerlendirmesi sonucunda ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de yer alan madde 7.7.3 koşullarına göre, ikinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina X doğrultusunda Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamaktadır.

5.8.2.2 İkinci Tip Perde Düzeni İle Güçlendirilmiş Binanın Y Doğrultusunda Yapılan Analiz Sonucunda Performansının Belirlenmesi

Güçlendirilmiş binanın Y doğrultusunda yapılan artımsal itme analizi sonucunda yapısal elemanların hasar durumu ile ilgili detaylar Tablo 5.33 – 5.35’de sunulmuştur.

Tablo 5.33 Güçlendirilmiş binanın (B3) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kirişlerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kiriş Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	22	91%	9%	0%	0%
2	Y	22	73%	27%	0%	0%
3	Y	22	50%	50%	0%	0%
4	Y	22	50%	50%	0%	0%
5	Y	22	50%	50%	0%	0%
6	Y	22	59%	41%	0%	0%
7	Y	22	68%	32%	0%	0%

Tablo 5.34 Güçlendirilmiş binanın (B2) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda kolonların hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Kolon Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	0	0%	0%	0%	0%
2	Y	1	100%	0%	0%	0%
3	Y	1	100%	0%	0%	0%
4	Y	1	100%	0%	0%	0%
5	Y	1	100%	0%	0%	0%
6	Y	3	100%	0%	0%	0%
7	Y	7	100%	0%	0%	0%

Tablo 5.35 Güçlendirilmiş binanın (B3) Y doğrultusunda yapılan analiz sonucunda perdelerin hasar durumu

Kat	Deprem Doğrultusu	Plastikleşmiş Perde Sayısı	Hasar Bölgesi			
			MHB	BHB	İHB	GB
1	Y	5	100%	0%	0%	0%
2	Y	1	100%	0%	0%	0%
3	Y	0	0%	0%	0%	0%
4	Y	0	0%	0%	0%	0%
5	Y	0	0%	0%	0%	0%
6	Y	0	0%	0%	0%	0%
7	Y	0	0%	0%	0%	0%

(MHB: Minimum Hasar Bölgesi, BHB: Belirgin Hasar Bölgesi, İHB: İleri Hasar Bölgesi, GB: Göçme Bölgesi)

Yukarıda sunulan tablolara göre:

- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarının 1'inci katta %9'ü, 2'inci katta %27'si, 3'üncü katta %50'si, 4'üncü katta %50'si, 5'inci katta %50'si, 6'ıncı katta %41'i ve 7'inci katta %32'si Belirgin Hasar Bölgesi'nde yer almışlardır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kiriş elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde herhangi bir kiriş elemanı bulunmamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarının 1'inci kat hariç diğer katlarda plastikleşen kolonların %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde yer almıştır. 1'inci katta her hangi bir kolon elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen kolon elemanlarında İleri Hasar Bölgesi'nde herhangi bir kolon elemanı bulunmamaktadır.
- Bina yüksekliği boyunca katlarda plastikleşen perde elemanlarının 1'inci ve 2'inci katlarda plastikleşen perdelerin %100'ü Minimum Hasar Bölgesi'nde

yer almış ve diğer katlarda her hangi bir perde elemanında plastikleşme meydana gelmemiştir.

- Bina yüksekliği boyunca katlarda kolon ve perde elemanlarında alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan eleman bulunmamaktadır.

Yapılan performans değerlendirmesi sonucunda ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007’de yer alan madde 7.7.3 koşullarına göre, ikinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan bina Y doğrultusunda Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamaktadır.

Sonuç itibari ile güçlendirilmiş bina (B3), her iki deprem doğrultusunda yapılan performans değerlendirmesine göre Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamıştır.

## **5.9 Güçlendirme Perdelerinin Yapısal Özelliklere Etkisinin İrdelenmesi**

Mevcut binaya güçlendirme amacı ile iki seçenekte eklenen perdelerin binanın yapısal parametrelerine olan etkisi incelenmiştir. Bu etkilerin daha iyi anlaşılması için B1, B2 ve B3 binalarına ait sonuçlar aşağıda şekiller ve tablolar halinde sunulmuştur. Şekiller ve tablolara ait değerlendirme Bölüm 6’da yapılmıştır.

### **5.9.1 Güçlendirme Perdelerinin Modal Özelliklere Etkisi**

Mevcut binaya (B1), birinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binaya (B2) ve ikinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş binaya (B3) ait modal özellikler Tablo 5.36’da sunulmuştur.

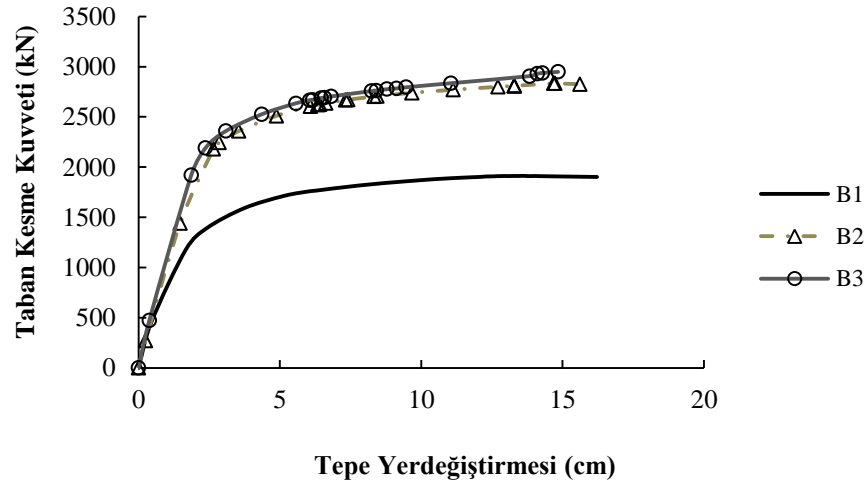


Tablo 5.36 deprem doğrultularında modal özellikler

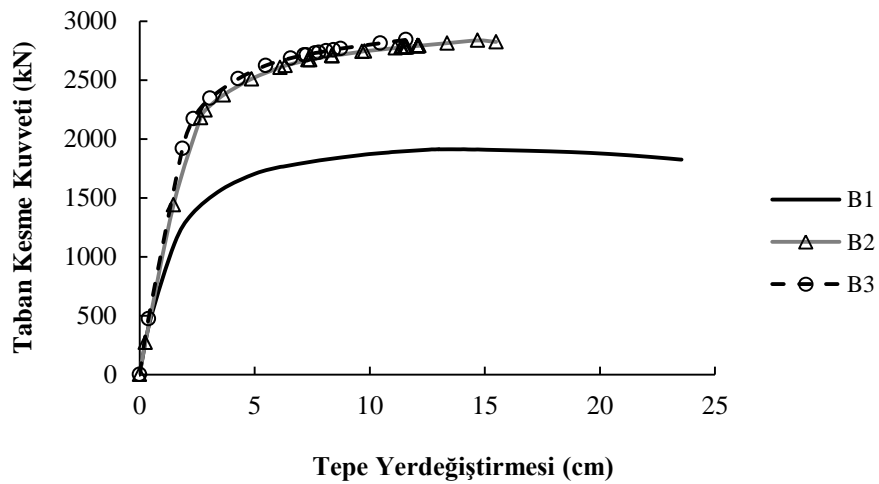
Bina	Periyot (sn)		Etkin Kütle Oranı		Burulma Düzensizliği	
	X Doğ	Y Doğ	X Doğ	Y Doğ	X Doğ	Y Doğ
B1	0,7201	1,0296	0,7724	0,8102	1,0331	1,00
B2	0,6067	0,7038	0,7188	0,7372	1,0554	1,00
B3	0,5661	0,5861	0,7224	0,7012	1,0193	1,00

### 5.9.2 Güçlendirme Perdelerinin İtme Eğrilerine Etkisi

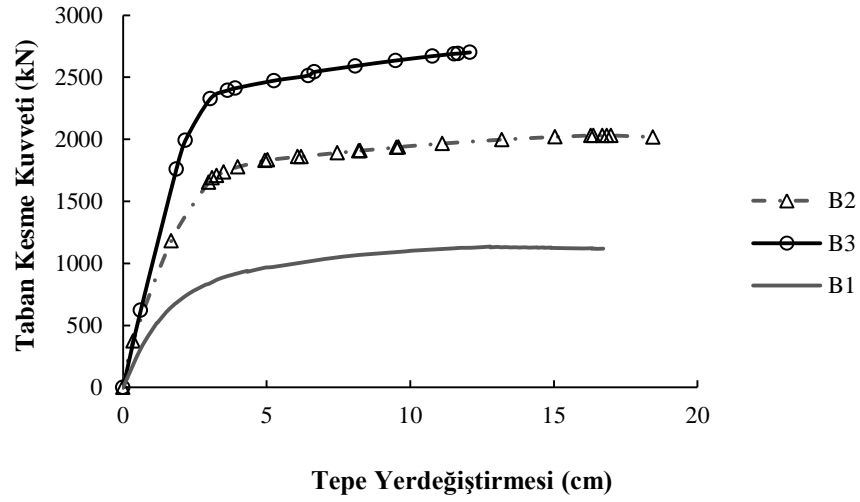
Mevcut bina (B1) ve güçlendirilmiş binaların (B2 ve B3) X ve Y doğrultularına ait itme eğrileri Şekil 5.36 – 5.39’de topluca sunulmuştur.



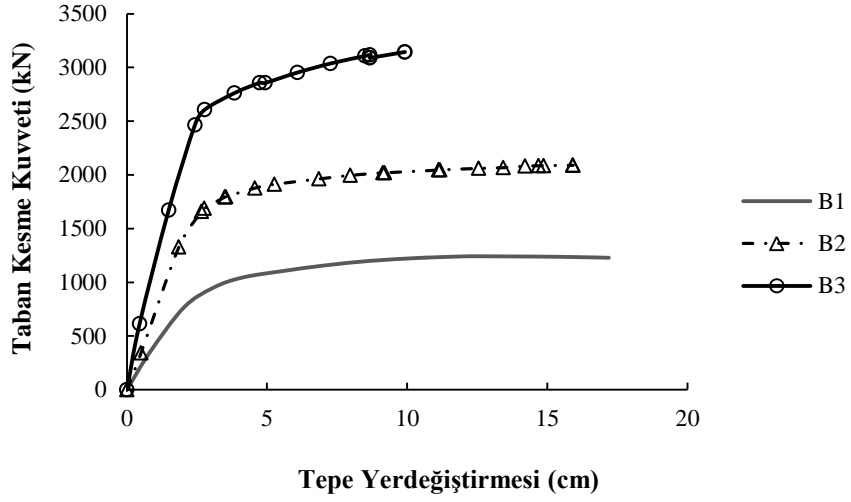
Şekil 5.36 +X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri



Şekil 5.37 -X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri



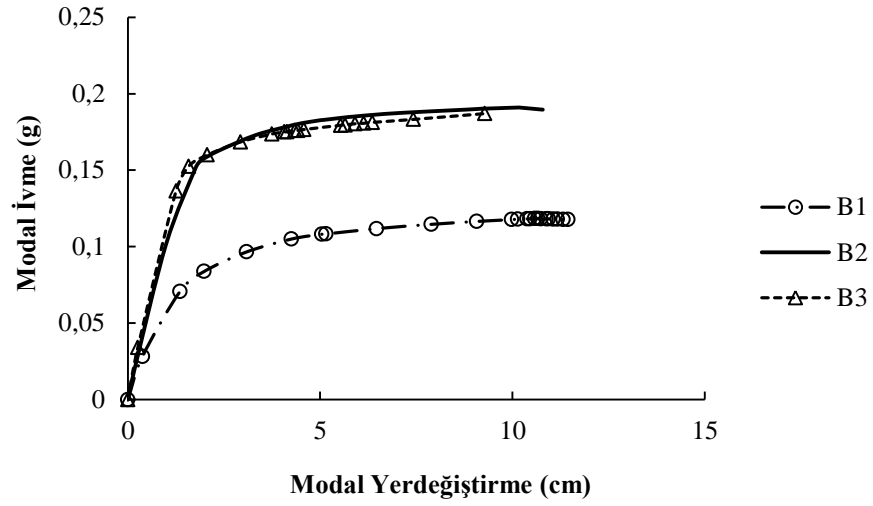
Şekil 5.38 +Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri



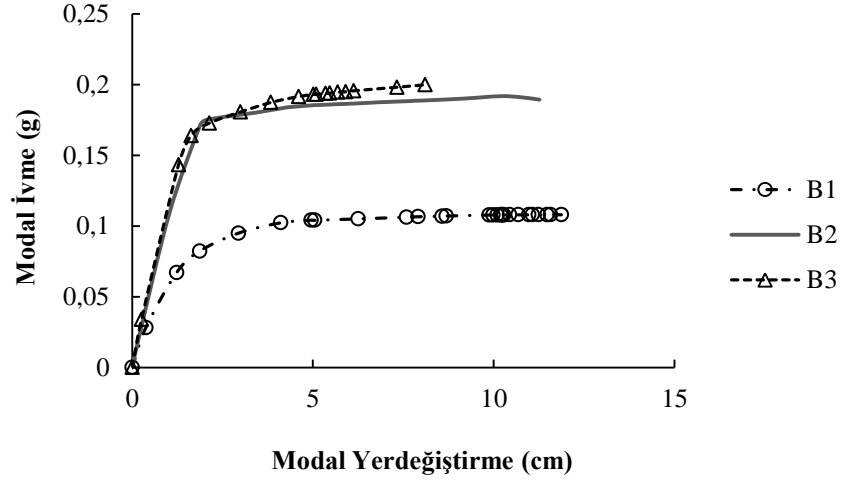
Şekil 5.39 -Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait itme eğrileri

### 5.9.3 Güçlendirme Perdelerinin Kapasite Eğrilerine Etkisi

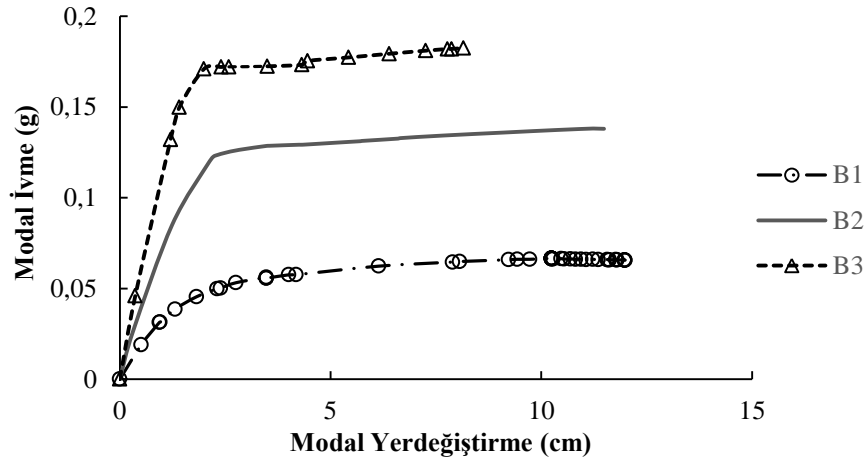
Mevcut bina (B1) ve güçlendirilmiş binaların (B2 ve B3) X ve Y doğrultularına ait kapasite eğrileri Şekil 5.40 – 5.43'de topluca sunulmuştur.



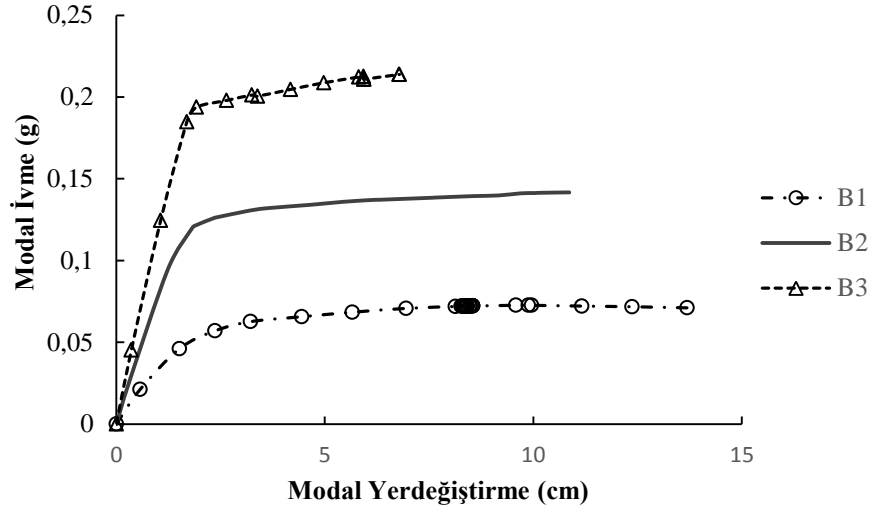
Şekil 5.40 +X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri



Şekil 5.41 -X doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri



Şekil 5.42 +Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri

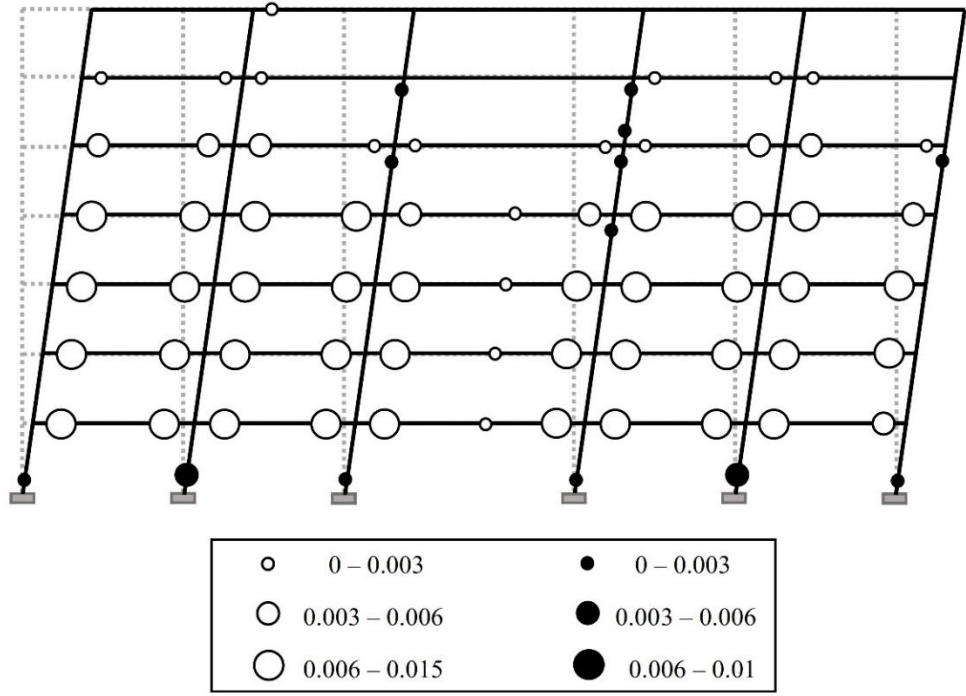


Şekil 5.43 -Y doğrultusunda B1, B2 ve B3 binalarına ait kapasite eğrileri

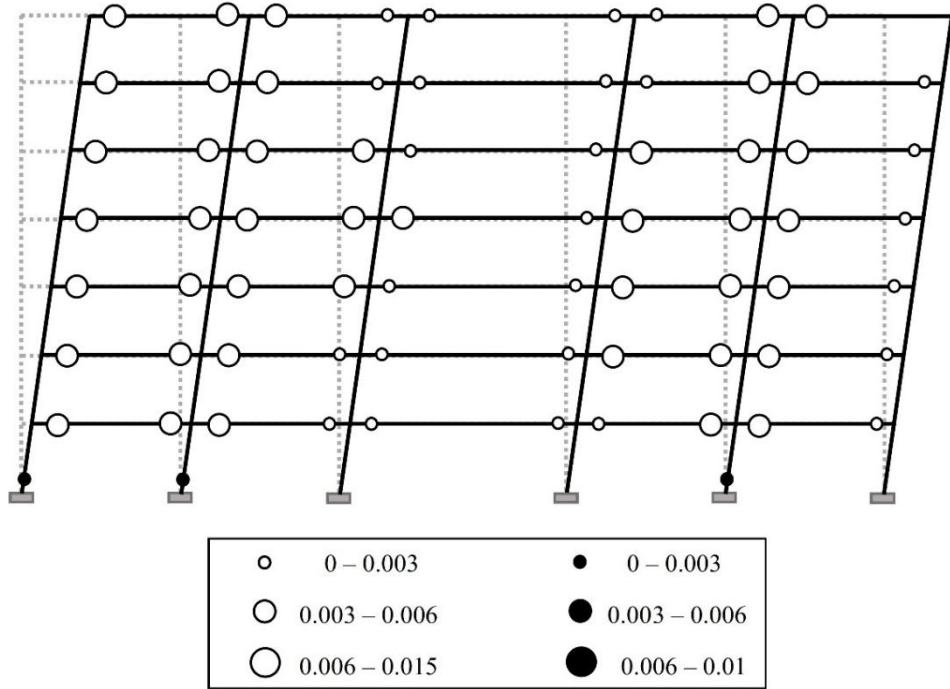
#### 5.9.4 Performans Noktasında Yapısal Elemanlarda Oluşan Plastik Dönme Değerleri

Çalışmanın bu bölümünde, mevcut binanın (B1) ve güçlendirilmiş binaların (B2 ve B3) performans noktasında yapısal elemanlarda oluşan plastik dönme değerleri Şekil 5.44 – 5.49’da sunulmuştur. Deprem perdelerinin yapısal elemanlarda oluşan plastik dönmelere etkisinin incelenmesi amacı ile +X doğrultusunda kat planında 3-3 aksına ait çerçeve ve +Y doğrultusunda ise C-C aksına ait çerçeve seçilmiştir. Bu seçimin nedeni, bu akslardaki çerçevelerde güçlendirme uygulaması boyunca herhangi bir değişikliğin yapılmamış olması ve en çok yapısal elemanın bulunmasıdır.

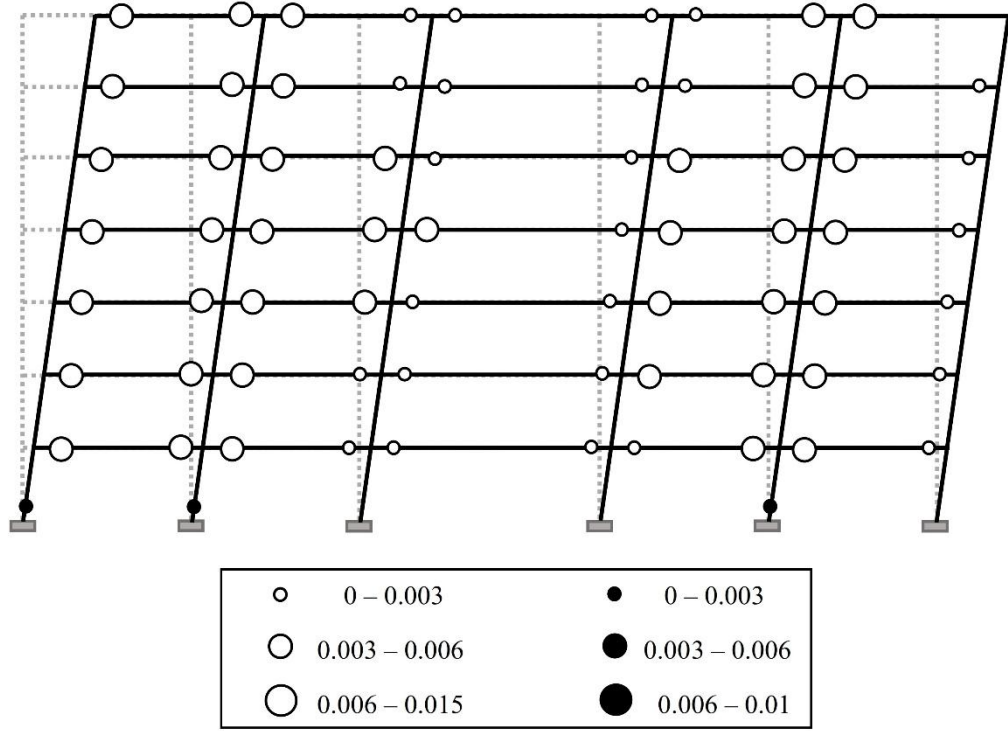
Şekil 5.44 – 5.49’da yapısal elemanlarda meydana gelen plastik dönmeler, kiriş elemanlar için beyaz daire ve kolonlar için ise siyah daireler ile simgelenmiştir. Ayrıca yapısal elemanlarında oluşan plastik dönme değerlerine ait sınır değer aralıkları şekillerin altında açıklanmıştır.



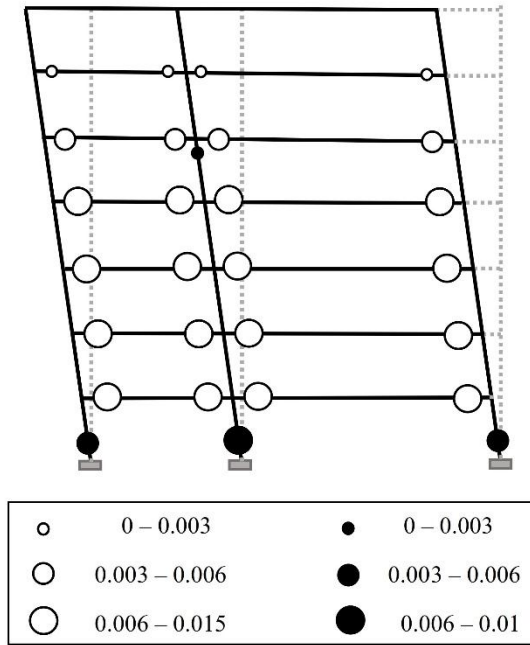
Şekil 5.44 +X doğrultusunda B1 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri



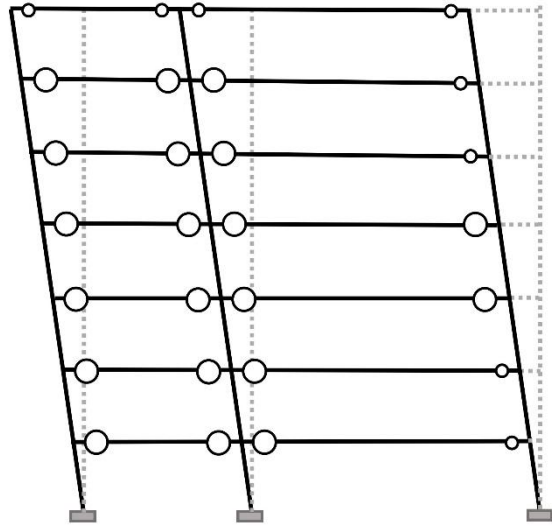
Şekil 5.45 +X doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri



Şekil 5.46 +X doğrultusunda B3 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri

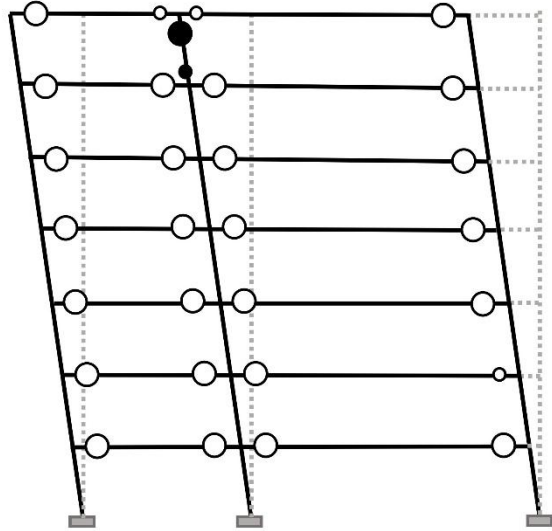


Şekil 5.47 +Y doğrultusunda B1 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri



○	0 – 0.003	●	0 – 0.003
○	0.003 – 0.006	●	0.003 – 0.006
○	0.006 – 0.015	●	0.006 – 0.01

Şekil 5.48 +Y doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri



○	0 – 0.003	●	0 – 0.003
○	0.003 – 0.006	●	0.003 – 0.006
○	0.006 – 0.015	●	0.006 – 0.01

Şekil 5.49 -Y doğrultusunda B2 binasının performans noktasında yapısal elemanlarında meydana gelen plastik dönmeleri

### 5.9.5 Performans Noktasında Kat Yatay Yerdeşiştirmeleri ve Göreli Kat telemeleri

#### 5.9.5.1 Mevcut ve Güçlendirilmiş Binaların Performans Noktaları

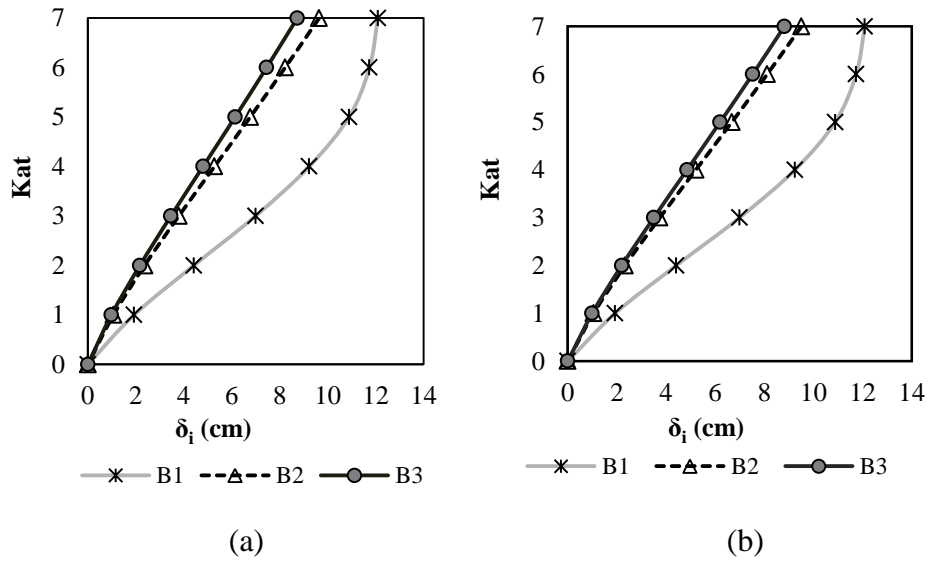
Mevcut ve güçlendirilmiş binalar için önceki bölümlerde deprem doğrultularında elde edilen performans noktaları Tablo 5.37’de verilmiştir.

Tablo 5.37 Deprem doğrultularında binaların performans noktaları

Yn	B1	B2	B3
+X	11,90	9,41	9,18
-X	11,90	9,41	9,18
+Y	18,23	11,30	8,97
-Y	18,23	11,30	8,97

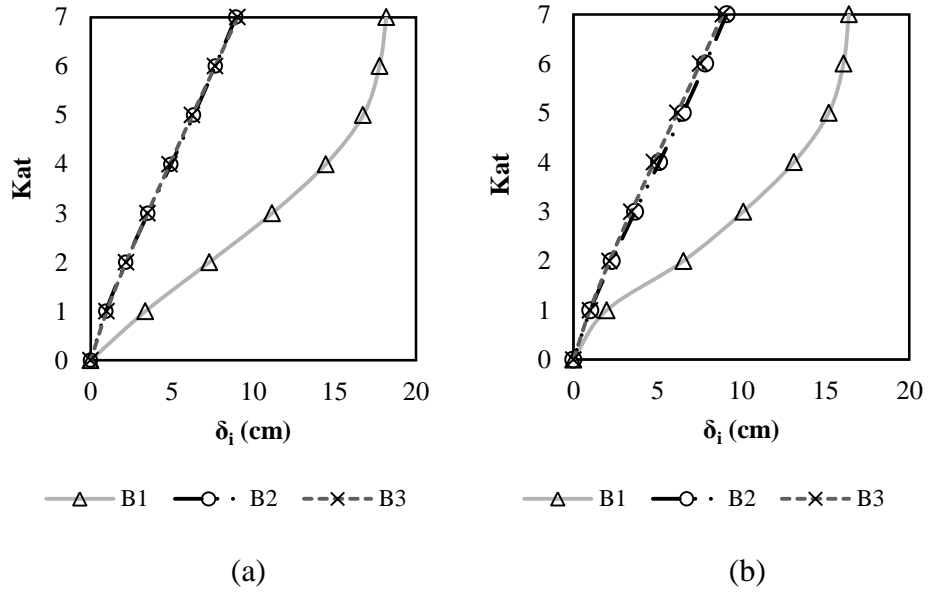
#### 5.9.5.2 Performans Noktasında Kat Yatay Yerdeğiştirmeleri

Performans noktasında mevcut ve güçlendirilmiş binalar için deprem doğrultularında elde edilen kat yatay yerdeğiştirmeleri şekil 5.50 ve şekil 5.51’de verilmiştir. Deprem perdelerinin performans noktasında kat yatay yerdeğiştirmelerine etkisinin değerlendirmesi Bölüm 6’da sunulmuştur.



şekil 5.50 Binaların kat yatay yerdeğiştirmeleri (a) + X doğrultusu, (b) - X doğrultusu

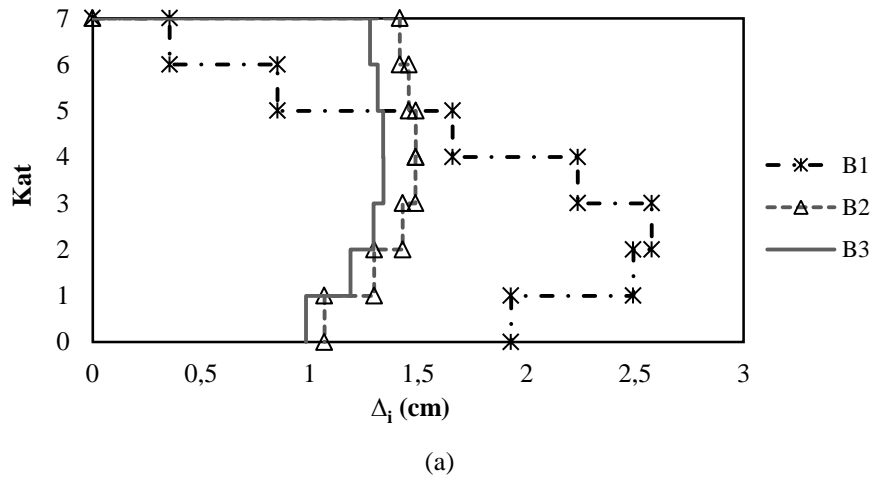


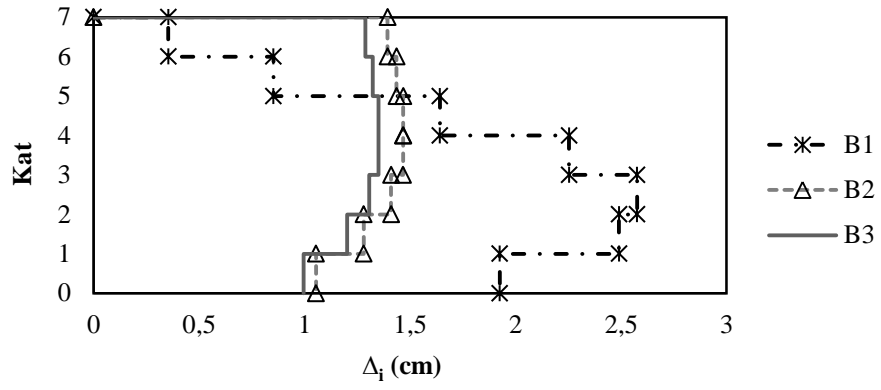


Şekil 5.51 Binaların kat yatay yerdeğiştirmeleri (a) + Y doğrultusu, (b) – Y doğrultusu

### 5.9.5.2 Performans Noktasında Görelî Kat Ötelemeleri

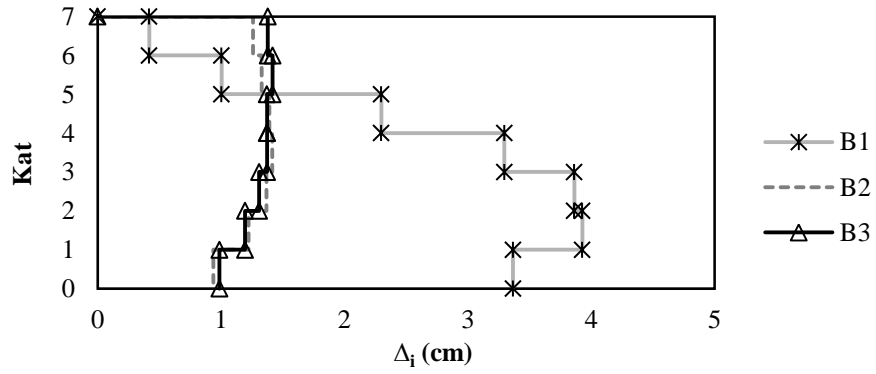
Performans noktasında mevcut ve güçlendirilmiş binalar için deprem doğrultularında elde edilen görelî kat ötelemelri Şekil 5.52 ve Şekil 5.53’de verilmiştir. Deprem perdelerinin performans noktasında görelî kat ötelemelerine etkisinin değerlendirmesi Bölüm 6’da sunulmuştur.



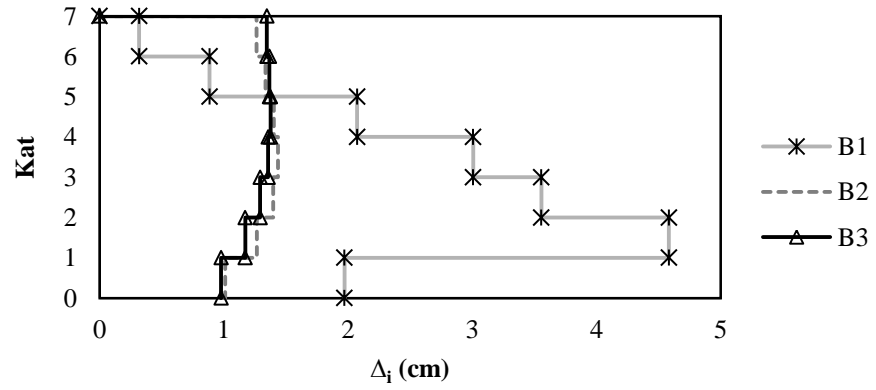


(b)

Şekil 5.52 Binaların görelî kat ötelemeleri (a) + X doğrultusu, (b) - X doğrultusu



(a)



(b)

Şekil 5.53 Binaların görelî kat ötelemeleri (a) + Y doğrultusu, (b) - Y doğrultusu

## BÖLÜM ALTI

### SONUÇLAR

Bu çalışmada Türk Deprem Yönetmeliği-1975'e göre İzmir il sınırları içinde Z3 zemin sınıfı üzerine tasarlanmış ve inşa edilmiş mevcut bir bina ele alınmış ve bu binanın deprem performansının yeterliliği Türk Deprem Yönetmeliği-2007'de verilen doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile incelenmiştir. Sözü geçen binanın kullanım türü konut olduğundan, bu bina için Tasarım Depremi (50 yılda aşılma olasılığı %10) etkisi altında Can Güvenliği performans düzeyi amaçlanmıştır.

Mevcut binanın ilk olarak kısa (zayıf) doğrultusunda analizler sonucu performans değerlendirmesi yapılmıştır. Bu değerlendirme sonucunda mevcut binanın Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamadığı görülmüştür. Yapılan değerlendirme süresince en elverişsiz duruma göre karar verilmiştir. Bu nedenle mevcut binanın X doğrultusunda (uzun doğrultuda) değerlendirme yapılmasına gerek kalmadan mevcut binanın hedeflenen performans seviyesinin sağlamadığı kararına varılmıştır.

Binanın performans değerlendirmesinde yapısal elemanlarda (taşıyıcı elemanlar) gevrek kırılmaya maruz kalan her hangi bir elemana rastlanmamıştır.

Deprem Performansı yetersiz olan mevcut binanın güçlendirmesi (performans iyileştirmesi) amacı ile iki farklı tip düzenleme ile düzlem çerçeve içinde betonarme perdeler eklenmiştir. Bu uygulamalar sonucunda performans değerlendirmesi yapılmıştır ve güçlendirilmiş binalarda, X ve Y doğrultularında yapısal elemanların hasar bölgesi Minimum Hasar Bölgesi (MHB) ve Belirgin Hasar Bölgesi (BHB) olarak bulunmuştur. Ayrıca kolon elemanlarında alt ve üst kesitlerin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmamıştır. Bu nedenle güçlendirilmiş binalar Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamaktadırlar. Ayrıca, Yapısal elemanlarda (taşıyıcı elemanlar) gevrek kırılmaya maruz kalan her hangi bir elemana rastlanmamıştır.

Bu çalışmanın beşinci bölümünde analizler sonucunda elde edilen değerler tablolar ve şekiller halinde ayrıntılı olarak sunulmuştur. Bu değerlere göre güçlendirme perdelerinin yapısal özelliklere etkisi aşağıdaki gibi açıklanabilmektedir.

- Birinci ve ikinci tip perde düzeni ile güçlendirilmiş olan binaların taban kesme kuvvetleri mevcut binaya önemli oranda arttığı görülmüştür (Tablo 6.1). Ayrıca Şekil 5.36 - 5.39'da aynı grafik üzerinde verilen itme eğrileri incelendiğinde dayanım ve yatay yük taşıma kapasitelerinin önemli oranda arttığı görülmüştür.

Tablo 6.1 Binaların performans noktaları ve performans noktasında taban kesme kuvvetleri

Deprem Doğ.	Performans noktası (cm)			Taban kesme kuvveti $V_T$ (kN)			$V_{T(g)} / V_{T(m)}$	
	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>
<b>X</b>	11,90	9,41	9,18	1912	2833	2948	1,48	1,54
<b>Y</b>	18,23	11,30	8,97	1136	2031	2700	1,79	2,38

( $V_{T(g)}$ : Güçlendirilmiş binanın taban kesme kuvveti,  $V_{T(m)}$ : Mevcut binanın taban kesme kuvveti)

- Tablo 6.1'in incelenmesi sonucunda, deprem perdelerinin etkisi altında güçlendirilmiş binaların performans noktaları mevcut binaya nazaran kısaldığı görülmüştür.
- Yapılan incelemeler sonucunda ve artan taban kesme kuvvetini de göz önünde bulundurarak, çerçeve düzlemi içinde eklenen perdelerin binanın Y doğrultusunda etkisinin daha fazla olduğu kanaatine varmak mümkündür (Tablo 6.1).
- Perde duvarları eklenen binaların (B2 ve B3) birinci moduna (hakim mod) ait periyot değerinde kayda değer bir düşüş gözlenmiştir. Aynı şekilde güçlendirilmiş binaların Etkin Kütle Oranları mevcut binaya göre azaldığı görülmüştür. Güçlendirilmiş binaların kat planlarında çerçeve düzlemi içinde

eklenen perdelerin simetrik dağılımı nedeni ile burulma düzensizliği katsayısında önemli bir değişiklik gözlenmemiştir (Tablo 5.36).

- Güçlendirme perdelerinin binanın yatay rijitliğini artırması sonucunda binanın kat yatay yerdeğiştirmeleri belirgin şekilde azalmıştır. Ayrıca kat yatay yerdeğiştirmelerindeki azalma oranı binanın en üst katından alt katlara inildikçe büyümektedir (Şekil 5,50.- 5,51).
- Birim şekildeğiştirmeler kesit hasar oranı ile doğrudan bağlantılı olduğundan ve plastik dönmeler de birim şekildeğiştirmeler ile bağlantılı olduğu için yapısal elemanlarda meydana gelen dönme değerlerinin elemanların ve nihayetinde sistemin hasar durumunda önemli rolü vardır. Yapılan analizler sonucunda performans noktasında plastikleşen kesitlerin dönme değerinin güçlendirilmiş binalarda önemli miktarda küçüldüğü gözlenmiştir ve bu da yapının performansının daha iyi bir seviyeye gittiğinin kanıtıdır. Bu konuya örnek olarak X doğrultusunda 3-3 aksına ait çerçevede ve Y doğrultusunda ise C-C aksına ait çerçevede plastikleşen kesitlerde maksimum plastik dönme değeri Tablo 6.2 ve 6.3’de sunulmuştur.

Tablo 6.2 X doğrultusunda 3-3 aksına ait çerçevede maksimum plastik dönme değerleri

Kesit Elemanı	Mevcut Bina	Güçlendirilmiş Binalar	
	B1	B2	B3
<b>Kolon</b>	0,004256	0,001660	0,001298
<b>Kiriş</b>	0,010850	0,005896	0,005459

Tablo 6.3 Y doğrultusunda C-C aksına ait çerçevede maksimum plastik dönme değerleri

Kesit Elemanı	Mevcut Bina	Güçlendirilmiş Binalar	
	B1	B2	B3
<b>Kolon</b>	0,008733	0,003266	0,003243
<b>Kiriş</b>	0,015064	0,004356	0,004682

X ve Y deprem doğrultularında güçlendirme amacı ile eklenen deprem perdelerinin binanın yapısal özelliklerine etkisi incelenmiştir. Yapılan inceleme sonucunda güçlendirilen binaların Y deprem doğrultusunda, periyot değerinin

azalması, birinci titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının azalması, performans noktasında meydana gelen kısılma, güçlendirilmiş binanın taban kesme kuvvetinin mevcut binanın taban keme kuvvetine oranında meydana gelen artış, yapısal elemanlarda oluşan plastik dönme değerlerindeki küçülme, kat yatay yerdeğiştirme ve göreceli kat ötelemelerinin sınırlanmasında daha etkili olduğu görülmüştür.

Yapılan bütün analiz sonuçlarına ve bu sonuçların ayrıntılı olarak incelenmesi ve değerlendirilmesine göre çerçeve düzlemi içinde eklenen betonarme perdelerin ikinci alternatifte (B3) daha etkili olduğu sonucuna varılmıştır.

Türk Deprem Yönetmeliği-2007'ye göre, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapılan itme analizinde taşıyıcı sistemin deprem davranışının hakim modundaki (birinci mod) davranışı göz önüne alınmaktadır. Bu nedenle, bu yöntemin planının simetrik veya simetriğe yakın olan binalar ve çok katlı olmayan binalarda kullanılması önerilmiştir.

Mevcut binaya güçlendirme amacıyla eklenecek perdelerin konumuna bağlı olarak herhangi bir katta ek dışmerkezlilik dikkate alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının değişebileceği göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca mevcut binaya eklenen perdelerin göz önüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan birinci titreşim moduna ait etkin kütlelerin binanın toplam kütlelerine oranını da değiştirebileceği unutulmamalıdır. Bu nedenle artımsal itme analizinde daha karmaşık yöntemler kullanmak yerine mühendisler tarafında daha iyi bilinen Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'ni kullanabilmek için mevcut binanın mimari yapısı da göz önünde bulundurularak güçlendirme perdeleri mümkün mertebede simetrik olacak şekilde yerleştirilmelidir.

## KAYNAKLAR

- Albanesi, T., Nuti, C. ve Vanzi, I. (2002). State of the art of nonlinear static methods. *12th European Conference on Earthquake Engineering, paper reference 602.*
- Altun, F., Kara, H. B., Uncuoğlu, E. ve Karahan, O. (2008). Betonarme yapılar da deprem hasarları ve 6 katlı bir yapının güçlendirme çalışmaları, *GÜ Fen Bilimleri Dergisi, 16(2)*, 309-318.
- ATC-40 (1996). Applied Technology Council, *Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings*. California.
- Celep, Z. (2007). Betonarme sistemlerde doğrusal olmayan davranış: plastik mafsallık kabulü ve çözümleme, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.*
- Celep, Z. (2007). *Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme*. İstanbul: Beta Yayıncılık.
- CSI SAP 2000 V-14.2.2 (2009). *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual*. Computer and Structures Inc. Berkeley. California.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E. (1980). *Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler*, Ankara: Matbaa Teknisyenleri Basımevi.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) (2007), *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Elnashai, A. S. (2001) Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics, 12(1)*, 51-69.

Ergün, A., Kürklü, G. ve Başaran, V. (2012). Mevcut betonarme binaların deprem güvenliğinin incelenmesi ve güçlendirilmesi çalışmaları için afyon karahisar'dan bir hastane örneği, *AKÜ FEBİD 12 025601*, 1-11.

Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.

FEMA 273 (1997). Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

FEMA 356 (2000). Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

FEMA 440 (2005). Federal Emergency Management Agency. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC.

Geneş, M. C., Bikçe, M., Kaçın, S., Doğanay, E., Teköz, K. ve Abrahamczyk, L. (2011). Konut tipi çok katlı betonarme yapıların hasar görülebilirliğinin aletsel ve sayısal dataların birleştirilmesine ve statik itme analizine göre belirlenmesi, *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı. 11-14 Ekim 2011*, ODTÜ Ankara.

Girgin, K. (1996). *Betonarme yapı sistemlerinde ikinci merteye limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi*, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Golghate, H., Baradiya, V. ve Sharma, A. (2013). Pushover Analysis of 4 Storey's Reinforced Concrete Building, *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology*, 2(3), 80-84.



- Hasgöl, U. (2004). *Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Betonarme Binaların Performansının İrdelenmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Balıkesir Üniversitesi, Balıkesir.
- İrtem, E. (1991) *Uzay Çubuk Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi*, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- İrtem, E., Türker, K. ve Hasgöl, U. (2003). Türk deprem yönetmeliğinin performans hedeflerinin lineer olmayan statik analiz yöntemleri ile değerlendirilmesi, *Türkiye İnşaat Mühendisliği XVII. Teknik Kongre ve Dergisi*.
- İrtem, E., Türker, K. ve Hasgöl, U. (2004). Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Betonarme Yapıların Performansının Değerlendirilmesi, *Altıncı Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi*, 6-8 Ekim 2004 Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- Kadid, A. ve Boumrkik, A. (2008). Pushover analysis of reinforced concrete frame structures, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 9(1), 75-83.
- Kaltakçı, M. Y., Arslan, M. H. ve Yavuz, G. (2010). Effect of internal and external shear wall location on strengthening weak R/C frames, *Transaction A Civil Engineering*, 17(4), 312-323.
- Kaltakçı, M. Y., Öztürk, M. ve Arslan, M. H. (2010). An experimental investigation for external R/C shear wall applications, *Natural Hazards Earth System. Science*, 10, 1941–1950.
- Kanıt, R. ve Altın, A. (2008). Okul Binalarının Güçlendirilmesinde Örnek Bir Uygulama, *Selçuk Üniversitesi Teknik Bilimler Meslek Yüksekokulu 1302/6178, Teknik-Online Dergi*, 7(2).

- Kaplan, H., Atımtay, E., Yılmaz, S. ve Çetinkaya, N. (2011). Seismic strengthening of rc structures with exterior shear walls, *Indian Academy of Sciences*, 36(1), 17–34.
- Karageyik, C. ve Sucuoğlu, H. (2011). Betonarme binaların perdelerle güçlendirilmesinde şekildeğiştirme esaslı yöntemlerin uygulanması, *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı 11-14 Ekim 2011*. ODTÜ, Ankara.
- Korkmaz, A. (2006). Nonlinear pushover analysis for high rise R/C frame structures, *D.P.Ü Fen Bilimler Enstitüsü Dergisi*, 11, 87-99.
- Korkmaz, A. ve Düzgün, M. (2006). Statik artımsal itme analizinde kullanılan yük dağılımlarının değerlendirilmesi. *İMO Teknik Dergi*, 3873-3878, Yazı 255.
- Kutunis, M. (2006). Statik itme analizi yöntemlerinin performanslarının değerlendirilmesi, *YOGS*, Pamukkale-Denizli.
- Moghadam A. S. (2002). A pushover procedure for tall buildings. *The Twelfth European Conference On Earthquake Engineering Proceedings*, 8 pages, Electronic Resource.
- Moghadam, A. S. ve Tso, W. K. (2000). 3-D pushover analysis for damage assessment of buildings, *JSEE: Summer 2000*, 2(3), 23-31.
- Mwafy, A. M. ve Elnashai A. S. (2001). Static pushover versus dynamic analysis of R/C buildings. *Engineering Structures*, 23, 407-424.
- Özer, E. (2004). *Yapı sistemlerinin lineer olmayan analizi ders notları*. 19 Aralık 2004, <http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>.

- Papanikolaou, V. K. ve Elnashai, A. S. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 923–941.
- Papanikolaou, V. K. ve Elnashai, A. S. (2006). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative Results. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 127–151.
- Poluraju. P. ve Nageswara Rao, P. V. S. (2011). Pushover analysis of reinforced concrete frame structure using SAP 2000, *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 4(6), 684-690.
- Sucuoğlu, H., Gür, T. ve Günay, M. S. (2004). Performance-Based Seismic Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 130(10), 1475–1486.
- Tüzün, C., Hancılar. U., Selçuk, M. ve Erdik. M. (2009). Depreme karşı yapısal güçlendirme, *İstanbul Sismik Riskin Azaltılması ve Acil Durum Hazırlık Projesi* ISMEP, İstanbul.
- Uçar, T. (2005). *Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizinde çözüm yöntemleri*, Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.
- Uçar, T., Ghafourzadeh, T. S. ve Ertutar Y. (2014). Çerçeve düzlemi içinde eklenen perdelerin betonarme binaların yapısal özelliklerine etkilerinin incelenmesi, *İleri Teknoloji Bilimleri Dergisi*, 3(1), 56-68.
- Uçar, T. ve Seçer, M. (2007). Beton sınıfının yapı performans seviyesine etkisi, *7.Ulusal Beton Teknolojisinde Gelişmeler ve Uygulamalar*, İstanbul.
- Uygun, G. ve Celep, Z. (2007). Betonarme bir binanın deprem güvenliğinin deprem yönetmeliği 2007 deki doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle karşılaştırılması

incelenmesi. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.*

Ünal, A., Korkmaz, H., Kaltakçı, M. Y., Kamanlı, M., Bahadır, F. ve Balık, F. S. (2013). Deprem dayanımı yetersiz betonarme çerçevelerin düzlem dışı perde duvar ile güçlendirilmesi, *2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı. 25-27 Eylül 2013, Hatay.*

Vijayakumar, A. ve Venkatesh Babu, D. L. (2012). pushover analysis of existing reinforced concrete framed structures, *European Journal of Scientific Research, 71(2), 195-202.*

Yön, B. ve Sayın, E. (2011). Betonarme perdeler ve çelik çaprazlarla yapılan güçlendirmelerin karşılaştırılması, *6th International Advanced Technologies Symposium (IATS'11). Elazığ.*

XTRACT Educational 3.0.7 (2006). Imbsen Software Systems, Sacramento.