

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ  
DEĞERLENDİRİLMESİNDE 2006 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ VE FEMA 356  
YAKLAŞIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İnş. Müh. Hazar Evren YILMAZ**

**Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

**Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ**

**HAZİRAN 2006**

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ  
DEĞERLENDİRİLMESİNDE 2006 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ VE FEMA 356  
YAKLAŞIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İnş. Müh. Hazar Evren YILMAZ  
(501031025)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 8 Mayıs 2006  
Tezin Savunulduğu Tarih : 12 Haziran 2006**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Erkan ÖZER  
Diğer Jüri Üyeleri Prof. Dr. Tuncer ÇELİK (B.Ü.)  
Yar. Doç. Dr. Mecit ÇELİK (İ.T.Ü.)**

**HAZİRAN 2006**

## ÖNSÖZ

Yüksek Lisans programı süresince, engin bilgi ve deneyimlerinden yararlanma olanağı bulduğum danışman öğretmenim Prof. Dr. Erkan Özer' den edindiğim akademik ve mesleki bilgilerin, lisans eğitimimde edindiğim temel bilgilerin pekiştirilmesinde, meslek hayatıma bakış açımın değişmesi ve genişlemesinde önemli bir katkısı vardır. İlgisi ve yardımlarından dolayı kendisine en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ayrıca, tez çalışmalarım sırasında benden desteklerini esirgemeyen aileme ve tüm arkadaşlarıma teşekkürü bir borç bilirim.

Bu çalışmayı, hayatım boyunca hep gurur duyduğum ve duyacağım, benimle hep gurur duyan, beni hala gördüklerine inandığım sevgili anneme ve babama ithaf ediyorum.

Mayıs 2006

İnş. Müh. Hazar Evren YILMAZ

## İÇİNDEKİLER

<b>KISALTMALAR</b>	<b>vii</b>
<b>TABLO LİSTESİ</b>	<b>viii</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b>	<b>x</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b>	<b>xii</b>
<b>ÖZET</b>	<b>xvi</b>
<b>SUMMARY</b>	<b>xviii</b>
<b>1. GİRİŞ</b>	<b>1</b>
1.1. Konu	1
1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar	2
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	3
<b>2. YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI</b>	<b>5</b>
2.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı	5
2.1.1. Çözümün sağlanması gereken koşullar	6
2.1.2. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri	6
2.1.3. Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı	7
2.2. İç Kuvvet - Şekildeğiştirme Bağlılıkları ve Akma (Kırılma) Koşulları	10
2.2.1. Malzemenin şekildeğiştirme özellikleri	10
2.2.1.1. İdeal malzemeler	11
2.2.1.2. Çeşitli yapı malzemelerinde gerilme - şekildeğiştirme bağıntıları	12
2.2.2. Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet - şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları	14
2.2.2.1. Betonarme çubuklar	17
2.3. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemlerin Hesabı	20
2.3.1. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olması hali	21
2.3.2. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali	21
2.3.2.1. Plastik mafsal hipotezi	21
2.3.2.2. Yük artımı yöntemi	26
2.3.2.3. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı	30

<b>3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME</b>	<b>32</b>
3.1. Giriş	32
3.2. Performans Hedefinin Belirlenmesi	32
3.2.1 Performans seviyelerinin değerlendirilmesi	33
3.2.1.1 Taşıyıcı elemanlar için performans seviyeleri ve aralıkları	33
3.2.1.2. Taşıyıcı olmayan elemanlar için performans seviyeleri	34
3.2.2 Bina performans seviyeleri	34
3.3. Yapısal Kapasite	35
3.4. Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri	36
3.4.1. Kapasite spektrumu yöntemi (ATC 40)	37
3.4.2. Yerdeğiştirme katsayısı yöntemi	37
3.5. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği Yaklaşımı	40
3.5.1. Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri	40
3.5.1.1. Kesit hasar sınırları	40
3.5.1.2. Kesit hasar bölgeleri	41
3.5.1.3. Kesit hasarı tanımları	41
3.5.1.4. Eleman hasarı tanımları	41
3.5.2. Bina deprem performans seviyeleri	41
3.5.2.1. Hemen kullanım durumu	42
3.5.2.2. Can güvenliği durumu	42
3.5.2.3. Göçmenin önlenmesi durumu	43
3.5.2.4. Göçme durumu	43
3.5.3. Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması	44
3.5.4. Deprem hareketi	44
3.5.5. Performans hedefi ve çok seviyeli performans hedefleri	45
3.5.6. Depremde bina performansının belirlenmesi	45
3.5.6.1. Doğrusal elastik hesap yöntemleri	45
3.5.6.2. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri	46
3.5.7. Plastik davranışın idealleştirilmesi	48
3.5.8. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi	50
3.5.9. Birim şekildeğiştirme isteminin belirlenmesi	54
3.5.10. Betonarme yapı elemanlarının kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	55
3.6. Hesapta İzlenen Yol	56
3.6.1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi	56
3.6.2. FEMA 356' da tanımlanan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi	58

<b>4. BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER</b>	<b>61</b>
4.1. İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri	61
4.2. Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması	62
4.2.1. Malzeme özellikleri	62
4.2.2. Deprem karakteristikleri	63
4.2.3. Boyutlandırmada esas alınan yükler	64
4.2.4. Varsayımlar	64
4.2.5. Boyutlandırmada esas alınan yönetmelikler	65
4.2.6. Boyutlandırmada esas alınan yük kombinasyonları	71
4.2.7. Analiz ve boyutlandırma	71
4.3. Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinde Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi	71
4.4. TSM-4 İçin Ayrıntılı İnceleme	72
4.4.1. Sistemin boyutlandırılması	72
4.4.2. Sistemin 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem performansının belirlenmesi	76
4.4.3. Sistemin FEMA 356 ön standardında tanımlanan yöntem ile deprem performansının belirlenmesi	85
4.4.4. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması	88
4.5. TSM-1 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma	90
4.5.1. TSM-1a için performans değerlendirilmesi ve karşılaştırma	91
4.5.1.1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması	91
4.5.2. TSM-1b için performans değerlendirilmesi ve karşılaştırma	94
4.5.2.1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması	94
4.6. TSM-2 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma	96
4.6.1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması	98
4.7. TSM-3 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma	100
4.7.1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması	102
4.8. Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler	104

<b>5 SONUÇLAR</b>	<b>106</b>
<b>KAYNAKLAR</b>	<b>108</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ</b>	<b>111</b>

## KISALTMALAR

<b>ABYYHY</b>	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
<b>ASCE</b>	: American Society of Civil Engineers
<b>ATC</b>	: Applied Technology Council
<b>ATC 40, 55</b>	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
<b>BSSC</b>	: Building Seismic Safety Council
<b>CG</b>	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
<b>DBYBHY' 06</b>	: 2006 Türk Deprem Yönetmeliği
<b>EERC-UCB</b>	: Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
<b>ETABS</b>	: Extended 3d Analysis of Building Systems
<b>FEMA</b>	: Federal Emergency Management Agency
<b>FEMA 273, 356, 440</b>	: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
<b>GÇ</b>	: Göçme Sınırı
<b>GÖ</b>	: Göçmenin Önlenmesi
<b>GV</b>	: Güvenlik Sınırı
<b>HK</b>	: Hemen Kullanım
<b>MN</b>	: Minimum Hasar Sınırı
<b>NEHRP</b>	: National Earthquake Hazards Reduction Program
<b>SAP</b>	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
<b>TDY</b>	: Türk Deprem Yönetmeliği
<b>TS-500</b>	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
<b>TSM</b>	: Taşıyıcı Sistem Modeli
<b>TSM-1</b>	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modeli
<b>TSM-2</b>	: İkinci Taşıyıcı Sistem Modeli
<b>TSM-3</b>	: Üçüncü Taşıyıcı Sistem Modeli
<b>TSM-4</b>	: Dördüncü Taşıyıcı Sistem Modeli



## TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
<b>Tablo 2.1</b> : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri.....	7
<b>Tablo 3.1</b> : Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri.....	33
<b>Tablo 3.2</b> : Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri.....	34
<b>Tablo 3.3</b> : Bina Yapısal Performans Seviyeleri.....	35
<b>Tablo 3.4</b> : Göreli Kat Ötelemesi Sınırları.....	44
<b>Tablo 3.5</b> : Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri	45
<b>Tablo 3.6</b> : Betonarme Kirişlerde Çeşitli Performans Seviyeleri İçin Plastik Dönme Sınırları.....	59
<b>Tablo 3.7</b> : Betonarme Kolonlarda Çeşitli Performans Seviyeleri İçin Plastik Dönme Sınırları.....	60
<b>Tablo 4.1</b> : Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi.....	73
<b>Tablo 4.2</b> : TSM- 4 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	75
<b>Tablo 4.3</b> : TSM- 4 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	75
<b>Tablo 4.4</b> : Etkin Modal Kütle (%).....	77
<b>Tablo 4.5</b> : Modal Katılım Oranları (%).....	77
<b>Tablo 4.6</b> : Birinci Mod Yatay Yerdeğiştirmeleri.....	77
<b>Tablo 4.7</b> : Taban Kesme Kuvveti- Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri.....	77
<b>Tablo 4.8</b> : Modal İvme ve Modal Yerdeğiştirme Değerleri.....	78
<b>Tablo 4.9</b> : Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi...	80
<b>Tablo 4.10</b> : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi.....	81
<b>Tablo 4.11</b> : Kirişlerin Deprem Performans Seviyeleri.....	82
<b>Tablo 4.12</b> : Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi.....	83
<b>Tablo 4.13</b> : Kolonların Deprem Performans Seviyeleri.....	84
<b>Tablo 4.14</b> : Kirişlerin FEMA 356 Ön Standardına Göre Deprem Performans Seviyeleri.....	86
<b>Tablo 4.15</b> : Kolonların FEMA 356 Ön Standardına Göre Deprem Performans Seviyeleri.....	87
<b>Tablo 4.16</b> : Kirişlerin Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	88
<b>Tablo 4.17</b> : Kolonların Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	89
<b>Tablo 4.18</b> : TSM-1 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	90
<b>Tablo 4.19</b> : TSM-1 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	91
<b>Tablo 4.20</b> : TSM-1a Kirişlerinin Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	92

<b>Tablo 4.21</b>	: TSM-1a Kolonlarının Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	93
<b>Tablo 4.22</b>	: TSM-1b Kirişlerinin Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	94
<b>Tablo 4.23</b>	: TSM-1b Kolonlarının Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	95
<b>Tablo 4.24</b>	: TSM-2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	96
<b>Tablo 4.25</b>	: TSM-2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	97
<b>Tablo 4.26</b>	: TSM-2 Kirişlerinin Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	98
<b>Tablo 4.27</b>	: TSM-2 Kolonlarının Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	99
<b>Tablo 4.28</b>	: TSM-3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	100
<b>Tablo 4.29</b>	: TSM-3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	101
<b>Tablo 4.30</b>	: TSM-3 Kirişlerinin Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	102
<b>Tablo 4.31</b>	: TSM-3 Kolonlarının Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	103

## ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen P-Δ Bağlılıkları.....	8
Şekil 2.2 : Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim.....	10
Şekil 2.3 : Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı.....	10
Şekil 2.4 : İdeal Malzemeler.....	11
Şekil 2.5 : Beton Çeliğinde $\sigma$ - $\epsilon$ Diyagramı.....	12
Şekil 2.6 : Beton Çeliğinin $\sigma$ - $\epsilon$ Diyagramlarının İdealleştirilmesi.....	13
Şekil 2.7 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki $\sigma$ - $\epsilon$ Diyagramı .....	13
Şekil 2.8 : Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler .....	14
Şekil 2.9 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterimi .....	16
Şekil 2.10 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı) .....	16
Şekil 2.11 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı ..	17
Şekil 2.12 : Betonarme Kesitlerde ( $M - \chi$ ) Diyagramı .....	19
Şekil 2.13 : Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi) .....	20
Şekil 2.14 : Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı .....	22
Şekil 2.15 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler.....	23
Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş Bünye Bağlılıkları.....	24
Şekil 2.17 : Plastik Mafsallı Boyu.....	25
Şekil 2.18 : Plastik Mafsallı Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı .....	27
Şekil 2.19 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları .....	27
Şekil 2.20 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı .....	29
Şekil 2.21 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması .....	29
Şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması.....	30
Şekil 3.1 : Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları.....	34
Şekil 3.2 : Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi.....	37
Şekil 3.3 : İki Doğru Parçası ile İdealleştirilen Kapasite Eğrisi.....	38
Şekil 3.4 : Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları.....	41
Şekil 3.5 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağlılıkları.....	49
Şekil 3.6 : Performans Noktasının Belirlenmesi ( $T^{(1)} \geq T_B$ ).....	52
Şekil 3.7 : Performans Noktasının Belirlenmesi ( $T^{(1)} \leq T_B$ ).....	54
Şekil 4.1 : Taşıyıcı Sistem Modellerinin Giriş ve Kolon Numaraları.....	62
Şekil 4.2 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması.....	67
Şekil 4.3 : Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri.....	73
Şekil 4.4 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler.....	74
Şekil 4.5 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler.....	74

<b>Şekil 4.6</b>	: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar.....	76
<b>Şekil 4.7</b>	: Statik İtme Eğrisi.....	78
<b>Şekil 4.8</b>	: Spektral İvme-Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı.....	79
<b>Şekil 4.9</b>	: Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar.....	80
<b>Şekil 4.10</b>	: Kolonlar İçin Hasar Bölgesinin Belirlenmesi.....	85

## SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	: $T_1$ periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
$A_0$	: Etkin yer ivmesi katsayısı
$a_1$	: Birinci moda ait modal ivme
$a_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
$a_{y1}$	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
$A_c$	: Kolonun brüt kesit alanı
$A_s$	: Boyuna donatı alanı
$b$	: Kesit genişliği
$b_w$	: Kirişin gövde genişliği
$C$	: Deprem katsayısı
$C_0$	: Deprem bölge katsayısı
$C_{R1}$	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
$d$	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
$d_1$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
$D$	: Yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultudaki yapı genişliği
$e$	: Güvenlik katsayısı
$E$	: Elastisite modülü
$E_c$	: Beton elastisite modülü
$EI_0$	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
$f_{ck}$	: Beton karakteristik basınç dayanımı
$f_{cm}$	: Mevcut beton dayanımı
$f_{ctk}$	: Beton karakteristik çekme dayanımı
$f_{ctm}$	: Mevcut betonun çekme dayanımı
$f_{yk}$	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
$F$	: Toplam yatay yük, Enkesit alanı
$F_i$	: Kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem yükleri
$F_t$	: Yapının en üst kat düzeyine uygulanacak ek tekil kuvvet
$F_i(M,N,T)$	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
$G$	: Sabit yük
$G$	: Yerçekimi ivmesi, sabit yük
$G_i$	: i' inci kattaki sabit yükler toplamı
$g_i$	: Yapının i' inci katındaki sabit yük
$H$	: Yapının temel üst kotundan ölçülen yüksekliği
$H$	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
$I$	: Kesitin atalet momenti, Yapı Önem Katsayısı
$K$	: Yapı tipi katsayısı
$K_e$	: Elastik rijitlik

$K_s$	: Elastoplastik rijitlik
$K_1(\chi, \varepsilon, \gamma)$	: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$K_1(M, N, T)$	: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını kesit zorlarına bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$L_0$	: Çatlama
$L_1$	: Plastik şekildeğiştirmenin başlangıcı
$L_2$	: Kırılma
$l_p$	: Plastik mafsalsal boyu
$m_x$	: X eksenine etrafındaki hesap yüküne ait boyutsuz eğilme momenti
$M$	: Eğilme momenti
$M_p$	: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
$M_p$	: İndirgenmiş plastik moment
$M_{x1}$	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
$n$	: Hareketli yük katılım katsayısı
$N$	: Normal kuvvet, Yapı kat adedi
$N_d$	: Düşey yükler altında kolonda oluşan aksenal basınç kuvveti
$P$	: Yük parametresi
$P_{cr}$	: Kritik yük
$P_G$	: Göçme yükü
$P_i$	: İşletme yükü
$P_L$	: Limit yük
$P_{L1}$	: Birinci merteye limit yük
$P_{L2}$	: İkinci merteye limit yük
$P-\Delta$	: Yük parametresi – yerdeğiştirme
$P-\Delta l$	: Yük parametresi – şekildeğiştirme
$Q_i$	: i' inci kattaki hareketli yüklerin toplamı
$q$	: Hareketli yük
$q_i$	: Yapının i' inci katındaki hareketli yük
$r$	: Etki/kapasite oranı
$R$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_a(T_1)$	: $T_1$ periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı
$R_{y1}$	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
$S$	: Yapı dinamik katsayısı
$S_a$	: Spektral ivme
$S_{ae1}$	: Birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_d$	: Spektral yerdeğiştirme
$S_{de1}$	: Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
$S_{di1}$	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
$t$	: Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
$T$	: Kesme kuvveti
$T_0$	: Zemin hakim periyodu
$T_e$	: Etkin doğal periyot
$T_1$	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
$T_A, T_B$	: İvme spektrumundaki karakteristik periyot

$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
$V$	: Kesme kuvveti
$V_t$	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
$W$	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
$\alpha$	: Deprem zemin katsayısı
$\alpha_t$	: Sıcaklık genleşme katsayısı
$\beta$	: Bina önem katsayısı
$\chi$	: Birim dönme (eğrilik)
$\chi_p$	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
$\Delta$	: Yerdeğiştirme
$\Delta_l$	: Doğrusal şekildeğiştirmeler
$\Delta_{l_{p1}}$ ve $\Delta_{l_{p2}}$	: Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler
$\Delta t$	: Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişmesi
$\delta$	: Yatay yerdeğiştirme
$\epsilon$	: Birim boy değişmesi
$\epsilon_c$	: Beton birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{cg}$	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{cu}$	: Beton ezilme birim kısalması
$\epsilon_e$	: Akma şekildeğiştirmesi
$\epsilon_s$	: Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{su}$	: Donatı çeliğinin kopma uzaması
$\epsilon_{sy}$	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
$\phi_p$	: Plastik eğrilik istemi
$\phi_t$	: Toplam eğrilik istemi
$\phi_u$	: Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik
$\phi_y$	: Eşdeğer akma eğriliği
$\gamma$	: Birim kayma, bina dinamik katsayısı
$\Phi_{xN1}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
$\Gamma_{x1}$	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
$\eta_{bi}$	: i' inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
$\lambda$	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
$\theta_p$	: Plastik dönme istemi
$\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \Phi_4$	: Plastik mafsalsal dönmeleri
$\varphi$	: Kesitin dönmesi
$\varphi_p$	: Plastik mafsalsal dönmesi
$\text{maks}\varphi_p$	: Plastik mafsalsal dönme kapasitesi
$\mu$	: Süneklik oranı, mekanik donatı oranı
$\rho_s$	: Çekme donatısı oranı
$\rho_c$	: Basınç donatısı oranı

$\rho_b$	: Dengeli donatı oranı
$\rho_{sm}$	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranı
$\sigma$	: Gerilme
$\sigma_e$	: Akma gerilmesi
$\sigma_p$	: Orantı sınırı
$\sigma_k$	: Kopma gerilmesi
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
$\omega_B$	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans



**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ  
DEĞERLENDİRİLMESİNDE 2006 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ VE FEMA 356  
YAKLAŞIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**ÖZET**

Yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışlarının incelenmesinde doğrusal olmayan yöntemlerin kullanılması, mevcut yapıların deprem performans ve güvenliklerinin daha gerçekçi bir biçimde belirlenmesine olanak sağlamakta, ayrıca bu yöntemlerden yararlanarak, yeni inşa edilecek binaların yeterli deprem güvenliğine sahip olacak şekilde ve ekonomik olarak tasarımı mümkün olmaktadır.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizde yaşanan depremlerin sonuçları incelendiğinde, yapılardaki hasar miktarının ve buna bağlı olarak can kaybının depremlerin büyüklüğüne oranla çok daha fazla olduğu görülmektedir. Bu durum, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların büyük bir bölümünün yeterli deprem güvenliğine sahip olmadıklarını göstermektedir.

Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışmada, bu hususlar gözönünde tutularak, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil eden bir grup yapı sisteminin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak deprem performans ve güvenlikleri belirlenmiş ve her iki performans değerlendirme yaklaşımına ilişkin sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beş bölüm halinde sunulan çalışmanın birinci bölümü konunun açıklanmasına, konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine, çalışmanın amacının ve kapsamının belirtilmesine ayrılmıştır.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir.

Üçüncü bölüm, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek olan yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı amacıyla geliştirilen performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramının ve bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen hesaba ilişkin adımların açıklanmasına ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde sayısal parametrik incelemeler yer almaktadır. Bu bölümde, ülkemizdeki orta yükseklikteki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, geçmişte ve zamanımızda yürürlükte olan deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılmıştır. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen doğrusal olmayan değerlendirme yöntemleri kullanılarak bu yapıların deprem performans ve güvenlikleri belirlenmiş ve her iki performans değerlendirme yaklaşımına ilişkin sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beşinci bölümde, bu çalışmada varılan sonuçlar açıklanmıştır. Çalışmanın başlıca özellikleri, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde elde edilen sonuçların başlıcaları aşağıda özetlenmiştir:

1. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen yaklaşımlar ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. İki yaklaşımın sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değişim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesindedir.
2. İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde kirişler genel olarak *Belirgin Hasar* bölgesinde iken, ABYYHY'68 yönetmeliğine göre boyutlandırılan sistemde deprem etkilerinin göreceli olarak daha düşük düzeyde olması nedeniyle kolonların önemli bir kısmı *İleri Hasar bölgesine* geçmiştir.
3. Kolonlar için belirlenen hasar bölgeleri incelendiğinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliği sonuçları daha elverişsiz iken, kirişlerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımına göre belirlenen hasar bölgelerinin daha elverişsiz olduğu görülmektedir.
4. Kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutularak değerlendirilen taşıyıcı sistem modellerinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre elde edilen deprem performans değerleri daha elverişsiz iken, kiriş ve kolonların sargısız olduğu modellerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımı daha elverişsiz sonuçlar vermektedir.
5. FEMA 356 Standardında gerek kolonların gerekse kirişlerin incelenmesinde kesme kuvvetinin etkilerinin gözönüne alınmasına karşılık, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre değerlendirme yapılırken kesme kuvvetinin etkisi gözönünde bulundurulmamaktadır.

**A NUMERICAL STUDY ON PERFORMANCE –BASED SEISMIC  
EVALUATION OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS BY  
2006 TURKISH EARTHQUAKE CODE AND FEMA 356 APPROACHES**

**SUMMARY**

The use of non-linear methods by evaluating the behaviour of structures which are subjected to external loads and seismic loads gives the opportunity to determine seismic performance and safety of existing buildings more realistic. Besides, by use of these methods the safe and economical design of new buildings can be achieved.

When results of strong earthquakes, that took place in our country which is sited in a zone of high seismicity, are studied, it is clearly seen that the level of damage on structures is high and loss of life caused by structural damage is great. This fact shows us that seismic safety of most of the existing buildings in earthquake regions is not enough.

Regarding these points, in this study which is presented as a Master of Science Thesis, sample models are selected to represent the existing reinforced concrete buildings and performance levels and seismic safety of these sample models are determined by the use of non-linear methods which are imposed by 2006 Turkish Earthquake Code and FEMA 356 Prestandard. The results of these two approaches are compared.

The first chapter of the study, which is composed of five chapters, covers the description of the subject, examination of the related studies, and the aim and scope of the study.

In the second chapter, the non-linear behaviour of structures are studied and the non-linear analysis methods of structural systems are examined in detail.

The third chapter is devoted to the seismic performance evaluations of existing structures, the explanation of the performance-based design and evaluation concept that is developed for the earthquake resistant design of structures and the calculation method which is used in this study.

The fourth chapter is devoted to numerical parametric investigations. In this section, the sample models are selected to represent the reinforced concrete buildings that are designed in compliance with the code regulations recently used or currently effective in our country. By the use of non-linear evaluation methods which are imposed by 2006 Turkish Earthquake Code and FEMA 356 the seismic performance and safety of these buildings is determined and the results of these two approaches are compared.

The fifth section covers the explanation of the conclusions accomplished in this study. The main characteristics of the study, the evaluation of the results of the numerical study and possible extensions of the subject are presented in this section.

The basic conclusions of the numerical analyses of the study are summarized below:

- a) The performance levels of sections determined by approaches of 2006 Turkish Earthquake Code and FEMA 356 Prestandard are closely similar to each other.
- b) Generally, in sample models beams are in *Life Safety* performance level, while most of the columns of the sample model which is designed by 1968 Turkish Earthquake Code are in *Collapse Prevention* performance level since the earthquake effects are relatively smaller.
- c) The performance levels determined for columns are more unsuitable by 2006 Turkish Earthquake Code approach while the performance levels determined for beams are more critical by FEMA 356 approach.
- d) The performance level results of 2006 Turkish Earthquake Code are more unsuitable when the columns and beams are confined but if columns and beams are designed non-confined the results of FEMA 356 approach are more critical.
- e) Shear force effect is considered by evaluating performance levels of beams and columns by FEMA 356 approach while it is not considered by 2006 Turkish Earthquake Code.

# 1. GİRİŞ

## 1.1 Konu

Mühendis, sözcük anlamı olarak ‘hendese’ yani ‘geometri’ bilen demektir. Bu tanım elbette günümüzdeki mühendis tanımının oldukça uzağında kalmaktadır. Günümüzde, bir işi en kısa zamanda, en pratik ve güvenli bir şekilde, en ekonomik biçimde sonlandıran kişilere mühendis denilmesi uygun olmaktadır. Birçok yabancı dildeki karşılığı ‘uygarlık mühendisi’ olan inşaat mühendisleri ise adından da anlaşılacağı üzere ülkenin geleceğine yön veren, gelişmişliğe doğrudan katkı sağlayan kişilerdir. Bu sorumluluk kapsamında hareket eden her inşaat mühendisi, deprem gerçeğini hiçbir zaman gözardı etmemeli, binaları insanların can ve mal güvenliğini sağlayacak en ekonomik şekilde boyutlandırmalı ve inşa etmelidir.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizde yaşanan depremlerin sonuçları incelendiğinde, yapılardaki hasar miktarının ve buna bağlı olarak can kaybının, depremlerin büyüklüğüne oranla çok daha fazla olduğu görülmektedir. Bu durum, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların büyük bir bölümünün yeterli deprem güvenliğine sahip olmadıklarını göstermektedir.

Yaşadığımız depremlerin ardından gerçekleştirilen yoğun incelemeler ve değerlendirmeler, hasar gören yapıların deprem güvenliklerindeki yetersizliğin üç ana nedenden kaynaklandığını göstermektedir. Bunlar,

- a ) projelendirme aşamasındaki hatalı ve yetersiz tasarım
- b ) inşaat sırasındaki, projeye ve mühendislik ilkelerine uygun olmayan uygulamalar
- c ) başta beton olmak üzere malzeme kalitesindeki yetersizlikler

olarak sıralanabilir.

Bir deprem ülkesi olan ülkemizde her depremden sonra aynı olumsuz tablo ile karşılaşılması için alınması gereken önlemler iki grupta toplanabilir.

- a ) Yeni yapılacak olan binaların gerek projelendirme, gerekse uygulama aşamalarının bilimsel esaslara, temel mühendislik ilkelerine ve geçerli yönetmeliklere uygun olarak gerçekleştirilmesi.
- b ) Özellikle yoğun yerleşim bölgelerinden başlayarak, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli dayanıma sahip olmayan binaların güçlendirilmesi veya yenilenmesi.

Mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan yöntemlerin kullanılması, taşıyıcı sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının daha gerçekçi olarak belirlenmesini sağlamaktadır. Bunun yanında, yeni yapılacak binaların tasarımında doğrusal olmayan yöntemlerin kullanılması ise, depreme karşı yeterli güvenlikte ve ekonomik çözümü beraberinde getirmektedir.

## **1.2 Konu ile İlgili Çalışmalar**

Yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan teoriye göre hesabını amaçlayan yöntemler üzerindeki çalışmalar uzun süredir yapılmaktadır. Bu amaçla geliştirilen analiz yöntemleri, temel varsayımları bakımından iki grupta incelenebilirler:

- a) doğrusal olmayan şekildeştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alındığı çalışmalar ve yöntemler [1-5]
- b) plastik mafsallı hipotezine dayanan yöntemler [6-9].

Buna paralel olarak, doğrusal olmayan teoriye dayanan hesap yöntemlerinin pratik uygulamalarına olanak sağlamak amacıyla geliştirilen etkin bilgisayar programları da giderek daha yaygın olarak kullanılmaktadır, [10,11].

Diğer taraftan, şekildeştirme ve yerdeştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, şekildeştirme ve

yerdeşiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarılmıştır.

Bu kapsamda, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 projesi [12] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 356 yayınları [13,14] gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [15] hazırlanmıştır. 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. Bu projelerin sonuçlarından ve yayınlardan yararlanarak, deprem bölgelerinde yer alan mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek binaların performansa dayalı tasarımı mümkün olmaktadır.

Diğer yandan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da [16], mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi, son yıllarda ülkemizde meydana gelen depremler sonrasında giderek önem kazanmış ve bir gereksinim haline gelmiştir. Nitekim, bu gereksinime cevap vermek amacıyla, yürürlükte olan 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bir bölüm eklenmesi çalışmaları yürütülmüş ve bu çalışmaların sonucunda 2006 Türk Deprem Yönetmeliği [17] hazırlanmıştır.

### **1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı**

Bu çalışmanın amacı, ülkemizdeki mevcut betonarme binaları temsil eden bir grup yapı sistemi üzerinde, mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 n standardında öngörülen doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve elde edilen sonuçların değerlendirilmesi suretiyle

a) ülkemizdeki mevcut bina stokunu belirli ölçüde temsil eden söz konusu betonarme yapı sistemlerinin deprem performans ve güvenliklerinin belirlenmesi

b) 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında tanımlanan ve doğrusal olmayan analize dayanan performans değerlendirme yaklaşımlarının karşılaştırılmasıdır.

Bu amaca yönelik olarak, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, geçmişte ve zamanımızda yürürlükte olan deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılmış ve her iki yöntem ile deprem performansları değerlendirilmiştir.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

- a) Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme yapı sistemlerinin hesap yöntemlerinin incelenmesi.
- b) Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin gözden geçirilmesi, özellikle şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı performans değerlendirmesini öngören yaklaşımların incelenmesi.
- c) Sayısal incelemelere esas oluşturan taşıyıcı sistem modellerinin (TSM) belirlenmesi.
- d) Taşıyıcı sistem modellerinin 1998, 1975 ve 1968 Türk Deprem Yönetmeliklerine [18-20] göre boyutlandırılması.
- e) Boyutlandırılan sistemlerin ve bunların çeşitli alternatiflerinin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında tanımlanan ve doğrusal olmayan analize dayanan değerlendirme yöntemleri ile deprem performanslarının bulunması.
- f) Her iki yaklaşım ile elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve karşılaştırılması.
- g) Çalışmada varılan sonuçların açıklanması.



## 2. YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

### 2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genel durumun dışında kalan sistemler arasında narin yapılar ve elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel zayıflıklar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal teoriye göre sistem analizine dayanan tasarım yaklaşımlarında (betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı ve çelik yapıların güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarımı), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerini hesaba katmak ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlamak amacıyla, moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir.

Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini gözönüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı

sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından izlenmesi ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durum ile karşılaşmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek sistem davranışını gerçeğe yakın bir şekilde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir.

### **2.1.1 Çözümün sağlanması gereken koşullar**

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki analizi ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğişirmeler ve yerdeğişirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir, [1,2].

- 1- Bünye denklemleri: Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarına bünye denklemleri denilmektedir.
- 2- Denge koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının moment ve izdüşüm denge denklemlerinden oluşmaktadır.
- 3- Geometrik uygunluk koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının geometrik süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik sınır koşullardır.

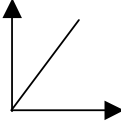
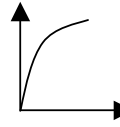
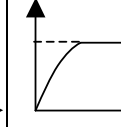
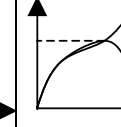
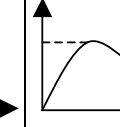
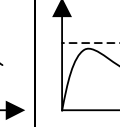
### **2.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri**

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [21].

- 1- Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.
- 2- Geometri değişimlerinin yeterince küçük olmaması nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

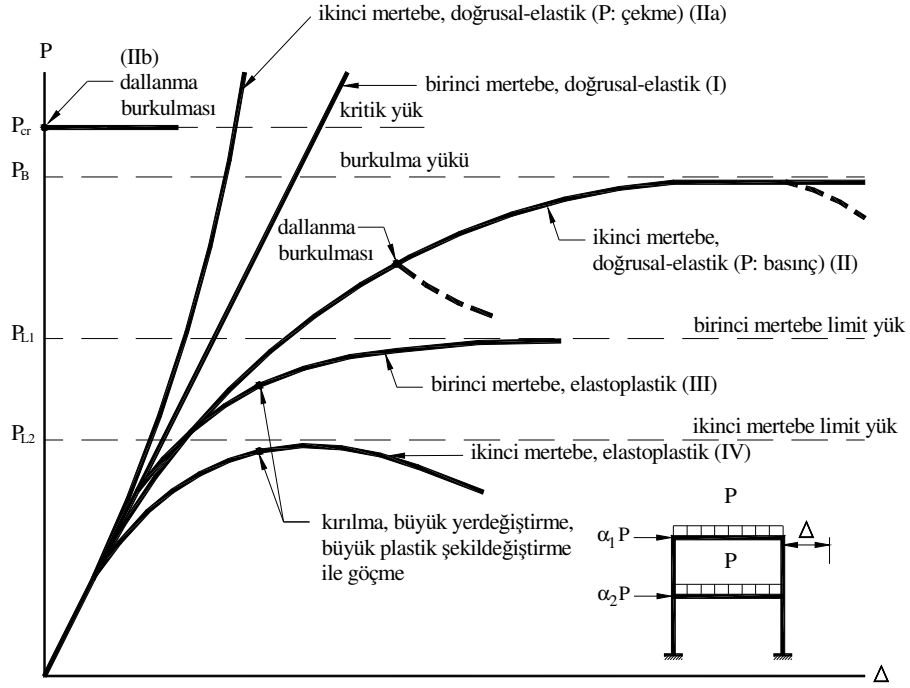
Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Tablo 2.1 üzerinde topluca özetlenmiştir.

**Tablo 2.1:** Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Çözümün Sağlanması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağlılıları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük <b>Değil</b>	Küçük	Küçük <b>Değil</b>
P- $\delta$ Bağlılıları						

### 2.1.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme ( $P-\Delta$ ) bağlılıları Şekil 2.1' de şematik olarak gösterilmiştir.



**Şekil 2.1:** Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen  $P-\Delta$  Bağınıtları

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı şekildeki (I) doğrusu ile temsil edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, başka bir deyişle, aksenal kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, aksenal kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları gözlenebilmektedir. Örneğin, aksenal kuvvetin basınç olması halinde (II) eğrisi izlenirse, artan dış yüklerle daha hızla artan yerdeğiştirmelerin karşı geldiği görülür. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak *doğrusal-elastik burkulma yükü* adı verilen bir  $P_B$  değerine eşit olunca yerdeğiştirmeler de artarak sonsuza erişir ve sistem burkulur. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra, artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi aksenal kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen  $P-\Delta$  diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekildeğiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir  $P_{cr}$  değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza erişir. Dallanma burkulmasına neden olan yüke *kritik yük* denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz büyük veya ona eşittir. Dallanma

burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekildeğiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).

Doğrusal olmayan malzemenen yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemenen yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım *plastik mafsallık hipotezi* olarak adlandırılmaktadır. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebeye göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallıklar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini ifade eder. Bu yük *birinci mertebeye limit yük* adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci mertebeye elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen  $P-\Delta$  diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeğiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir  $P_{L2}$  sınır değerine eşit olunca, oluşan plastik mafsallıklar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, başka bir deyişle,  $P-\Delta$  diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci mertebeye limit yük* denilmektedir.

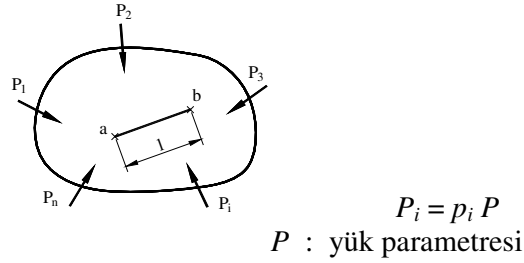
Bazı durumlarda, dış yükler limit yüke erişmeden önce, oluşan büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

## 2.2 İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağlılıları ve Akma (Kırılma) Koşulları

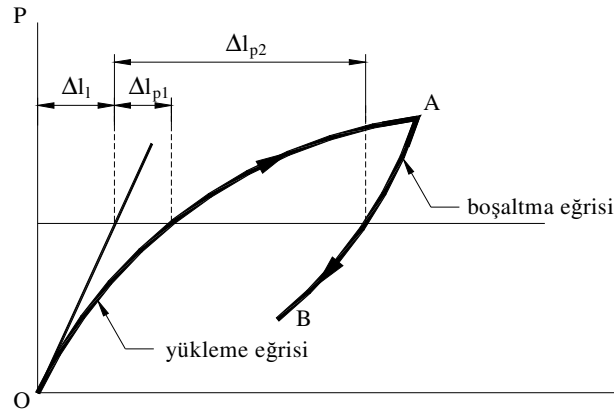
Aşağıda, çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları gözden geçirilecektir.

### 2.2.1 Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri

Şekilde 2.2' de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan  $P_i$  dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan  $P$  yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin  $a$  ve  $b$  noktaları arasındaki  $l$  uzunluğunun  $\Delta l$  değişimi absise taşınarak çizilen  $P-\Delta l$  diyagramı Şekil 2.3' te şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.2: Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim



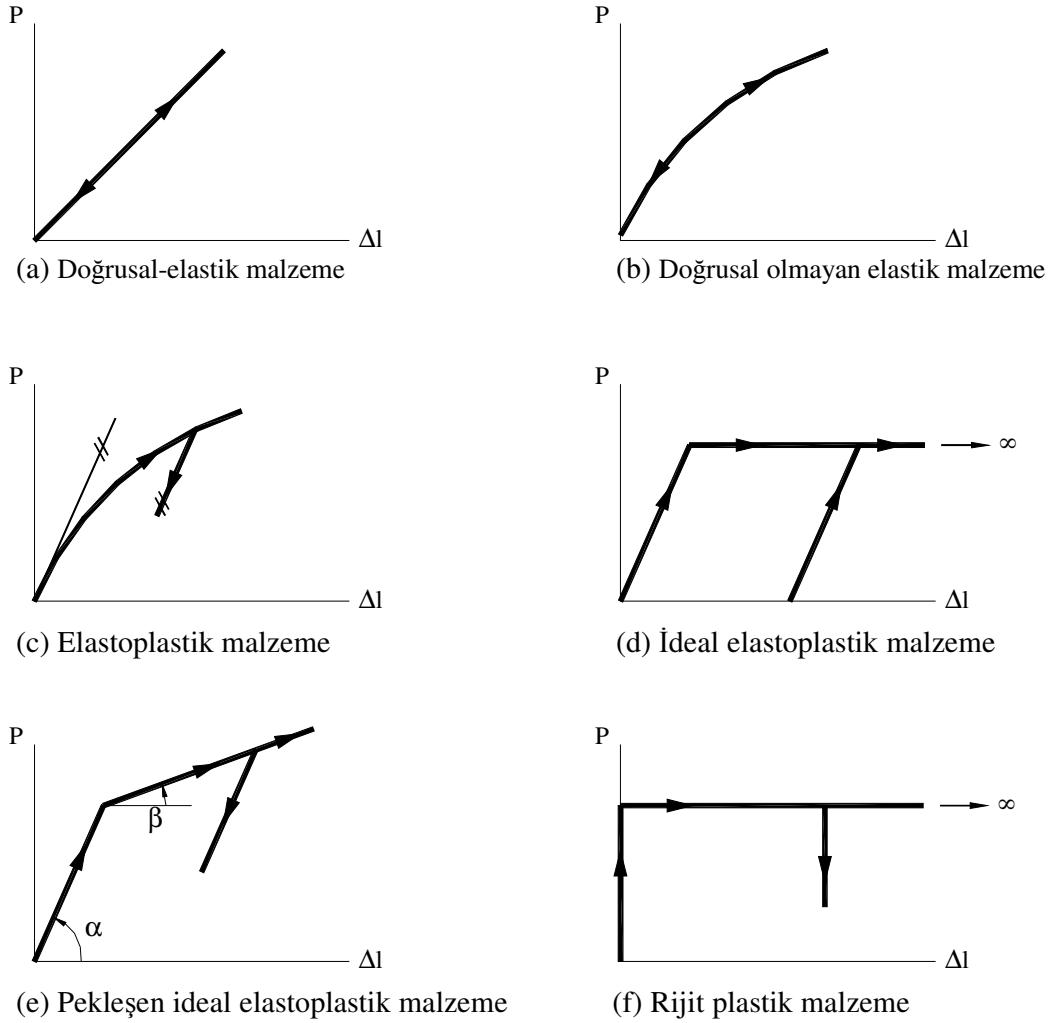
Şekil 2.3: Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen  $OA$  bölümüne yüklemeye eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen  $AB$  bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenini arasındaki  $\Delta l_1$  şekildeğiştirmeleri doğrusal şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yüklemeye ve

boşaltma eğrileri arasında kalan  $\Delta l_{p1}$  ve  $\Delta l_{p2}$  şekildeğiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanır.

### 2.2.1.1 İdeal malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 2.4' te gösterilmiştir.



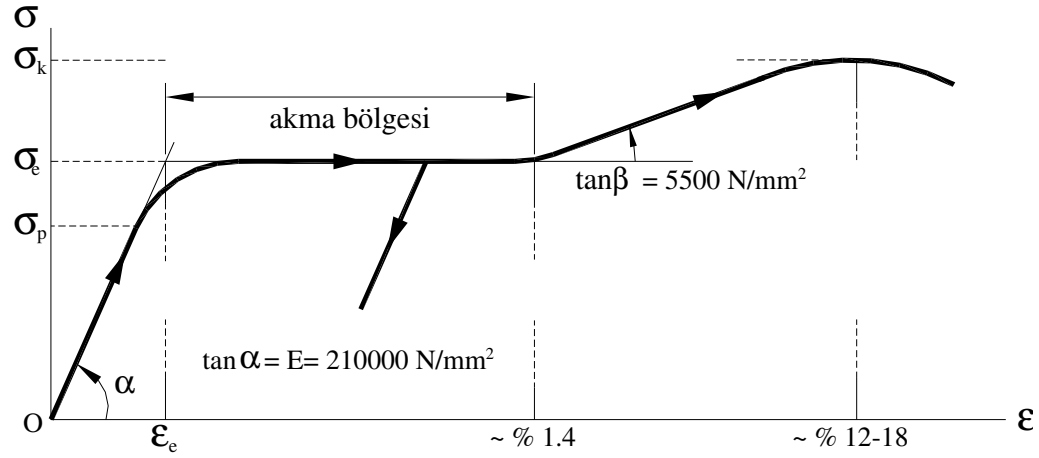
Şekil 2.4: İdeal Malzemeler

### 2.2.1.2 Çeşitli yapı malzemelerinde gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Beton çeliği ve eğilme etkisindeki betonun dış basınç lifinin gerilme-şekildeğiştirme ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) diyagramları ile bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

#### a ) Beton Çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) diyagramı ve bu diyagrama ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir, Şekil 2.5.



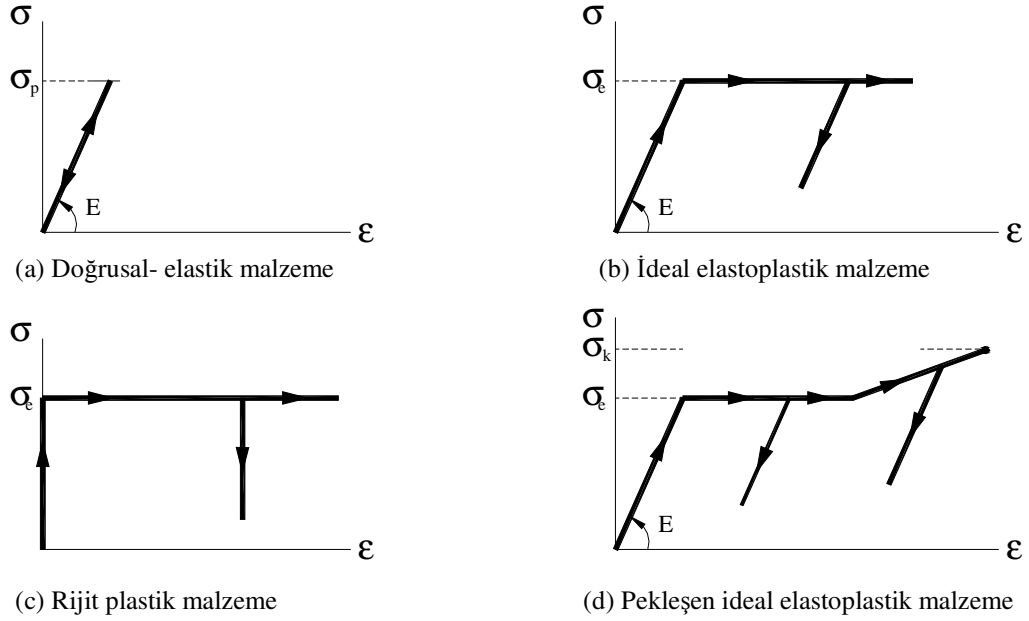
Şekil 2.5: Beton Çeliğinde  $\sigma$ - $\epsilon$  Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan  $\sigma_k$  kopma gerilmesi,  $\sigma_e$  akma gerilmesi ve  $\epsilon_e$  akma şekildeğiştirmesinin **S420** beton çeliği için aldığı değerler:

$$\mathbf{S\ 420\ beton\ çeliği:} \quad \sigma_k = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_e = 420 \text{ N/mm}^2 \quad (\epsilon_e \cong 0,002)$$

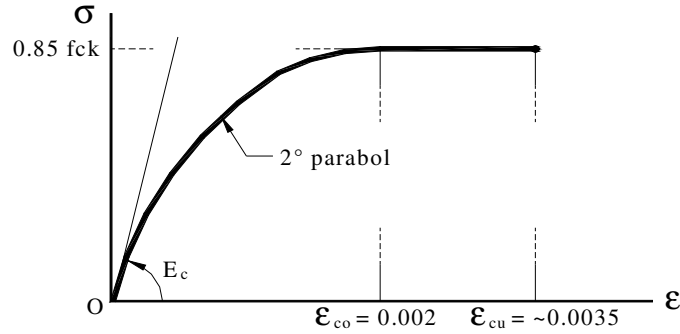
Beton çeliğinin  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 2.6' da görüldüğü şekilde idealleştirilebilir.





**Şekil 2.6:** Beton Çeliğinin  $\sigma$ - $\epsilon$  Diyagramının İdealleştirilmesi

b ) Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki betonun  $\sigma$ - $\epsilon$  bağıntısı  
 Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki betonun  $\sigma$ - $\epsilon$  bağıntısı aşağıdaki diyagramda verilmiştir, Şekil 2.7.



**Şekil 2.7:** Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki  $\sigma$ - $\epsilon$  Diyagramı

Bu diyagramda  $f_{ck}$  karakteristik basınç dayanımını,  $E_c$  ise

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (2.1)$$

formülü ile hesaplanan beton elastisite modülünü göstermektedir.

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan  $\epsilon_{cu}$  birim kısalması sargısız betonda  $\sim 0.0035$  iken, sargılı betonda sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak artmaktadır.

## 2.2.2 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları

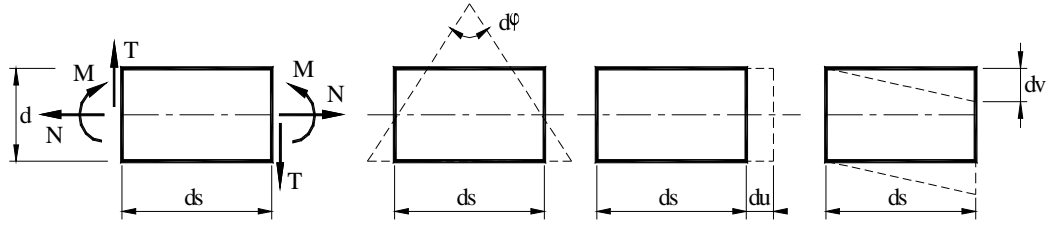
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları),  $M$  eğilme momenti,  $N$  normal kuvveti ve  $T$  kesme kuvvetidir. Birim boydaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre görelî (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri elemanın birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar  $\varphi$  kesitin dönmesini,  $u$  ve  $v$  kesitin çubuk eksenine ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$$\chi = d\varphi / ds \quad : \quad \text{birim dönme (eğrilik)}$$

$$\varepsilon = du / ds \quad : \quad \text{birim boy değişmesi}$$

$$\gamma = dv / ds \quad : \quad \text{birim kayma}$$

adını alırlar, Şekil 2.8.



**Şekil 2.8:** Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \cdot \Delta t}{d} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t \cdot t \quad (2.3)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \quad (2.4)$$

şeklindedir. Burada  $F_1, F_2, F_3$  malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları,  $t$  ve  $\Delta t$  kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini,  $\alpha_i$  sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak, belirli bir sınır duruma erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük şekildeğişmeler nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca akma veya kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvetlere de kesitin taşıma gücü adı verilir. Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekildeğişmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1(M, N, T) = 0 \quad (2.5)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \quad (2.6)$$

bağıntılarına akma (kırılma) koşulları denilmektedir.

Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekildeğişmeleri eğilme ve uzama şekildeğişmelerinin yanında terk edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_i \cdot \Delta t}{d} \quad (2.2a)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) + \alpha_i \cdot t \quad (2.3a)$$

ve akma (kırılma) koşulu da

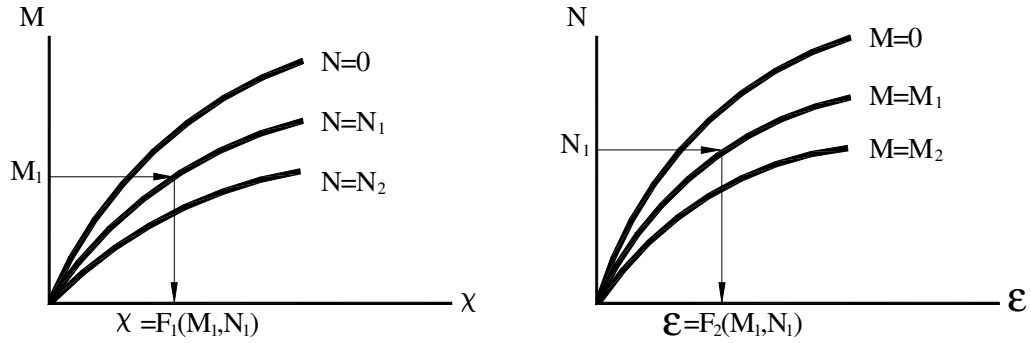
$$K_1(M, N) = 0 \quad (2.5a)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon) = 0 \quad (2.6a)$$

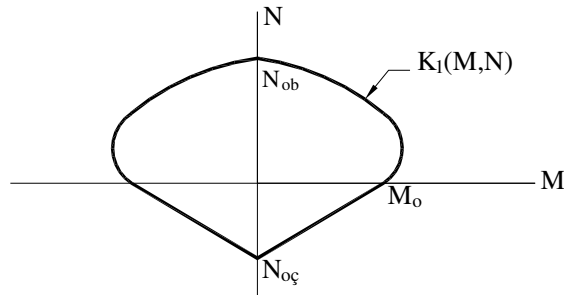
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilirler, Şekil 2.9.



**Şekil 2.9:** Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterimi

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden  $K_1(M, N) = 0$  denkleminin belirlediği kapalı eğri, akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır, Şekil 2.10.



**Şekil 2.10:** Akma Eğrisi ( Karşılıklı Etki Diyagramı )

### Özel Hal : $N = 0$ hali

Normal kuvvetin sıfır veya terk edilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, eğilme momenti- eğrilik bağıntısı

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M) \quad (2.7)$$

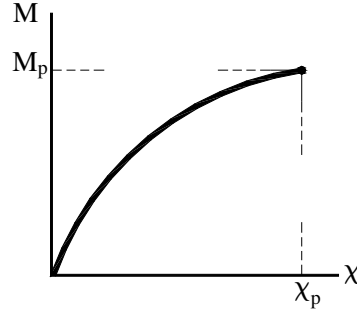
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \quad (2.8)$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \quad (2.9)$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada  $M_p$  kesitin eğilme momenti taşıma gücünü,  $\chi_p$  ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir, Şekil 2.11.



**Şekil 2.11:** Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı

### 2.2.2.1 Betonarme çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntıları ile akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Ayrıca, bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceği açıklanacaktır. Basit eğilme ( $M \neq 0, N = 0$ ) etkisindeki çubuklar, incelenen durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

#### a) Varsayımlar ve esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar göz önünde tutulmaktadır.

- 1- Dik kesit şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.
- 2- Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
- 3- Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.
- 4- Betonun  $\sigma$ - $\varepsilon$  diyagramı için Şekil 2.7’ de verilen parabol ve dikdörtgen modeli esas alınmaktadır.
- 5- Beton çeliğinin  $\sigma$ - $\varepsilon$  diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır, Şekil 2.5 ve Şekil 2.6.

## b) Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklar

### b1) Eğilme momenti – birim dönme ( $M - \chi$ ) bağıntısı

Sabit normal kuvvet ( $N=N_0$ ) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte  $M$  eğilme momenti ile  $\chi$  birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır, Şekil 2.12. Bu bölgeleri sınırlayan  $L_0$ ,  $L_1$  ve  $L_2$  noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır, [22].

$L_0$ : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

$$f'_{ctk} = 0,70\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.10)$$

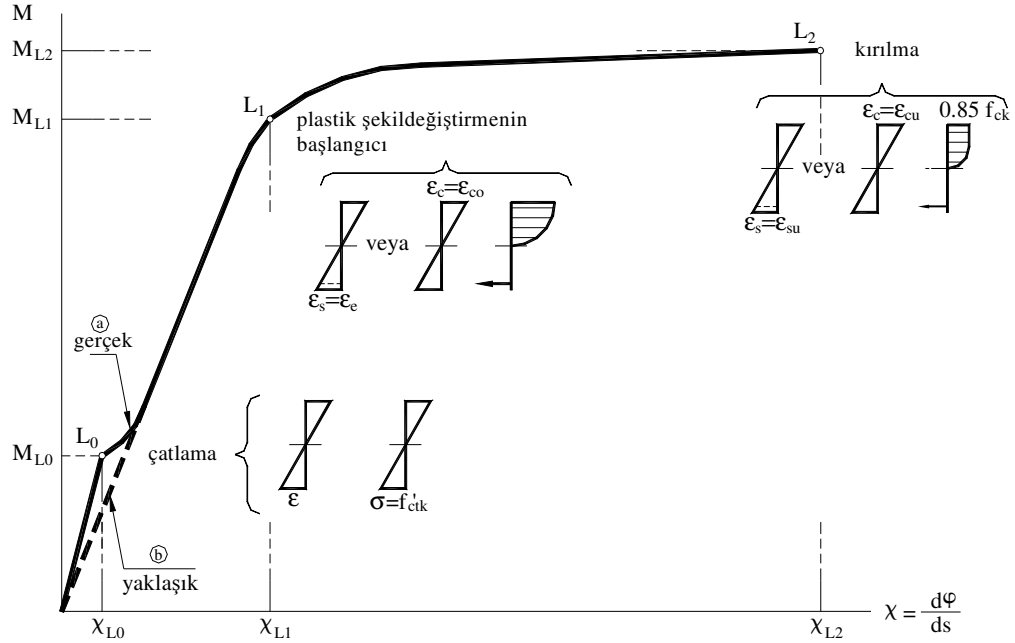
bağıntısı ile hesaplanabilir.

$L_0$  çatlama noktasına karşı gelen  $M_{L_0}$  momentinin bulunmasında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun  $\sigma$ - $\varepsilon$  bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

$L_1$ : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda  $\varepsilon_{co} = 0,002$  birim kısalmasında, çelikte ise  $\varepsilon_e$  akma sınırında başladığı göz önünde tutulmaktadır.  $M_{L_1}$  eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı göz önüne alınmaz.

$L_2$ : Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen  $M_{L_2} = M_p$  değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın  $\varepsilon_{cu}$  sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için  $\varepsilon_{cu} = 0.003 - 0,0035$  olan bu sınır değer sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine,

genellikle çelikteki birim uzamanın  $\varepsilon_{su} = 0,01$  değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



**Şekil 2.12:** Betonarme Kesitlerde ( $M - \chi$ ) Diyagramı

Betonunun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda,  $M - \chi$  bağıntısının çatlama öncesi bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

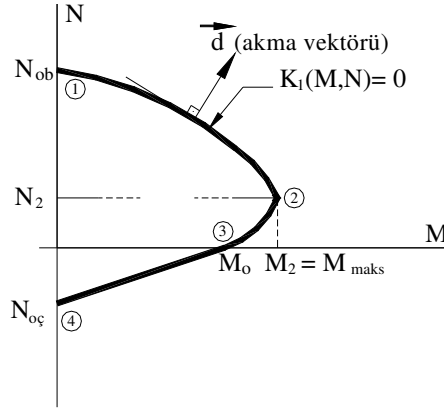
Betonarme kesitlerin taşıma gücüne göre boyutlandırılmasında, betonarme beton ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde, örneğin deprem performanslarının belirlenmesinde, malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın  $\varepsilon_{su} = 0,01$  değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

## **b2) Akma koşulu (karşılıklı etki diyagramı)**

Eğilme Momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 2.13' te şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde

bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğişirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. Denklem 2.5a'daki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan  $M_{L2} = M_p$  eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



**Şekil 2.13:** Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi)

Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde yararlanılabilecek olan bu noktalar aksenal basınç, basit eğilme ve aksenal çekme hallerine karşı gelen (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir, [23].

### 2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğişirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik mafsalları verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı incelenecektir. Aşağıda, doğrusal olmayan şekildeğişirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali hakkında ön bilgi verildikten sonra, bu çalışmanın kapsamı içinde olan plastik mafsalları hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak incelenecektir.



### **2.3.1 Doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sürekli olması hali**

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğıştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [5, 21, 24].

### **2.3.2 Doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali**

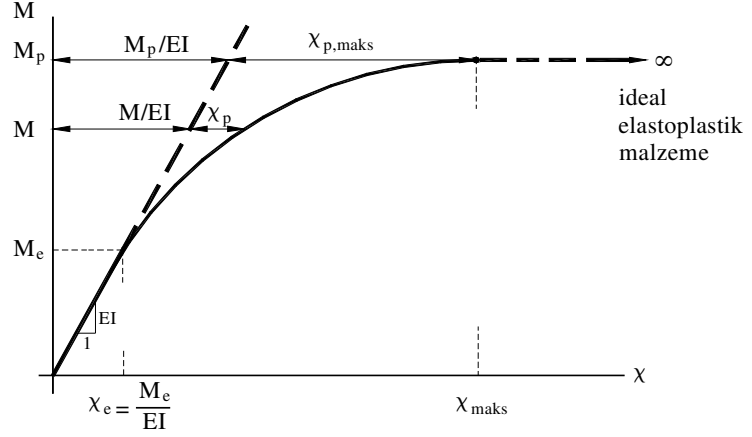
Malzeme bakımından doğrusal olmayan ve yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin plastik mafsalsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, diğer bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir, [21].

#### **2.3.2.1 Plastik mafsalsal hipotezi**

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsalsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.

Taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekildeğıştirmelerin doğrusal şekildeğıştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğıştirmelerinin plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, *plastik mafsalsal* (plastik kesit) hipotezi adı verilir.

Doğrusal olmayan malzemedeki yapılmış bir sistemdeki, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 2.14' te verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğıştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğıştirmeler Şekil 2.15' te gösterilmişlerdir.

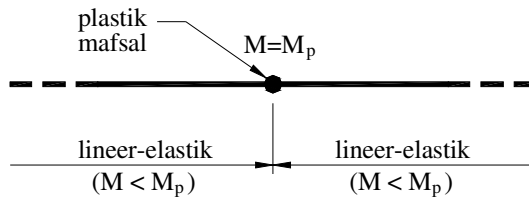
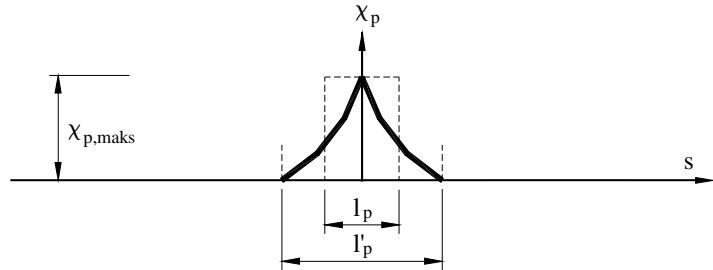
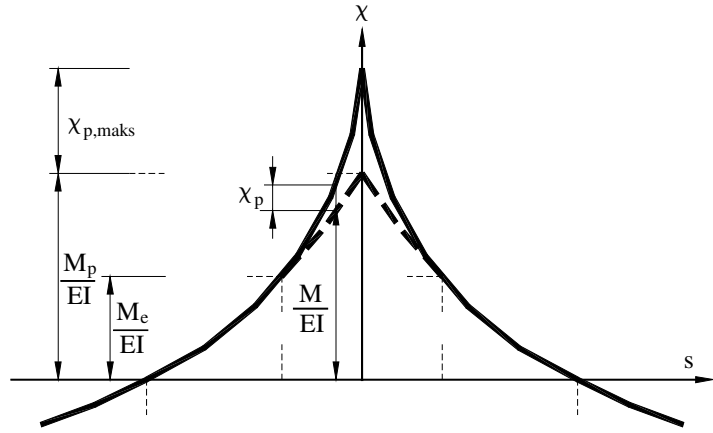
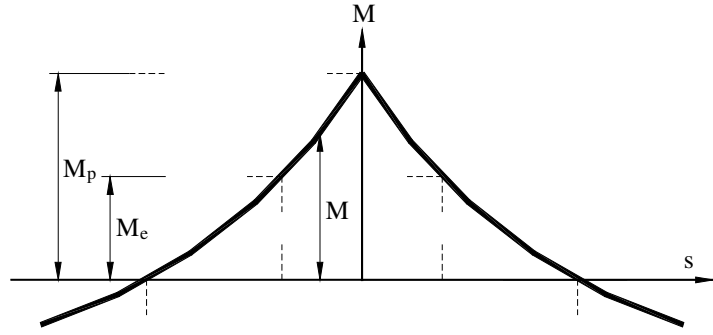


**Şekil 2.14:** Eğilme Momenti-Eğrilik Diyagramı

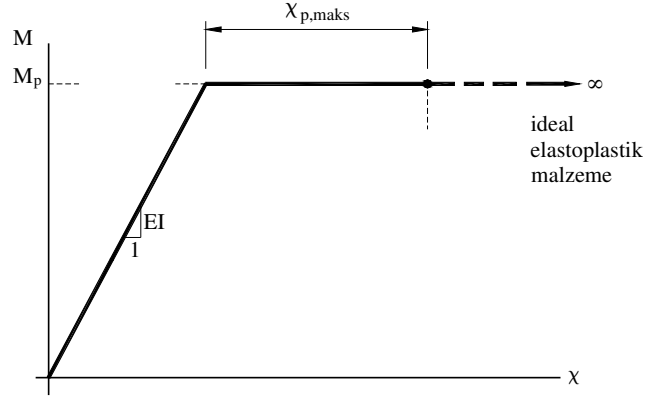
Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir, Şekil 2.16. Bu idealleştirme, Denklem (2.11) ve (2.12) de verilen bağıntılarla temsil edilmektedir.

$$M < M_p \text{ için } \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.11)$$

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \quad (2.12)$$



**Şekil 2.15:** Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler



Şekil 2.16: İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

Şekil 2.15' ten görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğştirmeler çubuk üzerindeki  $l_p$  uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük eğrilik  $\chi_{p,maks}$  değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde, doğrusal olmayan (plastik) şekildeğştirmelerin çubuk elemanı üzerinde  $l_p'$  uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (2.13)$$

şeklinde hesaplanabilir ve plastik mafsalın dönmesi olarak isimlendirilir.

Artan dış yükler altında, plastik mafsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin kendilerine ait dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapı sisteminin kullanım dışı kaldığı varsayılır.

Plastik mafsalın *dönme kapasitesi* ise

$$maks\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks}) \quad (2.14)$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve  $(M-\chi)$  bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik mafsalın *dönme kapasitesi*

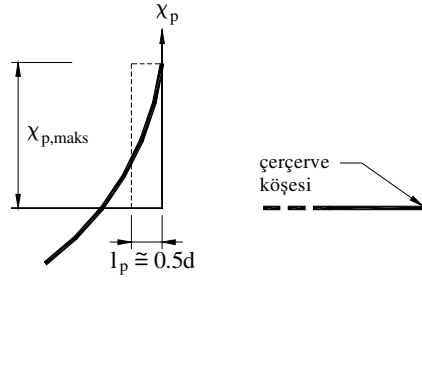
$$maks\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \quad (2.15)$$

$$l_p \cong 0.5d \quad (2.16)$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada

$d$  : enkesit yüksekliği

$l_p$  : plastik mafsalsal boyu olarak tanımlanmaktadır, Şekil 2.17.



**Şekil 2.17:** Plastik Mafsalsal Boyu

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

- betonarme betonu ve beton çeliğinin  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramlarını belirleyen  $\epsilon_{cu}$  ve  $\epsilon_{su}$  sınır birim boy değişimleri,
- betonarme betonunun  $\epsilon_{cu}$  birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,
- eğilme momenti diyagramının şekli,
- kesitteki normal kuvvettir.

Diğer taraftan, bu çalışmada esas alınan performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, yukarıdaki faktörlerin yanında, yapıdan beklenen performans düzeyi de dönme kapasitesinin belirlenmesinde etken olmaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsalsal hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak  $M_p$  plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsalsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti ( $M=M_p$ )

sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Böylece kesitteki eğilme momentinin  $M=M_p$  değerinde sabit kalması sağlanır. Plastik mafsaldaki  $\varphi_p$  plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine ( $maks\varphi_p$ ) erişince sistem kullanılamaz duruma gelir; yani göçer.

2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.

3. Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde,  $M_p$  plastik momenti yerine, kesitteki  $N$  normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment ( $M_p'$ ) değeri kullanılır.

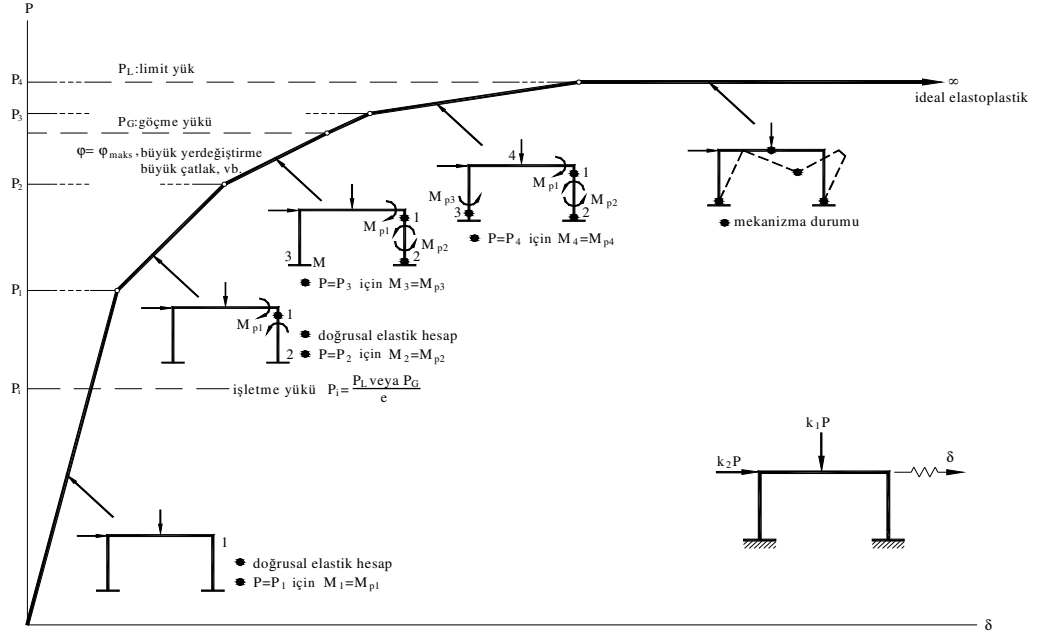
### 2.3.2.2 Yük artımı yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 2.18' de şematik olarak gösterilmiştir.

Bu davranışı izleyerek sistem analizinin gerçekleştirildiği yük artımı yönteminde, her plastik mafsalın oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsal koymak ve  $M_p$  plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Sistem belirli sayıda plastik mafsalın oluşumundan sonra, kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır, diğer bir deyişle, stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, Şekil 2.19. Bu duruma karşı gelen  $P_L$  yük parametresi limit yük (birinci mertebe limit yük) olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, birinci mertebe limit yük sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüküdür.

Bazı hallerde limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin dönme kapasitesini aşması, büyük yerdeğiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar meydana gelmesi nedeniyle sistem göçebilir. Bu duruma karşı gelen  $P_G$  yük parametresi *göçme yükü* olarak tanımlanır.



**Şekil 2.18:** Plastik Mafsallı Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı



**Şekil 2.19:** Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları

Limit yük (veya göçme yükü) bulunduktan sonra, yapının yeter güvenlikle taşıyabileceği yük, yani işletme yükü

$$P_i = \frac{P_G \text{ veya } P_L}{e} \quad (2.17)$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılmaması, zararlı yerdeğiştirmelerin ve çatlakların oluşmaması istenir.

Bir yapı sisteminin artan yükler altındaki hesabı iki şekilde yapılabilir.

- 1- Sistem, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan düşey ve yatay yükler altında hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği belirlenir.
- 2- Düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılır ve yatay yüklerle

ait limit yük (veya göçme yükü) parametresi bulunur. Böylece, düşey yükler için öngörülen bir güvenlik altında, sistemin yatay yükler altındaki davranışı izlenir ve yatay yük taşıma kapasitesi belirlenir.

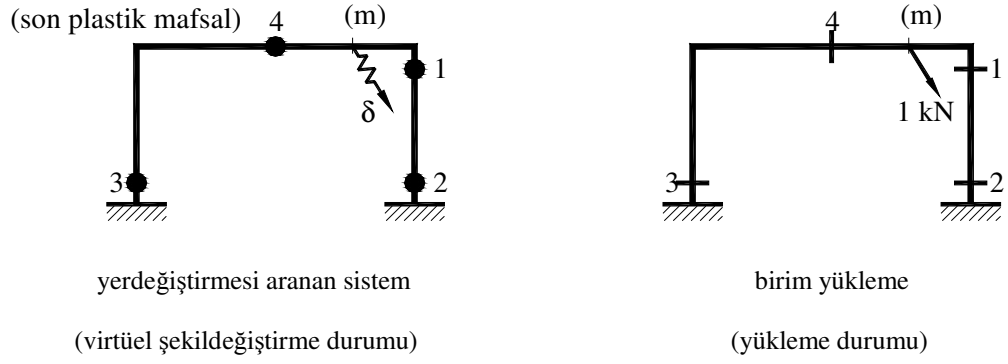
Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirgin olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu gözönünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi sonuç vereceği görülmektedir. Diğer taraftan, doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansının belirlenmesinde esas alınan statik itme analizi, sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında gerçekleştirilmektedir.

Plastik mafsallarda eğilme momentinin yanında normal kuvvetin de bulunması halinde, akma koşulunu sağlayacak şekilde belirlenen indirgenmiş eğilme momenti ( $M_p'$ ) esas alınarak hesap yapılması gerekmektedir. Plastik mafsallardaki normal kuvvetler başlangıçta bilinmediğinden, bir ardışık yaklaşım yolu uygulanması gerekebilir. Bileşik iç kuvvetler etkisindeki sistemlerin, ardışık yaklaşıma gerek kalmaksızın, yük artımı yöntemi ile doğrudan doğruya hesabı için geliştirilen bir yöntem Kaynak [8, 9, 25] te verilmiştir.

#### ***Yerdeğiştirmelerin ve plastik mafsal dönmelerinin hesabı***

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, limit yüke karşı gelen son plastik mafsalın olduğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yerdeğiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir, Şekil 2.20.





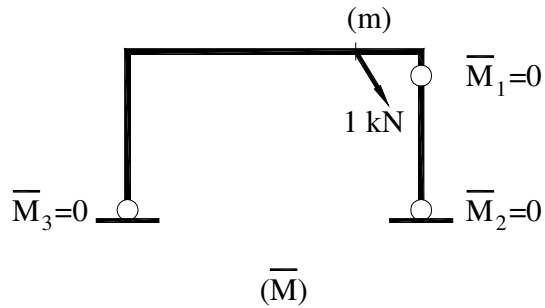
Kesit Zorları :  $M, N, T$   
 Plastik Mafsal Dönmeleri :  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4 = 0$

**Şekil 2.20:** Yerdeğiştirmelerin Hesabı

Yerdeğiştirmesi aranan sistem virtüel Şekildeğiştirme durumu, yerdeğiştirmesi aranan noktaya aranan yerdeğiştirme doğrultusunda yapılan birim yükleme durumu olarak alınır ve virtüel iş teoremi uygulanırsa

$$\sum 1 \cdot \delta = \int \bar{M} \frac{M}{EI} ds + \int \bar{N} \frac{N}{EF} ds + \int \bar{T} \frac{T}{GF'} + \sum M_i \varphi_i \quad (2.18)$$

elde edilir. Kısaltma teoremi uyarınca, son plastik mafsalın dışındaki plastik mafsalların bulunduğu noktalara adi mafsallar konularak elde edilen sisteme birim yükleme yapılırsa (Şekil 2.21)



**Şekil 2.21:** Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması

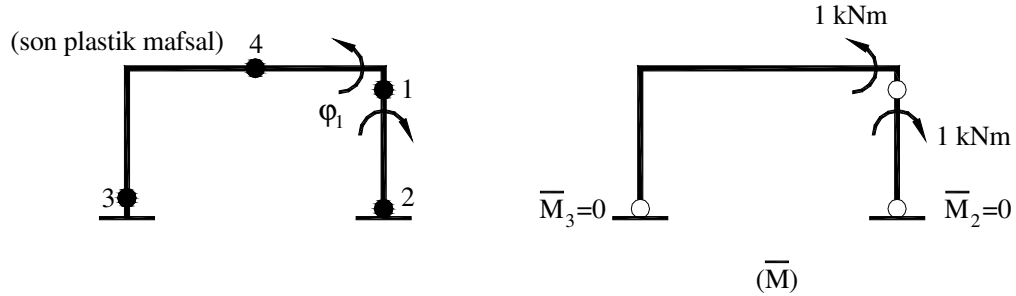
$$M_1 \varphi_1 = \bar{M}_2 \varphi_2 = \bar{M}_3 \varphi_3 = \dots = 0 \quad (2.19)$$

olacağından,  $\delta$  yerdeğiştirmesi

$$\delta = \int (\bar{M}) \frac{M}{EI} ds + \int (\bar{N}) \frac{N}{EF} ds + \int (\bar{T}) \frac{T}{GF'} ds \quad (2.20)$$

şeklinde, plastik mafsalların dönmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir.

Plastik mafsalların dönmeleri de benzer şekilde hesaplanabilir. Bunun için, plastik mafsallara birim moment çifti uygulanır, Şekil 2.22.



**Şekil 2.22:** Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması

Limit yükten önceki aşamalara ait yerdeğiştirmeler de benzer şekilde hesaplanabilir. Ancak bu durumda, plastik mafsallar konulmak suretiyle elde edilen sistem hiperstatik olacağından, ayrıca kesimler yapılarak izostatik hale getirilir.

### 2.3.2.3 Limit yükün doğrudan doğruya hesabı

Büyük yerdeğiştirmelere ve plastik şekildeğiştirmelere izin verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler (örneğin yumuşak çelikten yapılan sistemler ile beton basınç bölgesi derinliği  $a/d \leq 0.25$  koşulunu sağlayan betonarme sistemler), kendilerine etkiyen dış yükleri limit yüke kadar geçmeden taşıyabilirler; yani bu sistemlerde  $P_G = P_L$  olur. Bu nedenle, söz konusu sistemlerin dayanıma bağlı olarak boyutlandırılmaları doğrudan doğruya limit yük esas alınarak yapılabilir.

Limit yükün sağlanması gereken koşullar şunlardır:

- 1- denge koşulları,
- 2- sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmiş olması,
- 3- akma koşullarının sağlanmış olması, yani
  - a ) plastik mafsallarda  $M = M_p$
  - b ) diğer kesitlerde  $M < M_p$  olması.

Bu koşulların tümü sağlandığında limit yük doğrudan doğruya hesaplanabilir.

Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teorinin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ve üst sınır teoreminin uygulandığı sinematik yöntemdir, [26, 27].

### **3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME**

#### **3.1 Giriş**

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme, inşaat mühendisliğinin son dönemdeki en güncel konuları arasında yer almaktadır. Yerdeğiştirmeye ve şekildeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Ülkemizde özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, 2003 yılında, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm (Bölüm 7) eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmış ve bu çalışmalar tamamlanarak 2006 Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY'06) [17] yayınlanmıştır.

Aşağıdaki bölümlerde, önce performansa dayalı tasarım ve değerlendirmede ATC 40 [12] ve FEMA 273,356 [13][14] yaklaşımları kısaca açıklanacak, daha sonra, bir yıl sonra yürürlüğe girmek üzere Mart 2006 tarihinde resmi gazetede yayınlanan Türk Deprem Yönetmeliği'nin ilkelerine ve uygulanmasına ilişkin bilgiler aktarılacaktır.

#### **3.2 Performans Hedefinin Belirlenmesi**

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

### 3.2.1 Performans seviyelerinin değerlendirilmesi

Performans seviyeleri, verilen bir bina için, verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir. Yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Dolayısıyla her yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin bir kombinezonu olarak belirlenir.

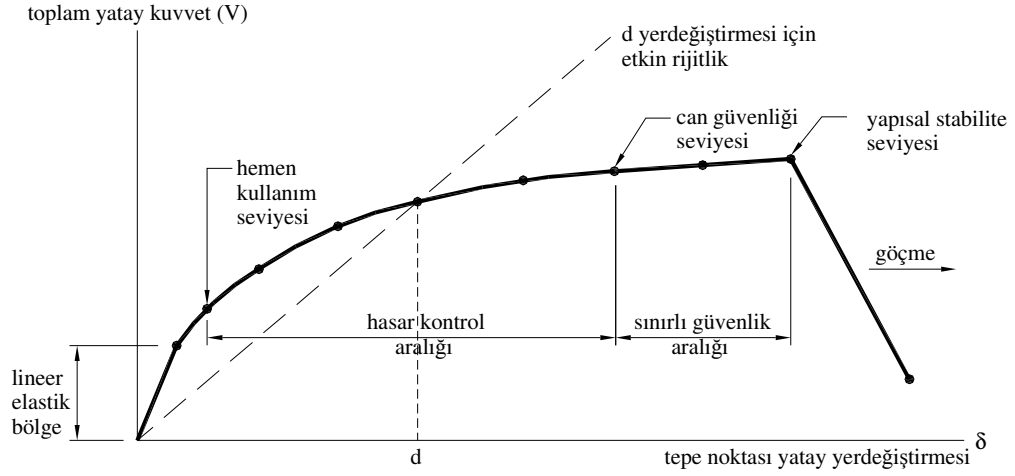
#### 3.2.1.1 Taşıyıcı elemanlar için performans seviyeleri ve aralıkları

ATC 40 ve FEMA 273, 356 dökümanlarında taşıyıcı elemanlar için tanımlanan performans seviyeleri ve performans aralıkları Tablo 3.1’ de özetlenmiştir.

**Tablo 3.1:** Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	Performans Aralığı	Kod
Hemen Kullanım		S-1
	Hasar Kontrol	S-2
Can Güvenliği		S-3
	Sınırlı Güvenlik	S-4
Göçmenin Önlenmesi		S-5

Yukarıda adı geçen performans seviyeleri ve aralıkları, *kapasite eğrisi* olarak isimlendirilen toplam yatay kuvvet - tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi (V- $\delta$ ) diyagramı üzerinde şematik olarak işaretlenmiştir, (Şekil 3.1).



**Şekil 3.1:** Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları

### 3.2.1.2 Taşıyıcı olmayan elemanlar için performans seviyeleri

Taşıyıcı olmayan yapı elemanları için ATC 40 ve FEMA 273, 356 da tanımlanan performans seviyeleri Tablo 3.2' de gösterilmiştir.

**Tablo 3.2:** Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	Kod
Kullanıma Devam	<b>NP-A</b>
Hemen Kullanım	<b>NP-B</b>
Can Güvenliği	<b>NP-C</b>
Azaltılmış Hasar	<b>NP-D</b>
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	<b>DP-E</b>

### 3.2.2 Bina performans seviyeleri

Bir binanın toplam yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Tablo 3.3' te bu performans seviyelerinin olası kombinezonları yer almaktadır. Tabloda **KÖ** ile belirtilen kombinezonlar, kullanılması önerilmeyen performans seviyelerini göstermektedir.

**Tablo 3.3:** Bina Yapısal Performans Seviyeleri

Taşıyıcı Olmayan Eleman Performans Seviyeleri	Taşıyıcı Eleman Performans Seviyeleri				
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5
NP-A	1-A	2-A	KÖ	KÖ	KÖ
NP-B	1-B	2-B	3-B	KÖ	KÖ
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C
NP-D	KÖ	2-D	3-D	4-D	5-D
NP-E	KÖ	KÖ	3-E	4-E	5-E

Tabloda verilen performans kombinezonlarının başlıcaları aşağıda tanımlanmıştır.

**1-A :** Kullanıma devam yapısal performans seviyesi (S1 + NP-A)

**1-B :** Hemen kullanım performans seviyesi (S1 + NP-B)

**3-C :** Can güvenliği performans seviyesi (S3 + NP-C)

**5-E :** Göçmenin önlenmesi (yapısal stabilitenin korunması) performans seviyesi (S5 + NP-E)

### 3.3 Yapısal Kapasite

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem ve kapasitedir. İstem (talep) yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

Yapısal kapasite, yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerinin bir birleşimi olarak tayin edilir. Doğrusal-elastik sınırın ötesindeki kapasitenin belirlenmesi istendiğinde, genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre sistem hesabı yapılması gerekmektedir.

Yapısal kapasite, kapasite eğrisi ile temsil edilir. Bu eğri, genellikle taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi arasındaki bağıntı çizilerek elde edilmektedir. Kapasite eğrisinin elde edilmesi için, yapı sistemi sabit düşey

yükler ve orantılı olarak artan yatay kuvvetler altında, taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar hesaplanır.

Yapısal kapasite eğrisi, genellikle yapının birinci doğal titreşim modu esas alınarak belirlenen eşdeğer statik deprem kuvvetleri altında yapılan hesap ile belirlenir. Diğer bir deyişle, yapının davranışında birinci doğal titreşim modunun etkin olduğu varsayılır. Bu varsayım, özel periyodu  $T=1.00$  sn den daha küçük olan yapılar için geçerli olabilir. Birinci doğal titreşim periyodu 1.00 sn yi aşan yapılarda, daha yüksek modların etkilerinin de gözönüne alınması gerekmektedir. Diğer taraftan, burulma titreşimlerinin etkin olduğu yapı sistemlerinde, burulma titreşimi modları da hesaba katılmalıdır.

### **3.4 Basitleştirilmiş Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri**

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının belirlenmesi amacıyla kullanılan basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapı sisteminin yatay kuvvetler altındaki davranışını temsil eden yatay kuvvet-yatay yerdeğiştirme ( $P-\delta$ ) ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre elde edilmesine ve bu ilişkinin değerlendirilmesine dayanmaktadır. Kapasite eğrisi adı verilen bu eğriden yararlanarak, yapının zayıf (yetersiz) elemanları, bunların yerleri ve olası bölgesel veya toptan göçme mekanizmaları belirlenebilmekte, ayrıca belirli bir deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmeyeceği kontrol edilebilmektedir.

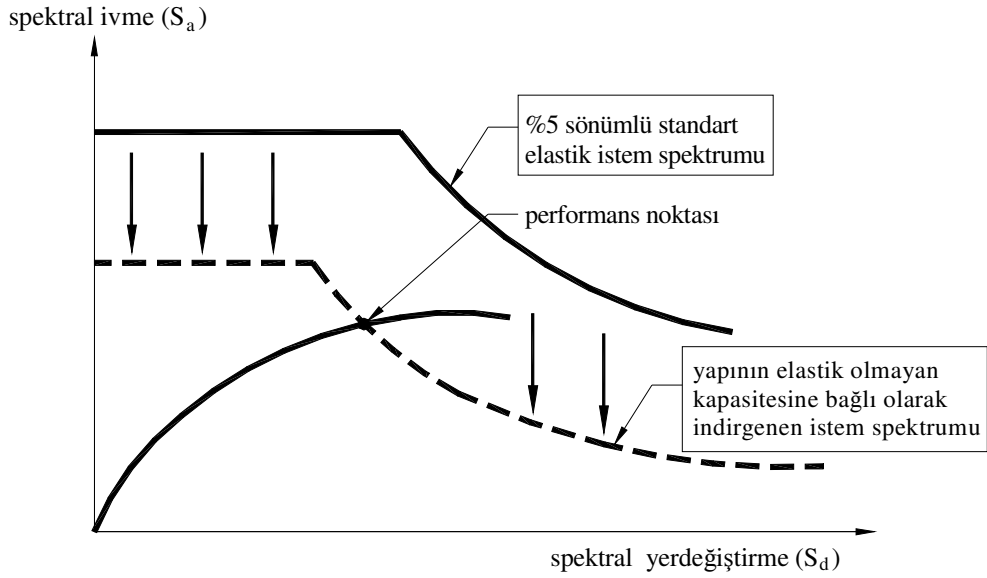
Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile yapı performansının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. *Dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme* adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapıya etkitilen yatay deprem yükleri yönetmeliklerde öngörülen seviyeye ulaştığında, gerek dayanım gerekse yerdeğiştirmeler bakımından yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. *Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin* esas alındığı yöntemlerde ise, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için yapıdaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen şekildeğiştirme bazlı performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

Aşağıdaki bölümlerde, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme bazlı performans kriterlerini esas alan başlıca değerlendirme yöntemleri ayrıntılı olarak gözden geçirilecektir.



### 3.4.1 Kapasite spektrumu yöntemi (ATC 40)

Artan deprem yükleri altındaki bir yapıda doğrusal olmayan şekildeğişimler meydana gelir. Bu şekildeğişimler yapının sönümünü artırır ve dolayısıyla deprem istemini (talebini) azaltır. Kapasite spektrumu yönteminde, yapıda meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğişimlere bağlı olarak, elastik istem spektrumu indirgenerek kapasite ve istemin eşit olduğu nokta belirlenir. Performans noktası adı verilen bu noktada, yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir, Şekil 3.2. Bu yöntemde üç temel büyüklük ve özelliğin belirlenmesi gerekmektedir. Bunlar *kapasite*, *yerdeğiştirme istemi* ve *performans noktasıdır*.



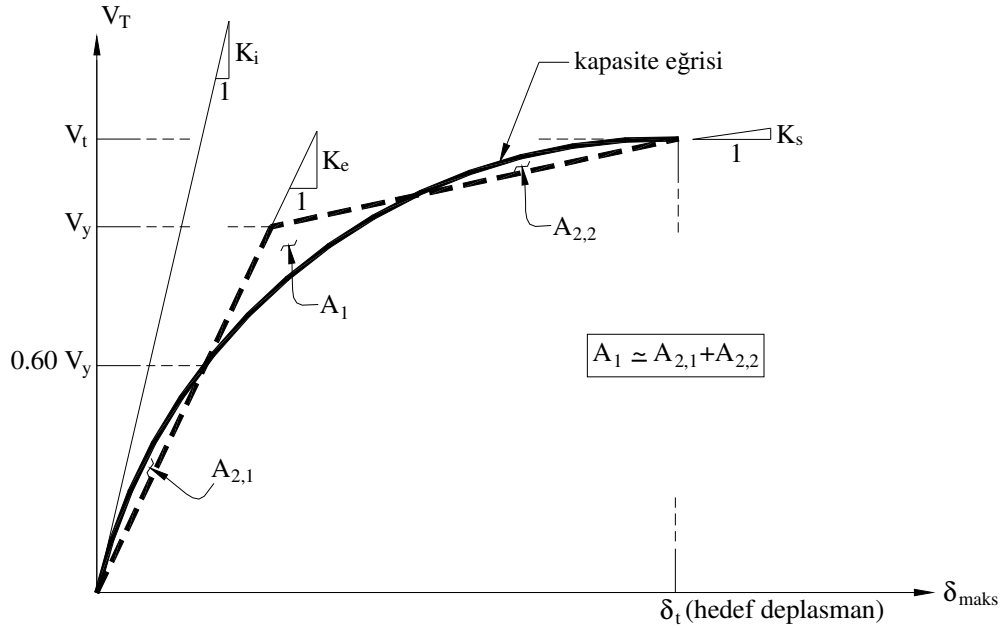
Şekil 3.2: Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi

Kapasite spektrumu yönteminin ayrıntılarına ve uygulanmasına ilişkin bilgi ATC40 [12] raporunda yer almaktadır.

### 3.4.2 Yerdeğiştirme katsayısı yöntemi (FEMA 273, 356)

Yerdeğiştirme katsayısı yöntemi, kapasite spektrumu yöntemine benzer şekilde, kapasite ve istemin birbirine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak bu yöntemde, yerdeğiştirme istemi grafik olarak değil, sayısal bir şekilde belirlenmektedir. Bu durumda, kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesine de gerek olmamaktadır.

Yerdeğiştirme katsayısı yönteminde önce  $V_t$  taban kesme kuvveti ile  $\delta_{maks}$  tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi belirleyen kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisinin çizilmesinde, yapının birinci doğal titreşim periyoduna ve etkin olan modlara bağlı olarak, uygun bir yatay yük dağılımı seçilir. Sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, doğrusal olmayan teoriye göre hesap yapılarak kapasite eğrisi çizilir. Daha sonra bu eğri, birincisinin eğimi elastik rijitliği ( $K_e$ ), ikincisinin eğimi ise elastoplastik rijitliği ( $K_s$ ) temsil eden iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilir. İdealleştirme yapılırken, gerçek ve idealleştirilmiş kapasite diyagramlarının altlarında kalan alanların birbirine eşit olması ve  $K_e$  eğimli doğrunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatının,  $K_e$  ve  $K_s$  eğimli doğruların kesiştiği noktanın ordinatının 0.60 katı olması koşulları esas alınır. Ancak iki doğrunun kesim noktası başlangıçta bilinmediğinden, bir deneme yanılma yöntemi uygulanması gerekir, Şekil 3.3.



**Şekil 3.3:** İki Doğru Parçası ile İdealleştirilen Kapasite Eğrisi

Bu şekilde idealleştirilen kapasite eğrisi için, sistemin  $T_e$  etkin doğal periyodu,  $T_i$  hesap yapılan doğrultudaki elastik doğal periyodu göstermek üzere

$$T_e = T_i (K_i / K_e)^{0.5} \quad (3.1)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Yapı sisteminin  $T_e$  etkin doğal periyodu bulunduktan sonra, hedef yerdeğiştirme

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a T_e^2 / (4\pi^2) \quad (3.2)$$

formülü ile elde edilir. Bu formüldeki katsayı ve büyüklükler aşağıda tanımlanmıştır.

$C_0$  : çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi oluşturan modal katılım katsayısı

$C_1$  : doğrusal elastik yerdeğiştirmeyi, beklenen maksimum inelastik yerdeğiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısı

$C_2$  : histeresiz enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı

$C_3$  : ikinci merteye etkileri nedeniyle artan yerdeğiştirmelerin etkisini gözönüne alan düzeltme katsayısı

$S_a$  : gözönüne alınan yapının etkin doğal periyoduna ve sönüm oranına bağlı olarak belirlenen ve  $g$  yerçekimi ivmesini de içeren spektral ivmedir.

Bu katsayı ve büyüklüklerin hesabına yönelik ayrıntılı bilgi FEMA 273 ve 356 dökümanlarında bulunmaktadır, [13,14].

Yukarıdaki açıklamalardan görüldüğü gibi, yerdeğiştirme katsayısı yönteminde de, hedef yerdeğiştirmenin bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangığta seçilen ve  $T_e$  etkin doğal periyodunun hesabına esas olan  $\delta_t$  yerdeğiştirmesi ile hesap sonucunda bulunan değerlerin eşit veya birbirine yeterince yakın olması halinde hedef yerdeğiştirme bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir.

Öngörülen deprem etkisi altındaki hedef yerdeğiştirme bulunduktan sonra, performans hedefinin geręekleřip geręekleřmedięi kontrol edilir. Bunun için, sisteme ait büyüklüklerin (yerdeğiştirmeler, plastik şekildeğiştirmeler vb.) değerleri kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılır.

### 3.5 2006 Türk Deprem Yönetmeliği Yaklaşımı

#### 3.5.1 Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve *dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme* adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini gözönüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayılarından yararlanarak, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, *yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirme*nin esas alındığı ve genel olarak malzeme bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen ve şekildeğiştirmelere bağlı olarak tanımlanan performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

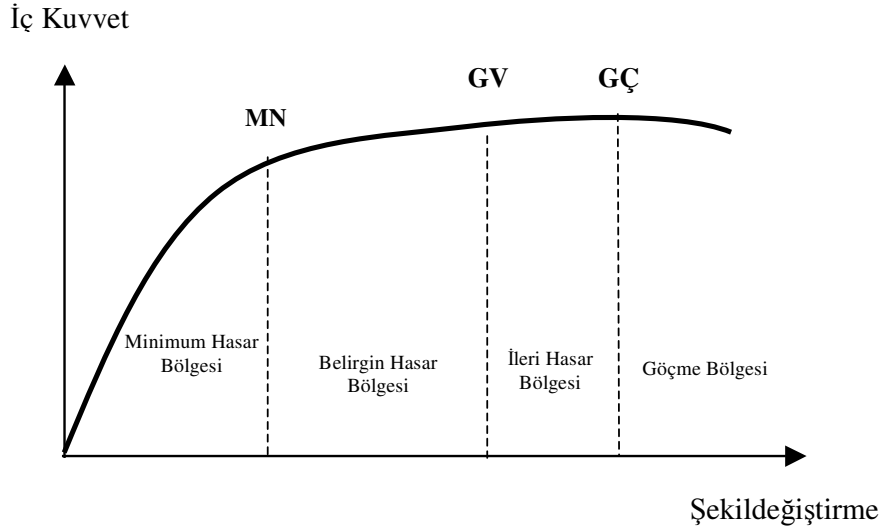
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları “*sünek*” ve “*gevrek*” olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

##### 3.5.1.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı*'dir (GÇ). Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır. Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

### 3.5.1.2 Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitleri MN sınırına ulaşmayan elemanlar *minimum hasar* bölgesinde, MN ile GV sınırları arasında kalan elemanlar *belirgin hasar* bölgesinde, GV ve GÇ sınırları arasında kalan elemanlar *ileri hasar* bölgesinde, GÇ sınırını aşan elemanlar ise *göçme* bölgesinde kabul edilirler, Şekil 3.4.



Şekil 3.4: Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları

### 3.5.1.3 Kesit hasarı tanımları

Aşağıdaki bölümlerde tanımlanan doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve şekil değiştirmelerin, yukarıda verilen sınır durumlar ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hasar bölgelerine karar verilir.

### 3.5.1.4 Eleman hasarı tanımları

Eleman hasarını, elemanın en fazla hasarlı kesiti belirler. Eleman ve kesit hasarları için yukarıdaki tanımlar aynen geçerlidir.

### 3.5.2 Bina deprem performans seviyeleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasar durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır.

Deprem geçirmiş binaların deprem sonrası hasar durumlarının belirlenmesi için de benzer tanımlar kullanılabilir.

### **3.5.2.1 Hemen kullanım durumu**

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir ve elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamlar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçiyor, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesinde kalıyorsa bina *Hemen Kullanım Durumu*'nda kabul edilir. Güçlendirilmesine gerek yoktur.

### **3.5.2.2 Can güvenliği durumu**

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarlar yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak bu kalıcı şekildeğişiklikler gözle fark edilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda bina *Can Güvenliği Durumu*'nda kabul edilir. Can güvenliği durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin her ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının da %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın

güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

### **3.5.2.3 Göçmenin önlenmesi durumu**

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları aksenal kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır ve dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelemeler oluşmuştur.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si ve kolonların bir kısmı göçme bölgesine geçebilir. Ancak göçme bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır ve bu elemanların durumu yapının kararlılığını bozmamalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina *Göçmenin Önlenmesi Durumu*'nda kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının da %30'u aşmaması gerekir. En üst katta göçme bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

### **3.5.2.4 Göçme durumu**

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir; ancak yatay rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelemeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddetteki bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, göçme durumuna gelen binalarda güçlendirme çok kere ekonomik olmayabilir.

### 3.5.3 Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması

Her bir deprem doğrultusu için ayrı ayrı olmak üzere, binanın bütün katlarındaki göreli kat ötelemelerinin, her performans düzeyi için Tablo 3.4' teki koşulları sağlamaları gerekmektedir.

**Tablo 3.4:** Göreli Kat Ötelemesi Sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Performans Düzeyi		
	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
$(\delta_i)_{\max}/h_i$	0.008	0.02	0.03

Tablo 3.4'te  $(\delta_i)_{\max}$  ilgili kattaki düşey elemanların uçları arasında hesaplanan en büyük göreli kat ötelemesini,  $h_i$  ise kat yüksekliğini göstermektedir.

### 3.5.4 Deprem hareketi

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

1- *Servis (kullanım) depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

2- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2006 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır.

3- *En büyük deprem* : 50 yılda aşılma olasılığı % 2, yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.



### 3.5.5 Performans hedefi ve çok seviyeli performans hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir.

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde esas alınacak çok seviyeli performans hedefleri Tablo 3.5’ te verilmiştir.

**Tablo 3.5:** Binalar İçin Hedeflenen Çok Seviyeli Performans Düzeyleri

<i>Binanın Kullanım Amacı ve Türü</i>	<i>I. Deprem Aşılma Olasılığı</i>		
	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>CG</b>	<b>GÖ</b>
<b>Tehlikeli Madde İçeren Binalar:</b> Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	-	<b>HK</b>	<b>GÖ</b>
<b>Diğer Binalar:</b> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	-	<b>CG</b>	-

### 3.5.6 Depremde bina performansının belirlenmesi

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler *doğrusal elastik* hesap yöntemleri ve *doğrusal elastik olmayan* hesap yöntemleridir.

#### 3.5.6.1 Doğrusal elastik hesap yöntemleri

Doğrusal elastik yöntemlerde yapı elemanlarının kapasiteleri elemanın taşıma kapasitesine ve süneklik özelliklerine bağlı olarak belirlenir. Buna karşılık, deprem istemi için elastik deprem etkileri altında doğrusal teoriye göre hesap yapılır. Doğrusal elastik hesap yöntemlerinin başlıcaları *Eşdeğer Deprem Yüklü Yöntemi* ve *Mod Birleştirme Yöntemi*’ dir.

a) 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 uygulanır. Bu

yöntemde, toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvvetinin) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a=1$  olarak alınır ve deprem yükleri  $\lambda$  katsayısı ile çarpılır.  $\lambda$  katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 değerini almaktadır.

b) Mod Birleştirme Yönteminin kullanılmasında  $R_a=1$  alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır.

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile sünek elemanların hasar sınırlarının tanımında *etki/kapasite oranları* ( $r$ ) cinsinden ifade edilen sayısal değerler kullanılmaktadır.

Etki/kapasite oranlarının sınır değerleri 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tablolar ile, sünek ve gevrek elemanlar için ayrı ayrı verilmiştir.

Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin eğilme etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi ise, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momentinin farkı hesaplanarak bulunur. Eğilme etki/kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır.

Kırılma türü kesme olan gevrek kiriş, kolon ve perdelerin etki/kapasite oranları, kritik kesitlerde hesaptan elde edilen toplam kesme kuvvetinin TS-500 betonarme standardına [28] göre hesaplanan kesme kuvveti dayanımına bölünmesi ile elde edilir. Kırılma türü basınç olan gevrek kolonların etki/kapasite oranları da, hesaptan elde edilen toplam basınç kuvvetinin TS-500 standardına göre hesaplanan basınç dayanımına bölünmesi ile elde edilir.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları, tablolarda verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir.

### **3.5.6.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri**

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin

hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanan şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değeriendirilmesi yapılır.

2006 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinin başlıcaları, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi*, *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'dir.

*a) Artımsal eşdeğer deprem yüğü yöntemi*

Bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8'i aşmayan ve ayrıca ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} < 1.4$  olan binalara uygulanır. Bu yöntemin uygulanabilmesi için ayrıca, gözönüne alınan deprem doğrutusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması gerekmektedir.

Artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminde, deprem istem limitine (performans noktasına) kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında, *doğrusal olmayan (nonlinear) itme analizi* yapılır. Analizde ardışık iki plastik mafsall oluşumu arasındaki her bir itme adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında ise deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

*b) Artımsal mod birleştirme yöntemi*

Deprem istem limitine kadar her bir titreşim modunda monotonik olarak arttırılan *modal yerdeğiştirmelere* göre mod birleştirme yöntemi, ardışık iki plastik mafsall oluşumu arasındaki her bir itme adımında artımsal olarak uygulanır. Bu itme adımlarında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal mod birleştirme yöntemi tüm binalara uygulanabilmektedir.

*c) Zaman tanım alanında artımsal hesap yöntemi*

Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan (nonlinear) davranışı gözönüne alınarak, sistemin

hareket denklemi artımsal olarak entegre edilir ve her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirmeler, plastik şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır. Zaman tanım alanında artımsal hesap yöntemi tüm binalara uygulanabilir.

### 3.5.7 Plastik davranışın idealleştirilmesi

2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde doğrusal elastik olmayan analiz için *yığılı plastik davranış modeli*'nin (plastik kesit kavramı) kullanılması öngörülmüştür. Basit eğilme durumundaki *plastik mafsal hipotezi*'ne karşı gelen bu modelde, buk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik taşıma kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal boyu* olarak adlandırılan *plastik şekildeğiştirme bölgesi*'nin uzunluğu ( $l_p$ ), çalışan doğrultudaki kesit boyutu ( $h$ )'nin yarısına eşit alınmaktadır, ( $l_p = 0.5 h$ ).

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekildeğiştirme yapan elemanların plastik şekildeğiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınır.

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*'in, teorik olarak yukarıda tanımlanan plastik şekildeğiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir.

a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle, kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

b) Betonarme perdelerde plastik kesitler her katta perde kesiminin alt ucuna konulabilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit evre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden st katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeylerinin (karşılıklı etki diyagramlarının) tanımlanmasında, beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyi katsayısı ile çarpılan mevcut dayanımları esas alınır.

Betonarme kesitlerin akma yüzeyleri uygun biçimde doğrusallaştırılarak, iki boyutlu davranış durumunda *akma çizgileri*, üç boyutlu davranış durumunda ise *akma düzlemleri* olarak modellenebilir.

Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için *çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri* kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılabilir:

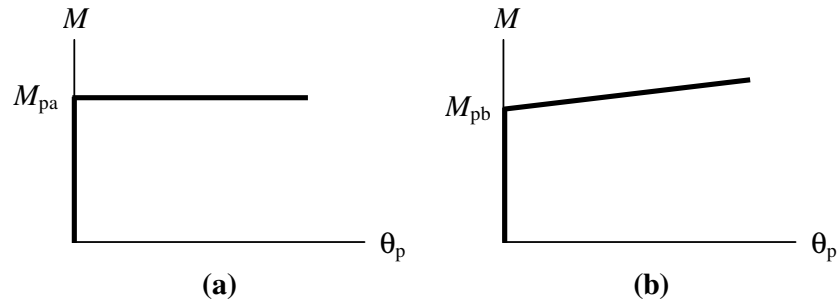
- a) Kirişlerde:  $0.40 EI_0$
- b) Kolon ve perdelerde,  $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$  olması durumunda:  $0.40 EI_0$   
 $N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$  olması durumunda:  $0.80 EI_0$

Yukarıdaki bağıntılarda yer alan eksenel basınç kuvveti  $N_D$ , düşey yükler altında hesaplanacaktır.  $N_D$ 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

İtme analizi modelinde kullanılacak olan plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki idealleştirmeler yapılabilir:

a) İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir, Şekil 3.5a. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekildeğiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu gözönüne alınır.

b) Pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda (Şekil 3.5b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlanması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanmalıdır.



Şekil 3.5: Eğilme Momenti - Plastik Dönme Bağıntıları

### 3.5.8 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde yapısal kapasite, koordinatları “*tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti*” olan *itme eğrisi* ile temsil edilir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, gözönüne alınan  $x$  deprem doğrultusunda her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin  $x$  deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisinin elde edilmesi için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan eşdeğer deprem yükleri altında, sistemin taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar hesaplanır.

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

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

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  $a_1^{(i)}$  aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.3)$$

Burada  $V_{x1}^{(i)}$ ,  $x$  deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini,  $M_{x1}$   $x$  deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle göstermektedir.

b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme  $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.4)$$

Denklem (3.4)' te  $\Gamma_{x1}$  birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı,  $\Phi_{xN1}$  binanın N' inci katında  $x$  deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliğidir.

İtme analizi sonucunda yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle *modal yerdeğiştirme istemi* hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi,  $d_1^{(p)}$ , *doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme*  $S_{di1}$  'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (3.5)$$

*Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) 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 (linear) spektral yerdeğiştirme*  $S_{de1}$  'e bağlı olarak Denk.(3.6) ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (3.6)$$

Doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{de1}$ , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme  $S_{ae1}$  'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.7)$$

Denk.(3.6)'da yer alan *spektral yerdeğiştirme oranı*  $C_{R1}$ , başlangıç periyodu  $T_1^{(1)}$  'in değerine  $(T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)})$  bağlı olarak aşağıdaki şekilde belirlenir.

$T_1^{(1)}$  başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki *karakteristik periyot*  $T_B$  'ye eşit veya daha büyük olması durumunda  $(T_1^{(1)} \geq T_B$  veya  $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$ ), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme  $S_{di1}$ , *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca

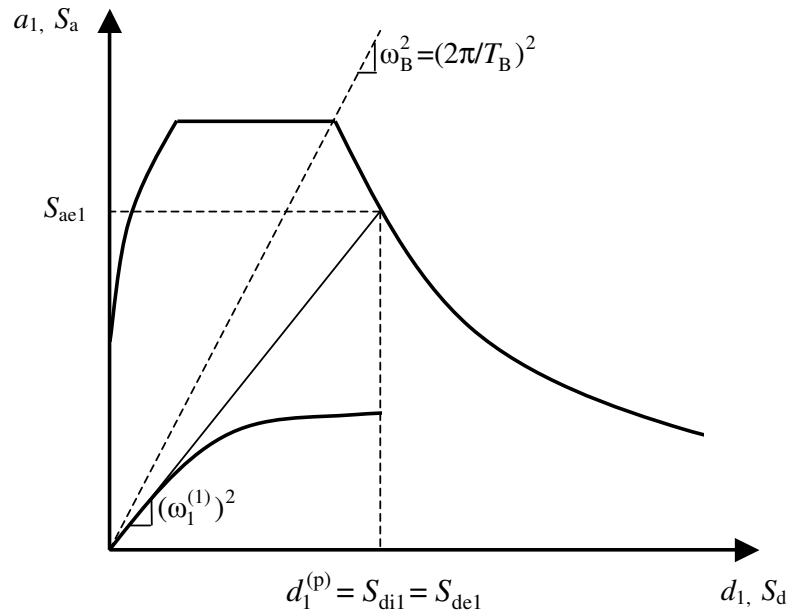
doğal periyodu yine  $T_1^{(1)}$  olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme  $S_{de1}$ 'e eşit alınabilir. Buna göre, Denk.(3.6)'daki spektral yerdeğiştirme oranı

$$C_{R1} = 1 \quad (3.8)$$

değerini almaktadır.

Şekil 3.6'da ve onu izleyen Şekil 3.7'de birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları  $(d_1, a_1)$  olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları “spektral yerdeğiştirme ( $S_d$ ) – spektral ivme ( $S_a$ )” olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

$T_1^{(1)}$  başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot  $T_B$ 'den daha kısa olması durumunda ( $T_1^{(1)} < T_B$  veya  $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$ ), Denk.(3.6)'daki spektral yerdeğiştirme oranı  $C_{R1}$ , ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır:



**Şekil 3.6:** Performans Noktasının Belirlenmesi ( $T^{(1)} \geq T_B$ )

- a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, yaklaşık olarak iki doğrusal (bilineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ( $i=1$ ) doğrusunun eğimi olan



birinci moda ait özdeğere, yani  $(\omega_1^{(1)})^2$  değerine eşit alınır ( $T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$ ), Şekil 3.7a.

b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında  $C_{R1} = 1$  varsayımı yapılarak, diğer bir deyişle, Denk. (3.8) kullanılarak *eşdeğer akma noktası*'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.7(a)'da görülen  $a_{y1}^0$  esas alınarak  $C_{R1}$  aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.9)$$

Bu bağıntıda  $R_{y1}$  birinci moda ait *dayanım azaltma katsayısı*'nı göstermektedir ve Denk. (3.10) ile hesaplanabilir.

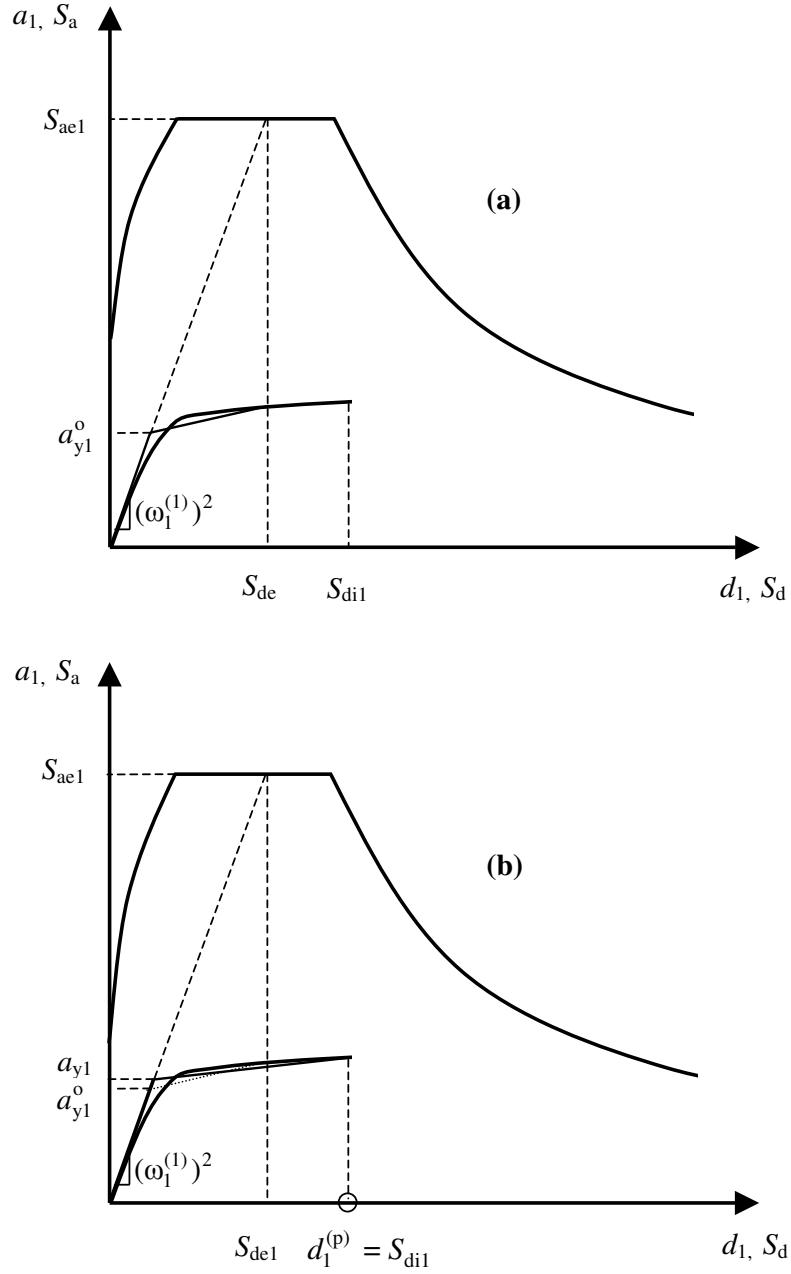
$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.10)$$

c) Denk.(3.6)'ya göre hesaplanan  $S_{di1}$  esas alınarak *eşdeğer akma noktası*'nın koordinatları, Şekil 3.7(b)'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 Denk.(3.5)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi  $d_1^{(p)}$ 'nin Denk.(3.4)'te yerine konulması ile,  $x$  deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi  $u_{xN1}^{(p)}$  elde edilir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.11)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşınca kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanır.



Şekil 3.7: Performans Noktasının Belirlenmesi ( $T^{(1)} \leq T_B$ )

### 3.5.9 Birim şekildeğiştirme isteminin belirlenmesi

İtme analizi sonucunda herhangi bir kesitte elde edilen  $\theta_p$  plastik mafsal dönmesine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \quad (3.12)$$

Beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu eğilme momenti-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan  $\phi_y$  eşdeğer akma eğriliği, yukarıda tanımlanan  $\phi_p$  plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki  $\phi_t$  toplam eğrilik istemi elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.13)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, yukarıda tanımlanan toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen eğilme momenti-eğrilik ilişkisinden hesaplanır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında taşıyıcı sistem performansı belirlenir.

### 3.5.10 Betonarme yapı elemanlarının kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır:

a) *Minimum Hasar Sınırı* (MN) için beton basınç birim şekildeğiştirme ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{AS} = 0.004 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{AS} = 0.010 \quad (3.14)$$

b) *Kesit Güvenlik Sınırı* (GV) için beton basınç birim şekildeğiştirme ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.004 + 0.0095 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3.15)$$

c) *Kesit Göçme Sınırı* (GÇ) için beton basınç birim şekildeğiştirme ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesinin üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.005 + 0.013 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GS} = 0.060 \quad (3.16)$$

Yukarıdaki bağıntılarda  $\epsilon_{cg}$  sargılanmış beton bölgesinin sınırındaki,  $\epsilon_{cu}$  ise kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğişmesini göstermektedir.  $\epsilon_s$  donatı çeliğindeki birim şekildeğişme,  $\rho_s$  kesitte mevcut bulunan ve sargı etkisi sağlayabilen ( $135^\circ$  kancalı) enine donatının hacimsel oranı,  $\rho_{sm}$  ise kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranıdır.

### 3.6 Hesapta İzlenen Yol

Mevcut betonarme binaların, bu çalışmada esas alınan yönetmelik ve yaklaşımlara göre deprem performanslarının belirlenmesinde uygulanacak hesap adımları aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır.

#### 3.6.1 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi

2006 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi'dir. Bu çalışmada Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmıştır. Aşağıda bu yönteme ilişkin hesap adımları verilmiştir.

a ) Yapı sistemi, sabit düşey yükler ve orantılı olarak arttırılan eşdeğer deprem yükleri altında doğrusal olmayan analiz yapılarak, öngörülen herhangi bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar itilir. Bu aşamada yapının deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin modal kütlesi, modal katılım oranı ve tepe noktası genliği değerleri de elde edilir.

b) İtme analizinin her adımına ait taban kesme kuvveti–tepe noktası yerdeğiştirmesi değerlerinden yararlanarak statik itme eğrisi (kapasite diyagramı) çizilir.

c ) Statik itme eğrisi iki doğrulu (bilineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu dönüştürmede, iki doğrulu diyagramın ve statik itme eğrisinin altında kalan alanların birbirlerine eşit olması sağlanmalıdır.

d ) İki doğrulu itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, koordinatları modal yerdeğiştirme ve modal ivme olan modal kapasite diyagramı (3.3) ve (3.4) denklemleri yardımıyla elde edilir.

e ) İtme analizi sonucunda yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu da gözönüne alınarak, Denk. (3.5) ile birinci (hakim) moda ait *modal yerdeğiştirme istemi* hesaplanır.

f ) *Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) 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 (lineer) spektral yerdeğiştirme*  $S_{del}$ 'e bağlı olarak (3.6) bağıntısı ile elde edilir. Bu bağıntıdaki doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme  $S_{del}$ , (3.7) denklemiyle hesaplanır. Aynı bağıntıdaki *spektral yerdeğiştirme oranı*  $C_{R1}$ , başlangıç periyodu  $T_1^{(1)}$ 'in değerine ( $T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$ ) bağlı olarak aşağıdaki şekilde belirlenir.

$T_1^{(1)}$  başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki *karakteristik periyod*  $T_B$ 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda Denk. (3.8)' e göre  $C_{R1} = 1$  olacaktır.

$T_1^{(1)}$  başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki *karakteristik periyod*  $T_B$ 'den daha kısa olması durumunda ise, Denk. (3.9) geçerlidir. Bu denklemdeki  $R_{y1}$  değeri, Bölüm 3.5.8' de açıklandığı şekilde, ardışık yaklaşım ile hesaplanır.

g )  $x$  deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi Denk. (3.11)' e göre bulunur.

h ) Yapı sistemi, bu yatay yerdeğiştirme istemine kadar itilir.

i ) İtme analizi sonucunda tüm kritik kesitlerdeki plastik mafsallarda dönmeleri plastik mafsallara bölünerek, bu kesitlerdeki plastik eğrilik istemleri hesaplanır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.12)$$

j) Eşdeğer akma eğriliği  $\phi_y$ , Priestley formülü yardımıyla hesaplanır,[29]:

$$\phi_y = 2,12 \varepsilon_{sy}/h \quad (3.17)$$

k ) Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenecek toplam eğrilik istemi elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.13)$$

l ) Kirişler için hesapta, toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti - eğrilik diyagramı çizilir ve toplam eğrilik istemine göre, betonun birim kısalma, donatı çeliğinin ise birim boy değişmesi istemleri bulunur. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır.

m ) Kolonlar için hesapta, her farklı kolon kesiti için, beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti-eğrilik bağıntıları elde edilir ve performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı çizilir. Her kolon kesiti için, Denk. (3.13) ile hesaplanan eğrilik istemi bu diyagram üzerine yerleştirilerek söz konusu kesitin hasar bölgesi belirlenir.

n ) Kiriş ve kolon kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri esas alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir.

### **3.6.2 FEMA 356’da tanımlanan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi**

FEMA 356’ da öngörülen doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi, kesitte oluşan plastik mafsallık dönme değerlerinin, sözkonusu standartta tanımlanan sınır değerlerle karşılaştırılarak performans belirlenmesini öngörür. Bu çalışmada, plastik mafsalların dönme değerlerinin bulunması, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen yöntemle gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle, yukarıda Bölüm 3.6.1’ de açıklanan (a-h) sayılı adımlar aynen uygulanmaktadır. Bu adımdan sonra, FEMA 356 ön standardına göre deprem performanslarının belirlenmesinde izlenecek yol, aşağıda açıklanmıştır.

a ) Kiriş kesitleri için doğrusal olmayan analiz sonucunda bulunan plastik mafsallık dönme değerleri alınır ve bu değerler her kesit için, Tablo 3.6’da Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Sınırı durumları için tanımlanan plastik dönme değerleri ile karşılaştırılarak, kesitin performans düzeyi bulunur. Tablo 3.6’ daki ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

Bu tabloda,

$\rho$  : çekme donatısı oranını

$\rho'$  : basınç donatısı oranını

$\rho_{\text{denge}}$  : dengeli donatı oranını

V : İtme analizinin son adımındaki kesme kuvveti değerini ifade etmektedir.

**Tablo 3.6:** Betonarme Kirişlerde Çeşitli Performans Seviyeleri İçin Plastik Dönme Sınırları

Eğilme Etkisindeki Kirişler			HK	Taşıyıcı Eleman		Taşıyıcı Eleman	Olmayan Eleman
				CG	GÖ	CG	GÖ
$(\rho - \rho') / \rho_{\text{denge}}$	Sarılma Bölgesi	$V / b_w d (f_{ck})^{0.5}$					
$\leq 0.0$	Var	$\leq 3$	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
$\leq 0.0$	Var	$\geq 6$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.5$	Var	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.5$	Var	$\geq 6$	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	Yok	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	Yok	$\geq 6$	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	Yok	$\leq 3$	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	Yok	$\geq 6$	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Yatay yük taşıyıcı sistemin elemanları olan kirişlerin performans değerlendirmelerinde, *taşıyıcı eleman* kolonundaki değerlerin kullanılması gerekmektedir.

b ) Kolon kesitleri için doğrusal olmayan analiz sonucunda bulunan plastik mafsallı dönme değerleri alınır ve bu değerler her kesit için, Tablo 3.7’de Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Sınırı durumları için tanımlanan dönme değerleri ile karşılaştırılarak, kesitin performans düzeyi bulunur. Tablo 3.7’deki ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

Bu tabloda,

N : İtme analizinin son adımındaki normal kuvvet değerini

$A_c$  : Kolon brüt enkesit alanını

göstermektedir. Yatay yük taşıyıcı sistemin elemanları olan kolonların performans değerlendirmelerinde, *taşıyıcı eleman* kolonundaki değerlerin kullanılması gerekmektedir.

**Tablo 3.7:** Betonarme Kolonlarda Çeşitli Performans Seviyeleri İçin Plastik Dönme Sınırları

Eğilme Etkisindeki Kolonlar			HK	Taşıyıcı Eleman		Taşıyıcı Eleman	Olmayan
				CG	GÖ	CG	GÖ
$N/(A_c f_{ck})$	Sarılma Bölgesi	$V/b_w d (f_{ck})^{0.5}$					
$\leq 0.1$	Var	$\leq 3$	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.1$	Var	$\geq 6$	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
$\geq 0.4$	Var	$\leq 3$	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
$\geq 0.4$	Var	$\geq 6$	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
$\leq 0.1$	Yok	$\leq 3$	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
$\leq 0.1$	Yok	$\geq 6$	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
$\geq 0.4$	Yok	$\leq 3$	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
$\geq 0.4$	Yok	$\geq 6$	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008



#### **4. BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER**

Bu bölümde, malzemenin doğrusal olmayan davranışını gözönüne almak suretiyle, betonarme yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının ve performans düzeylerinin belirlenmesi amacıyla yürütülen sayısal incelemeler yer almaktadır.

Sayısal incelemeler, orta yükseklikli betonarme binaları temsil üzere seçilen dört ayrı taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir. 1998, 1975 ve 1968 Türk Deprem Yönetmeliklerinde öngörülen deprem etkileri esas alınarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin ve bunların çeşitli alternatiflerinin 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 standardında belirtilen yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirme yaklaşımları ile deprem performansları belirlenmiş ve bu iki yaklaşımla elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

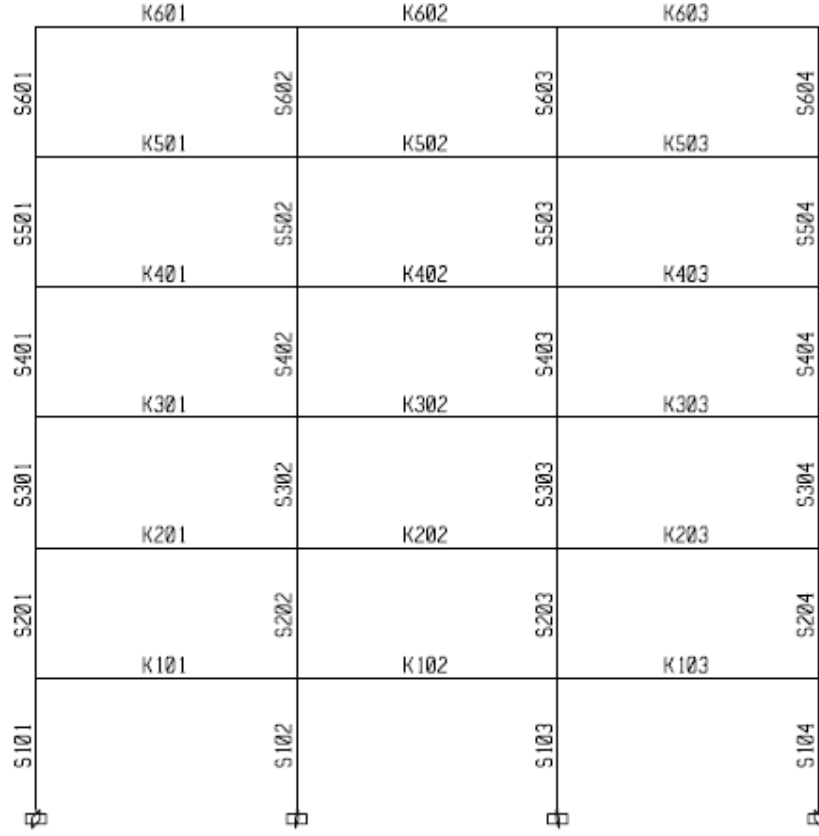
Aşağıdaki bölümlerde, incelenen taşıyıcı sistem modelleri sırasıyla ele alınarak tanıtılmakta, boyutlandırma ve performans değerlendirmesi aşamalarında elde edilen sayısal sonuçlar verilerek tartışılmaktadır.

##### **4.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri**

Sayısal incelemeler için seçilen iki taşıyıcı sistem modeli (TSM-1 ve TSM-2) üç açıklıklı ve altı katlı düzlem çerçeve sistemler olup kiriş açıklıkları 8 m, kat yükseklikleri ise 3.5 m dir. Planda çerçeve aralıkları 5 m dir.

Diğer taşıyıcı sistem modelleri (TSM-3 ve TSM-4) de üç açıklıklı, altı katlı düzlem çerçevelerdir. Bu sistemlerin kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri 3 m, çerçeve aralıkları 5 m olarak seçilmiştir.

Tüm taşıyıcı sistem modelleri için ortak olan kiriş ve kolon numaraları Şekil 4.1' de görülmektedir.



**Şekil 4.1:** Taşıyıcı Sistem Modellerinin Kiriş ve Kolon Numaraları

## 4.2 Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması

### 4.2.1 Malzeme özellikleri

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmalarında esas alınan beton ve donatı çeliği karakteristiklerinin TS 500 Betonarme standardındaki [28] malzeme tanımları cinsinden karşılıkları aşağıda verilmiştir.

TSM-1 ve TSM-2 : Beton sınıfı C 30, donatı çeliği sınıfı S 420

TSM-3 : Beton sınıfı C 14 (karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}=14$  MPa),  
donatı çeliği sınıfı S 220 (akma dayanımı  $f_{yk}=220$  Mpa)

TSM-4 : Beton sınıfı C 16, donatı çeliği sınıfı S 220

#### 4.2.2 Deprem karakteristikleri

1998 Türk Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan TSM-1 ve TSM-2 taşıyıcı sistem modellerinde esas alınan deprem karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

Yapı Önem Katsayısı :  $I = 1.0$

Hareketli Yük Katılım Katsayısı :  $n = 0.30$

Etkin Yer İvmesi Katsayısı :  $A_0 = 0.40$

Yapı Davranış Katsayısı : TSM-1 için :  $R = 4$

TSM-2 için :  $R = 8$

Yerel Zemin Sınıfı :  $Z2$

Spektrum Karakteristik Periyotları :  $T_A = 0.15 \text{ s}$  ,  $T_B = 0.40 \text{ s}$

TSM-3, 1968 Türk Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılırken tasarım kriterleri aşağıda listelendiği şekilde alınmıştır.

Deprem Bölge Katsayısı :  $C_o = 0.06$

Deprem Zemin Katsayısı :  $\alpha = 1.0$

Bina Önem Katsayısı :  $\beta = 1.0$

Hareketli Yük Katsayısı :  $n = 0.50$

TSM-4, 1975 Türk Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılmış ve boyutlandırmada aşağıdaki tasarım kriterleri esas alınmıştır.

Deprem Bölge Katsayısı :  $C = 0.10$

Yapı Tipi Katsayısı :  $K = 1.0$

Zemin Hakim Periyodu :  $T_0 = 0.42 \text{ s}$

Hareketli Yük Katsayısı :  $n = 0.30$

### 4.2.3 Boyutlandırmada esas alınan yükler

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılması, aşağıda ayrıntıları verilen düşey yükler gözönüne alınarak gerçekleştirilmiştir.

Çatı döşemesi için :

Kiremit çatı örtüsü	:	0.65 kN / m <sup>2</sup>
Ahşap oturma çatı	:	0.75 kN / m <sup>2</sup>
Su ve ısı izolasyonu	:	0.16 kN / m <sup>2</sup>
Betonarme döşeme	:	0.12*25.0 = 3.00 kN / m <sup>2</sup>
Sıva	:	0.02*20 = <u>0.40 kN / m<sup>2</sup></u>
		g = 4.96 kN / m <sup>2</sup>
Hareketli yük (kar dahil)		q = 2.00 kN / m <sup>2</sup>

Normal kat döşemeleri için :

Betonarme döşeme	:	0.12*25 = 3.00 kN / m <sup>2</sup>
Kaplama + sıva	:	= <u>1.50 kN / m<sup>2</sup></u>
		g = 4.50 kN / m <sup>2</sup>
Hareketli yük (bölme duvarları dahil)		q = 3.50 kN / m <sup>2</sup>

### 4.2.4 Varsayımlar

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında yapılan başlıca varsayımlar şunlardır.

- Boyutlandırmaya esas olan sistem analizleri doğrusal teoriye göre gerçekleştirilmiştir. Buna karşılık, tüm taşıyıcı sistem modellerinin betonarme kesit hesaplarında taşıma gücü yöntemi kullanılmıştır.
- Taşıyıcı sistemi oluşturan çerçevelerin düğüm noktalarının rijit, mesnetlerinin ise temelde ankastre oldukları varsayılmaktadır.
- Dış duvar yükleri (4.00 kN/m) dış kolonlara tekil yük olarak etkilmiştir.

d) Düzlem çerçeve olarak modellenen sistemlerin çerçeve düzlemi dışındaki yanal yerdeğiştirmelerinin önleendiği varsayılmıştır.

#### 4.2.5 Boyutlandırmada esas alınan yönetmelikler

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında kullanılan deprem yönetmeliklerinin esasları aşağıdaki paragraflarda özetlenmiştir.

a) 1998 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [18]

TSM-1 ve TSM-2 taşıyıcı sistem modellerinin deprem hesaplarında *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yöntemle göre, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (4.1)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda,

$W$  : binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığını

$T_1$  : binanın birinci doğal titreşim periyodunu

$A(T_1)$  :  $T_1$  periyot değerini için hesaplanan spektral ivme katsayısını

$R_a(T_1)$  :  $T_1$  periyot değerini için hesaplanan deprem yüğü azaltma katsayısını

göstermektedir.

Binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı ise,

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (g_i + nq_i) \quad (4.2)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada,

$w_i$  : binanın  $i$ 'inci katının toplam ağırlığını

$g_i$  : binanın  $i$ 'inci katındaki toplam sabit yükleri

$q_i$  : binanın  $i$ 'inci katındaki toplam hareketli yükleri

$n$  : hareketli yük katılım katsayısını

$N$  : binanın kat adedini

göstermektedir. ABYYHY' 98 Tablo 6.7' ye göre binada  $n = 0.30$  olarak seçilmiştir.

Spektral ivme katsayısı,

$$A(T_1) = A_0 I S(T_1) \quad (4.3)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu ifadede

$A_0$  : etkin yer ivmesi katsayısını

$I$  : yapı önem katsayısını

$S(T_1)$  :  $T_1$  periyot değerine karşı gelen elastik tasarım ivme spektrum değerini

göstermektedir. Deprem yönetmeliği Tablo 6.2' ye göre, birinci derece deprem bölgesi için  $A_0 = 0.40$  ve Tablo 6.3' e göre, bina önem katsayısı  $I = 1.0$  olarak seçilmiştir.  $S(T_1)$  değeri ise zemin sınıfına ve  $T_1$  doğal titreşim periyoduna bağlı olarak, aşağıdaki gösterildiği şekilde hesaplanmıştır.

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (4.4a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (4.4b)$$

$$S(T) = 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (4.4c)$$

$T_A$  ve  $T_B$  zemin karakteristik periyotları olup zemin sınıfına göre değişmektedir. Z2 zemin sınıfına ait  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri yukarıda, Bölüm 4.2.2' de verilmiştir.

Deprem yükü azaltma katsayısı,

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (4.5a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (4.5b)$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır. Burada,

$R$  : taşıyıcı sistem davranış katsayısını

göstermektedir. İncelenen her iki sistemde de yapının birinci doğal titreşim periyodu  $T_A$  değerinden büyük olduğundan, deprem yükü azaltma katsayısı taşıyıcı sistem davranış katsayısına eşittir ve deprem yönetmeliği Tablo 6.5' e göre, süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılan TSM-1' de  $R = 4$ , süneklik düzeyi yüksek sistem olarak boyutlandırılan TSM-2' de  $R = 8$  olarak alınmıştır.

Taban kesme kuvveti belirlendikten sonra, kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem yükleri Denk. (4.6) ile hesaplanacaktır.

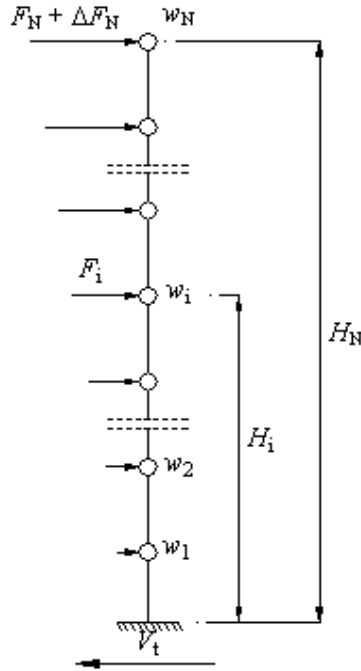
$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (4.6)$$

Eşdeğer deprem yüklerini veren bu ifadede,

$H_i$  : binanın  $i$ 'inci katının temel seviyesinden yüksekliğini

$\Delta F_N$  : ek eşdeğer deprem yükünü göstermektedir, Şekil 4.2.

İncelenen yapı sistemlerinde bina yüksekliği 25 m den daha az olduğu için, 1998 Türk Deprem Yönetmeliğinin 6.7.2.2 maddesine göre  $\Delta F_N = 0$  olmaktadır.



Şekil 4.2: Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması

b ) 1968 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [20]

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında esas alınacak eşdeğer yatay deprem yüklerinin toplamı

$$F = C W \quad (4.7)$$

şeklinde hesaplanır. Burada C deprem katsayısı olup,

$$C = C_0 * \alpha * \beta * \gamma \quad (4.8)$$

denklemini ile belirlenir. Bu ifadede

$C_0$  = deprem bölge katsayısı

$\alpha$  = deprem zemin katsayısı

$\beta$  = bina önem katsayısı

$\gamma$  = bina dinamik katsayısıdır.

1968 deprem yönetmeliği Tablo 1' e göre birinci derece deprem bölgesi için  $C_0 = 0.06$ , zemin sınıfı Z2 için Tablo 2' den  $\alpha = 1$ , halkın az yığıldığı özel konutlar için Tablo 3' ten  $\beta = 1.0$  olarak seçilmiştir.

Yapı dinamik katsayısı

$$T \leq 0.5 \text{ saniye için} \quad \gamma = 1$$

$$T > 0.5 \text{ saniye için} \quad \gamma = 0.5/T \quad (4.9)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada

T : saniye cinsinden yapının birinci normal titreşim moduna ait özel periyodu göstermektedir.

Bu formülden bulunan  $\gamma$  değeri hiçbir zaman 0.3' ten daha küçük olmayacaktır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün hesaplanmasında kullanılacak olan W toplam bina ağırlığı

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (G_i + nP_i) \quad (4.10)$$

olup, burada



$G_i$  = i'inci kattaki sabit yüklerin toplamı,  
 $P_i$  = i'inci kattaki hareketli yüklerin toplamıdır.

Binanın kat düzeylerine uygulanacak  $F_i$  yatay kuvvetleri

$$F_i = F \cdot W_i \cdot h_i / (\sum W_i \cdot h_i) \quad (4.11)$$

denklemini ile hesaplanır. Bu ifadede,

$F$  = toplam yatay yük

$W_i$  = i'inci katın ağırlığı

$h_i$  = i'nci katın temel üst kotundan ölçülen yüksekliğidir.

c) 1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [19]

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında esas alınacak eşdeğer deprem yüklerinin toplamı

$$F = C W \quad (4.12)$$

şeklinde hesaplanır. Burada C deprem katsayısı olup

$$C = C_0 * K * S * I \quad (4.13)$$

denklemini ile belirlenir. Bu ifadede

$C_0$  = deprem bölge katsayısı

$K$  = yapı tipi katsayısı

$S$  = yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)

$I$  = bina önem katsayısıdır.

1975 deprem yönetmeliği Tablo 13.2' ye göre birinci derece deprem bölgesi için  $C_0 = 0.10$ , çerçeveleri yatay yüklerin tamamını taşıyabilen hafif ve az bölme duvarlı betonarme düktil (sünek) çerçeve için Tablo 13.3' ten  $K = 1$  ve halkın az yığıldığı özel konutlar için Tablo 13.5' ten  $I = 1.0$  olarak seçilmiştir.

Yapı dinamik katsayısı

$$S = \frac{1}{|0,8 + T - T_0|} \leq 1 \quad (4.14)$$

şeklinde hesaplanacaktır. Burada

$T$  : saniye cinsinden, yapının birinci normal titreşim moduna ait doğal periyodu

$T_0$  : zeminin hakim periyodudur.

$T_0$  periyodunun Z2 zemin cinsi için alacağı değer yukarıda Bölüm 4.2.2' de  $T_0=0.42$  sn olarak verilmiştir.

Bu formülden bulunan  $S$  katsayısının maksimum değeri 1,0 olacaktır.

C deprem katsayısı hiçbir zaman  $C_0/2$  den daha küçük alınmayacaktır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün hesaplanmasında kullanılacak olan  $W$  toplam bina ağırlığı

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (G_i + nP_i) \quad (4.15)$$

olup, burada

$G_i$  =  $i$ 'inci kattaki sabit yüklerin toplamı,

$P_i$  =  $i$ 'inci kattaki hareketli yüklerin toplamıdır.

Yapının kat düzeylerine uygulanacak  $F_i$  yatay kuvvetleri

$$F_i = (F - F_t) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (4.16)$$

denklemleri ile hesaplanır. Bu ifadede,

$F$  = toplam yatay yük

$w_i$  =  $i$ 'inci katın ağırlığı

$H_i$  =  $i$ 'inci katın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

$F_t$  = yapının en üst kat düzeyine uygulanacak ek tekil kuvvettir.

$F_t$  kuvvetinin değeri

$$F_t = 0,004F \left( \frac{H}{D} \right)^2 \quad (4.17)$$

şeklinde hesaplanır.

Not:

1-  $F_t$  ek kuvveti 0.15 F den daha küçük olamaz.

2-  $H/D \leq 3$  olması halinde  $F_t = 0$  alınabilir.

#### **4.2.6 Boyutlandırmada esas alınan yük kombinasyonları**

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında, düşey yükler ve düşey yükler+deprem yükleri altında yapılan sistem analizleri sonucunda hesaplanan kesit tesirleri gözönüne alınmıştır.

#### **4.2.7 Analiz ve boyutlandırma**

Taşıyıcı sistem modellerinin tasarımında esas alınacak eşdeğer deprem yükleri yukarıda açıklanan deprem yönetmeliklerine göre belirlenmiştir.

Yapı yükleri (sabit yükler), hareketli yükler ve çerçeve doğrultusunda hesaplanan bu deprem etkileri altında, ETABS Analiz Programı [11] sonuçlarından alınan kesit tesiri değerleri kullanılarak, Bölüm 4.2.6' da belirtilen yüklemeler için betonarme kesit hesapları yapılmış ve kolon, giriş boyutları ile donatıları belirlenmiştir.

#### **4.3 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinde Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi**

Yukarıda açıklandığı şekilde boyutlandırılan sistemlerin her biri için, ETABS bilgisayar programının doğrusal olmayan analiz modülünden yararlanarak, sabit düşey yükler ve monoton olarak artan yatay yükler etkisinde, tepe noktası yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti diyagramı (kapasite eğrisi) elde edilmiştir. Elde edilen kapasite eğrisi (3.3), (3.4), (3.5), (3.6) ve (3.7) bağıntıları kullanılarak  $S_a$ - $S_d$  spektral formatına dönüştürüldükten sonra, elastik istem spektrumu ve dönüştürülmüş kapasite eğrisi aynı eksen takımında çizilmiş, aşağıda TSM-4 için ayrıntılı olarak açıklanan işlemler yapılarak, deprem performansları FEMA 356

standartı ve 2006 Türk Deprem Yönetmeliği yaklaşımları esas alınarak ayrı ayrı belirlenmiştir.

#### 4.4 TSM-4 İçin Ayrıntılı İnceleme

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemelere örnek olmak üzere, TSM-4 olarak tanımlanan taşıyıcı sistem modelinin 1975 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre boyutlandırılması ve boyutlandırılan sistemin doğrusal olmayan analizinin yapılarak FEMA 356 ve 2006 Türk Deprem Yönetmeliği yaklaşımları ile deprem performansının belirlenmesi aşamaları aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Diğer sistemler ve tasarım kriterleri için yapılan hesapların sonuçları ise bu ayrıntılı incelemenin ardından tablo ve şekillerle özetlenmiştir.

##### 4.4.1 Sistemin boyutlandırılması

TSM-4 taşıyıcı sistem modelinin beton sınıfı C16 (karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}=16$  MPa), beton çeliği sınıfı S220 (akma dayanımı  $f_{yk}=220$  MPa) olarak seçilmiştir. Sistemin performans değerlendirmesinde kiriş ve kolonların sargısız olduğu gözönünde tutulmuştur.

Seçilen sistemin deprem hesabında 1975 Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yöntemle göre,

$$F = C W$$

$$C = C_0 * K * S * I$$

$$C_0 = 0.10$$

$$K = 1.0$$

$$I = 1.0$$

$$T_0 = 0.42 \text{ s}$$

$$T = 0.09 * 18 / (18)^{0.5} = 0.382 \text{ s} \text{ ve } T = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ s}$$

değerlerinden elverişsiz olanı alınacağından

=>  $T = 0.6 \text{ s}$  olarak bulunmuştur.

$$S = \frac{1}{|0,8 + T - T_0|} = 1/(0.8+0.6-0.42) = 1.02 \text{ bulunur. } S \text{ değeri } 1.00' \text{ den daha büyük}$$

olamayacağından  $S = 1.0$  olarak alınmıştır.

$$C = C_0 * K * S * I = 0.10 * 1.0 * 1.0 * 1.0 = 0.10 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bina toplam ağırlığı:  $W = 5052.86 \text{ kN}$

$$F = CW = 0.10 * 5052.86 = 505.29 \text{ kN}$$

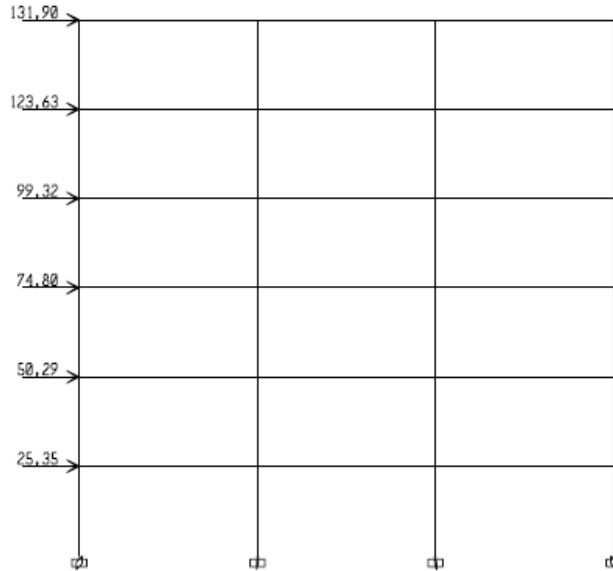
$$F_i = (F - F_t) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$$

$H/D = 1.0 < 3$  olduğundan  $F_t = 0$  alınır.

Bu değerlere bağlı olarak, sisteme etkitilecek eşdeğer deprem yükleri Tablo 4.1 üzerinde hesaplanmış, Şekil 4.3 üzerinde gösterilmiştir.

**Tablo 4.1:** Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

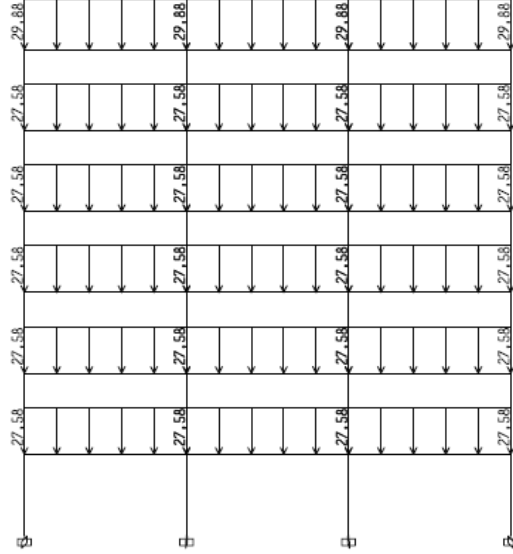
KAT	$W_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	$F$	$F_i$ (kN)	$Q_i$ (kN)
6	755.8	18.0	13603.68	0.26	505.29	131.90	131.90
5	850.1	15.0	12750.9	0.24	505.29	123.63	255.52
4	853.7	12.0	10243.92	0.20	505.29	99.32	354.84
3	857.3	9.0	7715.34	0.15	505.29	74.80	429.65
2	864.5	6.0	5186.76	0.10	505.29	50.29	479.94
1	871.7	3.0	2614.98	0.05	505.29	25.35	505.29



**Şekil 4.3:** Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri

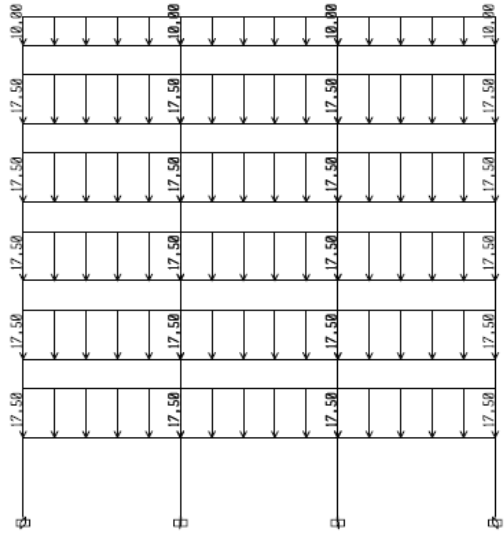
Dış duvar yükleri, çerçeve aralığı 5 m olduğu için, dış kolonlara 20 kN' luk tekil yükler şeklinde etkilmiştir.

Sisteme etkiyen düzgün yayılı sabit yükler aşağıdaki şekilde gösterilmiştir, Şekil 4.4.



**Şekil 4.4:** Sisteme Etkiyen Sabit Yükler

Sisteme etkiyen hareketli yükler Şekil 4.5' te verilmiştir.



**Şekil 4.5:** Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler

Yukarıda verilen yüklere bağlı olarak oluşturulan yükleme kombinasyonları için yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda, kolon ve kirişler için belirlenen enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 4.2 ve Tablo 4.3' te gösterilmiştir.

**Tablo 4.2:** TSM- 4 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b / h (cm)	Donatı
S 601	30 / 40	10Ø20
S 602	30 / 50	8Ø16
S 603	30 / 50	8Ø16
S 604	30 / 40	10Ø20
S 501	30 / 40	10Ø20
S 502	30 / 50	12Ø16
S 503	30 / 50	12Ø16
S 504	30 / 40	10Ø20
S 401	30 / 50	10Ø20
S 402	30 / 60	12Ø16
S 403	30 / 60	12Ø16
S 404	30 / 50	10Ø20
S 301	30 / 50	10Ø20
S 302	30 / 60	12Ø20
S 303	30 / 60	12Ø20
S 304	30 / 50	10Ø20
S 201	30 / 60	8Ø20
S 202	30 / 90	10Ø20
S 203	30 / 90	10Ø20
S 204	30 / 60	8Ø20
S 101	30 / 60	12Ø20
S 102	30 / 90	12Ø28
S 103	30 / 90	12Ø28
S 104	30 / 60	12Ø20

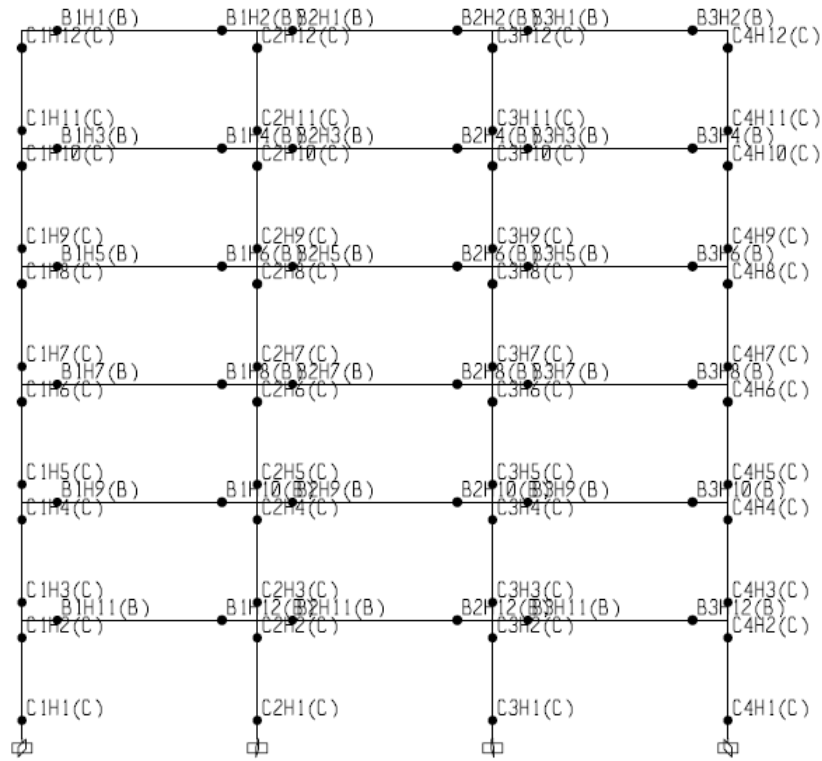
**Tablo 4.3:** TSM- 4 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b / h (cm)	Alt Donatı	Üst Donatı	Sol mesnet üst ek donatısı	Sağ mesnet üst ek donatısı
K 601	30 / 60	4Ø20	3Ø16	-	5Ø20
K 602	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 603	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	-
K 501	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø20	6Ø20
K 502	30 / 60	4Ø20	3Ø16	6Ø20	6Ø20
K 503	30 / 60	4Ø20	3Ø16	6Ø20	4Ø20
K 401	30 / 60	4Ø20	3Ø20	3Ø26	4Ø26
K 402	30 / 60	4Ø20	3Ø20	4Ø26	4Ø26
K 403	30 / 60	4Ø20	3Ø20	4Ø26	3Ø26
K 301	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 302	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 303	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 201	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 202	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 203	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø26	5Ø26
K 101	30 / 60	4Ø20	3Ø20	4Ø24	5Ø24
K 102	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø24	5Ø24
K 103	30 / 60	4Ø20	3Ø20	5Ø24	4Ø24

#### 4.4.2 Sistemin 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem performansının belirlenmesi

a ) Sistem düşey işletme yükleri altında hesaplanır ve bu analiz sonucunda kolonlardaki aksenal basınç kuvvetlerinin değerleri bulunur. Bu değerler, kolon enkesit alanına ve mevcut beton dayanımına bölünerek Bölüm 3.5.7' de tanımlanan sınır değerlerle karşılaştırılır ve kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. Kirişlerde ise çatlamış kesit eğilme rijitlikleri  $0.40 EI_0$  olarak alınır.

b ) Kolon ve kirişlerin her iki ucunda olası plastik mafsallar tanımlanır. Bu plastik mafsalların isimleri Şekil 4.6' da verilmiştir.



Şekil 4.6: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar

c ) Yapı sistemi, sabit düşey yükler ve orantılı olarak artırılan eşdeğer deprem yükleri altında öngörülen herhangi bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar itilir ve bu analiz kapsamında, yapının deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin modal kütle, modal katılım oranı ve tepe noktası genliği değerleri de elde edilir, Tablo 4.4- Tablo 4.6.



**Tablo 4.4:** Etkin Modal Kütle (%)

Mod	Periyot	UX
1	1.005	74.822
2	0.345	11.883
3	0.193	5.010
4	0.133	2.965
5	0.092	2.366
6	0.057	2.952

**Tablo 4.5:** Modal Katılım Oranları (%)

Mod	Periyot	UX
1	1.005	16.588
2	0.345	6.611
3	0.193	4.292
4	0.133	3.302
5	0.092	-2.950
6	0.057	-3.295

**Tablo 4.6:** Birinci Mod Yatay Yerdeşistirmeleri

Kat	Mod	UX
KAT 1	1	0.007
KAT 2	1	0.020
KAT 3	1	0.038
KAT 4	1	0.055
KAT 5	1	0.071
KAT 6	1	0.080

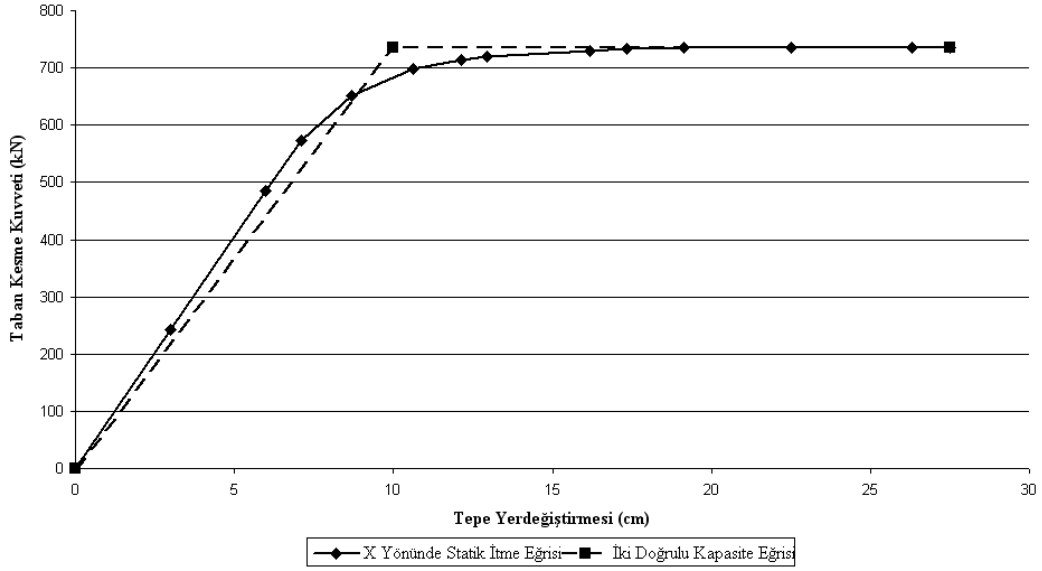
d ) İtme analizinin her adımı için elde edilen taban kesme kuvveti–tepe noktası yerdeşistirmesi değerleri Tablo 4.7’ de verilmiştir.

**Tablo 4.7:** Taban Kesme Kuvveti- Tepe Noktası Yerdeşistirmesi Değerleri

Adım	$u_n$	$V_b$
0	0	0
1	2.99	242.487
2	5.99	484.973
3	7.09	573.665
4	8.68	651.104
5	10.63	698.608
6	12.13	714.612
7	12.95	719.436
8	16.19	729.973
9	17.33	733.379
10	19.12	735.647
11	22.52	735.654
12	26.31	735.660
13	27.52	735.663

e ) Tablo 4.7’ de verilen değerlerden yararlanarak statik itme eğrisi çizilir. Bu eğri iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu dönüştürmede, iki doğrulu

diyagramın ve statik itme eğrisinin altında kalan alanların yaklaşık olarak birbirlerine eşit olması sağlanır, Şekil 4.7.



**Şekil 4.7:** Statik İtme Eğrisi

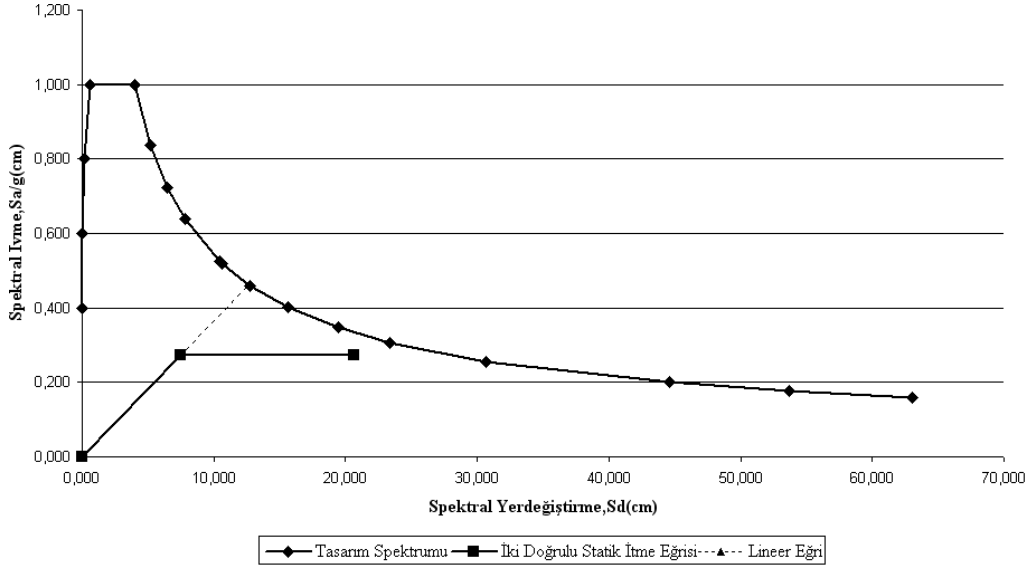
f ) İki doğrulu itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerleri (3.3) ve (3.4) denklemleri yardımıyla elde edilir, Tablo 4.8

**Tablo 4.8:** Modal İvme ve Modal Yerdeğiştirme Değerleri

$\Sigma$ Kütle	d	a
515.07	0.000	0.000
	2.246	0.090
	4.499	0.180
	5.325	0.213
	6.520	0.241
	7.984	0.259
$\Gamma$	9.111	0.265
16.58816	9.727	0.267
$\Phi$	12.160	0.270
0.08026	13.017	0.272
	14.361	0.273
	16.915	0.273
	19.762	0.273
	20.670	0.273

g ) Bulunan modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerlerinden yararlanarak, eksenleri spektral ivme-spektral yerdeğiştirme olan diyagram çizilir. Bu diyagramda zemin sınıfına bağlı ivme spektrumu eğrisi de gösterilir. Spektral ivme ve spektral

yerdeğiştirme değerlerinin oluşturacağı iki doğrulu diyagramın birinci doğrusunun ivme spektrumu eğrisini kestiği noktanın x eksenine izdüşümü alınarak doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme değeri elde edilir, Şekil 4.8.



**Şekil 4.8:** Spektral İvme- Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı

h ) Şekil 4.8' deki başlangıç periyodu, ivme spektrumundaki *karakteristik periyod*  $T_B$  den daha büyük olduğu için eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme, doğrusal elastik spektral yerdeğiştirmeye eşit olarak alınır, Denklem (3.6)- Denklem (3.8).

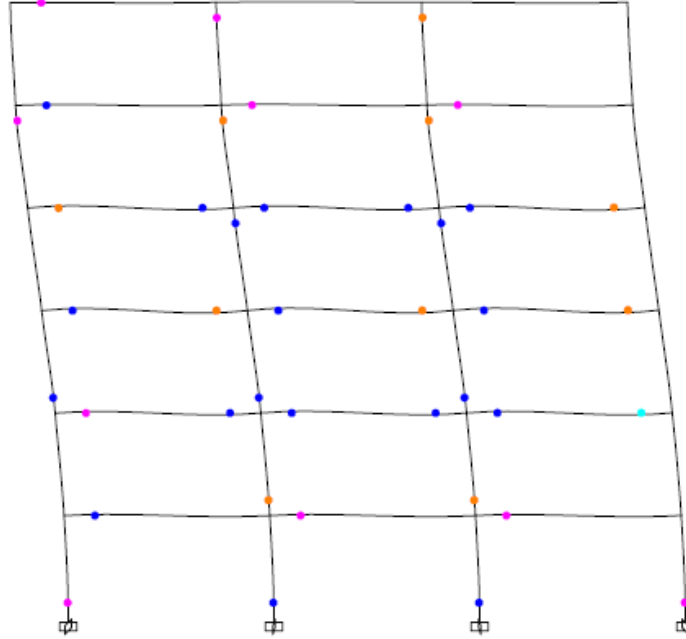
i ) Modal yerdeğiştirme istemi, Denklem (3.5) uyarınca doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme değerine eşittir.

j )  $x$  deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi Denk. (3.11)' e göre bulunur, Tablo 4.9.

**Tablo 4.9:** Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

$\omega$	$T_e$
5.96609	1.05315
$C_{R1}$	
1	
$R_{y1}$	$S_{de}(Te)$
1.690835	0.127
$S_{di}(Te)$	UX- hedef
0.127	0.169

k ) Yapı sisteminin tepe noktası, bu yatay yerdeğiştirme istemine kadar itilir. Bu itme işlemi sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 4.9' da verilmiştir.



**Şekil 4.9:** Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar

l ) İtme analizi sonucunda tüm plastik kesitlerde elde edilen plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri (3.12) bağıntısı yardımıyla hesaplanır.

m ) Eşdeğer akma eğriliği  $\phi_y$ , Denklem (3.17) ye göre hesaplanır.

n ) Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir, Denklem (3.13).

o ) Kirişler için hesapta (l - n) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.10' da verilmiştir.

**Tablo 4.10:** Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Kat	Kiriş	Mafsal	$\Phi_{\text{plastik}}$	$\kappa_{\text{plastik}}$	$\kappa_{\text{akma}}$	$\Sigma\kappa$
Kat 6	B1	B1H1	-0.00143	0.00477	0.00389	0.00865
Kat 6	B1	B1H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 5	B1	B1H3	-0.00410	0.01367	0.00389	0.01755
Kat 5	B1	B1H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	B1	B1H5	-0.01033	0.03443	0.00389	0.03832
Kat 4	B1	B1H6	0.00275	0.00917	0.00389	0.01305
Kat 3	B1	B1H7	-0.00756	0.02520	0.00389	0.02909
Kat 3	B1	B1H8	0.00670	0.02233	0.00389	0.02622
Kat 2	B1	B1H9	-0.00469	0.01563	0.00389	0.01952
Kat 2	B1	B1H10	0.00346	0.01153	0.00389	0.01542
Kat 1	B1	B1H11	-0.00462	0.01540	0.00389	0.01929
Kat 1	B1	B1H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 6	B2	B2H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 6	B2	B2H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 5	B2	B2H3	-0.00226	0.00753	0.00389	0.01142
Kat 5	B2	B2H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	B2	B2H5	-0.00774	0.02580	0.00389	0.02969
Kat 4	B2	B2H6	0.00364	0.01213	0.00389	0.01602
Kat 3	B2	B2H7	-0.00854	0.02847	0.00389	0.03235
Kat 3	B2	B2H8	0.00671	0.02237	0.00389	0.02625
Kat 2	B2	B2H9	-0.00527	0.01757	0.00389	0.02145
Kat 2	B2	B2H10	0.00350	0.01167	0.00389	0.01555
Kat 1	B2	B2H11	-0.00306	0.01020	0.00389	0.01409
Kat 1	B2	B2H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 6	B3	B3H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 6	B3	B3H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 5	B3	B3H3	-0.00296	0.00987	0.00389	0.01375
Kat 5	B3	B3H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	B3	B3H5	-0.00753	0.02510	0.00389	0.02899
Kat 4	B3	B3H6	0.00578	0.01927	0.00389	0.02315
Kat 3	B3	B3H7	-0.00850	0.02833	0.00389	0.03222
Kat 3	B3	B3H8	0.00735	0.02450	0.00389	0.02839
Kat 2	B3	B3H9	-0.00527	0.01757	0.00389	0.02145
Kat 2	B3	B3H10	0.00449	0.01497	0.00389	0.01885
Kat 1	B3	B3H11	-0.00327	0.01090	0.00389	0.01479
Kat 1	B3	B3H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389

o ) Kirişlerdeki toplam eğrilik istemine göre, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak, eğilme momenti - eğrilik diyagramı çizilir ve betonun birim kısalma, donatı çeliğinin ise birim boy değişmesi istemleri bulunur.

Yapılan sayısal incelemelerde, beton çeliğinin birim boy değişmesi nedeniyle hasar sınırına ulaşan kiriş kesitlerinde, beton çeliğinin birim uzama istemi ile kesitin toplam eğrilik istemi arasında, yaklaşık olarak doğrusal bir bağıntı bulunduğu belirlenmiştir.

Bu özellikten yararlanarak, tüm kesitlerde toplam eğrilik istemine karşılık gelen donatı çeliğinin birim uzama istemleri kolaylıkla elde edilir. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır, Tablo 4.11.

**Tablo 4.11:** Kirişlerin Deprem Performans Seviyeleri

Kat	Kiriş	Mafsal	$\Phi_{plastik}$	$\kappa_{plastik}$	$\kappa_{akma}$	$\Sigma\kappa$	$\epsilon_{su}$	Performans
Kat 6	B1	B1H1	-0.00143	0.00477	0.00389	0.00865	0.00420	MN
Kat 6	B1	B1H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 5	B1	B1H3	-0.00410	0.01367	0.00389	0.01755	0.00852	MN
Kat 5	B1	B1H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 4	B1	B1H5	-0.01033	0.03443	0.00389	0.03832	0.01860	GV
Kat 4	B1	B1H6	0.00275	0.00917	0.00389	0.01305	0.00633	MN
Kat 3	B1	B1H7	-0.00756	0.02520	0.00389	0.02909	0.01412	GV
Kat 3	B1	B1H8	0.00670	0.02233	0.00389	0.02622	0.01272	GV
Kat 2	B1	B1H9	-0.00469	0.01563	0.00389	0.01952	0.00947	MN
Kat 2	B1	B1H10	0.00346	0.01153	0.00389	0.01542	0.00748	MN
Kat 1	B1	B1H11	-0.00462	0.01540	0.00389	0.01929	0.00936	MN
Kat 1	B1	B1H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 6	B2	B2H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 6	B2	B2H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 5	B2	B2H3	-0.00226	0.00753	0.00389	0.01142	0.00554	MN
Kat 5	B2	B2H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 4	B2	B2H5	-0.00774	0.02580	0.00389	0.02969	0.01441	GV
Kat 4	B2	B2H6	0.00364	0.01213	0.00389	0.01602	0.00777	MN
Kat 3	B2	B2H7	-0.00854	0.02847	0.00389	0.03235	0.01570	GV
Kat 3	B2	B2H8	0.00671	0.02237	0.00389	0.02625	0.01274	GV
Kat 2	B2	B2H9	-0.00527	0.01757	0.00389	0.02145	0.01041	GV
Kat 2	B2	B2H10	0.00350	0.01167	0.00389	0.01555	0.00755	MN
Kat 1	B2	B2H11	-0.00306	0.01020	0.00389	0.01409	0.00684	MN
Kat 1	B2	B2H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 6	B3	B3H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 6	B3	B3H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 5	B3	B3H3	-0.00296	0.00987	0.00389	0.01375	0.00667	MN
Kat 5	B3	B3H4	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN
Kat 4	B3	B3H5	-0.00753	0.02510	0.00389	0.02899	0.01407	GV
Kat 4	B3	B3H6	0.00578	0.01927	0.00389	0.02315	0.01123	GV
Kat 3	B3	B3H7	-0.00850	0.02833	0.00389	0.03222	0.01564	GV
Kat 3	B3	B3H8	0.00735	0.02450	0.00389	0.02839	0.01378	GV
Kat 2	B3	B3H9	-0.00527	0.01757	0.00389	0.02145	0.01041	GV
Kat 2	B3	B3H10	0.00449	0.01497	0.00389	0.01885	0.00915	MN
Kat 1	B3	B3H11	-0.00327	0.01090	0.00389	0.01479	0.00718	MN
Kat 1	B3	B3H12	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00189	MN

p ) Kolonlar için hesapta, (l - n) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.12' de verilmiştir.

**Tablo 4.12:** Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Kat	Kolon	Mafsal	P	$\Phi_{plastik}$	$K_{plastik}$	$K_{akma}$	$\Sigma K$
KAT 6	C1	C1H11	-126.24	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 6	C1	C1H12	-126.24	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 5	C1	C1H9	-320.93	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 5	C1	C1H10	-320.93	0.00201	0.01005	0.00583	0.01588
KAT 4	C1	C1H7	-549.38	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 4	C1	C1H8	-549.38	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 3	C1	C1H5	-793.32	0.00173	0.00692	0.00466	0.01158
KAT 3	C1	C1H6	-793.32	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 2	C1	C1H3	-1037.06	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 2	C1	C1H4	-1037.06	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 1	C1	C1H1	-1258.98	0.00002	0.00007	0.00389	0.00395
KAT 1	C1	C1H2	-1258.98	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 6	C2	C2H11	-253.19	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 6	C2	C2H12	-253.19	0.00080	0.00320	0.00466	0.00786
KAT 5	C2	C2H9	-537.18	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 5	C2	C2H10	-537.18	0.00518	0.02072	0.00466	0.02538
KAT 4	C2	C2H7	-815.08	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 4	C2	C2H8	-815.08	0.00182	0.00607	0.00389	0.00995
KAT 3	C2	C2H5	-1085.77	0.00182	0.00607	0.00389	0.00995
KAT 3	C2	C2H6	-1085.77	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 2	C2	C2H3	-1356.2	0.00153	0.00340	0.00259	0.00599
KAT 2	C2	C2H4	-1356.2	0.00000	0.00000	0.00259	0.00259
KAT 1	C2	C2H1	-1637.19	0.00139	0.00309	0.00259	0.00568
KAT 1	C2	C2H2	-1637.19	0.00000	0.00000	0.00259	0.00259
KAT 6	C3	C3H11	-255.48	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 6	C3	C3H12	-255.48	0.00267	0.01068	0.00466	0.01534
KAT 5	C3	C3H9	-538.96	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 5	C3	C3H10	-538.96	0.00569	0.02276	0.00466	0.02742
KAT 4	C3	C3H7	-809.69	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 4	C3	C3H8	-809.69	0.00189	0.00630	0.00389	0.01019
KAT 3	C3	C3H5	-1079.55	0.00179	0.00597	0.00389	0.00985
KAT 3	C3	C3H6	-1079.55	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 2	C3	C3H3	-1350.11	0.00161	0.00358	0.00259	0.00617
KAT 2	C3	C3H4	-1350.11	0.00000	0.00000	0.00259	0.00259
KAT 1	C3	C3H1	-1623.24	0.00140	0.00311	0.00259	0.00570
KAT 1	C3	C3H2	-1623.24	0.00000	0.00000	0.00259	0.00259
KAT 6	C4	C4H11	-82.93	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 6	C4	C4H12	-82.93	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 5	C4	C4H9	-172.21	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 5	C4	C4H10	-172.21	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
KAT 4	C4	C4H7	-246.58	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 4	C4	C4H8	-246.58	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 3	C4	C4H5	-313.52	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 3	C4	C4H6	-313.52	0.00000	0.00000	0.00466	0.00466
KAT 2	C4	C4H3	-380.22	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 2	C4	C4H4	-380.22	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
KAT 1	C4	C4H1	-455.62	0.00048	0.00160	0.00389	0.00549
KAT 1	C4	C4H2	-455.62	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389

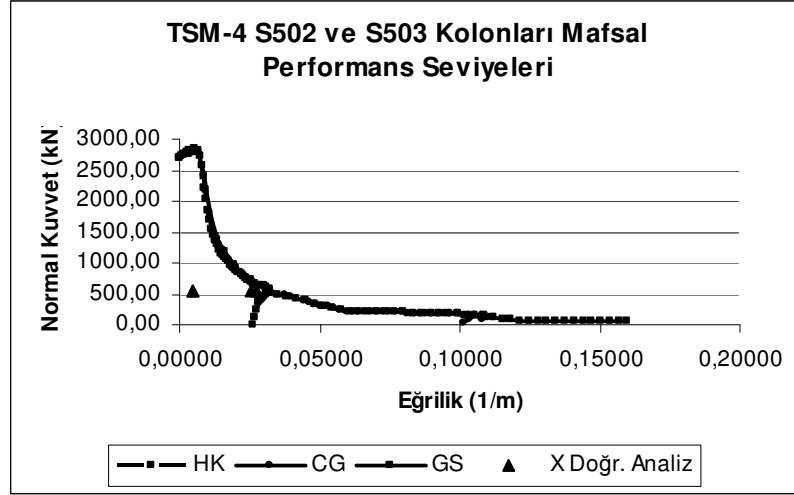
r ) Kolonlarda, her farklı kolon kesiti için, beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti - eğrilik ilişkisi elde edilir ve performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları çizilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet-toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin performans düzeyi (hasar bölgesi) belirlenir, Tablo 4.13.

**Tablo 4.13: Kolonların Deprem Performans Seviyeleri**

Kat	Kolon	Mafsalsal	P	$\Phi_{plastik}$	$\kappa_{plastik}$	$\kappa_{akma}$	$\Sigma\kappa$	Performans
KAT 6	C1	C1H11	-126,24	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 6	C1	C1H12	-126,24	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 5	C1	C1H9	-320,93	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 5	C1	C1H10	-320,93	0,00201	0,01005	0,00583	0,01588	MN
KAT 4	C1	C1H7	-549,38	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 4	C1	C1H8	-549,38	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 3	C1	C1H5	-793,32	0,00173	0,00692	0,00466	0,01158	MN
KAT 3	C1	C1H6	-793,32	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 2	C1	C1H3	-1037,06	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 2	C1	C1H4	-1037,06	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 1	C1	C1H1	-1258,98	0,00002	0,00007	0,00389	0,00395	MN
KAT 1	C1	C1H2	-1258,98	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 6	C2	C2H11	-253,19	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 6	C2	C2H12	-253,19	0,00080	0,00320	0,00466	0,00786	MN
KAT 5	C2	C2H9	-537,18	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 5	C2	C2H10	-537,18	0,00518	0,02072	0,00466	0,02538	MN
KAT 4	C2	C2H7	-815,08	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 4	C2	C2H8	-815,08	0,00182	0,00607	0,00389	0,00995	MN
KAT 3	C2	C2H5	-1085,77	0,00182	0,00607	0,00389	0,00995	MN
KAT 3	C2	C2H6	-1085,77	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 2	C2	C2H3	-1356,2	0,00153	0,00340	0,00259	0,00599	MN
KAT 2	C2	C2H4	-1356,2	0,00000	0,00000	0,00259	0,00259	MN
KAT 1	C2	C2H1	-1637,19	0,00139	0,00309	0,00259	0,00568	MN
KAT 1	C2	C2H2	-1637,19	0,00000	0,00000	0,00259	0,00259	MN
KAT 6	C3	C3H11	-255,48	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 6	C3	C3H12	-255,48	0,00267	0,01068	0,00466	0,01534	MN
KAT 5	C3	C3H9	-538,96	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 5	C3	C3H10	-538,96	0,00569	0,02276	0,00466	0,02742	MN
KAT 4	C3	C3H7	-809,69	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 4	C3	C3H8	-809,69	0,00189	0,00630	0,00389	0,01019	MN
KAT 3	C3	C3H5	-1079,55	0,00179	0,00597	0,00389	0,00985	MN
KAT 3	C3	C3H6	-1079,55	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 2	C3	C3H3	-1350,11	0,00161	0,00358	0,00259	0,00617	MN
KAT 2	C3	C3H4	-1350,11	0,00000	0,00000	0,00259	0,00259	MN
KAT 1	C3	C3H1	-1623,24	0,00140	0,00311	0,00259	0,00570	MN
KAT 1	C3	C3H2	-1623,24	0,00000	0,00000	0,00259	0,00259	MN
KAT 6	C4	C4H11	-82,93	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 6	C4	C4H12	-82,93	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 5	C4	C4H9	-172,21	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 5	C4	C4H10	-172,21	0,00000	0,00000	0,00583	0,00583	MN
KAT 4	C4	C4H7	-246,58	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 4	C4	C4H8	-246,58	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 3	C4	C4H5	-313,52	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 3	C4	C4H6	-313,52	0,00000	0,00000	0,00466	0,00466	MN
KAT 2	C4	C4H3	-380,22	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 2	C4	C4H4	-380,22	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN
KAT 1	C4	C4H1	-455,62	0,00048	0,00160	0,00389	0,00549	MN
KAT 1	C4	C4H2	-455,62	0,00000	0,00000	0,00389	0,00389	MN



Kolonların performans seviyelerinin belirlenmesine örnek olarak, S502 ve S503 kolonları için, çeşitli hasar sınırları için çizilen normal kuvvet-eğrilik diyagramları ve sözkonusu kolon uç kesitlerini temsil eden noktalar Şekil 4.10 üzerinde gösterilmiştir.



**Şekil 4.10:** Kolonlar İçin Hasar Bölgesinin Belirlenmesi

#### 4.4.3 Sistemin FEMA 356 ön standardında tanımlanan yöntem ile deprem performansının belirlenmesi

FEMA 356' da öngörülen doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi, kesitte oluşan plastik mafsalsı dönmelerinin, sözkonusu standartta tanımlanan sınır değerlerle karşılaştırılması suretiyle performans belirlenmesini öngörmektedir. Bu çalışmada, plastik mafsalların dönme değerlerinin bulunması, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen yöntemle gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle, yukarıda Bölüm 4.4.2' de açıklanan (a-k) sayılı adımlar aynen uygulanmaktadır. Bu adımdan sonra, FEMA 356 ön standardına göre sistemin deprem performansının belirlenmesinde izlenen yol, aşağıda açıklanmıştır.

a ) Kiriş kesitleri için doğrusal olmayan analiz sonucunda bulunan plastik mafsalsı dönme değerleri alınır ve bu değerler her kesit için, Tablo 3.6'da Hemen Kullanım (minimum hasar sınırı), Can Güvenliği (kesit güvenlik sınırı) ve Göçme Sınırı durumları için tanımlanan plastik dönme değerleri ile karşılaştırılarak, kesitin performans düzeyi bulunur. Tablo 3.6' daki ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılacaktır. Kirişlerin FEMA 356 ön standardına göre deprem performansları Tablo 4.14' te verilmiştir.

**Tablo 4.14: Kirişlerin FEMA 356 Ön Standardına Göre Deprem Performans Seviyeleri**

KİRİŞ ADI	$(\rho-\rho')/\rho_{bal}$	V	$V/b_w d x f_c^{1/2}$	Mafsal Durumu	FEMA 356			ETABS-Dönmeler	Performans
					MN	GV	GÇ		
K 601 SOL	<b>-0,065</b>	126240	<b>2,22</b>	VAR	0,005	0,01	0,02	-0,00143	MN
K 601 SAĞ	<b>0,196</b>	113040	<b>1,99</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 602 SOL	<b>0,196</b>	140150	<b>2,47</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 602 SAĞ	<b>0,196</b>	99130	<b>1,75</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 603 SOL	<b>0,196</b>	156350	<b>2,75</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 603 SAĞ	<b>-0,065</b>	82930	<b>1,46</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 501 SOL	<b>0,131</b>	174700	<b>3,08</b>	VAR	0,005	0,01	0,0174	-0,00410	MN
K 501 SAĞ	<b>0,261</b>	95780	<b>1,69</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 502 SOL	<b>0,261</b>	188200	<b>3,31</b>	VAR	0,005	0,01	0,0148	-0,00226	MN
K 502 SAĞ	<b>0,261</b>	82280	<b>1,45</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 503 SOL	<b>0,261</b>	201200	<b>3,54</b>	VAR	0,005	0,01	0,0148	-0,00296	MN
K 503 SAĞ	<b>0,131</b>	69280	<b>1,22</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 401 SOL	<b>0,291</b>	208440	<b>3,67</b>	VAR	0,005	0,01	0,014	-0,01033	GÇ
K 401 SAĞ	<b>0,401</b>	62040	<b>1,09</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	0,00275	MN
K 402 SOL	<b>0,401</b>	215870	<b>3,80</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	-0,00774	GV
K 402 SAĞ	<b>0,401</b>	54610	<b>0,96</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	0,00364	MN
K 403 SOL	<b>0,401</b>	216110	<b>3,81</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	-0,00753	GV
K 403 SAĞ	<b>0,291</b>	54370	<b>0,96</b>	VAR	0,005	0,01	0,014	0,00578	GV
K 301 SOL	<b>0,511</b>	223950	<b>3,94</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00756	GV
K 301 SAĞ	<b>0,511</b>	46530	<b>0,82</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00670	GV
K 302 SOL	<b>0,511</b>	224160	<b>3,95</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00854	>GÇ
K 302 SAĞ	<b>0,511</b>	46320	<b>0,82</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00671	GV
K 303 SOL	<b>0,511</b>	223530	<b>3,94</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00850	>GÇ
K 303 SAĞ	<b>0,511</b>	46950	<b>0,83</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00735	GV
K 201 SOL	<b>0,511</b>	223740	<b>3,94</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00469	GV
K 201 SAĞ	<b>0,511</b>	46740	<b>0,82</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00346	MN
K 202 SOL	<b>0,511</b>	223690	<b>3,94</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00527	GV
K 202 SAĞ	<b>0,511</b>	46790	<b>0,82</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00350	MN
K 203 SOL	<b>0,511</b>	223780	<b>3,94</b>	VAR	0,0039	0,00843	0,00843	-0,00527	GV
K 203 SAĞ	<b>0,511</b>	46700	<b>0,82</b>	VAR	0,005	0,01	0,01	0,00449	MN
K 101 SOL	<b>0,303</b>	201920	<b>3,56</b>	VAR	0,005	0,01	0,014	-0,00462	MN
K 101 SAĞ	<b>0,397</b>	68560	<b>1,21</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 102 SOL	<b>0,397</b>	212430	<b>3,74</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	-0,00306	MN
K 102 SAĞ	<b>0,397</b>	58050	<b>1,02</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
K 103 SOL	<b>0,397</b>	215080	<b>3,79</b>	VAR	0,005	0,01	0,012	-0,00327	MN
K 103 SAĞ	<b>0,303</b>	55400	<b>0,98</b>	-	-	-	-	0,00000	MN

b ) Kolon kesitleri için doğrusal olmayan analizin sonunda bulunan plastik mafsal dönme değerleri alınır ve bu değerler her kesit için, Tablo 3.7’de Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Sınırı durumları için tanımlanan dönme değerleri ile karşılaştırılarak, kesitin performans düzeyi bulunur. Tablo 3.7’ deki ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılacaktır. Kolonların FEMA 356 ön standardına göre deprem performansları Tablo 4.15’ te verilmiştir.

**Tablo 4.15:** Kolonların FEMA 356 Ön Standardına Göre Deprem Performans Seviyeleri

KOLON ADI	P	P/A <sub>g</sub> f <sub>c</sub> '	V	V/b <sub>w</sub> xdx <sub>fc</sub> ' <sup>1/2</sup>	Mafsal Durumu	FEMA 356			ETABS Dönmeler	Performans
						MN	GV	GÇ		
S 601 ÜST	126240	0,07	59610	<b>1,71</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 601 ALT	126240	0,07	59610	<b>1,71</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 602 ÜST	253190	0,11	72130	<b>1,61</b>	VAR	0,005	0,005	0,006	0,00080	MN
S 602 ALT	253190	0,11	72130	<b>1,61</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 603 ÜST	255480	0,11	78650	<b>1,75</b>	VAR	0,005	0,005	0,006	0,00267	MN
S 603 ALT	255480	0,11	78650	<b>1,75</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 604 ÜST	82930	0,04	3410	<b>0,10</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 604 ALT	82930	0,04	3410	<b>0,10</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 501 ÜST	320930	0,17	79340	<b>2,28</b>	VAR	0,0043	0,0043	0,0053	0,00201	MN
S 501 ALT	320930	0,17	79340	<b>2,28</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 502 ÜST	537180	0,22	132210	<b>2,95</b>	VAR	0,0038	0,0038	0,0048	0,00518	>GÇ
S 502 ALT	537180	0,22	132210	<b>2,95</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 503 ÜST	538960	0,22	132470	<b>2,95</b>	VAR	0,0038	0,0038	0,0048	0,00569	>GÇ
S 503 ALT	538960	0,22	132470	<b>2,95</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 504 ÜST	172210	0,09	61740	<b>1,77</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 504 ALT	172210	0,09	61740	<b>1,77</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 401 ÜST	549380	0,23	130200	<b>2,90</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 401 ALT	549380	0,23	130200	<b>2,90</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 402 ÜST	815080	0,28	186470	<b>3,40</b>	VAR	0,0032	0,0032	0,0042	0,00182	MN
S 402 ALT	815080	0,28	186470	<b>3,40</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 403 ÜST	809690	0,28	185810	<b>3,39</b>	VAR	0,0032	0,0032	0,0042	0,00189	MN
S 403 ALT	809690	0,28	185810	<b>3,39</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 404 ÜST	246580	0,10	52450	<b>1,17</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 404 ALT	246580	0,10	52450	<b>1,17</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 301 ÜST	793320	0,33	141640	<b>3,16</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 301 ALT	793320	0,33	141640	<b>3,16</b>	VAR	0,0027	0,0027	0,0037	0,00173	MN
S 302 ÜST	1085770	0,38	215520	<b>3,93</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 302 ALT	1085770	0,38	215520	<b>3,93</b>	VAR	0,002	0,002	0,00269	0,00182	MN
S 303 ÜST	1079550	0,37	214280	<b>3,91</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 303 ALT	1079550	0,37	214280	<b>3,91</b>	VAR	0,002	0,002	0,00269	0,00179	MN
S 304 ÜST	313520	0,13	87030	<b>1,94</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 304 ALT	313520	0,13	87030	<b>1,94</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 201 ÜST	1037060	0,36	150030	<b>2,74</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 201 ALT	1037060	0,36	150030	<b>2,74</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 202 ÜST	1356200	0,31	253470	<b>2,99</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 202 ALT	1356200	0,31	253470	<b>2,99</b>	VAR	0,0029	0,0029	0,0039	0,00153	MN
S 203 ÜST	1350110	0,31	253460	<b>2,99</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 203 ALT	1350110	0,31	253460	<b>2,99</b>	VAR	0,0029	0,0029	0,0039	0,00161	MN
S 204 ÜST	380220	0,13	56760	<b>1,04</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 204 ALT	380220	0,13	56760	<b>1,04</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 101 ÜST	1258980	0,44	127250	<b>2,32</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 101 ALT	1258980	0,44	127250	<b>2,32</b>	VAR	0,002	0,002	0,003	0,00002	MN
S 102 ÜST	1637190	0,38	256600	<b>3,03</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 102 ALT	1637190	0,38	256600	<b>3,03</b>	VAR	0,002	0,002	0,003	0,00139	MN
S 103 ÜST	1623240	0,38	263180	<b>3,11</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 103 ALT	1623240	0,38	263180	<b>3,11</b>	VAR	0,002	0,002	0,003	0,00140	MN
S 104 ÜST	455620	0,16	85150	<b>1,55</b>	-	-	-	-	0,00000	MN
S 104 ALT	455620	0,16	85150	<b>1,55</b>	VAR	0,0044	0,0044	0,0054	0,00048	MN

**4.4.4 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması**

Sistemin kolon ve kiriş uç noktaları için, yukarıda her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 4.16 ve Tablo 4.17’ de verilerek karşılaştırılmıştır.

**Tablo 4.16:** Kirişlerin Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
KAT 6	B1	B1H1	MN	MN	√
KAT 6	B1	B1H2	MN	MN	√
KAT 5	B1	B1H3	MN	MN	√
KAT 5	B1	B1H4	MN	MN	√
KAT 4	B1	B1H5	GV	GÇ	X
KAT 4	B1	B1H6	MN	MN	√
KAT 3	B1	B1H7	GV	GV	√
KAT 3	B1	B1H8	GV	GV	√
KAT 2	B1	B1H9	MN	GV	X
KAT 2	B1	B1H10	MN	MN	√
KAT 1	B1	B1H11	MN	GV	X
KAT 1	B1	B1H12	MN	MN	√
KAT 6	B2	B2H1	MN	MN	√
KAT 6	B2	B2H2	MN	MN	√
KAT 5	B2	B2H3	MN	MN	√
KAT 5	B2	B2H4	MN	MN	√
KAT 4	B2	B2H5	GV	GV	√
KAT 4	B2	B2H6	MN	MN	√
KAT 3	B2	B2H7	GV	GÇ	X
KAT 3	B2	B2H8	GV	GV	√
KAT 2	B2	B2H9	GV	GV	√
KAT 2	B2	B2H10	MN	MN	√
KAT 1	B2	B2H11	MN	MN	√
KAT 1	B2	B2H12	MN	MN	√
KAT 6	B3	B3H1	MN	MN	√
KAT 6	B3	B3H2	MN	MN	√
KAT 5	B3	B3H3	MN	MN	√
KAT 5	B3	B3H4	MN	MN	√
KAT 4	B3	B3H5	GV	GV	√
KAT 4	B3	B3H6	GV	GV	√
KAT 3	B3	B3H7	GV	GÇ	X
KAT 3	B3	B3H8	GV	GV	√
KAT 2	B3	B3H9	GV	GV	√
KAT 2	B3	B3H10	MN	MN	√
KAT 1	B3	B3H11	MN	MN	√
KAT 1	B3	B3H12	MN	MN	√

**Tablo 4.17:** Kolonların Her İki Yaklaşım ile Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
KAT 6	C1	C1H11	MN	MN	√
KAT 6	C1	C1H12	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H9	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H10	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H7	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H8	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H5	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H6	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H3	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H4	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H1	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H2	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H11	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H12	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H9	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H10	MN	>GÇ	X
KAT 4	C2	C2H7	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H8	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H5	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H6	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H3	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H4	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H1	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H2	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H11	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H12	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H9	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H10	MN	>GÇ	X
KAT 4	C3	C3H7	MN	MN	√
KAT 4	C3	C3H8	MN	MN	√
KAT 3	C3	C3H5	MN	MN	√
KAT 3	C3	C3H6	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H3	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H4	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H1	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H2	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H11	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H12	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H9	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H10	MN	MN	√
KAT 4	C4	C4H7	MN	MN	√
KAT 4	C4	C4H8	MN	MN	√
KAT 3	C4	C4H5	MN	MN	√
KAT 3	C4	C4H6	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H3	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H4	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H1	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H2	MN	MN	√

#### 4.5 TSM-1 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen taşıyıcı sistem modeli TSM-1 üç açıklıklı ve altı katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 8 m, kat yükseklikleri ise 3.5 m dir. Planda çerçeve aralıkları 5 m dir.

ABYYHY' 98 e göre boyutlandırılan TSM-1' in beton sınıfı C30, donatı çeliği sınıfı ise S420' dir. Sistem süneklik düzeyi normal sistem (R=4) olarak boyutlandırılmıştır.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonları için yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda kolon ve kirişler için belirlenen enkesit boyutları ve donatıları Tablo 4.18 ve Tablo 4.19' da gösterilmiştir.

**Tablo 4.18:** TSM- 1 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

<b>Kolon</b>	<b>b / h (cm)</b>	<b>Donatı</b>
S 601	40 / 40	10Ø20
S 602	40 / 40	8Ø16
S 603	40 / 40	8Ø16
S 604	40 / 40	10Ø20
S 501	40 / 40	10Ø20
S 502	40 / 40	10Ø16
S 503	40 / 40	10Ø16
S 504	40 / 40	10Ø20
S 401	40 / 45	10Ø20
S 402	40 / 50	10Ø20
S 403	40 / 50	10Ø20
S 404	40 / 45	10Ø20
S 301	40 / 45	10Ø20
S 302	40 / 50	10Ø20
S 303	40 / 50	10Ø20
S 304	40 / 45	10Ø20
S 201	40 / 50	8Ø20
S 202	40 / 60	8Ø20
S 203	40 / 60	8Ø20
S 204	40 / 50	8Ø20
S 101	40 / 50	8Ø20
S 102	40 / 60	10Ø20
S 103	40 / 60	10Ø20
S 104	40 / 50	8Ø20

**Tablo 4.19:** TSM- 1 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b / h (cm)	Alt Donatı	Üst Donatı	Sol mesnet üst ek donatısı	Sağ mesnet üst ek donatısı
K 601	30 / 60	4Ø20	3Ø16	2Ø16	4Ø20
K 602	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 603	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø20	2Ø16
K 501	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 502	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 503	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 401	30 / 70	4Ø20	3Ø16	5Ø20	6Ø20
K 402	30 / 70	4Ø20	3Ø16	6Ø20	6Ø20
K 403	30 / 70	4Ø20	3Ø16	6Ø20	5Ø20
K 301	30 / 70	4Ø20	3Ø16	6Ø20	7Ø20
K 302	30 / 70	4Ø20	3Ø16	7Ø20	7Ø20
K 303	30 / 70	4Ø20	3Ø16	7Ø20	6Ø20
K 201	30 / 80	4Ø20	3Ø16	5Ø20	6Ø20
K 202	30 / 80	4Ø20	3Ø16	6Ø20	6Ø20
K 203	30 / 80	4Ø20	3Ø16	6Ø20	5Ø20
K 101	30 / 80	4Ø20	3Ø16	5Ø20	7Ø20
K 102	30 / 80	4Ø20	3Ø16	7Ø20	7Ø20
K 103	30 / 80	4Ø20	3Ø16	7Ø20	5Ø20

#### 4.5.1 TSM-1a için performans değerlendirilmesi ve karşılaştırılması

TSM-1a taşıyıcı sistem modeli, yukarıda tanımlanan TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin sargılı olarak modellenmiş halidir.

##### 4.5.1.1 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kolon ve kiriş uç noktaları için, her iki yaklaşım ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 4.20 ve Tablo 4.21’ de verilerek karşılaştırılmıştır.

**Tablo 4.20:** TSM-1a Kirişlerinin Her İki Yaklaşımınla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
Kat 6	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 6	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H5	GV	GV	√
Kat 4	B1	B1H6	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 3	B1	B1H8	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H9	GV	MN	X
Kat 2	B1	B1H10	MN	MN	√
Kat 1	B1	B1H11	GV	MN	X
Kat 1	B1	B1H12	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H4	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H5	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H6	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H7	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H8	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H9	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H10	GV	MN	X
Kat 1	B2	B2H11	MN	MN	√
Kat 1	B2	B2H12	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H1	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H2	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H3	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H4	GV	MN	X
Kat 4	B3	B3H5	MN	MN	√
Kat 4	B3	B3H6	GV	GV	√
Kat 3	B3	B3H7	MN	MN	√
Kat 3	B3	B3H8	GV	GÇ	X
Kat 2	B3	B3H9	MN	MN	√
Kat 2	B3	B3H10	GV	GV	√
Kat 1	B3	B3H11	MN	MN	√
Kat 1	B3	B3H12	GV	MN	X



**Tablo 4.21:** TSM-1a Kolonlarının Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
KAT 6	C1	C1H11	MN	MN	√
KAT 6	C1	C1H12	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H9	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H10	MN	GV	X
KAT 4	C1	C1H7	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H8	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H5	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H6	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H3	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H4	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H1	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H2	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H11	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H12	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H9	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H10	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H7	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H8	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H5	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H6	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H3	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H4	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H1	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H2	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H11	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H12	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H9	GV	GV	√
KAT 5	C3	C3H10	GV	GV	√
KAT 4	C3	C3H7	GÇ	GV	X
KAT 4	C3	C3H8	GÇ	GV	X
KAT 3	C3	C3H5	GÇ	GV	X
KAT 3	C3	C3H6	GÇ	GV	X
KAT 2	C3	C3H3	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H4	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H1	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H2	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H11	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H12	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H9	GV	GV	√
KAT 5	C4	C4H10	GV	GV	√
KAT 4	C4	C4H7	GV	GV	√
KAT 4	C4	C4H8	GÇ	GV	X
KAT 3	C4	C4H5	GÇ	GV	X
KAT 3	C4	C4H6	GÇ	GV	X
KAT 2	C4	C4H3	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H4	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H1	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H2	MN	MN	√

#### 4.5.2 TSM-1b için performans değerlendirilmesi ve karşılaştırılması

TSM-1b, yukarıda tanımlanan TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin sargısız olarak modellenmiş halidir.

##### 4.5.2.1 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kolon ve kiriş uç noktaları için, her iki yaklaşım ile belirlenen deprem performansları Tablo 4.22 ve Tablo 4.23' te verilmiştir.

**Tablo 4.22:** TSM-1b Kirişlerinin Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
Kat 6	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 6	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H5	GV	GV	√
Kat 4	B1	B1H6	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H7	GV	GÇ	X
Kat 3	B1	B1H8	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H9	GV	GV	√
Kat 2	B1	B1H10	MN	MN	√
Kat 1	B1	B1H11	MN	MN	√
Kat 1	B1	B1H12	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H4	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H5	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H6	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H7	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H8	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H9	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H10	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H11	MN	MN	√
Kat 1	B2	B2H12	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H1	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H2	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H3	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H4	GV	MN	X
Kat 4	B3	B3H5	MN	MN	√
Kat 4	B3	B3H6	GV	GÇ	X
Kat 3	B3	B3H7	MN	MN	√
Kat 3	B3	B3H8	GV	>GÇ	X
Kat 2	B3	B3H9	MN	MN	√
Kat 2	B3	B3H10	GV	GÇ	X
Kat 1	B3	B3H11	MN	MN	√
Kat 1	B3	B3H12	GV	GV	√

**Tablo 4.23: TSM-1b Kolonlarının Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması**

Kat	Kolon	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
KAT 6	C1	C1H11	MN	MN	√
KAT 6	C1	C1H12	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H9	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H10	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H7	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H8	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H5	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H6	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H3	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H4	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H1	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H2	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H11	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H12	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H9	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H10	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H7	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H8	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H5	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H6	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H3	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H4	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H1	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H2	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H11	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H12	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H9	>GÇ	>GÇ	√
KAT 5	C3	C3H10	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C3	C3H7	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C3	C3H8	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C3	C3H5	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C3	C3H6	>GÇ	>GÇ	√
KAT 2	C3	C3H3	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H4	MN	GÇ	X
KAT 1	C3	C3H1	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H2	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H11	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H12	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H9	>GÇ	>GÇ	√
KAT 5	C4	C4H10	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C4	C4H7	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C4	C4H8	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C4	C4H5	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C4	C4H6	>GÇ	>GÇ	√
KAT 2	C4	C4H3	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H4	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H1	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H2	MN	MN	√

#### 4.6 TSM-2 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen taşıyıcı sistem modeli TSM-2 üç açıklıklı ve altı katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 8 m, kat yükseklikleri ise 3.5 m dir. Planda çerçeve aralıkları 5 m dir.

ABYYHY' 98 e göre boyutlandırılan TSM-2' nin beton sınıfı C30, donatı çeliği sınıfı ise S420' dir. Sistem süneklik düzeyi yüksek sistem (R=8) olarak boyutlandırılmıştır. Sistemin performans değerlendirmesinde kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutulmuştur.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda, kolon ve kirişler için belirlenen enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 4.24 ve Tablo 4.25' te gösterilmiştir.

**Tablo 4.24:** TSM- 2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

<b>Kolon</b>	<b>B / h (cm)</b>	<b>Donatı</b>
S 601	40 / 40	8Ø22
S 602	40 / 40	10Ø28
S 603	40 / 40	10Ø28
S 604	40 / 40	8Ø22
S 501	40 / 40	8Ø18
S 502	40 / 40	10Ø28
S 503	40 / 40	10Ø28
S 504	40 / 40	8Ø18
S 401	40 / 45	8Ø18
S 402	40 / 50	8Ø26
S 403	40 / 50	8Ø26
S 404	40 / 45	8Ø18
S 301	40 / 45	8Ø18
S 302	40 / 50	10Ø20
S 303	40 / 50	10Ø20
S 304	40 / 45	8Ø18
S 201	40 / 50	8Ø18
S 202	40 / 60	10Ø20
S 203	40 / 60	10Ø20
S 204	40 / 50	8Ø18
S 101	40 / 50	8Ø18
S 102	40 / 60	8Ø20
S 103	40 / 60	8Ø20
S 104	40 / 50	8Ø18

**Tablo 4.25:** TSM- 2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

<b>Kiriş</b>	<b>b / h (cm)</b>	<b>Alt Donatı</b>	<b>Üst Donatı</b>	<b>Sol mesnet üst ek donatısı</b>	<b>Sağ mesnet üst ek donatısı</b>
K 601	30 / 60	4Ø20	3Ø16	1Ø16	4Ø20
K 602	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 603	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø20	1Ø16
K 501	30 / 60	4Ø20	3Ø16	4Ø16	5Ø20
K 502	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 503	30 / 60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	4Ø16
K 401	30 / 70	4Ø20	3Ø16	3Ø20	4Ø20
K 402	30 / 70	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 403	30 / 70	4Ø20	3Ø16	4Ø20	3Ø20
K 301	30 / 70	4Ø20	3Ø16	3Ø20	4Ø20
K 302	30 / 70	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 303	30 / 70	4Ø20	3Ø16	4Ø20	3Ø20
K 201	30 / 80	4Ø20	3Ø16	2Ø20	4Ø20
K 202	30 / 80	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 203	30 / 80	4Ø20	3Ø16	4Ø20	2Ø20
K 101	30 / 80	4Ø20	3Ø16	2Ø20	4Ø20
K 102	30 / 80	4Ø20	3Ø16	4Ø20	4Ø20
K 103	30 / 80	4Ø20	3Ø16	4Ø20	2Ø20

**4.6.1 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması**

Sistemin kolon ve kiriş uç noktaları için, her iki yaklaşım ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 4.26 ve Tablo 4.27’ de karşılaştırılmalı olarak verilmiştir.

**Tablo 4.26:** TSM-2 Kirişlerinin Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
Kat 6	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 6	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H3	GV	MN	X
Kat 5	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H5	GV	MN	X
Kat 4	B1	B1H6	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 3	B1	B1H8	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H9	GV	GV	√
Kat 2	B1	B1H10	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H11	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H12	GV	GV	√
Kat 6	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H4	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H5	GV	MN	X
Kat 4	B2	B2H6	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H7	GV	MN	X
Kat 3	B2	B2H8	GV	MN	X
Kat 2	B2	B2H9	GV	GV	√
Kat 2	B2	B2H10	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H11	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H12	GV	GV	√
Kat 6	B3	B3H1	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H2	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H3	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H4	MN	MN	√
Kat 4	B3	B3H5	GV	MN	X
Kat 4	B3	B3H6	MN	MN	√
Kat 3	B3	B3H7	GV	GV	√
Kat 3	B3	B3H8	GV	MN	X
Kat 2	B3	B3H9	GV	GV	√
Kat 2	B3	B3H10	GV	GV	√
Kat 1	B3	B3H11	GV	GV	√
Kat 1	B3	B3H12	GV	GV	√

**Tablo 4.27:** TSM-2 Kolonlarının Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
Kat 6	C1	C1H11	MN	MN	√
Kat 6	C1	C1H12	MN	MN	√
Kat 5	C1	C1H9	MN	MN	√
Kat 5	C1	C1H10	MN	MN	√
Kat 4	C1	C1H7	MN	MN	√
Kat 4	C1	C1H8	MN	MN	√
Kat 3	C1	C1H5	MN	MN	√
Kat 3	C1	C1H6	MN	MN	√
Kat 2	C1	C1H3	MN	MN	√
Kat 2	C1	C1H4	MN	MN	√
Kat 1	C1	C1H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C1	C1H2	MN	MN	√
Kat 6	C2	C2H11	MN	MN	√
Kat 6	C2	C2H12	MN	MN	√
Kat 5	C2	C2H9	MN	MN	√
Kat 5	C2	C2H10	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H7	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H8	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H5	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H6	>GÇ	GV	X
Kat 2	C2	C2H3	MN	MN	√
Kat 2	C2	C2H4	MN	MN	√
Kat 1	C2	C2H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
Kat 6	C3	C3H11	MN	MN	√
Kat 6	C3	C3H12	MN	MN	√
Kat 5	C3	C3H9	MN	MN	√
Kat 5	C3	C3H10	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H7	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H8	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H5	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H6	GV	GV	√
Kat 2	C3	C3H3	MN	MN	√
Kat 2	C3	C3H4	MN	MN	√
Kat 1	C3	C3H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√
Kat 6	C4	C4H11	MN	MN	√
Kat 6	C4	C4H12	MN	MN	√
Kat 5	C4	C4H9	MN	MN	√
Kat 5	C4	C4H10	MN	MN	√
Kat 4	C4	C4H7	MN	MN	√
Kat 4	C4	C4H8	MN	MN	√
Kat 3	C4	C4H5	MN	MN	√
Kat 3	C4	C4H6	GV	GV	√
Kat 2	C4	C4H3	MN	MN	√
Kat 2	C4	C4H4	MN	MN	√
Kat 1	C4	C4H1	GV	GV	√
Kat 1	C4	C4H2	MN	MN	√

#### 4.7 TSM-3 İçin Performans Değerlendirilmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen taşıyıcı sistem modeli TSM-3 üç açıklıklı ve altı katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise 3 m dir. Planda çerçeve aralıkları 5 m dir.

ABYYHY' 68 e göre boyutlandırılan TSM-3' ün beton sınıfı C14 (karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}=14$  MPa), donatı çeliği sınıfı S 220' dir (akma dayanımı  $f_{yk}=220$  MPa). TSM-3 sargısız olarak modellenmiştir.

Düşey yükler ve düşey yükler+deprem yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda kolon ve kirişler için belirlenen enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 4.28 ve Tablo 4.29' da gösterilmiştir.

**Tablo 4.28:** TSM- 3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

<b>Kolon</b>	<b>b / h (cm)</b>	<b>Donatı</b>
S 601	30/40	8Ø20
S 602	30/50	6Ø16
S 603	30/50	6Ø16
S 604	30/40	8Ø20
S 501	30/40	8Ø20
S 502	30/50	8Ø16
S 503	30/50	8Ø16
S 504	30/40	8Ø20
S 401	30/50	6Ø22
S 402	30/60	8Ø16
S 403	30/60	8Ø16
S 404	30/50	6Ø22
S 301	30/50	6Ø22
S 302	30/60	8Ø20
S 303	30/60	8Ø20
S 304	30/50	6Ø22
S 201	30/60	6Ø22
S 202	30/80	8Ø20
S 203	30/80	8Ø20
S 204	30/60	6Ø22
S 101	30/60	10Ø20
S 102	30/80	10Ø26
S 103	30/80	10Ø26
S 104	30/60	10Ø20



**Tablo 4.29:** TSM- 3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

<b>Kiriş</b>	<b>b / h (cm)</b>	<b>Alt Donatı</b>	<b>Üst Donatı</b>	<b>Sol mesnet üst ek donatısı</b>	<b>Sağ mesnet üst ek donatısı</b>
K 601	30/60	4Ø20	3Ø16	-	5Ø20
K 602	30/60	4Ø16	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 603	30/60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	-
K 501	30/60	4Ø20	3Ø16	3Ø20	5Ø20
K 502	30/60	5Ø16	3Ø16	5Ø20	5Ø20
K 503	30/60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	3Ø20
K 401	30/60	4Ø20	3Ø16	5Ø20	6Ø20
K 402	30/60	5Ø16	3Ø16	6Ø20	6Ø20
K 403	30/60	4Ø20	3Ø16	6Ø20	5Ø20
K 301	30/60	4Ø20	3Ø16	6Ø20	7Ø20
K 302	30/60	5Ø16	3Ø16	7Ø20	7Ø20
K 303	30/60	4Ø20	3Ø16	7Ø20	6Ø20
K 201	30/60	4Ø20	3Ø20	4Ø24	4Ø24
K 202	30/60	5Ø16	3Ø20	4Ø24	4Ø24
K 203	30/60	4Ø20	3Ø20	4Ø24	4Ø24
K 101	30/60	4Ø20	3Ø16	3Ø28	3Ø28
K 102	30/60	5Ø16	3Ø16	3Ø28	3Ø28
K 103	30/60	4Ø20	3Ø16	3Ø28	3Ø28

**4.7.1 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 ön standardına göre belirlenen deprem performanslarının karşılaştırılması**

Sistemin kolon ve kiriş uç noktaları için, her iki yaklaşım ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 4.30 ve Tablo 4.31’ de verilmiştir.

**Tablo 4.30: TSM-3 Kirişlerinin Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması**

Kat	Kiriş	Mafsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
Kat 6	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 6	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 5	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H5	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H6	GV	GV	√
Kat 3	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 3	B1	B1H8	GV	GÇ	X
Kat 2	B1	B1H9	MN	GV	X
Kat 2	B1	B1H10	GV	GÇ	X
Kat 1	B1	B1H11	MN	MN	√
Kat 1	B1	B1H12	GV	GÇ	X
Kat 6	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 6	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 5	B2	B2H4	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H5	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H6	GV	GV	√
Kat 3	B2	B2H7	GV	GV	√
Kat 3	B2	B2H8	GV	>GÇ	X
Kat 2	B2	B2H9	GV	GV	√
Kat 2	B2	B2H10	GV	GÇ	X
Kat 1	B2	B2H11	MN	MN	√
Kat 1	B2	B2H12	GV	GÇ	X
Kat 6	B3	B3H1	MN	MN	√
Kat 6	B3	B3H2	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H3	MN	MN	√
Kat 5	B3	B3H4	GV	GV	√
Kat 4	B3	B3H5	MN	MN	√
Kat 4	B3	B3H6	GV	GÇ	X
Kat 3	B3	B3H7	MN	MN	√
Kat 3	B3	B3H8	GV	GÇ	X
Kat 2	B3	B3H9	MN	GV	X
Kat 2	B3	B3H10	GV	GÇ	X
Kat 1	B3	B3H11	MN	MN	√
Kat 1	B3	B3H12	GV	GÇ	X

**Tablo 4.31:** TSM-3 Kolonlarının Her İki Yaklaşımla Elde Edilen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsalsal	TDY'YE GÖRE PERFORMANS	FEMA'YA GÖRE PERFORMANS	
KAT 6	C1	C1H11	MN	MN	√
KAT 6	C1	C1H12	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H9	MN	MN	√
KAT 5	C1	C1H10	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H7	MN	MN	√
KAT 4	C1	C1H8	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H5	MN	MN	√
KAT 3	C1	C1H6	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H3	MN	MN	√
KAT 2	C1	C1H4	MN	MN	√
KAT 1	C1	C1H1	>GÇ	>GÇ	√
KAT 1	C1	C1H2	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H11	MN	MN	√
KAT 6	C2	C2H12	MN	MN	√
KAT 5	C2	C2H9	MN	GÇ	X
KAT 5	C2	C2H10	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C2	C2H7	MN	MN	√
KAT 4	C2	C2H8	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C2	C2H5	MN	MN	√
KAT 3	C2	C2H6	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H3	MN	MN	√
KAT 2	C2	C2H4	MN	MN	√
KAT 1	C2	C2H1	>GÇ	>GÇ	√
KAT 1	C2	C2H2	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H11	MN	MN	√
KAT 6	C3	C3H12	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H9	MN	MN	√
KAT 5	C3	C3H10	>GÇ	>GÇ	√
KAT 4	C3	C3H7	MN	MN	√
KAT 4	C3	C3H8	>GÇ	>GÇ	√
KAT 3	C3	C3H5	MN	MN	√
KAT 3	C3	C3H6	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H3	MN	MN	√
KAT 2	C3	C3H4	MN	MN	√
KAT 1	C3	C3H1	>GÇ	>GÇ	√
KAT 1	C3	C3H2	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H11	MN	MN	√
KAT 6	C4	C4H12	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H9	MN	MN	√
KAT 5	C4	C4H10	MN	MN	√
KAT 4	C4	C4H7	MN	MN	√
KAT 4	C4	C4H8	MN	MN	√
KAT 3	C4	C4H5	MN	MN	√
KAT 3	C4	C4H6	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H3	MN	MN	√
KAT 2	C4	C4H4	MN	MN	√
KAT 1	C4	C4H1	>GÇ	>GÇ	√
KAT 1	C4	C4H2	MN	MN	√

#### 4.8 Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler

Sayısal incelemeler, orta yükseklikteki betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen üç açıklıklı, altı katlı dört farklı taşıyıcı sistem modeli ve alternatifleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem modellerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları malzeme bakımından doğrusal olmayan teori çerçevesinde incelenmiş, deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla yapılan hesaplamalarda performans noktası ve plastik mafsalların dönme değerleri 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi yardımı ile elde edilmiştir. Plastik şekildeğıştirmelerin değerlendirilerek kesit ve eleman hasar bölgelerinin belirlenmesinde ise, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğı ve FEMA 356 ön standardında öngörülen yaklaşımlar esas alınarak uygulanmış ve gerekli karşılaştırmalar yapılmıştır.

Sayısal incelemelerde ulaşılan başlıca sonuçlar şunlardır.

- 1) 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen yaklaşımlar ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. Belirlenen hasar bölgelerinin farklılık gösterdiği kesit sayısının çerçevedeki toplam kesit sayısına oranı, kirişlerde ortalama % 20, kolonlarda ise ortalama % 7 dolaylarındadır.
- 2) İki yaklaşımın sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değışim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesindedir.
- 3) İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde kirişler genel olarak *Belirgin Hasar* bölgesinde iken, ABYYHY'68 yönetmeliğine göre ve göreceli olarak daha düşük düzeydeki deprem etkileri altında boyutlandırılan sistemde kolonların önemli bir bölümü *İleri Hasar* ve *Göçme* bölgelerinde bulunmaktadır.
- 4) İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde beton dayanımının çok düşük değerler almaması nedeniyle, performans değerlendirmesinde donatı çeliğinin birim boydeğıştirmesi daha etkin olmaktadır.
- 5) Kolonlar için belirlenen hasar bölgeleri incelendiğinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinin daha elverişsiz sonuç verdiği, buna karşılık, kirişlerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımına göre belirlenen deprem performanslarının daha elverişsiz olduğu görülmektedir. Bu sonucun elde

edilmesinde, FEMA 356 standardında öngörülen yaklaşımda kesme kuvvetinin etkisinin de hesaba katılmasının etkin olduğu düşünülmektedir.

- 6) Kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutularak değerlendirilen taşıyıcı sistem modellerinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre elde edilen hasar bölgeleri daha elverişsiz iken, kiriş ve kolonların sargısız olduğu modellerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımı daha elverişsiz sonuçlar vermektedir. Bu sonuç, her iki yaklaşımda, sargılamanın deprem performansına etkilerinin hesaba katılmasındaki farklılıktan ileri gelmektedir.
- 7) Sayısal incelemeler, yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılan ve inşa edilen binaların deprem performanslarının, yönetmeliklerin öngördüğü deprem etkilerinin çok düşük düzeyde olmaması koşulu ile, genellikle yeterli olduğunu göstermektedir.

## 5. SONUÇLAR

Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Değerlendirilmesinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliği ve FEMA 356 Yaklaşımlarının Karşılaştırılması Üzerine Sayısal Bir İnceleme konulu tez çalışmasında elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1. Bu çalışmada, ülkemizdeki orta yükseklikteki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, geçmişte ve zamanımızda yürürlükte olan deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılmıştır. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen doğrusal olmayan değerlendirme yöntemleri kullanılarak bu taşıyıcı sistem modellerinin ve alternatiflerinin deprem performans ve güvenlikleri belirlenmiş ve her iki performans değerlendirme yaklaşımına ilişkin sonuçlar karşılaştırılarak yorumlanmıştır.
2. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal olmayan yöntemde, deprem performansının belirlenmesi diğer yönetmeliklerdeki yöntemlerden farklı olarak malzemelerin birim boydeğişimlerini baz almaktadır. Bu nedenle 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre yapılacak analiz sonucunda elde edilen performans değerlerinin, diğer yönetmeliklerdeki yaklaşımlara göre bulunacak performans değerleriyle karşılaştırılması gerekmektedir. Bu tez çalışmasında, bu doğrultuda irdelemeler yapılmıştır.
3. Bu çalışma ve benzeri çalışmaların sonuçları 2006 Türk Deprem Yönetmeliğindeki şekildeğişirmelere bağlı performans değerlendirmesi üzerinde gerekli uyarılma ve revizyonların yapılmasına olanak sağlayabilecektir.
4. Çalışmanın sayısal ve parametrik incelemelerine dayanarak varılan bazı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.
  - a. 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde ve FEMA 356 ön standardında öngörülen yaklaşımlar ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. İki yaklaşımın sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değişim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesinde dir.

- b. İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde kirişler genel olarak *Belirgin Hasar* bölgesinde iken, ABYYHY'68 yönetmeliğine göre boyutlandırılan sistemde deprem etkilerinin göreceli olarak daha düşük düzeyde olması nedeniyle, kolonların önemli bir kısmı *İleri Hasar* bölgesine geçmiştir.
- c. Kolonlar için belirlenen hasar bölgeleri incelendiğinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliği sonuçları daha elverişsiz iken, kirişlerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımına göre belirlenen hasar bölgelerinin daha elverişsiz olduğu görülmektedir.
- d. Kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutularak değerlendirilen taşıyıcı sistem modellerinde 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre elde edilen deprem performans değerleri daha elverişsiz iken, kiriş ve kolonların sargısız olduğu modellerde FEMA 356 ön standardı yaklaşımı daha elverişsiz sonuçlar vermektedir.
- e. FEMA 356 Standardında gerek kolonların gerekse kirişlerin incelenmesinde kesme kuvvetinin etkilerinin gözönüne alınmasına karşılık, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine göre değerlendirme yapılırken kesme kuvvetinin etkileri gözönünde bulundurulmamaktadır.

5. Bu çalışmada mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri düzlem çerçeve sistemlerdir. Bundan sonraki çalışmalarda, bu çalışmanın kapsamının uzay çerçeve sistemleri de kapsayacak şekilde genişletilmesi uygun olacaktır.

6. Ülkemizdeki mevcut betonarme binalarda genellikle karşılaşılan, düşük beton dayanımlı binalar üzerinde benzeri çalışmaların gerçekleştirilmesi, bu çalışmada elde edilen sonuçlara katkı sağlayabilecektir.

7. Kesme kuvvetinin etkin olduğu binaları temsil etmek üzere seçilecek yapı sistemlerinin deprem performansları belirlenmeli ve kesme kuvveti değişiminin binaların deprem performansına etkisi irdelenmelidir.

## KAYNAKLAR

- [1] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [2] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [3] **Özer, E.**, 1969. Lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir metot, *Doktora Tezi*, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [4] **Attala, M.R., Deierlein, G. G. and McGuire, W.**, 1995. Spread of plasticity : quasi-plastic hinge approach, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **120**, 2451-2473.
- [5] **Özer, G.**, 2003. Malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir ardışık yaklaşım yöntemi ve bilgisayar programı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [6] **Parikh, B.P.**,1966. The elastic-plastic analysis and design of unbraced multistory steel frames, PhD. Dissertation, Lehigh University.
- [7] **Kim, S.W.**,1971. Elastic-plastic analysis of unbraced frames, PhD. Dissertation, Lehigh University.
- [8] **Özer, E.**, 1987. Determination of second-order limit load by a method of load increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, **40**, 815-836.
- [9] **Girgin, K.**, 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.



- [10] **SAP 2000**, 2000. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [11] **ETABS**, 2000. Extended 3d Analysis of Building Systems, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [12] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [13] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [14] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [15] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [16] **European Committee for Standardization**, 2004. Design of Structures for Earthquake Resistance-Assessment and Retrofitting of Buildings, Eurocode 8-3.
- [17] **DBYBHY**, 2006. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [18] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [19] **ABYYHY**, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *İmar ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [20] **ABYYHY**, 1968. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *İmar ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [21] **Özer, E.**, 2006. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, [www.ins.itu.edu.tr/eozer](http://www.ins.itu.edu.tr/eozer), İstanbul.
- [22] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [23] **Çakıroğlu, A., Özer, E. ve Girgin, K.**, 1999. Yield conditions and yield vector for combined biaxial bending of rectangular reinforced concrete

sections, Uğur Ersoy Symposium in Structural Engineering, Ankara, July 1999, 121-135.

- [24] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulamalar, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [25] **İrtem, E.**, 1991. Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [26] **Neal, B.G.**, 1956. The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall, London.
- [27] **Hodge, P.G.**, 1959. Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York.
- [28] **TS-500**, 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [29] **Priestley, M.J.N.**, 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, IUSS Press, Italy.

## **ÖZGEÇMİŞ**

1980 yılında İstanbul' da doğan Hazar Evren Yılmaz, ilköğrenimini Sultantepe İlkokulu, orta ve lise öğrenimini İstanbul Erkek Lisesi' nde tamamladı. 1999 yılında İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü' ne girmeye hak kazandı. 2003 bahar döneminde lisans eğitimini tamamladıktan sonra aynı yıl İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. 2004 yılında özel bir firmada kontrol mühendisi olarak görev alan Hazar Evren Yılmaz halen bu görevini sürdürmektedir.