

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ
BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN
YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Melek Pınar KAYA**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ
BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN
YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Melek Pınar KAYA
(501041070)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 8 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Haziran 2006**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Erkan ÖZER
Diğer Jüri Üyeleri Prof. Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Doç. Dr. Erdal İRTEM (B.Ü.)**

MAYIS 2006

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim boyunca, engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, özellikle tez çalışmam esnasında karşılaştığım güçlüklerde kıymetli zamanını benimle paylaşan değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER' e ve üzerimde emeği olan tüm öğretim üyelerine teşekkürü bir borç bilir, saygılarımı sunarım.

Ayrıca, bu günlere ulaşmamı sağlayan, benden desteklerini hiç esirgemeyen sevgili aileme ve her zaman yanımda olan arkadaşlarıma da sonsuz teşekkür ederim.

Mayıs 2006

İnş. Müh. Melek Pınar KAYA

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xi
ÖZET	xv
SUMMARY	xvii
1. GİRİŞ	1
1.1. Konu	1
1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar	2
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	3
2. YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI	5
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 Bağlılıları ve Akma (Kırılma) Koşulları	10
2.2.1. Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri	10
2.2.1.1. İdeal malzemeler	11
2.2.1.2. Yapı malzemelerinin gerilme – şekildeğiştirme bağılılıları	12
2.2.2. Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet – şekildeğiştirme bağılılıları 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	27
2.3.2.3. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı	31

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME	32
3.1. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	32
3.1.1. Kesit hasar sınırları	33
3.1.2. Kesit hasar bölgeleri	33
3.2. Bina Deprem Performans Seviyeleri	34
3.2.1. Hemen kullanım durumu	34
3.2.2. Can güvenliği durumu	34
3.2.3. Göçmenin önlenmesi durumu	35
3.2.4. Göçme durumu	35
3.3. Deprem Hareketi	36
3.4. Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri	36
3.5. Depremde Bina Performansının Belirlenmesi	37
3.5.1. Doğrusal elastik hesap yöntemleri	37
3.5.1.1. Yöntemin esasları	37
3.5.1.2. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	37
3.5.1.3. Mod Birleştirme Yöntemi	38
3.5.1.4. Yapı elemanlarındaki hasar sınırlarının sayısal değeriinin belirlenmesi	38
3.5.1.5. Betonarme elemanlarının etki/kapasite oranlarının sınır değeri	39
3.5.2. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri	40
3.5.2.1. Yöntemin esasları	40
3.5.2.2. Plastik davranışın idealleştirilmesi	41
3.5.2.3. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi	43
3.5.2.4. Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi	47
3.5.2.5. Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	48
4. HESAPTA İZLENEN YOL	49
4.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	49
4.2. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	52
5. BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER	56
5.1. İncelen Taşıyıcı Sistem Modelleri	56
5.2. Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması	57
5.2.1. Malzeme özellikleri	57
5.2.2. Deprem karakteristikleri	58
5.2.3. Boyutlandırmada esas alınan yükler	58
5.2.4. Varsayımlar	59
5.2.5. Boyutlandırmada esas alınan yönetmelikler	59
5.2.6. Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları	65

5.2.7. Analiz ve boyutlandırma	65
5.3. Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi	66
5.4. TSM-4 İçin Ayrıntılı İnceleme	66
5.4.1. Sistemin boyutlandırılması	67
5.4.2. Sistemin doğrusal elastik hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi	71
5.4.3. Sistemin doğrusal elastik olmayan hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi	76
5.4.4. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	84
5.5. TSM-1 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma	85
5.5.1. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	86
5.6. TSM-2 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma	88
5.6.1. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	89
5.7. TSM-3 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma	90
5.7.1. TSM-3a için performans değerlendirme ve karşılaştırma	91
5.7.1.1. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	91
5.7.2. TSM-3b için performans değerlendirme ve karşılaştırma	93
5.7.2.1. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	93
5.8. TSM-5 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma	94
5.8.1. Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması	95
5.9. Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirme	97
6. SONUÇLAR	99
KAYNAKLAR	101
ÖZGEÇMİŞ	104

KISALTMALAR

ABYYHY' 68	: 1968 Türk Deprem Yönetmeliği
ABYYHY' 75	: 1975 Türk Deprem Yönetmeliği
ABYYHY' 98	: 1998 Türk Deprem Yönetmeliği
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
BSSC	: Building Seismic Safety Council
CG	: Can Güvenliği
DBYBHY' 06	: 2006 Türk Deprem Yönetmeliği
EERC-UCB	: Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
ETABS	: Extended 3d Analysis of Building Systems
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FEMA 273, 356	: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
GÇ	: Göçme Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
GV	: Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım
MN	: Minimum Hasar Sınırı
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TS-500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TSM	: Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-1	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-2	: İkinci Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-3	: Üçüncü Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-4	: Dördüncü Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-5	: Beşinci Taşıyıcı Sistem Modeli

TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 2.1 : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri.....	7
Tablo 3.1 : Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri.....	37
Tablo 3.2 : Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki//Kapasite Oranları (r).....	39
Tablo 3.3 : Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki//Kapasite Oranları (r).....	39
Tablo 3.4 : Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki//Kapasite Oranları (r).....	40
Tablo 5.1 : Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi.....	68
Tablo 5.2 : TSM-4 İçin Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları....	71
Tablo 5.3 : TSM-4 İçin Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	71
Tablo 5.4 : Kirişlerde Moment Kapasiteleri.....	72
Tablo 5.5 : Kolonlarda Moment Kapasiteleri.....	73
Tablo 5.6 : Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	73
Tablo 5.7 : Kirişlerin Etki/Kapasite Oranları.....	74
Tablo 5.8 : Kolonların Etki/Kapasite Oranları.....	75
Tablo 5.9 : Kirişler İçin Hasar Bölgeleri.....	75
Tablo 5.10 : Kolonlar İçin Hasar Bölgeleri.....	76
Tablo 5.11 : Etkin Modal Kütle (%).....	77
Tablo 5.12 : Modal Katılım Oranı (%).....	77
Tablo 5.13 : Birinci Mod Yatay Yerdeğiştirmeleri.....	78
Tablo 5.14 : Taban Kesme Kuvveti- Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri.....	78
Tablo 5.15 : Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	79
Tablo 5.16 : Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi.....	80
Tablo 5.17 : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi.....	81
Tablo 5.18 : Kirişlerin Deprem Performans Seviyeleri.....	82
Tablo 5.19 : Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi.....	82
Tablo 5.20 : Kolonların Deprem Performans Seviyeleri.....	83
Tablo 5.21 : Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	84
Tablo 5.22 : Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	85
Tablo 5.23 : TSM-1 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	86
Tablo 5.24 : TSM-1 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	86
Tablo 5.25 : TSM-1 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	87

Tablo 5.26	: TSM-1 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	87
Tablo 5.27	: TSM-2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	88
Tablo 5.28	: TSM-2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	88
Tablo 5.29	: TSM-2 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	89
Tablo 5.30	: TSM-2 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	90
Tablo 5.31	: TSM-3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	91
Tablo 5.32	: TSM-3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	91
Tablo 5.33	: TSM-3a Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	92
Tablo 5.34	: TSM-3a Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	92
Tablo 5.35	: TSM-3b Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	93
Tablo 5.36	: TSM-3b Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	94
Tablo 5.37	: TSM-5 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	95
Tablo 5.38	: TSM-5 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları	95
Tablo 5.39	: TSM-5 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	96
Tablo 5.40	: TSM-5 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....	96

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen Yük Parametresi – Yerdeğiştirme Bağlantıları.....	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 σ - ϵ Diyagramı.....	12
Şekil 2.6 : Beton Çeliğinin σ - ϵ Diyagramlarının İdealleştirilmesi.....	13
Şekil 2.7 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ - ϵ Diyagramı.....	13
Şekil 2.8 : Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler.....	14
Şekil 2.9 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi.....	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 Bağıntısı.....	24
Şekil 2.17 : Plastik Mafsallık Boyu.....	26
Şekil 2.18 : Plastik Mafsallık Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı.....	28
Şekil 2.19 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları.....	28
Şekil 2.20 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı.....	30
Şekil 2.21 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması.....	30
Şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması.....	31
Şekil 3.1 : Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları.....	33
Şekil 3.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağlantıları.....	43
Şekil 3.3 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} \geq T_B$).....	45
Şekil 3.4 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$).....	46
Şekil 3.5 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$).....	47
Şekil 4.1 : Tek Donatılı Dikdörtgen Kesit.....	50
Şekil 5.1 : Taşıyıcı Sistem Modellerinin Kiriş ve Kolon Numaraları.....	57
Şekil 5.2 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması.....	62
Şekil 5.3 : Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri.....	68
Şekil 5.4 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler.....	69
Şekil 5.5 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler.....	69
Şekil 5.6 : Sistemin Düğüm Noktalarına Etkiyen Tekil Yükler.....	70

Şekil 5.7	: Sistemin M_{G+Q} Diyagramı.....	72
Şekil 5.8	: Sistemin M_E Diyagramı.....	74
Şekil 5.9	: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar.....	77
Şekil 5.10	: Statik İtme Eğrisinin İki Doğrulu Diyagrama Dönüştürülmesi.....	78
Şekil 5.11	: Spektral İvme-Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı.....	79
Şekil 5.12	: Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar.....	80
Şekil 5.13	: S101 ve S103 Kolonların Performans Seviyeleri.....	84

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	: Modal yerdeğiştirme
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, modal yerdeğiştirme
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, deprem yükü
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
F_c	: Beton basınç kuvveti
F_s	: Çekme donatısı çekme kuvveti
$F_i(M,N,T)$	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
F_i	: Kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem yükleri
g	: Sabit yük
g_i	: Binanın i' inci katındaki toplam sabit yük
G	: Sabit yük
G_i	: i' inci kattaki sabit yükler toplamı
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
H_i	: Yapının i' inci katının temel seviyesinden yüksekliği
I	: Kesitin atalet momenti, yapı önem katsayısı

k_1	: Donatı yerleşim durumu katsayısı
k_2	: Paspayı katsayısı
K	: Yapı tipi katsayısı
$K_1(\chi, \epsilon, \gamma)$	: 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 mafsal boyu
m_x	: X eksenini etrafındaki hesap yüküne ait boyutsuz eğilme momenti
M	: Eğilme momenti
M_{cap}	: Eğilme momenti kapasitesi
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	: Hesap yüküne ait boyutsuz normal kuvvet, hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal kuvvet, binanın 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, i' inci kattaki hareketli yüklerin toplamı
P_L	: Limit yük
P_{L1}	: Birinci mertebe limit yük
P_{L2}	: İkinci mertebe limit yük
$P-\Delta$	: Yük parametresi – yerdeğiştirme
$P-\Delta l$	: Yük parametresi – şekildeğiştirme
q	: Hareketli yük
q_i	: Bina'nın i' inci katındaki toplam hareketli yük
Q	: Hareketli yük
r	: Etki/kapasite oranı
R	: Yapı 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
$S(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değeri
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_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A	: Spektrum karakteristik periyodu
T_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyod
T_e	: Etkin doğal periyod
u_n	: Tepe noktası yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(i)}$	: 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_b	: Taban 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_i	: Binanın i' inci katının toplam ağırlığı
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
α	: Deprem zemin katsayısı
α_t	: Sıcaklık genleşme katsayısı
β	: Bina önem katsayısı
χ	: Birim dönme (eğrilik)
χ_p	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
Δ	: Yerdeğiştirme
ΔF_N	: Ek eşdeğer deprem yükü
ΔI_l	: Doğrusal şekildeğiştirmeler
ΔI_{p1} ve ΔI_{p2}	: Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler
Δt	: Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişmesi
δ	: Yatay yerdeğiştirme
ε	: Birim boy değişmesi
ε_c	: Beton birim şekildeğiştirmesi
ε_{cg}	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi
ε_{cu}	: Beton ezilme birim kısalması
ε_e	: Akma şekildeğiştirmesi
ε_s	: Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma uzaması
ε_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
ϕ_t	: Toplam eğrilik istemi
ϕ_u	: Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
γ	: Birim kayma, bina dinamik katsayısı
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

η_{bi}	: i' inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
λ	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
θ_p	: Plastik dönme istemi
$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$	: Plastik mafsal dönmeleri
φ	: Kesitin dönmesi
φ_p	: Plastik mafsalın dönmesi
$\text{maks}\varphi_p$	: Plastik mafsalın dönme kapasitesi
μ	: Süneklik oranı, mekanik donatı oranı
ρ_c	: Çekme donatısı oranı
ρ_s	: Basınç donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_{sm}	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranı
σ	: Gerilme
σ_e	: Akma gerilmesi
σ_p	: Orantı sınırı
σ_k	: Kopma gerilmesi
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i = 1) itme adımımda birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans

**MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ
BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERİN
KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

ÖZET

Yapı sistemlerinin deprem etkileri altında analizinde, doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılabilmektedir. Doğrusal teoriye göre hesapta, malzemenin doğrusal-elastik ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmakta, yönetmeliklerde yer alan doğrusal hesap yöntemleri uygulanarak yapı sisteminin analizi ve boyutlandırması yapılmaktadır. Doğrusal olmayan hesapta ise, malzemelerin doğrusal-elastik sınırın ötesindeki davranışı hesaba katılmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olmadıkları gözönünde tutulmaktadır.

Ülkemizin aktif bir deprem kuşağının içinde yer alması, tarihte meydana gelen depremlerden dolayı büyük maddi hasarlar meydana gelmesi ve çok fazla can kayıplarının olması, binaların depreme karşı dayanıklı, yeterli güvenlik ve ekonomik olarak tasarımının önemini vurgulamaktadır. Yapı mühendisliğindeki gelişmeler, bilgisayarların hızlanması ve malzeme bilimindeki gelişmeler, mühendislerin deprem hareketini ve depremin yapılar üzerindeki etkilerini daha gerçekçi ve aslına uygun olarak belirlemesine katkıda bulunmaktadır. Bu gelişmeler, yapı sistemlerinin deprem sırasındaki doğrusal olmayan davranışlarının daha yakından izlenmesine ve gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesine olanak sağlamaktadır.

Bu çalışmada, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil eden bir grup yapı sistemi üzerinde, mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için 2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri uygulanmış ve her iki yöntem ile elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Altı bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, konunun açıklanmasına ve konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine ayrılmış, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerinin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiş, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsallı hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır.

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 açıklanmasına ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde, mevcut betonarme yapıların deprem performanslarının belirlenmesi için 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerinin uygulanmasına ilişkin hesap adımları verilmektedir.

Beşinci bölümde, sayısal parametrik incelemeler yer almaktadır. Bu bölümde, ülkemizdeki orta yükseklikteki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, çeşitli tarihlerde yürürlükte olan deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılmıştır. Bu sistemlerin ve bunların çeşitli alternatiflerinin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile deprem performanslarının belirlenmiş ve her iki yöntem ile elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölüm, bu çalışmada varılan sonuçları kapsamaktadır. Çalışmanın başlıca özellikleri, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde elde edilen sonuçların başlıcaları aşağıda özetlenmiştir:

- a. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir ve iki yöntemin sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değişim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesinde.
- b. Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile belirlenen kesit hasar bölgeleri genelde daha elverişli sonuçlar vermektedir.
- c. ABYYHY' 98 e uygun olarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde kesitler *minimum* ve *belirgin hasar bölgelerinde* iken, ABYYHY' 75 ve ABYYHY' 68 yönetmeliklerine göre ve göreceli olarak daha düşük deprem etkileri altında boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde, kesitlerin bir bölümü *ileri hasar bölgesi* veya *göçme bölgesinde* yer almaktadır. Bu durum özellikle ABYYHY' 68 de daha belirgin olarak görülmektedir.

A NUMERICAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS BY LINEAR AND NON-LINEAR METHODS OF 2006 TURKISH EARTHQUAKE CODE

SUMMARY

Both linear and non-linear methods are used to analyze the structural systems subjected to earthquake loads. In the linear theory, it is assumed that the material is linear-elastic and displacements are small, so that the structural analysis can be performed by the conventional linear methods given in codes. In the non-linear analysis, however, the second-order effects and the strength and deformation characteristics of materials beyond linear-elastic limit are taken into account.

The high level of damage and loss of life, experienced during the last earthquake events, indicate the importance of safe and realistic structural design. On the other hand, the recent developments in structural engineering, computer technology and material science enable engineers to predict the behavior of structural systems under earthquake effects, more accurately.

In this study, the linear and non-linear evaluation methods given by 2006 Turkish Earthquake Code are used to determine the earthquake performances several sample frame structures which represent the existing mid-rise reinforced concrete buildings in our country. The numerical results obtained by these methods are compared and discussed.

The Master of Science thesis consists of six chapters. The first chapter covers the subject, the results of a literature survey and the scope and objectives of the study.

In the second chapter, the non-linear behavior of structural systems and non-linear analysis methods are investigated. The internal force-deformation relationships of materially non-linear reinforced concrete sections, the basic principles of plastic hinge hypothesis and the load increments method based on this hypothesis are explained.

The third chapter is devoted to the seismic performance evaluations of existing structures, as well as the performance based design of new structures.

In the fourth chapter, the numerical procedures for the determination of earthquake performances of existing buildings by linear and non-linear approaches are explained.

The fifth chapter is devoted to the numerical studies. In this chapter, several frame structures which represent mid-rise reinforced concrete buildings, are selected and designed in accordance with the code regulations recently used or currently effective in our country. Then, the earthquake performances of these models and various

alternatives are determined according to linear and non-linear evaluation methods imposed by the 2006 Turkish Earthquake Code and the results are compared and discussed.

The sixth chapter covers the results achieved in this study. The basic features of the study, the evaluation of the numerical results and possible extensions of the study are presented in this chapter.

The basic conclusions of the numerical investigations are summarized below.

- a. The performance levels that are determined by the linear and non-linear methods of the 2006 Turkish Earthquake Code are generally similar. The difference obtained by these two approaches is within one performance level.
- b. The non-linear method of the earthquake code gives more suitable performance levels as compared with those given by the linear method.
- c. The sample structural models that are designed in accordance with the 1998 Turkish Earthquake Code achieve sufficient seismic performance. However, the seismic performances of sample structural models, that are designed under relatively small earthquake loads as imposed by ABYYHY' 75 and ABYYHY' 68 codes, are in collapse prevention and collapse levels. This is especially true for seismic design as per ABYYHY' 68 earthquake code.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Dünyada her yıl depremlerden dolayı onbinlerce kişi hayatını kaybetmekte ve milyarlarca dolar maddi zarar oluşmaktadır. Örneğin, ülkemizde meydana gelen 1999 Marmara depreminde, yaklaşık 17000 can kaybı ve 100000 konutta ağır hasar meydana gelmiştir. Depremlerden kaynaklanan bu hasar ve kayıplar, deprem afetinin insan hayatı ve ülke ekonomisi açılarından büyük bir potansiyel tehlike oluşturduğunu kanıtlamaktadır. Diğer taraftan, ülkemizde meydana gelen depremlerin büyüklüklerine oranla çok daha fazla hasara, can ve mal kaybına neden olmaları, bu büyük kayıpların kırsal alanlarda olduğu kadar yoğun yerleşim bölgelerinde meydana gelmiş olması da dikkat çekicidir. Bu durum, deprem bölgelerinde inşa edilen yapıların önemli bir bölümünün yeterli deprem güvenliğine sahip olmadıklarını göstermektedir.

Depremden hasar gören yapılar üzerinde gerçekleştirilen yoğun inceleme ve araştırmalar sonucunda, yapıların deprem güvenliklerindeki yetersizliklerin başlıca nedenlerinin

- a) malzeme ve özellikle beton kalitesinin yetersiz olması
- b) yapıların bilimsel esaslara ve geçerli yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılmaması
- c) yapım aşamasında projeye ve temel mühendislik kurallarına uyulmaması

olduğu görülmektedir.

Ülkemizin aktif bir deprem kuşağının içinde yer alması, geçmişte meydana gelen depremlerden dolayı büyük maddi hasar ve can kayıplarının meydana gelmesi, depreme karşı dayanıklı, yeterli güvenlik ve ekonomik bina tasarımının önemini vurgulamaktadır. Bu ise, yapı sistemlerinin deprem sırasındaki doğrusal olmayan davranışlarının daha yakından izlenmesi ve gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi ile mümkün olmaktadır. Bunun yanında, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesi de gerekmektedir.

Mevcut yapı sistemlerinin deprem güvenliklerinin belirlenmesinde, performans analizini öngören yöntemlere başvurulması uygun olmaktadır. Diğer taraftan, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışları yakından izlenebilmekte, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı deprem performansları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir.

1.2 Konu ile İlgili Çalışmalar

Yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan kurama göre hesabını amaçlayan yöntemler üzerindeki çalışmalar uzun bir geçmişe dayanmaktadır. Bu amaçla geliştirilen analiz yöntemleri, temel varsayımları bakımından iki grupta incelenebilirler:

- a) doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerine sürekli olarak yayıldığıнын gözönüne alındığı çalışmalar ve yöntemler, [1-5].
- b) plastik mafsallı hipotezine dayanan yöntemler, [6-9].

Bu yöntemlerin geliştirilmesine paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar programları da giderek gelişmekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır, [10, 11].

Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere 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.

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, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

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 projelerden ve yayınlardan yararlanarak, deprem bölgelerinde yer alan mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek binaların performansa dayalı tasarımı mümkün olmaktadır.

Diğer taraftan, 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 Yönetmeliği' ne, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili 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 Yönetmeliği' nde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi suretiyle

- a) ülkemizdeki mevcut bina stokunu belirli ölçüde temsil eden söz konusu yapı sistemlerinin deprem performans ve güvenliklerinin belirlenmesi
- b) yönetmelikte öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin karşılaştırılmasıdır.

Bu amaca yönelik olarak, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen ve çeşitli tarihlerde yürürlükte olan deprem

yönetmeliklerine göre boyutlandırılan taşıyıcı sistem modelleri üzerinde sayısal incelemeler gerçekleştirilmiştir.

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.
- c) Sayısal incelemelere esas oluşturan taşıyıcı sistem modellerinin (TSM) belirlenmesi.
- d) Taşıyıcı sistem modellerinin 1998, 1975 ve 1968 Türk Deprem Yönetmelikleri' ne göre boyutlandırılması, [18-20].
- e) Bu sistemlerin ve bunların çeşitli alternatiflerinin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap 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. İşletme yükleri altında doğrusal olmayan yapı sistemleri 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 (bünye denklemleri) doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yüklerini aşarak yapı sisteminin taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük varsayılamayacak değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve sistem analizi bakımından doğrusal teoriye dayanan tasarım yaklaşımlarında (çelik yapıların güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarımı ve betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılması ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlanması amacıyla moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, yapı sisteminin doğrusal olmayan şekildeğiştirmesi 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 ve deprem enerjisinin söndürülmesini 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 kapasitelerini 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 izlenebilmesi 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 problem ile karşılaşmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek, sistem davranışının gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem takımının etkin bir şekilde çözülmesidir.

2.1.1 Çözümün sağlaması gereken koşullar

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

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

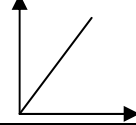
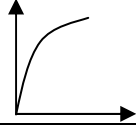
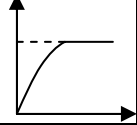
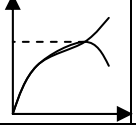
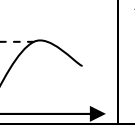
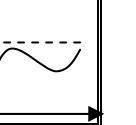
2.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

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 yeter derecede küçük olmaması nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri gözönüne alan teoriler Tablo 2.1’ de 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-Şekil Değiştirme Bağlılıkları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik Değil
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük	Küçük Değil
P- δ Bağlılıkları						

Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirilmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

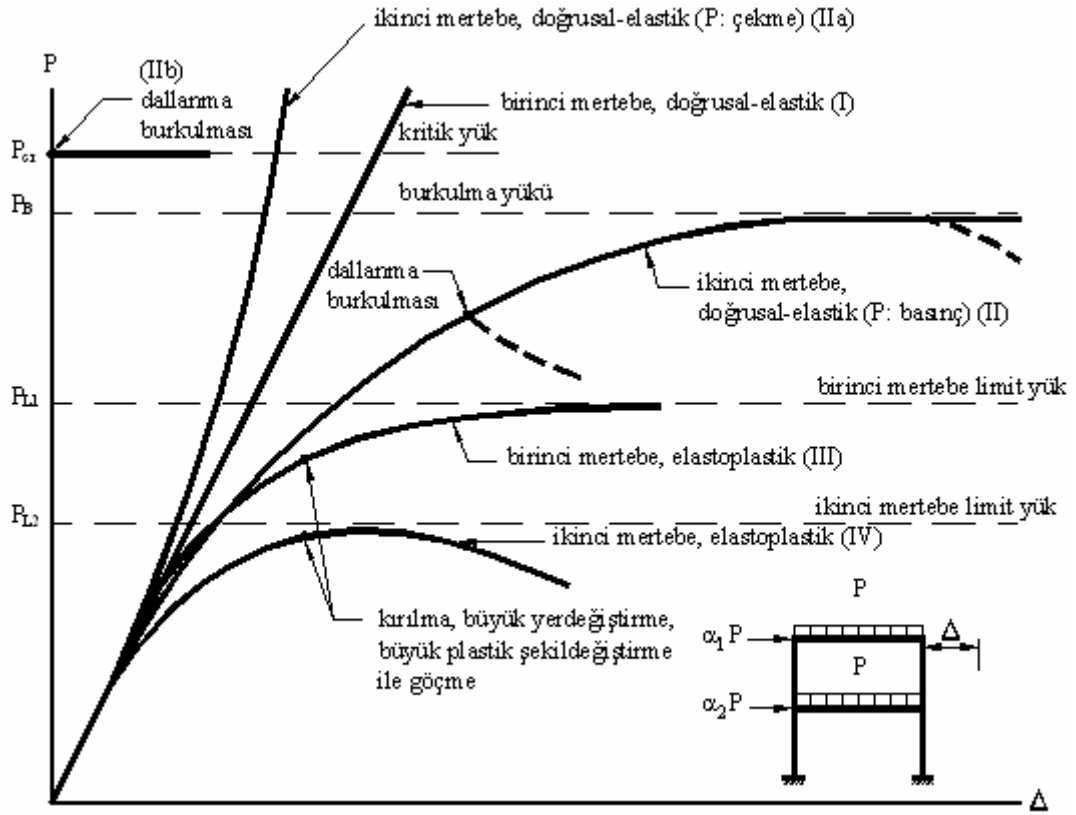
Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirilmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

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- Δ) bağıntıları Şekil 2.1’ de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı (I) doğrusu ile gösterilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerin şekildeğiştirilmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci

meritebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci meritebe teorisinde ise, akseneel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları ile karşılaşılabilmektedir.



Şekil 2.1: Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen Yük Parametresi -Yerdeğiştirme Bağınıtları

Örneğin, akseneel kuvvetin basınç olması halinde (II) eğrisinden de görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak *doğrusal-elastik burkulma yükü* adı verilen bir P_B değerine eşit olduğu zaman yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak göçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi akseneel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen P - Δ 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

daha büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekildeğiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).

Doğrusal olmayan malzemeden 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 malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitlerin dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallık hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci merteye teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini gösterir. Bu yük *birinci merteye limit yük* adını alır.

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

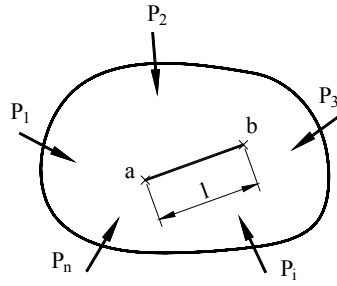
Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

2.2 İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağlılıları ve Akma Kırılma Koşulları

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

2.2.1 Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri

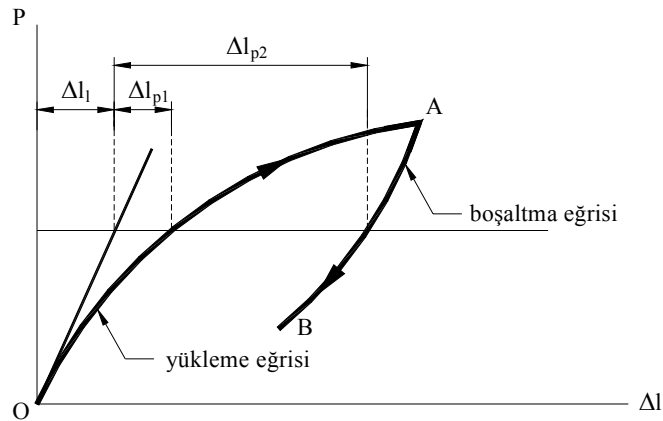
Şekil 2.2’ de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değışimi absise taşınarak çizilen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



$$P_i = p_i P$$

P : yük parametresi

Şekil 2.2: Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim



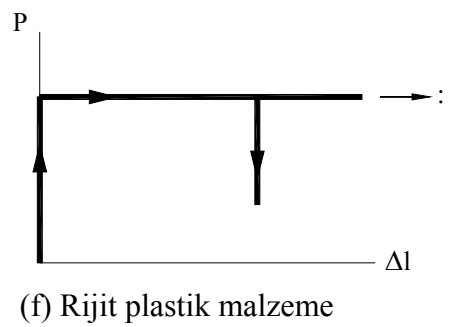
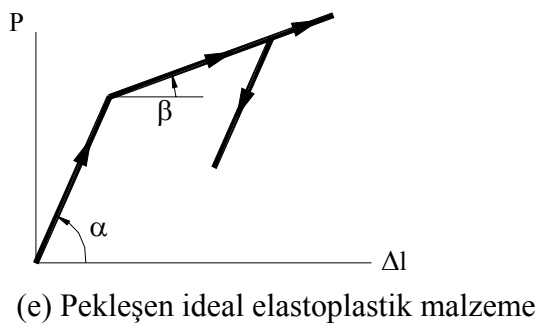
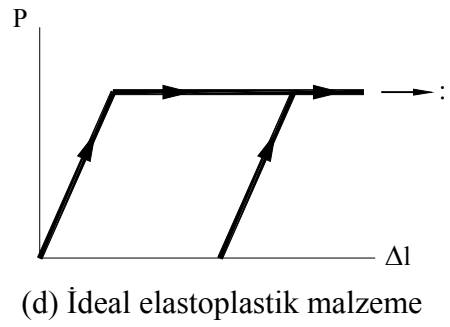
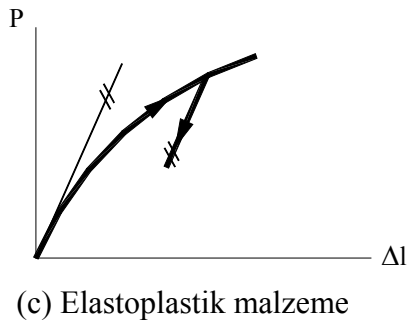
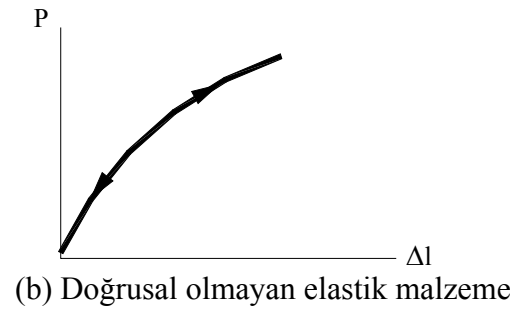
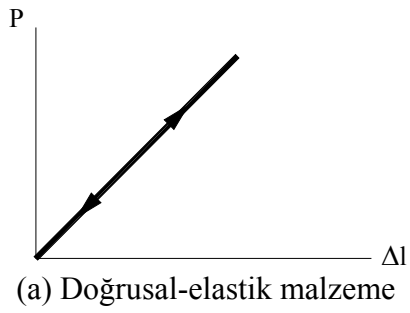
Şekil 2.3: Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yükleme eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenini arasındaki Δl_i şekildeğiştirmeleri doğrusal

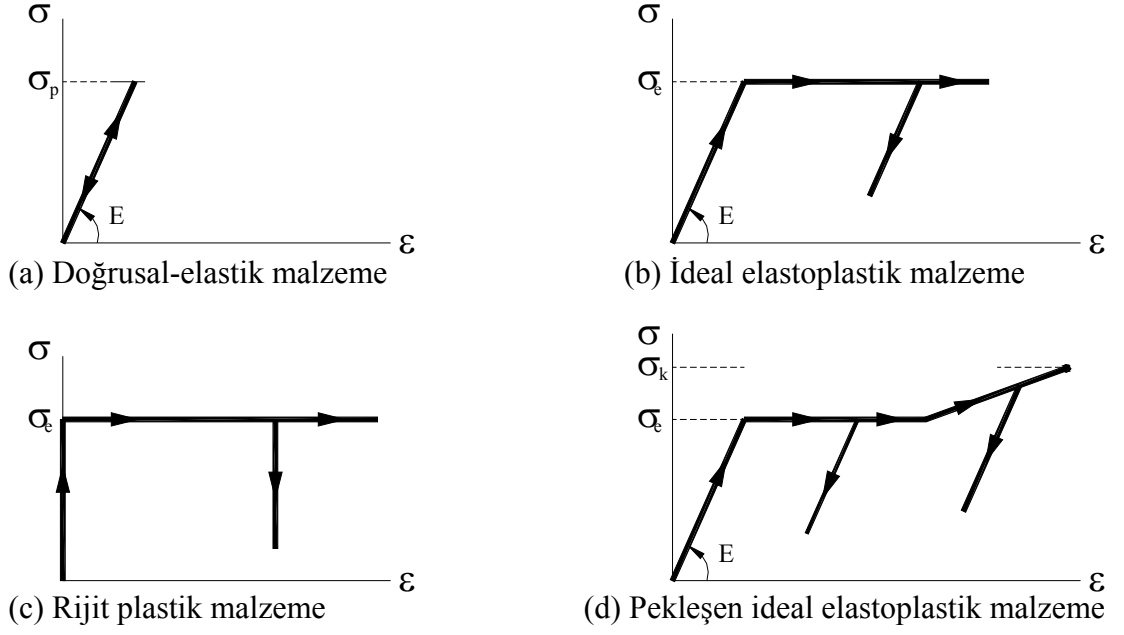
şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yükleme boşaltma eğrileri arasında kalan Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekildeğiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanır.

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.



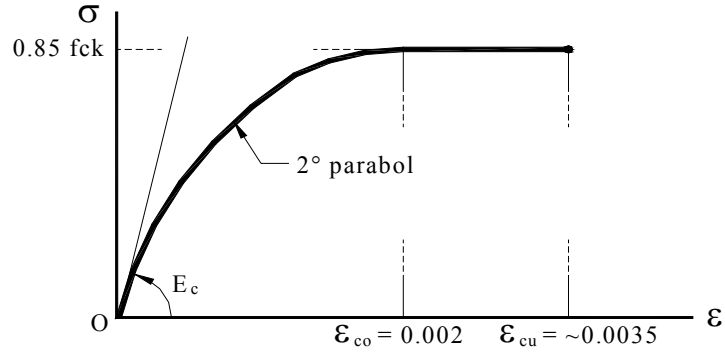
Şekil 2.4: İdeal Malzemeler



Şekil 2.6: Beton Çeliğinin σ - ε Diyagramının İdealleştirilmesi

b) Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde dış basınç lifindeki betonun σ - ε bağıntısı Şekil 2.7' de görülmektedir.



Şekil 2.7: Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ - ε Diyagramı

Şekil 2.7' de f_{ck} karakteristik basınç dayanımını, E_c ise

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

formülü ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir.

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ε_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı (ettriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

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

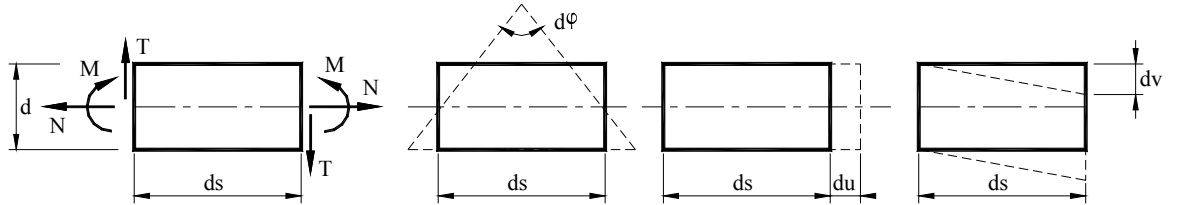
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreceli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri ds elemanın birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar φ 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 Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

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

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

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

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

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

İç kuvvetlerin artarak, belirli bir sınır duruma erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük şekildeğiştirmeler 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 şekildeğiştirmelere 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 şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında terk edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

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

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

ve akma (kırılma) koşulu da

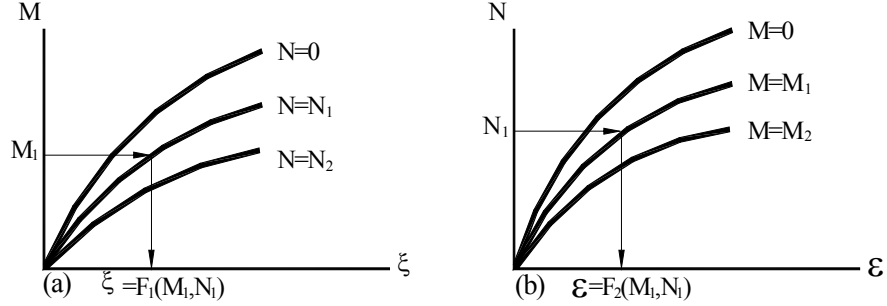
$$K_1(M, N) = 0 \quad (2.5a)$$

veya

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

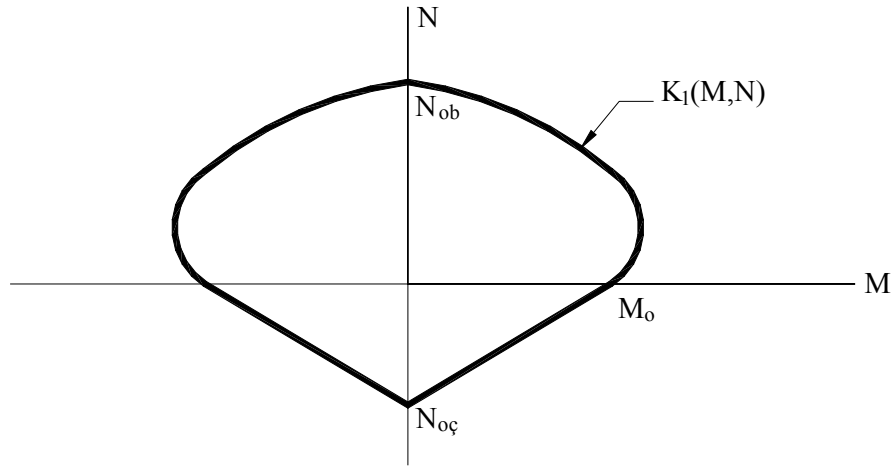
şeklini alır.

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



Şekil 2.9: Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi

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, iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı

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

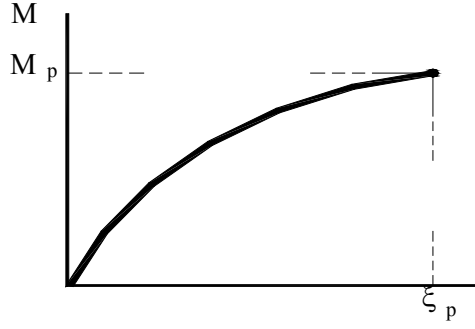
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

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

veya

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

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_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 σ - ϵ diyagramı için Şekil 2.7' de verilen parabol ve dikdörtgen modeli esas alınmaktadır.
- 5- Beton çeliğinin σ - ϵ 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 χ 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

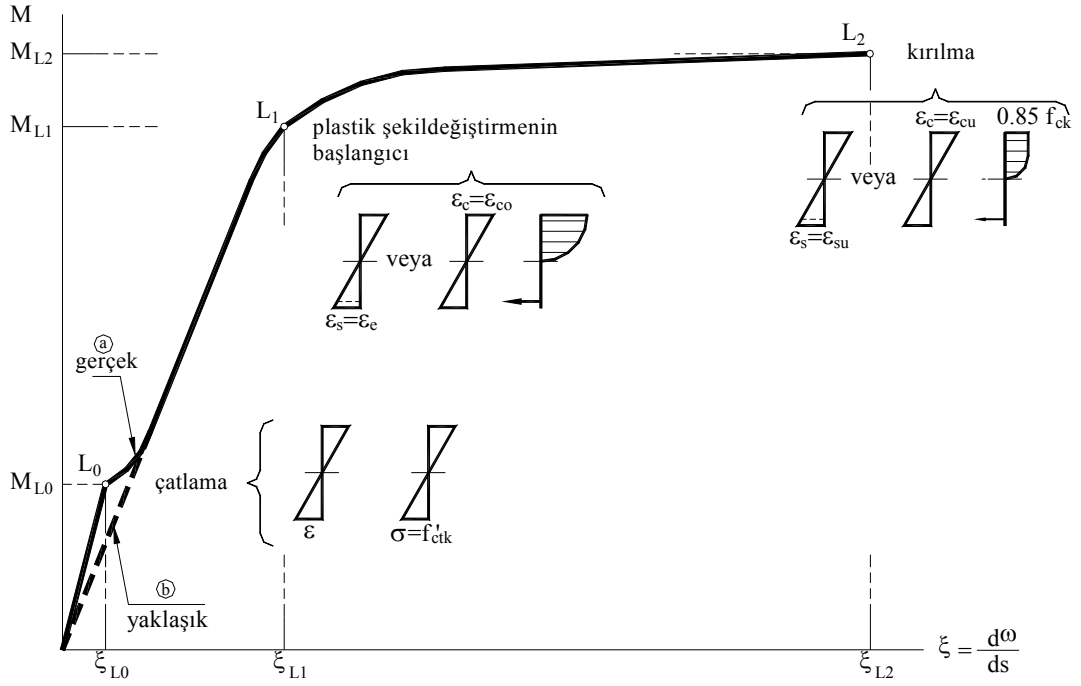
$$f'_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.10)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.

L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L_0} momentinin bulunmasında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ - ε 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 ε_e akma sınırında başladığı gözönünde 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 ε_{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.

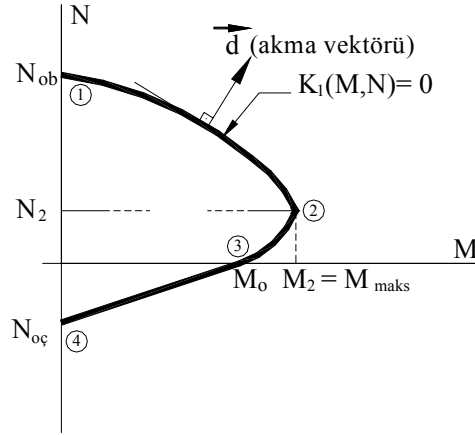
Betonarme kesitlerin taşıma gücüne göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde, örneğin deprem performanslarının belirlenmesinde, 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 şekil değiştirmelerin, 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 şekil değiştirmelerin 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 de yararlanılabilecek olan bu noktalar eksenel basınç, basit eğilme ve eksenel 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 Betonarme Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik mafsalları verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı incelenecektir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin 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 şekildeğiş-tirmelerin yayılı olması hali

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

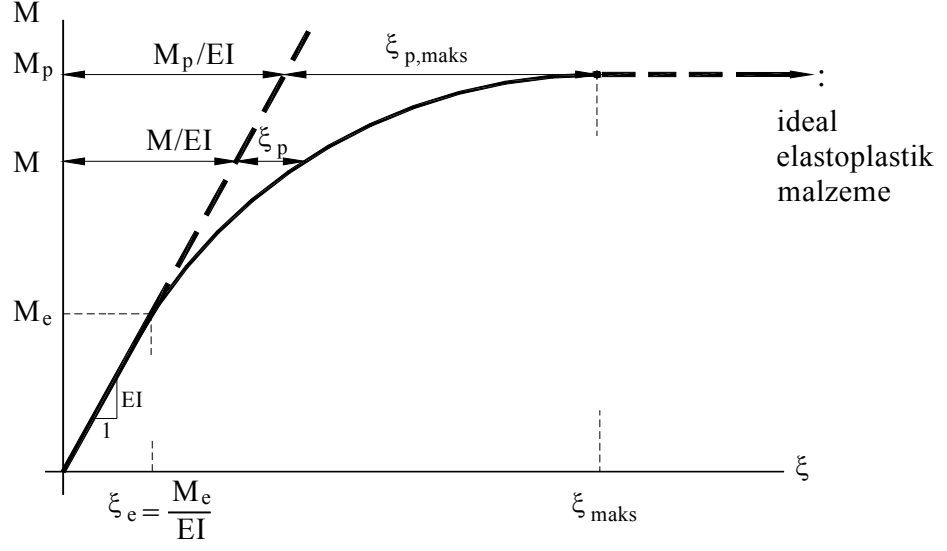
2.3.2 Doğrusal olmayan şekildeğiş-tirmelerin belirli kesitlerde toplandığı-nın varsayılması hali

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

2.3.2.1 Plastik Mafsalsal Hipotezi

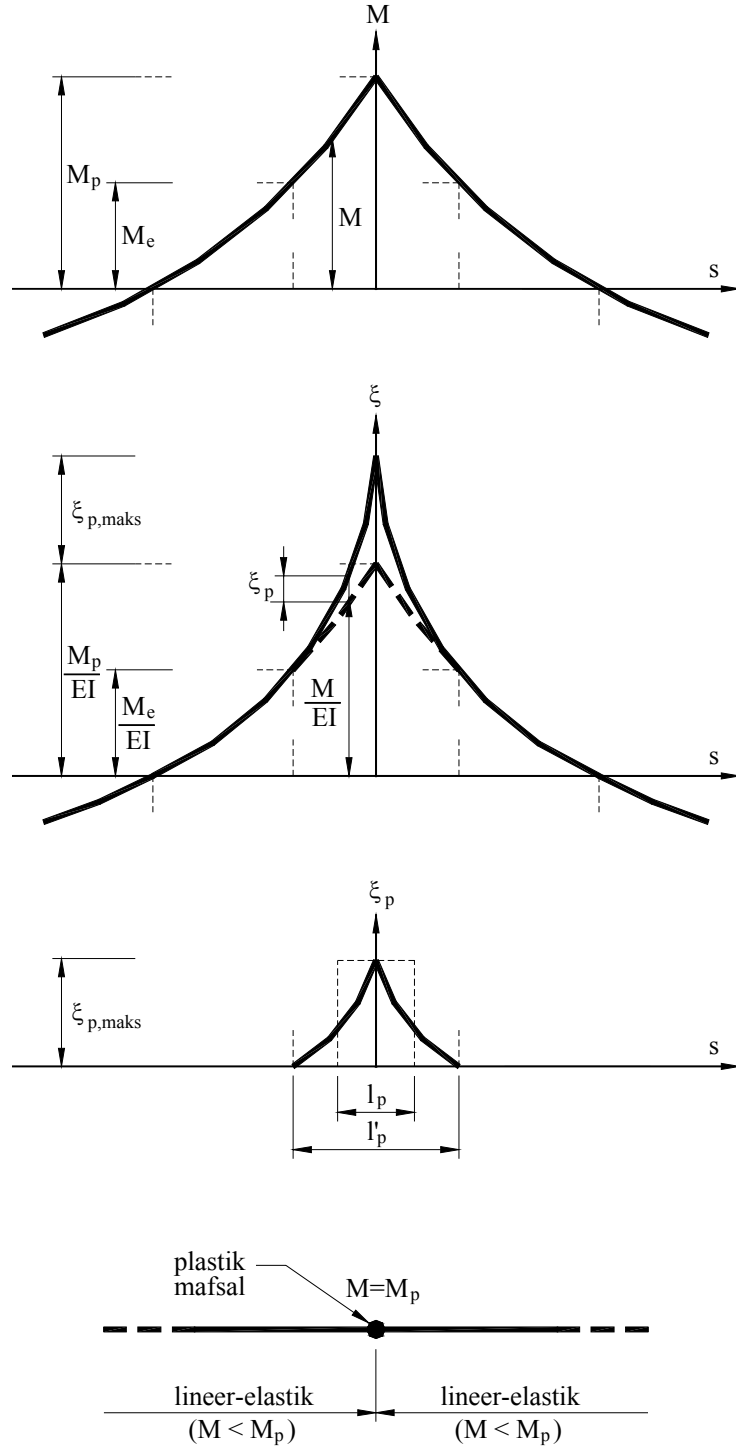
Toplam şekildeğiş-tirmelerin doğrusal şekildeğiş-tirmelere oranı olarak tanımlanan μ süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiş-tirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiş-tirmelerinin plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, *plastik mafsalsal (plastik kesit) hipotezi* adı verilir.

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



Şekil 2.14: Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı

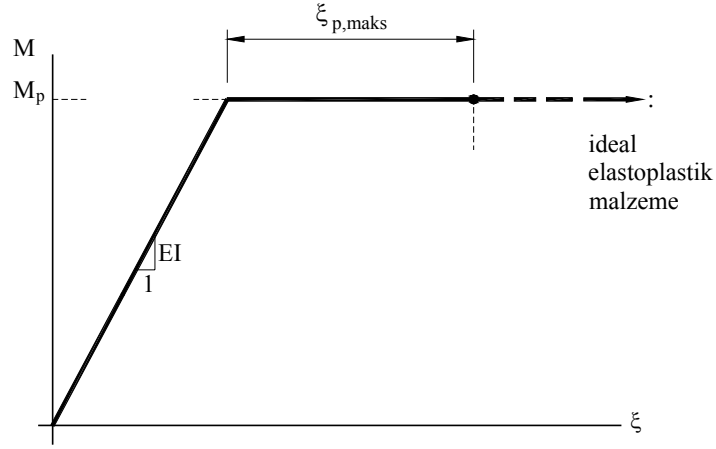
Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış bir sistemdeki gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 2.14’ te verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğişimleri ve doğrusal olmayan şekildeğişimler Şekil 2.15’ te gösterilmişlerdir.



Şekil 2.15: Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler

Çelik kesitlerin ve yeterli sünekliliğe sahip olan betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları incelendiğinde, bu bağıntıların esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenir. Birinci bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için eğilme momenti-eğrilik ilişkisi yaklaşık olarak doğrusal-elastik varsayılabilir. Betonarme kesitler için, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı

için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellikte ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına neden olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğri yataya yakın olur. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir. Plastik mafsallık hipotezinde, eğilme momenti-eğrilik bağıntısını oluşturan bu iki bölge ideal elastoplastik malzemede olduğu gibi, biri yatay olan iki doğru parçası ile ifade edilir, Şekil 2.16.



Şekil 2.16: İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

Her iki doğrusal davranış birbirinden kesin bir nokta ile ayrılmaz. Ancak, çekme donatısının akmaya başlaması veya betondaki birim kısalmanın ϵ_{co} sınır değerine erişmesi bu iki bölgeyi ayıran nokta olarak varsayılabilir ve bu duruma karşı gelen eğrilik ϕ_y olarak gösterilir.

Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik de ϕ_u ile gösterilirse, kesitin eğilme sünekliği

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.11)$$

şeklinde tanımlanır.

Plastik mafsallık hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir. Bu idealleştirme, Denklem (2.12) ve (2.13)' te verilen bağıntılarla temsil edilmektedir.

$$M < M_p \text{ için } \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.12)$$

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_{p,\text{maks}} \quad (2.13)$$

Artan dış yükler altında, plastik mafsalsın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler 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.

Şekil 2.16'dan görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler çubuk üzerindeki l_p uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük eğrilik $\chi_{p,\text{maks}}$ değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde, doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (2.14)$$

şeklinde hesaplanabilir ve plastik mafsalsın dönmesi olarak isimlendirilir.

Plastik mafsalsın *dönme kapasitesi* ise

$$\text{maks}\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,\text{maks}}) \quad (2.15)$$

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

Plastik dönme kapasitesi yaklaşık olarak

$$\text{maks}\varphi_p = l_p \chi_{p,\text{maks}} \quad (2.16)$$

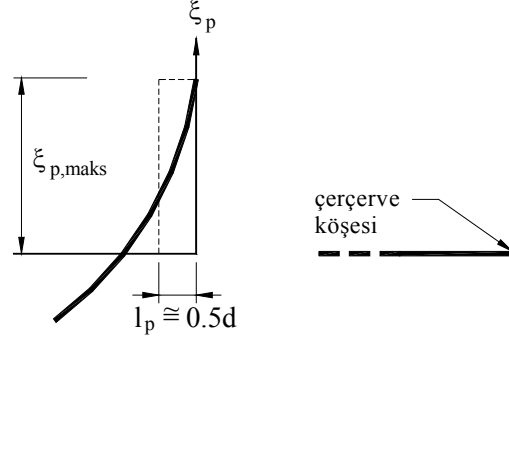
$$l_p \cong 0.5d \quad (2.17)$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada

d : enkesit yüksekliği

l_p : plastik mafsalsın boyu

olarak tanımlanmaktadır, Şekil 2.17.



Şekil 2.17: Plastik Mafsal Boyu

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

- betonarme betonu ve beton çeliğinin σ - ϵ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- betonarme betonunun ϵ_{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 bu faktörlerin yanında, yapıdan beklenen performans düzeyi de dönme kapasitesinin belirlenmesinde etken olmaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal 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 ϕ_p plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine ($\max \phi_p$) erişince sistem kullanılamaz duruma gelir; yani geçer.
- 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.

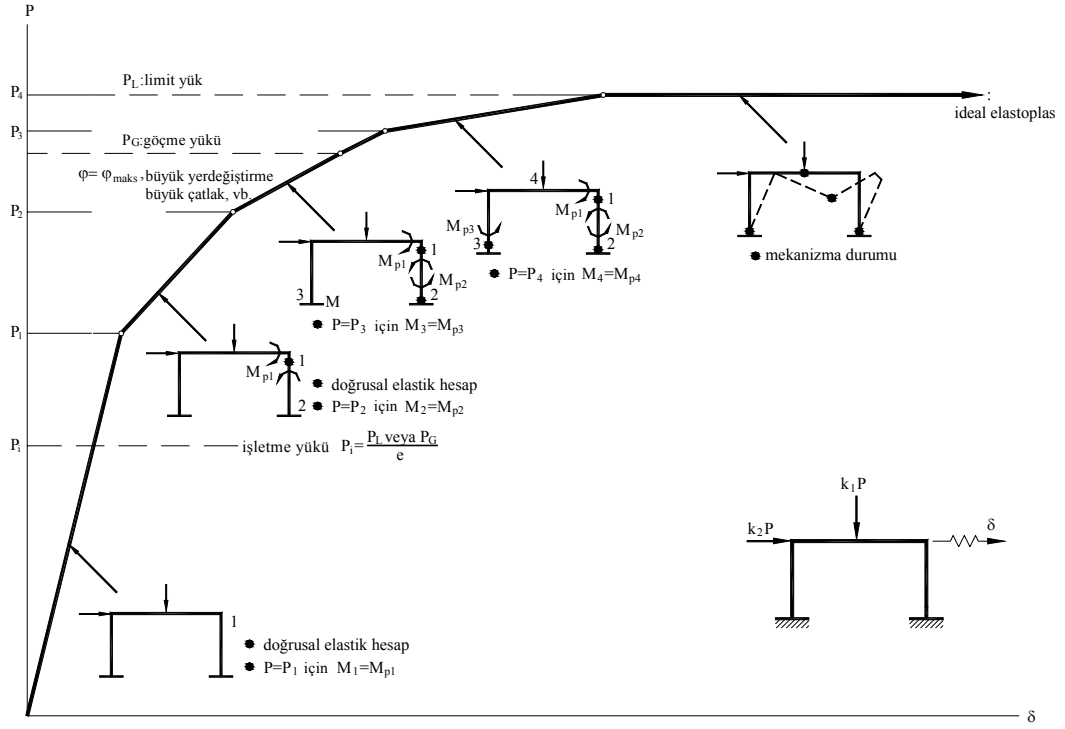
2.3.2.2 Yük artımı yöntemi

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

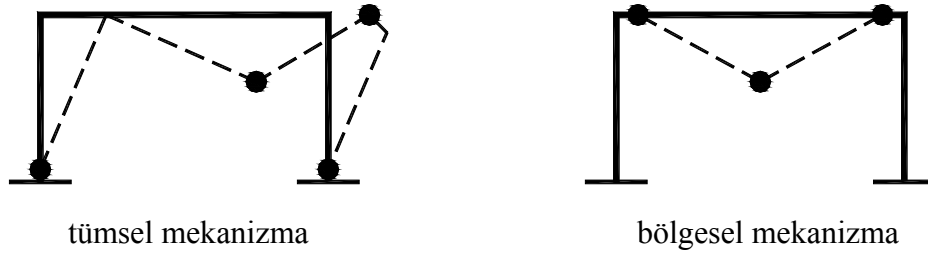
Bu davranışı izleyerek sistem analizinin gerçekleştirildiği yük artımı yönteminde, her plastik mafsallı oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsallı koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Sistem belirli sayıda plastik mafsallı 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 Mafsal 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

$$P_i = \frac{P_G \text{ veya } P_L}{e} \quad (e: \text{güvenlik katsayısı}) \quad (2.18)$$

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.

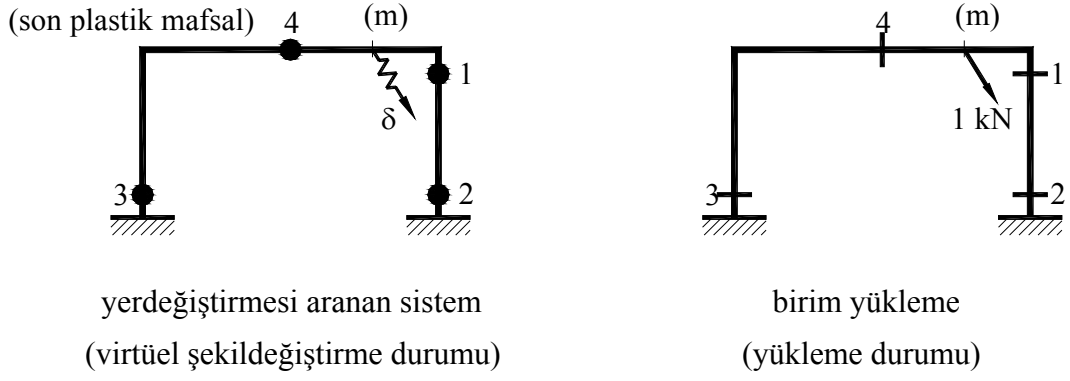
- 1- Sistem, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan düşey ve yatay yükler altında hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği belirlenir.
- 2- Düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılır ve yatay yüklere 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 rüzgâr 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 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 oluştuğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yerdeğiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir, Şekil 2.20.



Kesit Zorları : M, N, T

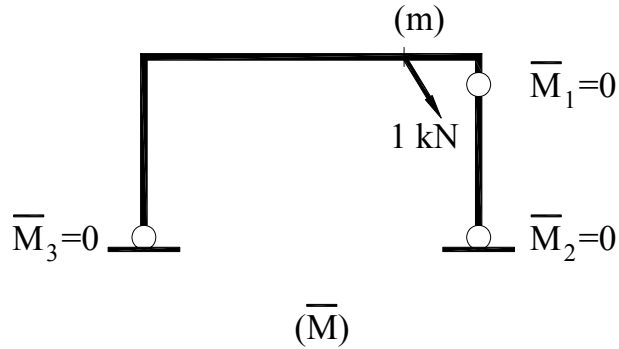
Plastik Mafsall Dönmeleri : $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4 = 0$

şekil 2.20: Yerdeğiştirmelerin Hesabı

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

$$\sum 1 \cdot \delta = \int \bar{M} \frac{M}{EI} ds + \int \bar{N} \frac{N}{EF} ds + \int \bar{T} \frac{T}{GF'} + \sum M_i \varphi_i \quad (2.19)$$

elde edilir. Kısaltma teoremi uyarınca, son plastik mafsalln 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

$$M_1 \varphi_1 = \bar{M}_2 \varphi_2 = \bar{M}_3 \varphi_3 = \dots = 0 \quad (2.20)$$

olacağından, δ yerdeğiştirmesi

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme, günümüz inşaat mühendisliğinin en yeni kavramları arasındadır. 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 eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmış ve bu çalışmalar tamamlanarak 2006 Türk Deprem Yönetmeliği yayınlanmıştır.

Aşağıdaki bölümlerde, orta yükseklikteki mevcut betonarme binaların deprem performans ve güvenliklerinin değerlendirmesinde, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' ne (DBYBHY' 06) ilişkin bilgi verilecektir, [17].

3.1 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi 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 katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin 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 performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

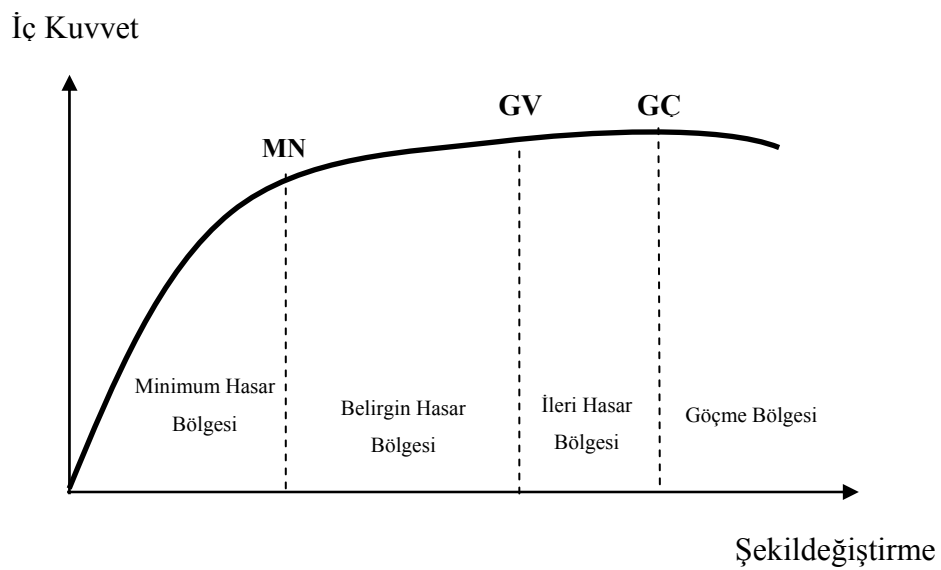
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları “*sünek*” ve “*gevrek*” olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile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

3.1.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)’ dir. Minimum hasar sınırı kritik kesitte 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.

3.1.2 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 3.1.



Şekil 3.1: Kapasite Eğrisinde Performans Seviyeleri ve Aralıkları

3.2 Bina Deprem Performans Seviyeleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Deprem geçirmiş binaların deprem sonrası hasar durumlarının belirlenmesi için de benzer tanımlar kullanılabilir.

3.2.1 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 düzeylerdedir.

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.

3.2.2 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 farkedilebilir 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 bölgesi 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 ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının % 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 konumuna göre karar verilir.

3.2.3 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 yükleri taşımada yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, 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 her ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %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.

3.2.4 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 şiddette 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 de çok kere ekonomik olmayabilir.

3.3 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 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, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

3.4 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.

2006 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre, mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde esas alınacak çok seviyeli performans hedefleri Tablo 3.1' de verilmiştir.

Tablo 3.1: Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri

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

3.5 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi

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

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

3.5.1 Doğrusal elastik hesap yöntemleri

3.5.1.1 Yöntemin esasları

Doğrusal elastik yöntemlerde yapı elemanlarının kapasiteleri elemanın taşıma kapasitelerine 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 Yüğü Yöntemi* ve *Mod Birleştirme Yöntemi*' dir.

3.5.1.2 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Bodrum üzerindeki toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8' i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Bu yöntemde, toplam eşdeğer deprem

yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı $R_a=1$ olarak alınır ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı ile çarpılır. λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 değerini almaktadır.

3.5.1.3 Mod Birleştirme Yöntemi

Bu yöntemin kullanılmasında da $R_a=1$ alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan aynen kullanılır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu olan eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesaplanmasında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınır.

3.5.1.4 Yapı elemanındaki hasar sınırlarının sayısal değerlerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme yapı elemanlarının hasar sınırlarının tanımında, *etki/kapasite oranları* (r) cinsinden ifade edilen sayısal değerler kullanılmaktadır.

Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin eğilme etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesit artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesit artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momentinin farkıdır. 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 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 basınç kuvvetinin TS-500 standardına göre hesaplanan basınç dayanımına bölünmesi ile elde edilir.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgeleri belirlenir ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değerlendirmesi yapılır.

3.5.1.5 Betonarme elemanlarının etki/kapasite oranlarının sınır değerleri

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile sünek elemanların hasar sınırlarının tanımında kiriş, kolon ve perde elemanlarının etki/kapasite oranları (r) kullanılır. Etki/kapasite oranlarının sınır değerleri Tablo 3.2 - 3.4' te sünek ve gevrek elemanlar için ayrı ayrı verilmiştir.

Tablo 3.2: Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4
Gevrek Kirişler			1	1	1

Tablo 3.3: Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r)

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N}{A_c f_c}$	Sargılama	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4	Var	≥ 1.30	2	3	5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
Gevrek Kolonlar			1	1	1

Tablo 3.4: Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r)

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6
Gevrek Perdeler	1	1	1

3.5.2 Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

3.5.2.1 Yöntemin esasları

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 şekildeğiştirme 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 değerlendirmesi yapılır.

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 ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Bu yöntemin uygulanabilmesi için ayrıca, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, 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

büyükliklere 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 mafsalları 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.

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 yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

3.5.2.2 Plastik davranışın idealleştirilmesi

Doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modelinin (plastik kesit kavramı) kullanılması öngörülmüştür. Basit eğilme durumunda plastik mafsallara hipotezine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Basit eğilme durumunda plastik mafsalları boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğiştirme bölgesinin uzunluğu (l_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)' nun yarısına eşit olmaktadır.

$$l_p = 0.5 h \quad (3.1)$$

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*, teorik olarak 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 kesitlerin 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 çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

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 davranışlarının belirlenmesinde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerlerden yararlanılabilir.

a) Kirişlerde: $0.40 EI_0$

b) Kolon ve perdelerde, $N_d / (A_c f_{ck}) \leq 0.10$ olması durumunda: $0.40 EI_0$

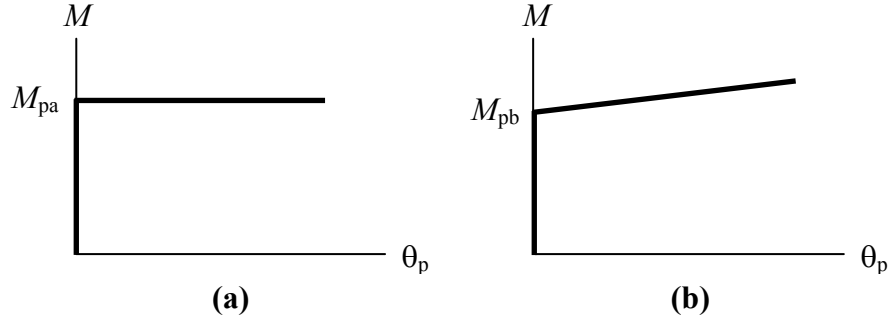
$N_d / (A_c f_{ck}) \geq 0.40$ olması durumunda: $0.80 EI_0$

Yukarıdaki bağıntılarda N_d , düşey yükler altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetini göstermektedir. 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 3.2a. 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 3.2b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanmalıdır.



Şekil 3.2: Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağlılıkları

3.5.2.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi

Artımsal eşdeğer deprem yüğü 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 yüğü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik mafsall oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, taşıyıcı sistemin başlangıçtaki doğrusal elastik davranışı için hesaplanan birinci (hakim) titreşim modu ile orantılı olacak şekilde tanımlanabilir. Daha kesin bir sonuç için, artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yüğü 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 tanımlanabilir.

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 (hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.2)$$

şeklinde elde edilir. 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 (hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.3)$$

şeklinde hesaplanır. Bu denklemde Γ_{x1} birinci (hakim) moda ait modal katkı çarpanı, Φ_{xN1} binanın N' inci katında x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliğidir.

İtme analizi sonucunda, 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_{d1l} ' e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{d1l} \quad (3.4)$$

Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme, S_{d1l} , 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_{del} ' e bağlı olarak elde edilir.

$$S_{d1l} = C_{R1} S_{del} \quad (3.5)$$

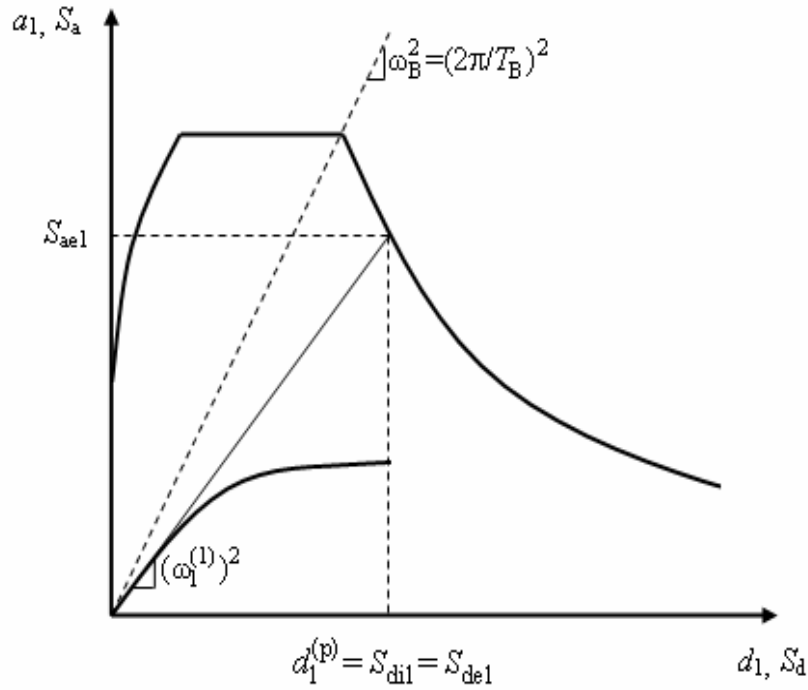
Doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{del} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ael} ' den hesaplanır.

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.6)$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki *karakteristik periyod* T_B ' ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$)

$$C_{R1} = 1 \quad (3.7)$$

varsayımı yapılır, şekil 3.3.

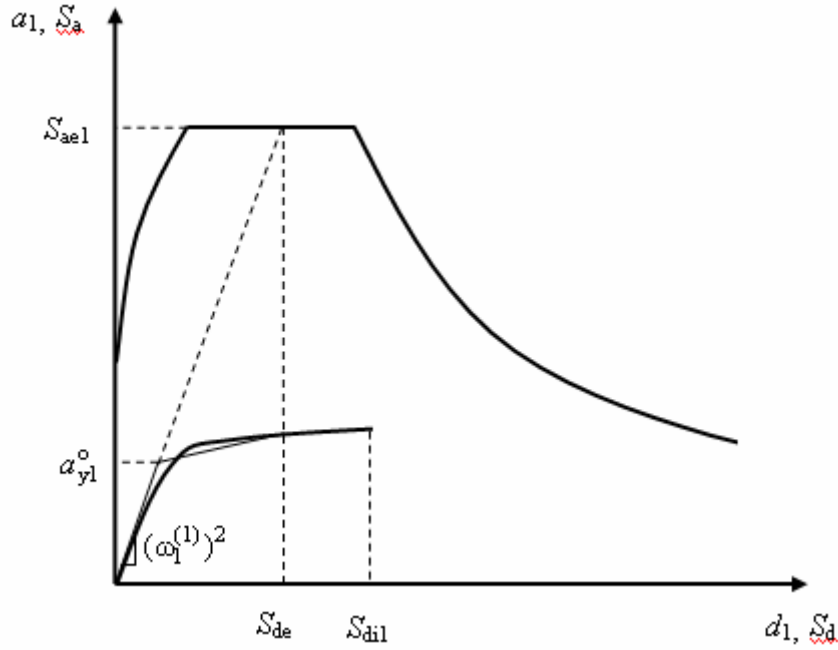


şekil 3.3: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$)

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki *karakteristik periyod* T_B ' den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanır.

a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürölür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i = 1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$), şekil 3.4.

b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ kabulü yapılarak, eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir.



Şekil 3.4: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$)

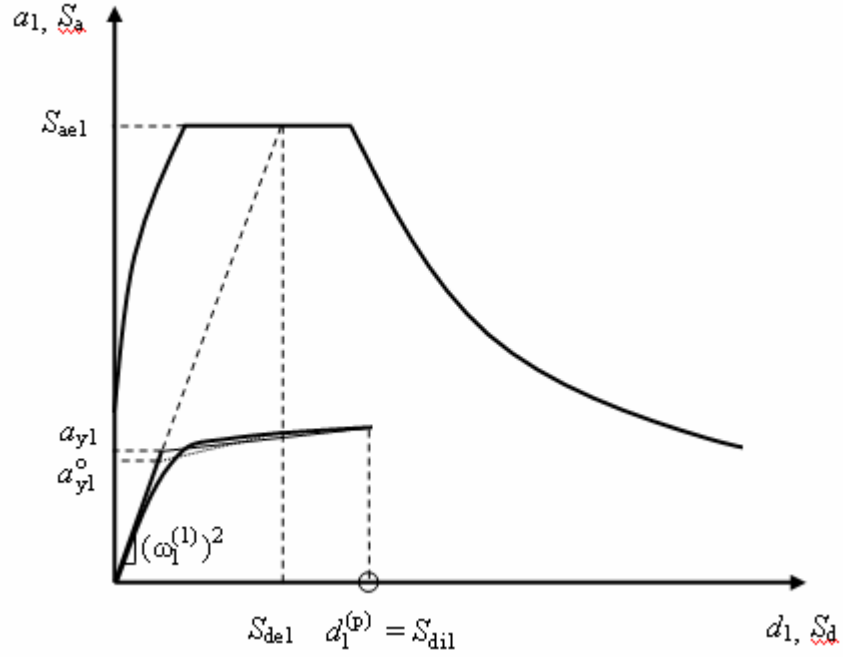
Daha sonra, Denklem (3.5) ile S_{dil} doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme hesaplanır. Bu hesapta, C_{R1} değeri Denklem (3.8)' den bulunur.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.8)$$

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

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.9)$$

c) S_{dil} esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları, 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, Şekil 3.5.



Şekil 3.5: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$)

Son itme adımı $i = p$ için Denklem (3.5)' e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ ' nin Denklem (3.3)' de yerine konulması ile x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.10)$$

3.5.2.4 Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan yöntemlere göre hesaplanan taşıyıcı sistemlerde, herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsallı dönmesine bağlı olarak, plastik eğrilik istemi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.11)$$

Beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu eğilme momenti – eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, yukarıda tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.12)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi 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.

3.5.2.5 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

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

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

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.004 \quad ; \quad (\epsilon_{su})_{MN} = 0.010 \quad (3.13)$$

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

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.004 + 0.0095 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3.14)$$

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

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.005 + 0.013 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GS} = 0.060 \quad (3.15)$$

değerleri önerilmektedir.

4. HESAPTA İZLENEN YOL

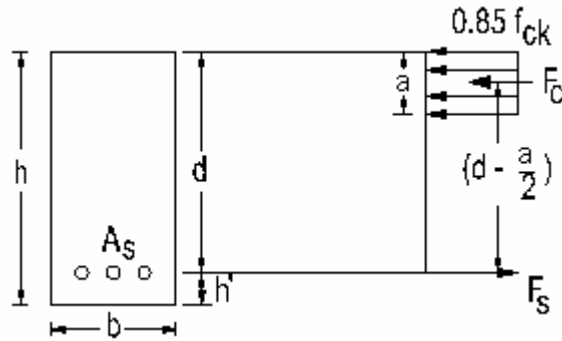
Mevcut betonarme binaların, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde tanımlanan ve bu çalışmada esas alınan doğrusal elastik *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* ve doğrusal elastik olmayan *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* ile deprem performanslarının bulunmasında izlenen yolun hesap adımları aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır.

4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla bu çalışmada uygulanan *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi*' nde izlenen yolun adımları aşağıda verilmiştir.

- Yapı sistemi düşey işletme yükleri altında hesaplanarak tüm kesitlerdeki eğilme momentleri, kesme kuvvetleri ve normal kuvvetler elde edilir.
- Mevcut yapı sisteminin kirişlerinin eğilme momenti kapasiteleri hesaplanır. Eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, betonarme betonu ve beton çeliğinin mevcut dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz; buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır.

Basit eğilme etkisindeki kirişlerin eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, yaklaşık olarak, tek donatılı dikdörtgen kesit varsayımına dayanan aşağıdaki formülasyondan yararlanılabilir, Şekil 4.1.



Şekil 4.1: Tek Donatılı Dikdörtgen Kesit

$$F_s = A_s f_{yk} \quad (4.1)$$

$$F_c = 0.85 f_{ck} b a \quad (4.2)$$

$$\sum X = 0 \quad \text{denge denkleminde} \quad a = \frac{A_s f_{yk}}{0.85 f_{ck} b} \quad (4.3)$$

$$\sum M = 0 \quad \text{denge denkleminde} \quad M_{cap} = A_s f_{yk} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.4)$$

Bu bağıntılarda

F_s : çekme donatısındaki çekme kuvvetini

F_c : betondaki basınç kuvvetini

M_{cap} : kiriş kesitinin eğilme momenti kapasitesini göstermektedir.

c) Mevcut yapı sisteminin kolonlarının eğilme momenti kapasiteleri hesaplanır. Eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, betonarme betonu ve beton çeliğinin bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılan mevcut dayanımları kullanılır. Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisinde olan kolon kesitlerinin eğilme momenti kapasiteleri, başlangıçta, düşey yüklerden oluşan normal kuvvetler altında hesaplanabilir.

Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen betonarme kolonların eğilme momenti kapasitelerinin hesabında aşağıdaki taşıma gücü formüllerinden yararlanılabilir, [29]. Bu formüller betonarme betonu için 1.50, beton çeliği için 1.15 değerindeki malzeme güvenlik katsayılarını içerdiğinden, formüllerin bu katsayılarından arındırılmasını sağlamak için, f_{ck} ve f_{yk} karakteristik dayanımlarının sırasıyla 1.50 ve 1.15 katsayıları ile arttırılarak kullanılması gerekmektedir.

$$n = \frac{N_d}{b h f_{ck}} \quad (4.5)$$

$$m_x = \frac{M_{cap}}{b h^2 f_{ck}} \quad (4.6)$$

$$\mu = \frac{A_s f_{yk}}{b h f_{ck}} \quad (4.7)$$

$$A_s = k_1 k_2 \mu b h \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (4.8)$$

1) $n = 0.2$ hali için

$$m = (\mu - 2.92n^2 + 1.48n)/2.86 \quad (4.9a)$$

2) $0.2 \leq n \leq 0.3$ hali için

$$m = (\mu + 0.192)/2.92 \quad (4.9b)$$

3) $n > 0.3$ hali için

$$m = (\mu - 0.62n^2 - 0.254n + 0.32)/2.92 \quad (4.9c)$$

Bu formüllerde, b ve h dikdörtgen kolon kesitinin enkesit boyutlarını, A_s toplam boyuna donatı alanını, k_1 ve k_2 donatı yerleşimi ve paspayı oranları ile ilgili düzeltme katsayılarını göstermektedir.

d) Kiriş ve kolon enkesitlerinin eğilme momenti kapasiteleri ile düşey yükler altında bu kesitlerde hesaplanan eğilme momentlerinin farkları hesaplanarak kesitlerin artık eğilme momenti kapasiteleri elde edilir. Bu işlem, kiriş enkesitlerinin pozitif ve negatif eğilme momenti kapasiteleri için tekrarlanır.

e) Toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvvetinin) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı $R_a = 1$ olarak alınır.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \quad (4.10)$$

Bu deprem yükleri için sistem hesaplanarak her kritik kesitteki eğilme momentleri, kesme kuvvetleri ve normal kuvvetler bulunur.

f) Uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile kiriş ve kolonların etki/kapasite oranları (r) elde edilir.

g) Kolonların aksenal yükleri, düşey yükler ve söz konusu eleman için hesaplanan (r) katsayısı ile azaltılmış deprem yüklerinin ortak etkisi altında yeniden hesaplanır.

Gerekirse, bu normal kuvvetler için kolon eğilme momenti kapasiteleri yeniden hesaplanarak bir ardışık yaklaşım yolu uygulanır.

h) Kiriş ve kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranları, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde betonarme yapı elemanlarının hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r) için verilen tablolardaki sınır değerler ile karşılaştırılarak kesitlerin hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Tablolardaki ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanır.

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

4.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

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

a) Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılır.

1. Kirişlerde $0.40 EI_0$ alınır.

2. Kolonlarda ise düşey yükler altında oluşan normal kuvvetler hesaplanır. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri bulunur.

$$N_d / (A_c f_{cm}) \leq 0.10 \text{ olması durumunda: } 0.40 EI_0$$

$$N_d / (A_c f_{cm}) \geq 0.40 \text{ olması durumunda: } 0.80 EI_0$$

N_d normal kuvvetlerinin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılır.

b) Plastik mafsalların, kolon ve kirişlerin uçlarında olduğu varsayımı yapılarak olası plastik mafsal kesitleri tanımlanır.

c) 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.

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

e) Statik itme eğrisi iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürölür. Bu dönüştürmede, iki doğrulu diyagramın ve statik itme eğrisinin altında kalan alanların yaklaşık olarak birbirlerine eşit olması sağlanır.

f) İki doğrulu itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak koordinatları modal yerdeğiştirme ve modal ivme olan *modal kapasite diyagramı* aşağıdaki denklemler yardımıyla elde edilir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (4.11)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (4.12)$$

g) İtme analizi sonucunda yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu da gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} ' e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (4.13)$$

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

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (4.14)$$

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

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (4.15)$$

j) Denklem (4.18)' de 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.

1. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod 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 spektral yerdeğiştirme S_{di1} , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{del} ' e eşit alınır. Buna göre spektral yerdeğiştirme oranı,

$$C_{R1} = 1 \quad (4.16)$$

değerini almaktadır.

2. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B ' den daha küçük olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} ardışık yaklaşımla hesaplanır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (4.17)$$

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

$$R_{y1} = \frac{S_{ael}}{a_{y1}} \quad (4.18)$$

k) x deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (4.19)$$

denklemleri ile hesaplanır.

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

m) İtme analizi sonucunda, tüm kritik kesitlerdeki plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek, bu kesitlerdeki plastik eğrilik istemleri hesaplanır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (4.20)$$

n) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y Priestley formülü yardımı ile hesaplanır, [30].

$$\phi_y = \frac{2.12\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.21)$$

o) Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (4.22)$$

p) Kirişler için hesapta, 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.

r) 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, Denklem (4.22) ile hesaplanan toplam eğrilik istemi bu diyagram üzerine yerleştirilerek söz konusu kesitin hasar bölgesi belirlenir.

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

5. BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, betonarme bina taşıyıcı sistemlerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının ve performans düzeylerinin belirlenmesi amacıyla yapılan sayısal incelemeler yer almaktadır.

Sayısal incelemeler, orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen beş ayrı taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir. 1998, 1975 ve 1968 Türk Deprem Yönetmelikleri' nde öngörülen deprem etkileri esas alınarak boyutlandırılan bu taşıyıcı sistem modellerinin ve bunların çeşitli alternatiflerinin 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile deprem performansları bulunmuş ve her iki yöntemle elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

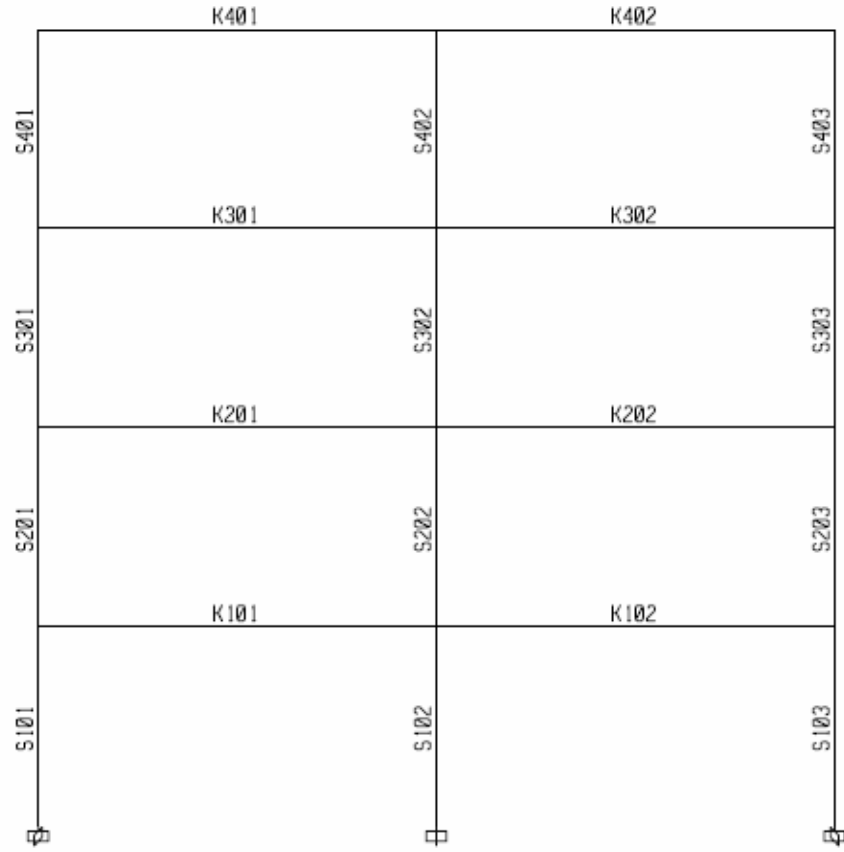
Aşağıdaki bölümlerde, incelenen taşıyıcı sistem modelleri sırasıyla ele alınarak tanıtılmakta, boyutlandırma ve performans değerlendirmesi aşamalarında elde edilen sayısal sonuçlar verilerek tartışılmaktadır.

5.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri

Sayısal incelemeler için seçilen bir taşıyıcı sistem modeli (TSM-1), iki açıklıklı ve dört katlı düzlem çerçeve sistem olup, kiriş açıklıkları 8 m, kat yükseklikleri ise 3.5 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m' dir.

Diğer taşıyıcı sistem modelleri (TSM-2, TSM-3, TSM-4 ve TSM-5) de iki açıklıklı, dört katlı düzlem çerçevelerdir. Bu sistemlerin kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri 3 m ve planda çerçeve aralıkları 5 m' dir.

Tüm taşıyıcı sistem modelleri için ortak olan kiriş ve kolon numaraları Şekil 5.1' de görülmektedir.



Şekil 5.1: Taşıyıcı Sistem Modellerinin Kiriş ve Kolon Numaraları

5.2 Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması

5.2.1 Malzeme özellikleri

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

TSM-1 : Beton sınıfı C30, donatı çeliği sınıfı S420

TSM-2 ve TSM-3 : Beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı S420

TSM-4 : Beton sınıfı C16, donatı çeliği sınıfı S220

TSM-5 : Beton sınıfı C14 (karakteristik basınç dayanımı $f_{ck}= 14$ MPa),
donatı çeliği sınıfı S220

5.2.2 Deprem karakteristikleri

1998 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre boyutlandırılan TSM-1, TSM-2 ve TSM-3 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 ve TSM-3 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-4, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre boyutlandırılırken tasarım kriterleri aşağıda listelendiği şekilde alınmıştır.

Deprem Bölge Katsayısı	: $C_0 = 0.10$
Yapı Tipi Katsayısı	: $K = 1.0$
Zemin Hakim Periyodu	: $T_o = 0.42 \text{ s}$
Hareketli Yük Katsayısı	: $n = 0.30$

TSM-5, 1968 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre boyutlandırılmış ve aşağıdaki tasarım kriterleri esas alınmıştır.

Deprem Bölge Katsayısı	: $C_0 = 0.06$
Deprem Zemin Katsayısı	: $\alpha = 1.0$
Bina Önem Katsayısı	: $\beta = 1.0$
Hareketli Yük Katsayısı	: $n = 0.50$

5.2.3 Boyutlandırmada esas alınan yükler

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında aşağıda verilen düşey yükler gözönüne alınmıştır.

Normal kat döşemeleri,	$g = 5.25 \text{ kN/m}^2$
	$q = 3.50 \text{ kN/m}^2$ (bölme duvarları dahil)

Çatı katı döşemesi, $g = 6.15 \text{ kN/m}^2$
 $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (kar yükü dahil)

5.2.4 Varsayımlar

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında gözönünde tutulan 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 etkitilmiştir.
- Düzlem çerçeve olarak modellenen sistemlerin çerçeve düzlemi dışındaki yanal yerdeğiştirmelerinin önlendiği varsayılmıştır.

5.2.5 Boyutlandırmada esas alınan yönetmelikler

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında kullanılan deprem yönetmeliklerin esasları aşağıdaki maddelerde özetlenmiştir.

- 1998 Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik [18]

TSM-1, TSM-2 ve TSM-3' ün deprem hesaplarında *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yöntemle göre, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti),

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (5.1)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda,

W : binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığını

T_1 : binanın birinci doğal titreşim periyodunu

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

$R_a(T_1)$: T_1 periyot değeri için hesaplanan deprem yükü azaltma katsayısını göstermektedir.

Binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı ise,

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (g_i + nq_i) \quad (5.2)$$

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, [18].

Spektral ivme katsayısı,

$$A(T_1) = A_0 I S(T_1) \quad (5.3)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu ifadede

A_0 : etkin yer ivmesi katsayısını

I : yapı önem katsayısını

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

göstermektedir. ABYYHY' 98 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, [18].

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (5.4a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (5.4b)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (5.4c)$$

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 5.2.2’ de verilmiştir.

Deprem yükü azaltma katsayısı

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (5.5a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (5.5b)$$

formülleri ile hesaplanmaktadır. Burada,

R : taşıyıcı sistem davranış katsayısıdır.

İncelenen üç sistemde de yapının birinci doğal titreşim periyodu T_A değerinden daha büyük olduğundan, deprem yükü azaltma katsayısı taşıyıcı sistem davranış katsayısına eşittir. ABYYHY’ 98 Tablo 6.5’ e göre, süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılan TSM-1 ve TSM-3’ 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 Denklem (5.6) ile hesaplanır.

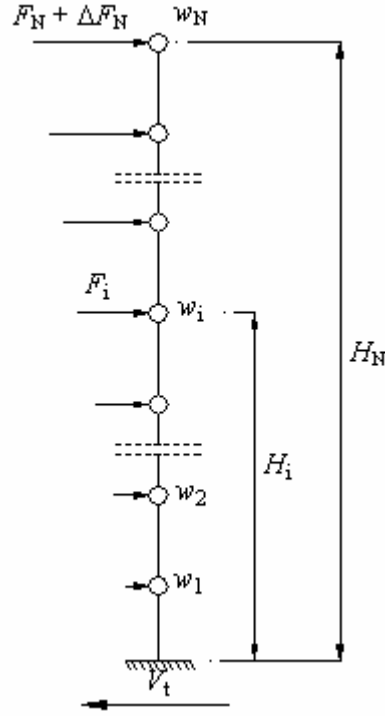
$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (5.6)$$

Eşdeğer deprem yüklerini veren bu bağıntıda,

H_i : yapının i’inci katının temel seviyesinden yüksekliğini

ΔF_N : ek eşdeğer deprem yükünü göstermektedir, Şekil 5.2.

İncelenen yapı sistemlerinde toplam yapı yüksekliği 25 m den daha az olduğu için, 1998 Türk Deprem Yönetmeliği’ nin 6.7.2.2 maddesine göre $\Delta F_N = 0$ olmaktadır, [18].



Şekil 5.2: 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

$$F = C W \quad (5.7)$$

şeklinde hesaplanır. Burada C deprem katsayısı olup,

$$C = C_0 \alpha \beta \gamma \quad (5.8)$$

denklemleri ile belirlenir. Bu ifadede

C_0 : deprem bölge katsayısı

α : deprem zemin katsayısı

β : bina önem katsayısı

γ : bina dinamik katsayısıdır.

ABYYHY' 68 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, [20].

Yapı dinamik katsayısı

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

$$T > 0.5 \text{ saniye için} \quad \gamma = 0.5/T \quad (5.9)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada

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

Bu formülden bulunan γ değeri hiçbir zaman 0.3' ten daha küçük olmayacaktır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün hesaplanmasında kullanılacak olan W toplam yapı ağırlığı

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (G_i + nP_i) \quad (5.10)$$

şeklinde hesaplanır. 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

$$F_i = F \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad (5.11)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Bu ifadede,

F : toplam yatay yük

W_i : i ' inci katın ağırlığı

h_i : i ' inci 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 (taban kesme kuvveti)

$$F = C W \quad (5.12)$$

şeklinde hesaplanır. Burada C deprem katsayısı olup

$$C = C_0 K S I \quad (5.13)$$

denklemleri ile belirlenir. Bu ifadede

C_0 : deprem bölge katsayısı

K : yapı tipi katsayısı

S : yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)

I : yapı önem katsayısıdır.

ABYYHY' 75 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 sünek çerçeveler için Tablo 13.3' den $K = 1$ ve halkın az yığıldığı özel konutlar için Tablo 13.5' den $I = 1.0$ olarak seçilmiştir, [19].

Yapı dinamik katsayısı

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_0|} \leq 1 \quad (5.14)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada

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

T_0 : zeminin hakim periyodudur.

T_0 periyodu Z2 zemin cinsi için $T_0 = 0.42$ s değerini almaktadır.

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 hesaplamasında kullanılacak olan W toplam yapı ağırlığı

$$W = \sum_{i=1}^N w_i = \sum_{i=1}^N (G_i + nP_i) \quad (5.15)$$

olup, burada

G_i : i ' inci kattaki sabit yüklerin toplamını

P_i : i' inci kattaki hareketli yüklerin toplamını göstermektedir.

Binanın kat düzeylerine uygulanacak F_i yatay kuvvetleri

$$F_i = (F - F_t) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (5.16)$$

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

$$F_t = 0.004 F \left(\frac{H}{D} \right)^2 \quad (5.17)$$

şeklinde hesaplanacaktır.

Not:

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

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

5.2.6 Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları

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

5.2.7 Analiz ve boyutlandırma

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında esas alınacak deprem yükleri yukarıdaki bölümlerde açıklanan deprem yönetmeliklerine göre belirlenmiştir.

Sabit yükler (yapı yükleri), hareketli yükler ve çerçeve doğrultusunda hesaplanan bu deprem etkileri altında, SAP Analiz Programı [10] sonuçlarından alınan kesit tesiri değerleri kullanılarak, Bölüm 5.2.6' da belirtilen yüklemeler için betonarme kesit

hesapları yapılmış ve kiriş, kolon enkesit boyutları ile boyuna donatıları belirlenmiştir.

5.3 Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi

Boyutlandırılan yapı sistemlerinde, (4.10) bağıntısı ile elde edilen deprem kuvvetinin yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan eğilme momentlerinin kesitlerin artık eğilme momenti kapasitelerine bölünmesi ile kiriş ve kolonların etki/kapasite oranları (r) elde edilmiş ve bu değerler ilgili sınır değerler ile karşılaştırılarak, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde öngörülen doğrusal yönteme göre, yapı elemanlarının deprem performansları bulunmuştur.

Yukarıda açıklandığı şekilde boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin her biri için, ETABS bilgisayar programının doğrusal olmayan analiz modülünden [11] 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 Bölüm 4.2' de açıklanan bağıntılar kullanılarak S_a-S_d spektral formatına dönüştürüldükten sonra, elastik istem spektrumu ve dönüştürülmüş kapasite eğrisi aynı eksen takımında çizilmiş ve deprem performansları 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde öngörülen doğrusal olmayan yönteme göre belirlenmiştir.

5.4 TSM-4 İçin Ayrıntılı İnceleme

Bu çalışmada gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemelere örnek olmak üzere, TSM-4 olarak tanımlanan taşıyıcı sistem modelinin 1975 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre boyutlandırılması ve boyutlandırılan sistemin 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle analizlerinin yapılarak deprem performanslarının belirlenmesi aşamaları aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Diğer sistemler ve tasarım kriterleri için yapılan performans değerlendirme hesaplarının sonuçları bu ayrıntılı incelemenin ardından tablolar halinde özetlenmiştir.

5.4.1 Sistemin boyutlandırılması

TSM-4 taşıyıcı sistem modelinin boyutlandırılmasında beton sınıfı C16 (karakteristik basınç dayanımı $f_{ck} = 16$ MPa), donatı çeliği sınıfı S220 (akma dayanımı $f_{yk} = 220$ MPa) olarak seçilmiş, binanın birinci derece deprem bölgesinde ve Z2 zemin sınıfı üzerinde inşa edildiği gözönünde tutulmuştur. Değerlendirmelerde, sistemin kiriş ve kolonlarında sargı donatısı bulunduğu gözönünde tutulmuştur.

Sistemin deprem hesaplarında 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* kullanılmıştır. Bu yöntemle göre,

$$F = C W$$

$$C = C_0 KSI$$

$$C_0 = 0.1$$

$$K = 1.0$$

$$I = 1.0$$

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

$$T = 0.09 * 12 / (12)^{0.5} = 0.312 \text{ s ve } T = 0.1 * 4 = 0.4 \text{ s}$$

değerlerinden elverişsiz olanı alınacağından

$\Rightarrow T = 0.4 \text{ s}$ olarak bulunmuştur. Bu değer için

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_0|} = 1 / (0.8 + 0.4 - 0.42) = 1.282$$

elde edilir. S değeri 1.00' den daha büyük olmayacağı için $S = 1.00$ olarak alınır.

Buna göre

$$C = 0.1 * 1.0 * 1.0 * 1.0 = 0.10$$

olarak hesaplanır.

Bina toplam ağırlığı: $W = 2173.5 \text{ kN}$

$$F = 0.1 * 2173.5 = 217.35 \text{ kN}$$

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

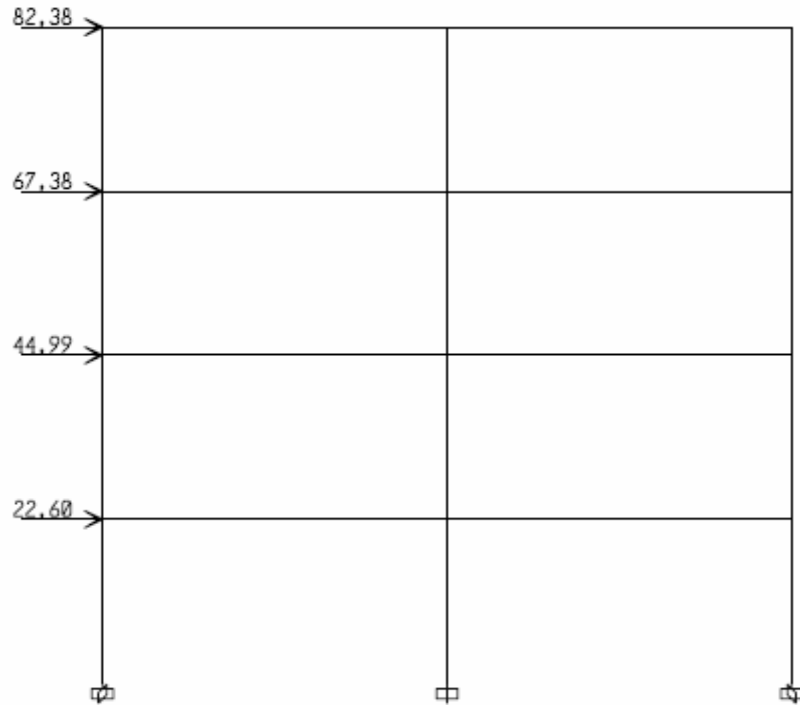
$H/D = 1.0 < 3$ olduğundan $F_t = 0$ alınır.

Bu değerlere bağlı olarak, sisteme etkitilecek eşdeğer deprem yükleri Tablo 5.1 üzerinde hesaplanmıştır.

Tablo 5.1: Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

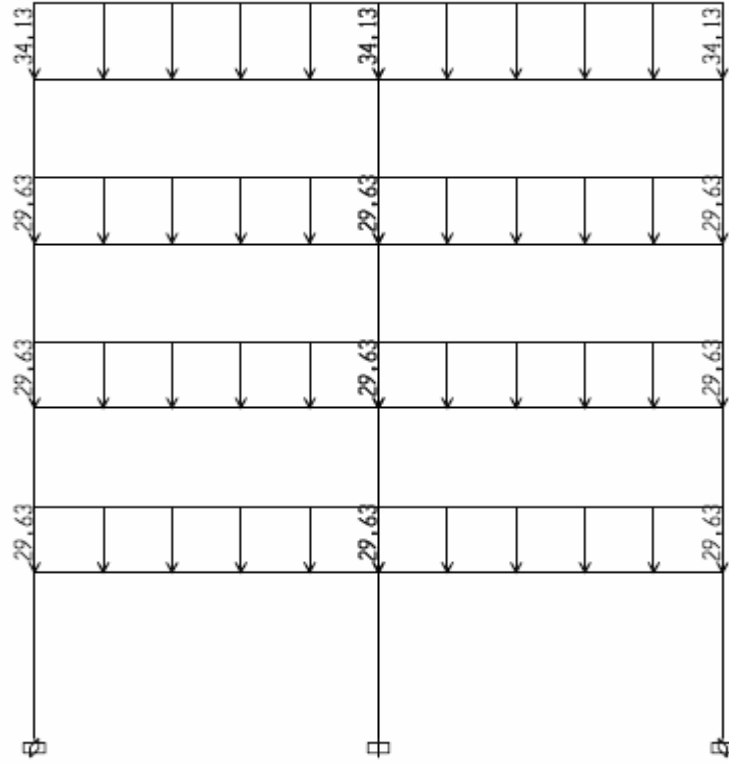
Kat	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	F_i
4	506.925	12.0	6083.100	0.379	82.376
3	553.725	9.0	4983.525	0.310	67.379
2	555.525	6.0	3333.150	0.207	44.991
1	557.325	3.0	1671.975	0.104	22.604

Sisteme etkiyen eşdeğer deprem yükleri Şekil 5.3' te gösterilmiştir.



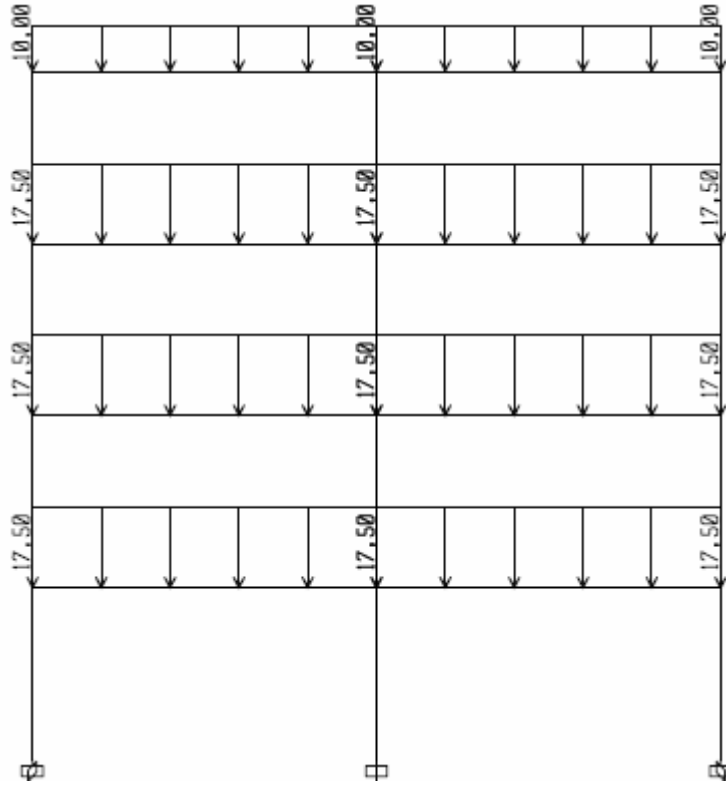
Şekil 5.3: Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri

Sisteme etkiyen sabit düşey yükler aşağıdaki şekilde verilmiştir, Şekil 5.4.



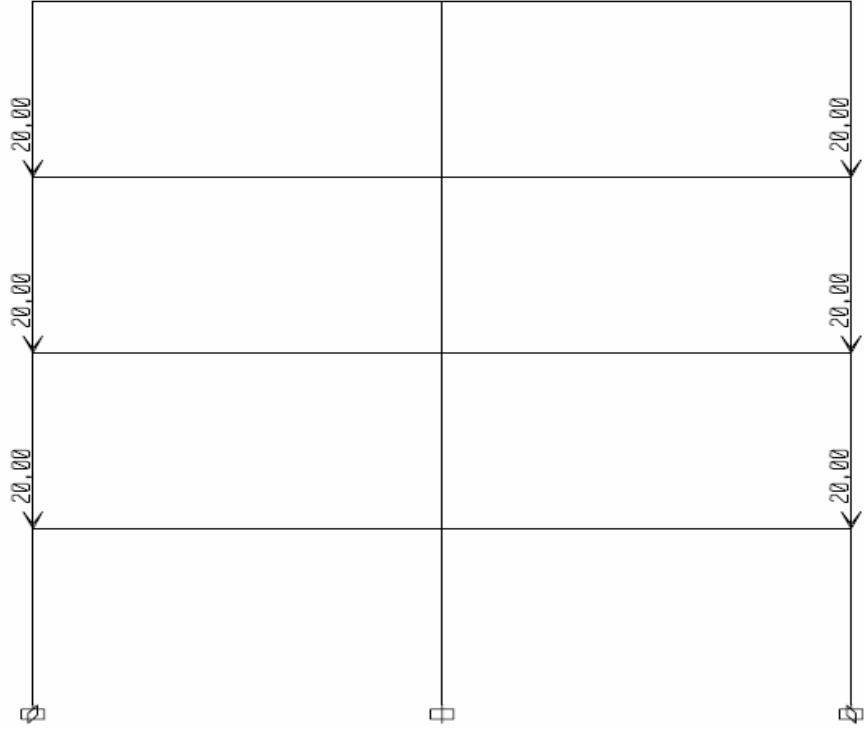
Şekil 5.4: Sisteme Etkiyen Sabit Yükler

Sisteme etkiyen hareketli yükler Şekil 5.5’ te görülmektedir.



Şekil 5.5: Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler

Sistemin dış düğüm noktalarına etkiyen tekil duvar yükleri Şekil 5.6 üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 5.6: Sistemin Düğüm Noktalarına Etkiyen Tekil Yükler

Yukarıda verilen yüklere bağlı olarak oluşturan yükleme kombinasyonları için gerçekleştirilen sistem analizleri ve betonarme kesit hesapları sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 5.2 ve Tablo 5.3’ te verilmiştir.

Tablo 5.2: TSM-4 İçin Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b/h (cm)	Donatı
S101	30/40	8Ø18
S102	30/60	12Ø22
S103	30/40	8Ø18
S201	30/40	8Ø20
S202	30/60	12Ø16
S203	30/40	8Ø20
S301	30/40	8Ø22
S302	30/40	12Ø14
S303	30/40	8Ø22
S401	30/40	8Ø22
S402	30/40	12Ø14
S403	30/40	8Ø22

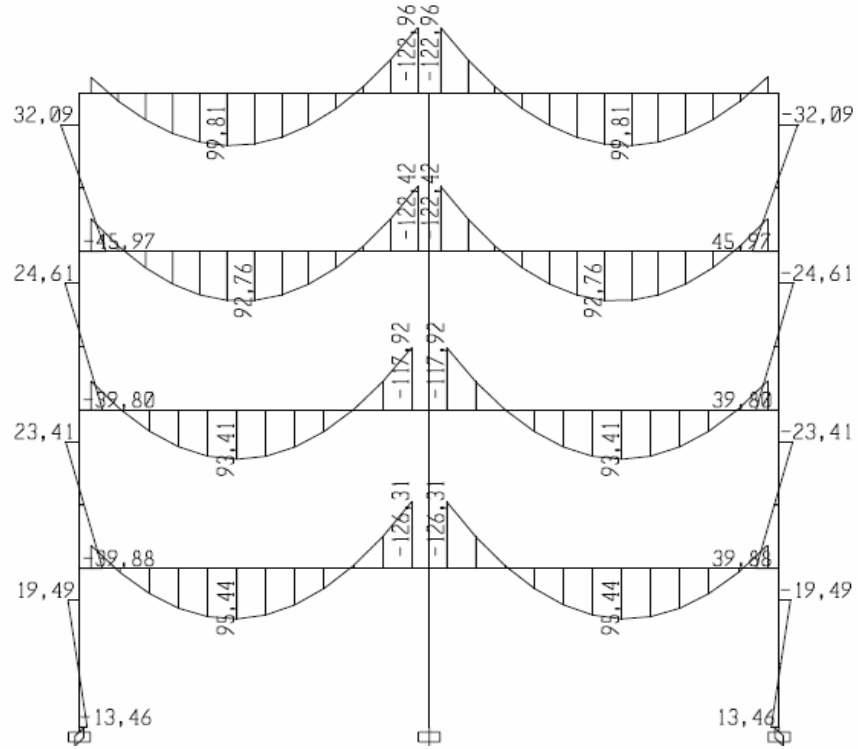
Tablo 5.3: TSM-4 İçin Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b/h (cm)	Alt donatı	Montaj donatısı	Dış mesnet üst ek donatı	İç mesnet üst ek donatı
K101	30/60	7Ø16	4Ø18	3Ø22	8Ø22
K102	30/60	7Ø16	4Ø18	3Ø22	8Ø22
K201	30/60	7Ø16	4Ø16	4Ø22	7Ø22
K202	30/60	7Ø16	4Ø16	4Ø22	7Ø22
K301	30/60	7Ø16	4Ø16	5Ø18	7Ø18
K302	30/60	7Ø16	4Ø16	5Ø18	7Ø18
K401	30/60	7Ø16	3Ø16	1Ø20	6Ø20
K402	30/60	7Ø16	3Ø16	1Ø20	6Ø20

5.4.2 Sistemin doğrusal elastik hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi

Boyutlandırılan taşıyıcı sistem modelinin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen doğrusal elastik hesap yöntemi ile, deprem performansının belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır.

a) Sistem, düşey işletme yükleri altında çözülerek tüm kesitlerdeki eğilme momentleri elde edilir, Şekil 5.7.



Şekil 5.7: Sistemin M_{G+Q} Diyagramı

b) Sistemin kirişlerinin eğilme momenti kapasiteleri Denklem (4.1) – Denklem (4.4) yardımı ile hesaplanır, Tablo 5.4.

Tablo 5.4: Kirişlerde Moment Kapasiteleri

Kiriş uçları	M_{cap}^-	M_{cap}^+
K101 sol uç	238.243	161.600
K101 sağ uç	402.347	161.600
K201 sol uç	254.377	161.600
K201 sağ uç	355.675	161.600
K301 sol uç	226.149	161.600
K301 sağ uç	275.033	161.600
K401 sol uç	107.987	161.600
K401 sağ uç	269.806	161.600
K102 sol uç	402.347	161.600
K102 sağ uç	238.243	161.600
K202 sol uç	355.675	161.600
K202 sağ uç	254.377	161.600
K302 sol uç	275.033	161.600
K302 sağ uç	226.149	161.600
K402 sol uç	269.806	161.600
K402 sağ uç	107.987	161.600

c) Sistemin kolonlarının eğilme momenti kapasiteleri (4.5) – (4.9c) bağıntılarını kullanarak elde edilir, Tablo 5.5. Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisinde olan

kolon kesitlerinin eğilme momenti kapasiteleri, başlangıçta düşey yüklerden oluşan normal kuvvetler altında hesaplanabilir.

Tablo 5.5: Kolonlarda Moment Kapasiteleri

Kolon uçları	μ	n	m	M_u
S101 alt uç	0.1789	0.239	0.1270	146.311
S101 üst uç	0.1789	0.239	0.1270	146.311
S102 alt uç	0.2671	0.285	0.1572	407.490
S102 üst uç	0.2671	0.285	0.1572	407.490
S201 alt uç	0.2119	0.172	0.1330	153.171
S201 üst uç	0.2119	0.172	0.1330	153.171
S202 alt uç	0.1413	0.211	0.1141	295.824
S202 üst uç	0.1413	0.211	0.1141	295.824
S301 alt uç	0.2671	0.106	0.1369	157.661
S301 üst uç	0.2671	0.106	0.1369	157.661
S302 alt uç	0.1623	0.209	0.1213	139.795
S302 üst uç	0.1623	0.209	0.1213	139.795
S401 alt uç	0.2671	0.044	0.1142	131.578
S401 üst uç	0.2671	0.044	0.1142	131.578
S402 alt uç	0.1413	0.104	0.0920	106.008
S402 üst uç	0.1413	0.104	0.0920	106.008
S103 alt uç	0.1789	0.239	0.1270	146.311
S103 üst uç	0.1789	0.239	0.1270	146.311
S203 alt uç	0.2119	0.172	0.1330	153.171
S203 üst uç	0.2119	0.172	0.1330	153.171
S303 alt uç	0.2671	0.106	0.1369	157.661
S303 üst uç	0.2671	0.106	0.1369	157.661
S403 alt uç	0.2671	0.044	0.1142	131.578
S403 üst uç	0.2671	0.044	0.1142	131.578

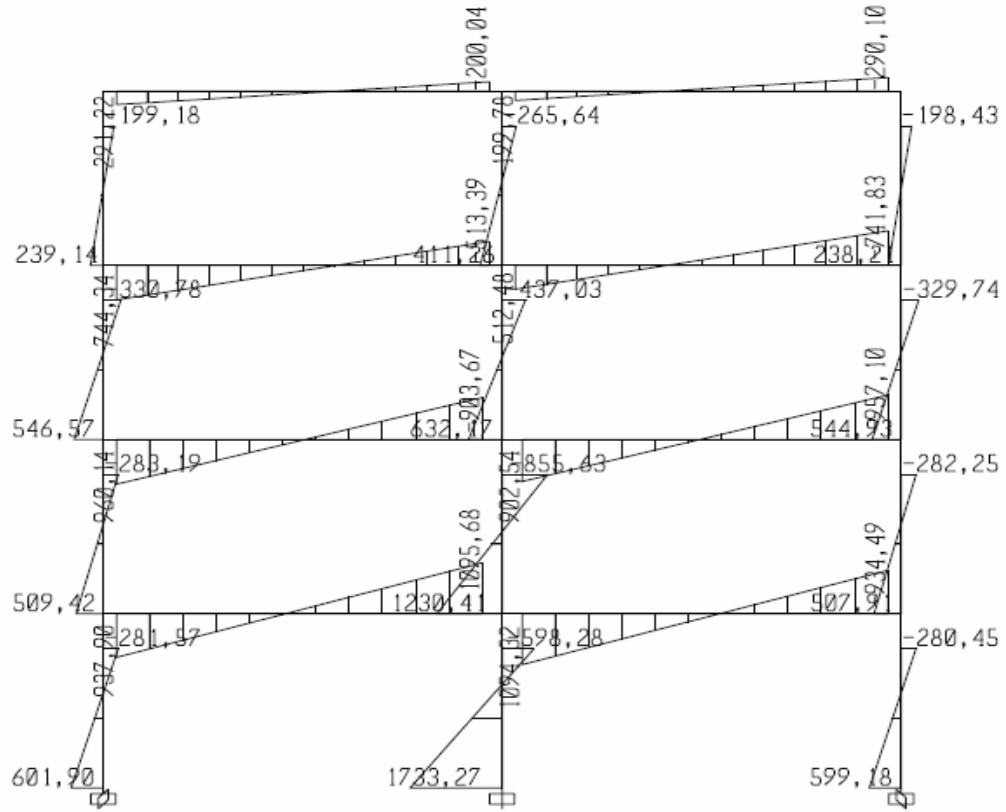
d) Kiriş ve kolon kesitlerinin artık eğilme momenti kapasiteleri, kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri ile düşey yükler altında bu kesitlerde hesaplanan eğilme momentlerinin farkları alınarak elde edilir.

e) Toplam eşdeğer deprem yükleri Denklem (4.10) yardımı ile bulunur, Tablo 5.6.

Tablo 5.6: Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	F_i
4	506.925	12.0	6083.100	0.379	646.614
3	553.725	9.0	4983.525	0.310	528.893
2	555.525	6.0	3333.150	0.207	353.164
1	557.325	3.0	1671.975	0.104	177.435

f) Sistem, bu deprem yükleri altında hesaplanarak tüm kesitlerdeki eğilme momentleri elde edilir, Şekil 5.8.



Şekil 5.8: Sistemin M_E Diyagramı

g) Kiriş ve kolonların etki/kapasite oranları (r), uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınarak, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir, Tablo 5.7 ve Tablo 5.8.

Tablo 5.7: Kirişlerin Etki/Kapasite Oranları

Kiriş uçları	M_{G+Q}	M_E	M_{cap}^-	M_{cap}^+	$r_{üst}$	r_{alt}
K101 sol uç	-67.610	1011.850	238.243	161.600	5.930	4.415
K101 sağ uç	-171.810	-1206.600	402.347	161.600	5.234	3.619
K201 sol uç	-79.020	1027.910	254.377	161.600	5.862	4.272
K201 sağ uç	-162.380	-1005.330	355.675	161.600	5.201	3.103
K301 sol uç	-86.690	789.260	226.149	161.600	5.659	3.179
K301 sağ uç	-151.930	-558.310	275.033	161.600	4.535	1.781
K401 sol uç	-51.610	308.760	107.987	161.600	5.477	1.448
K401 sağ uç	-151.890	-217.590	269.806	161.600	1.845	0.694
K102 sol uç	-171.810	1204.980	402.347	161.600	5.227	3.614
K102 sağ uç	-67.610	-1008.270	238.243	161.600	5.909	4.399
K202 sol uç	-162.380	1003.980	355.675	161.600	5.194	3.099
K202 sağ uç	-79.020	-1024.720	254.377	161.600	5.844	4.259
K302 sol uç	-151.930	557.280	275.033	161.600	4.527	1.777
K302 sağ uç	-86.690	-786.620	226.149	161.600	5.641	3.168
K402 sol uç	-151.890	217.280	269.806	161.600	1.843	0.693
K402 sağ uç	-51.610	-307.590	107.987	161.600	5.456	1.443

Tablo 5.8: Kolonların Etki/Kapasite Oranları

Kolon uçları	M_{G+Q}	M_E	M_u	r
S101 alt uç	-13.460	601.900	146.311	4.531
S101 üst uç	27.730	-502.430	146.311	4.237
S102 alt uç	0.000	1733.270	407.490	4.254
S102 üst uç	0.000	-1181.170	407.490	2.899
S201 alt uç	-39.880	509.420	153.171	4.497
S201 üst uç	39.230	-481.340	153.171	4.224
S202 alt uç	0.000	1230.410	295.824	4.159
S202 üst uç	0.000	-1377.140	295.824	4.655
S301 alt uç	-39.800	546.570	157.661	4.637
S301 üst uç	40.720	-550.120	157.661	4.704
S302 alt uç	0.000	632.170	139.795	4.522
S302 üst uç	0.000	-704.320	139.795	5.038
S401 alt uç	-45.970	239.140	131.578	2.793
S401 üst uç	51.610	-308.760	131.578	3.861
S402 alt uç	0.000	411.260	106.008	3.880
S402 üst uç	0.000	-434.870	106.008	4.102
S103 alt uç	13.460	599.180	146.311	4.510
S103 üst uç	-27.730	-500.360	146.311	4.220
S203 alt uç	39.880	507.910	153.171	4.483
S203 üst uç	-39.230	-479.790	153.171	4.211
S303 alt uç	39.800	544.930	157.661	4.624
S303 üst uç	-40.720	-548.410	157.661	4.690
S403 alt uç	45.970	238.210	131.578	2.783
S403 üst uç	-51.610	-307.590	131.578	3.846

h) Kirişler ve kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle bu elemanların kesit hasar bölgeleri belirlenir, Tablo 5.9, Tablo 5.10.

Tablo 5.9: Kirişler İçin Hasar Bölgeleri

Kiriş uçları	$(\rho-\rho')/\rho_b$	sargılama	$V/(b_w \cdot d \cdot f_{ctk})$	$r_{üst}$	hasar sınırı	r_{alt}	hasar sınırı
K101 sol uç	0.1548	var	0.5273	5.930	GV	4.415	GV
K101 sağ uç	0.5466	var	0.6749	5.234	GÇ	3.619	GV
K201 sol uç	0.1892	var	0.5420	5.862	GV	4.272	GV
K201 sağ uç	0.4242	var	0.6602	5.201	GV	3.103	GV
K301 sol uç	0.1294	var	0.5548	5.659	GV	3.179	GV
K301 sağ uç	0.2343	var	0.6473	4.535	GV	1.781	MN
K401 sol uç	-0.1010	var	0.4918	5.477	GV	1.448	MN
K401 sağ uç	0.2228	var	0.6339	1.845	MN	0.694	MN
K102 sol uç	0.5466	var	0.6749	5.227	GÇ	3.614	GV
K102 sağ uç	0.1548	var	0.5273	5.909	GV	4.399	GV
K202 sol uç	0.4242	var	0.6602	5.194	GV	3.099	GV
K202 sağ uç	0.1892	var	0.5420	5.844	GV	4.259	GV
K302 sol uç	0.2343	var	0.6473	4.527	GV	1.777	MN
K302 sağ uç	0.1294	var	0.5548	5.641	GV	3.168	GV
K402 sol uç	0.2228	var	0.6339	1.843	MN	0.693	MN
K402 sağ uç	-0.1010	var	0.4918	5.456	GV	1.443	MN

Tablo 5.10: Kolonlar İçin Hasar Bölgeleri

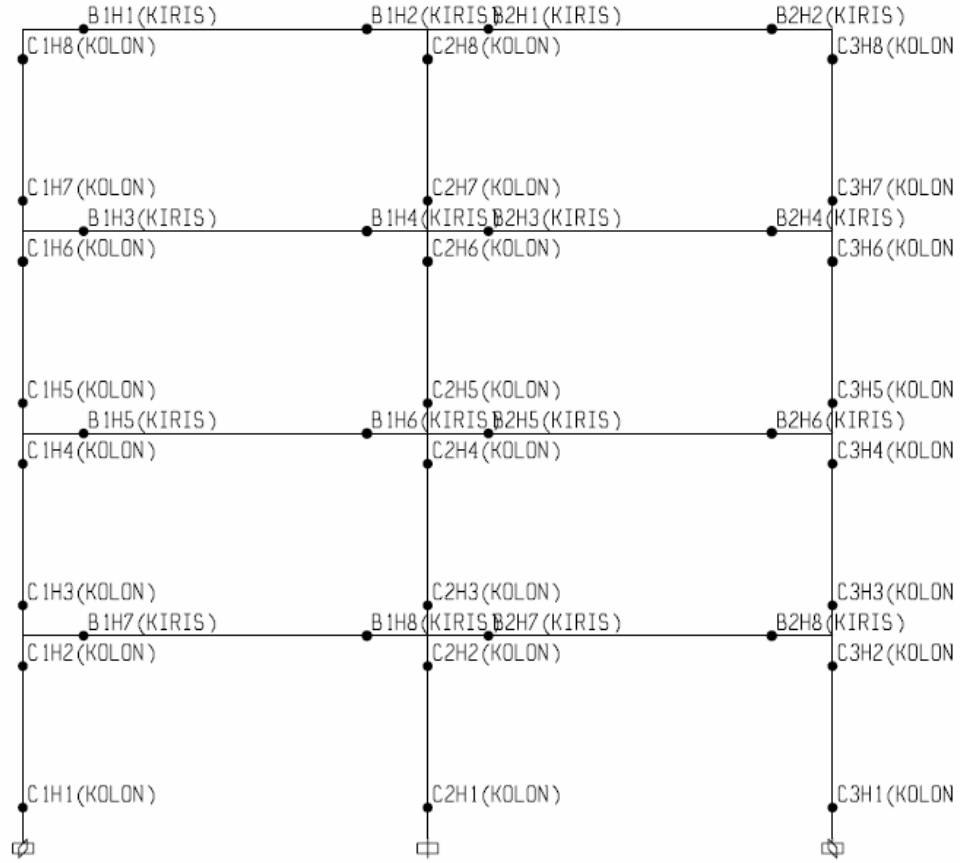
Kolon uçları	$N/(A_c \cdot f_{ck})$	sargılama	$V/(b_w \cdot d \cdot f_{ctk})$	r	hasar sınırı
S101 alt uç	0.2904	var	0.0908	4.531	GV
S101 üst uç	0.2904	var	0.0908	4.237	GV
S102 alt uç	0.4273	var	0.0000	4.254	GÇ
S102 üst uç	0.4273	var	0.0000	2.899	GV
S201 alt uç	0.2154	var	0.1744	4.497	GV
S201 üst uç	0.2154	var	0.1744	4.224	GV
S202 alt uç	0.3171	var	0.0000	4.159	GV
S202 üst uç	0.3171	var	0.0000	4.655	GÇ
S301 alt uç	0.1386	var	0.1775	4.637	GV
S301 üst uç	0.1386	var	0.1775	4.704	GV
S302 alt uç	0.3139	var	0.0000	4.522	GV
S302 üst uç	0.3139	var	0.0000	5.038	GÇ
S401 alt uç	0.0602	var	0.2151	2.793	MN
S401 üst uç	0.0602	var	0.2151	3.861	GV
S402 alt uç	0.1553	var	0.0000	3.880	GV
S402 üst uç	0.1553	var	0.0000	4.102	GV
S103 alt uç	0.2904	var	0.0908	4.510	GV
S103 üst uç	0.2904	var	0.0908	4.220	GV
S203 alt uç	0.2154	var	0.1744	4.483	GV
S203 üst uç	0.2154	var	0.1744	4.211	GV
S303 alt uç	0.1386	var	0.1775	4.624	GV
S303 üst uç	0.1386	var	0.1775	4.690	GV
S403 alt uç	0.0602	var	0.2151	2.783	MN
S403 üst uç	0.0602	var	0.2151	3.846	GV

5.4.3 Sistemin doğrusal elastik olmayan hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi

TSM-4 taşıyıcı sistem modelinin, 2006 Türk Deprem Yönetmeliğinde öngörülen doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi ile, deprem performansının belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır.

a) Sistem, düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri hesaplanır. Bu değerler, beton enkesit alanına ve mevcut beton dayanımına bölünerek Bölüm 4.2’ de tanımlanan sınır değerler ile karşılaştırılır ve kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri bulunur. Kirişlerde ise çatlamış kesit eğilme rijitliği $0.40 EI_0$ olarak alınır.

b) Kolon ve kirişlerin her iki ucunda olası plastik mafsallar tanımlanır. Bu plastik mafsalların isimleri Şekil 5.9’ da verilmiştir.



Şekil 5.9: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar

c) Sistem, sabit düşey yükler ve orantılı olarak arttırılan eşdeğer deprem yükleri altında doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanır. Bu işleme, başlangıçta seçilen bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar devam edilir. Bu aşamada, yapı sisteminin deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin modal kütlesi modal katılım oranı ve birinci mod yatay yerdeğiştirme değerleri de elde edilir, Tablo 5.11 – Tablo 5.13.

Tablo 5.11: Etkin Modal Kütle (%)

Mod	Periyot	UX
1	0.746	79.644
2	0.268	13.010
3	0.165	3.813
4	0.107	3.533

Tablo 5.12: Modal Katılım Oranı (%)

Mod	Periyot	UX
1	0.746	12.161
2	0.268	-4.915
3	0.165	-2.661
4	0.107	2.561

Tablo 5.13: Birinci Mod Yatay Yerdeşiftirmeleri

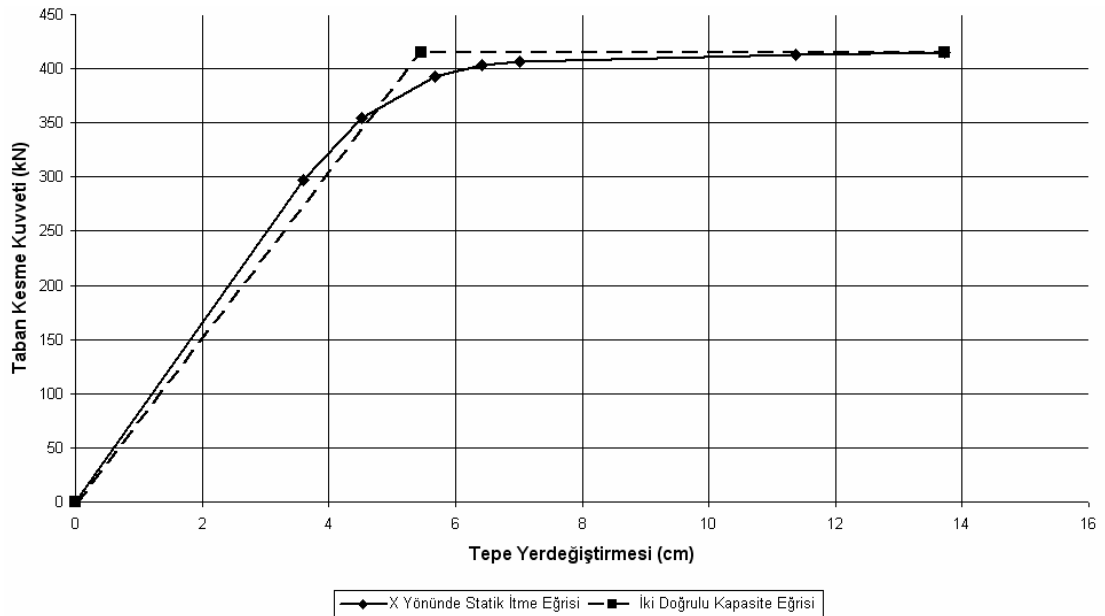
Kat	Mod	UX
Kat 1	1	-0.021
Kat 2	1	-0.050
Kat 3	1	-0.085
Kat 4	1	-0.108

d) İtme analizinin her adımı için hesaplanan taban kesme kuvveti – tepe noktası yerdeşiftirmesi değerleri Tablo 5.14’ te verilmiştir.

Tablo 5.14: Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yerdeşiftirmesi Değerleri

Adım	u_n	V_b
0	0	0
1	3.590	297.420
2	4.520	354.384
3	5.680	392.435
4	6.420	403.155
5	7.020	406.982
6	11.370	413.162
7	13.730	415.375

e) Tablo 5.14’ te verilen değerlerden yararlanarak statik itme eğrisi çizilir. Statik itme eğrisi iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürölür. Bu dönüştürmede, iki doğrulu diyagramın ve statik itme eğrisinin altında kalan alanların yaklaşık olarak birbirlerine eşit olması sağlanır, şekil 5.10.

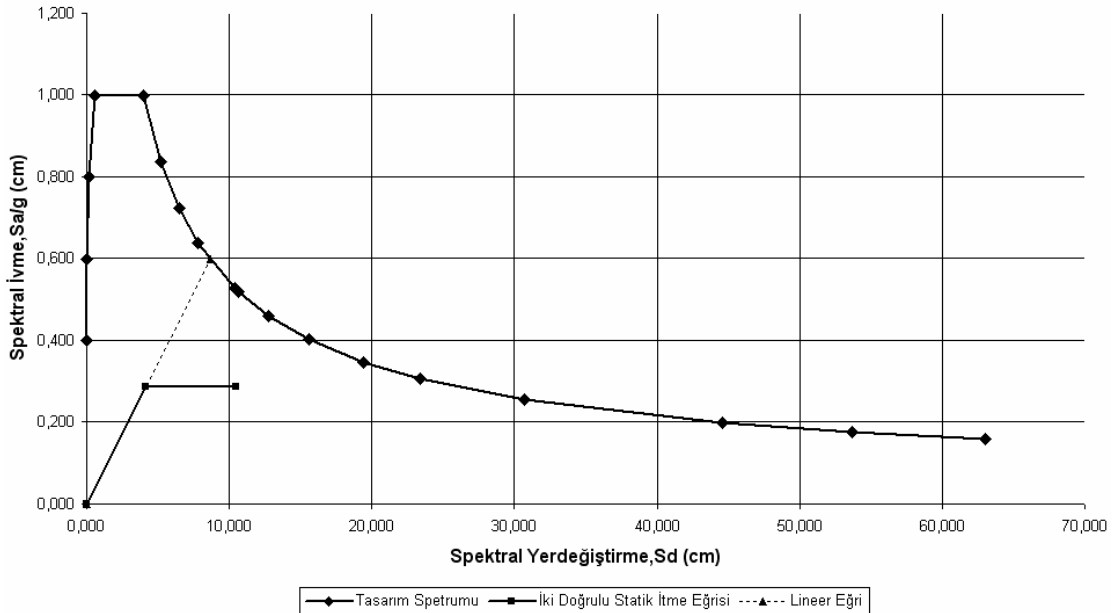
**şekil 5.10:** Statik İtme Eğrisinin İki Doğrulu Diyagrama Dönüştürölmesi

f) İki doğrulu statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerleri (4.14), (4.15) denklemlerinden yararlanarak elde edilir, Tablo 5.15.

Tablo 5.15: Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

Σ kütle	d	a
226.737	0	0
	2.741	0.205
Γ	3.452	0.244
12.161	4.338	0.270
	4.903	0.278
Φ	5.361	0.281
0.108	8.683	0.285
	10.485	0.286

g) Bulunan modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerleri ile, eksenleri spektral ivme – spektral yerdeğiştirme olan diyagram çizilir. Bu diyagramda zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi de gösterilir. Spektral ivme – spektral yerdeğiştirme değerlerinin oluşturacağı iki doğrulu diyagramın birinci doğrusunun ivme spektrumu eğrisini kestiği noktanın x eksenine izdüşümü alınarak doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme değeri bulunur, Şekil 5.11.



Şekil 5.11: Spektral İvme – Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı

h) Şekil 5.11' daki 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 (4.17) – Denklem (4.19).

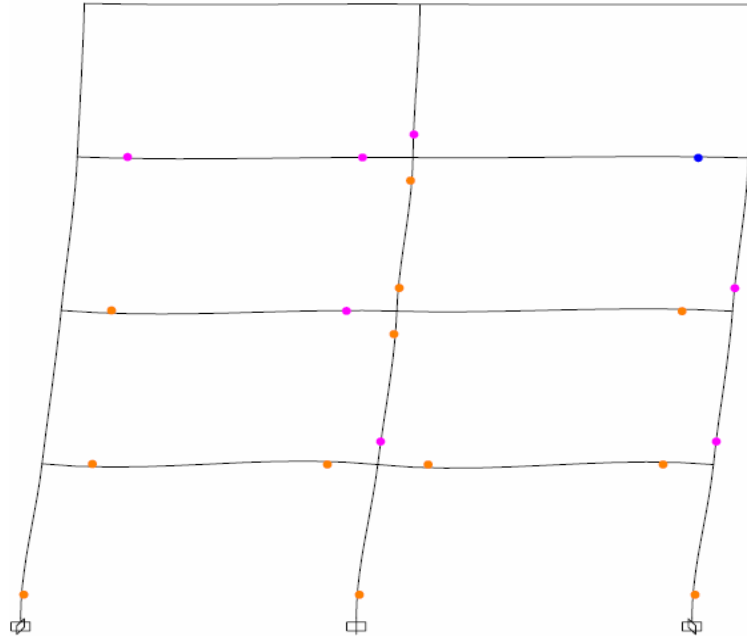
i) Modal yerdeğiştirme istemi, Denklem (4.16) uyarınca doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme değerine eşittir.

j) x deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi Denklem (4.22)’ ye göre hesaplanır, Tablo 5.16.

Tablo 5.16: Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

ω	T_e
8.207	0.766
C_{R1}	
1.000	
R_y	$S_{de}(T_e)$
2.087	0.087
$S_{di}(T_e)$	UX-hedef
0.087	0.114

k) Yapı sistemi bu yatay yerdeğiştirme istemine kadar itilir. Bu itme sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar şekil 5.12’ de verilmiştir.



şekil 5.12: 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 Denklem (4.23)’ e göre hesaplanır.

m) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y , Denklem (4.24) yardımıyla bulunur.

n) Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir, Denklem (4.25).

o) Kirişler için hesapta (l – n) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 5.17’ de verilmiştir.

Tablo 5.17: Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Kat	Kiriş	Mafsal	Φ_{plastik}	κ_{plastik}	κ_{akma}	$\Sigma \kappa$
Kat 4	B1	B1H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	B1	B1H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 3	B1	B1H3	0.00002	0.00007	0.00389	0.00395
Kat 3	B1	B1H4	-0.00046	0.00153	0.00389	0.00542
Kat 2	B1	B1H5	0.00590	0.01967	0.00389	0.02355
Kat 2	B1	B1H6	-0.00076	0.00253	0.00389	0.00642
Kat 1	B1	B1H7	0.00855	0.02850	0.00389	0.03239
Kat 1	B1	B1H8	-0.00820	0.02733	0.00389	0.03122
Kat 4	B2	B2H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	B2	B2H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 3	B2	B2H3	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 3	B2	B2H4	-0.00196	0.00653	0.00389	0.01042
Kat 2	B2	B2H5	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 2	B2	B2H6	-0.00633	0.02110	0.00389	0.02499
Kat 1	B2	B2H7	0.00778	0.02593	0.00389	0.02982
Kat 1	B2	B2H8	-0.01018	0.03393	0.00389	0.03782

p) Kirişlerde, toplam eğrilik istemi için, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti – eğrilik diyagramları çizilir ve betonun birim kısalma, donatı çeliğinin ise birim boy değişmesi istemleri bulunur.

Yapılan sayısal incelemelerde, donatı çeliğinin birim boy değişmesi nedeniyle hasar sınırına ulaşan kiriş kesitlerinde, donatı 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 çeliği birim uzama istemleri kolaylıkla elde edilebilmektedir. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır, Tablo 5.18.

Tablo 5.18: Kirişlerin Deprem Performans Seviyeleri

Kat	Kiriş	Mafsalsal	$\Phi_{plastik}$	$\kappa_{plastik}$	κ_{akma}	$\Sigma \kappa$	C_{su}	Performans
Kat 4	B1	B1H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00202	MN
Kat 4	B1	B1H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00191	MN
Kat 3	B1	B1H3	0.00002	0.00007	0.00389	0.00395	0.00203	MN
Kat 3	B1	B1H4	-0.00046	0.00153	0.00389	0.00542	0.00270	MN
Kat 2	B1	B1H5	0.00590	0.01967	0.00389	0.02355	0.01204	GV
Kat 2	B1	B1H6	-0.00076	0.00253	0.00389	0.00642	0.00308	MN
Kat 1	B1	B1H7	0.00855	0.02850	0.00389	0.03239	0.01636	GV
Kat 1	B1	B1H8	-0.00820	0.02733	0.00389	0.03122	0.01349	GV
Kat 4	B2	B2H1	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00191	MN
Kat 4	B2	B2H2	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00202	MN
Kat 3	B2	B2H3	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00194	MN
Kat 3	B2	B2H4	-0.00196	0.00653	0.00389	0.01042	0.00535	MN
Kat 2	B2	B2H5	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	0.00186	MN
Kat 2	B2	B2H6	-0.00633	0.02110	0.00389	0.02499	0.01277	GV
Kat 1	B2	B2H7	0.00778	0.02593	0.00389	0.02982	0.01288	GV
Kat 1	B2	B2H8	-0.01018	0.03393	0.00389	0.03782	0.01910	GV

r) Kolonlar için hesapta, (l – n) sayılı adımlar ile elde edilen eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 5.19’ da verilmiştir.

Tablo 5.19: Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

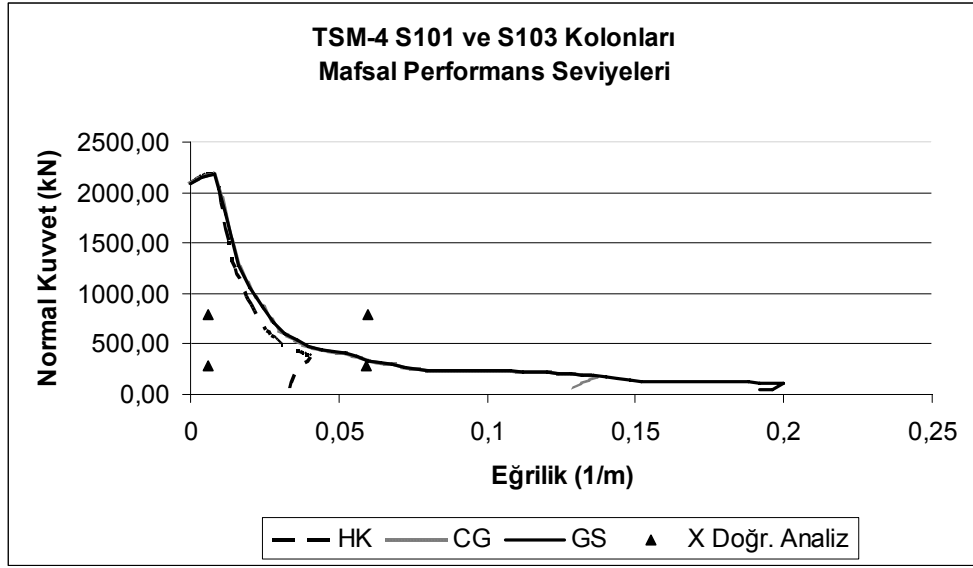
Kat	Kolon	Mafsalsal	P	$\Phi_{plastik}$	$\kappa_{plastik}$	κ_{akma}	$\Sigma \kappa$
Kat 4	C1	C1H7	-86.77	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 4	C1	C1H8	-86.77	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 3	C1	C1H5	-169.04	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 3	C1	C1H6	-169.04	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 2	C1	C1H3	-232.4	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 2	C1	C1H4	-232.4	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 1	C1	C1H1	-287.34	0.01068	0.05340	0.00583	0.05923
Kat 1	C1	C1H2	-287.34	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 4	C2	C2H7	-309.91	0.00098	0.00490	0.00583	0.01073
Kat 4	C2	C2H8	-309.91	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 3	C2	C2H5	-632.08	0.00617	0.03085	0.00583	0.03668
Kat 3	C2	C2H6	-632.08	0.00515	0.02575	0.00583	0.03158
Kat 2	C2	C2H3	-944.07	0.00060	0.00200	0.00389	0.00589
Kat 2	C2	C2H4	-944.07	0.00640	0.02133	0.00389	0.02522
Kat 1	C2	C2H1	-1261.99	0.01099	0.03663	0.00389	0.04052
Kat 1	C2	C2H2	-1261.99	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389
Kat 4	C3	C3H7	-132.82	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 4	C3	C3H8	-132.82	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 3	C3	C3H5	-333.88	0.00112	0.00560	0.00583	0.01143
Kat 3	C3	C3H6	-333.88	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 2	C3	C3H3	-564.02	0.00052	0.00260	0.00583	0.00843
Kat 2	C3	C3H4	-564.02	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583
Kat 1	C3	C3H1	-796.67	0.01083	0.05415	0.00583	0.05998
Kat 1	C3	C3H2	-796.67	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583

s) 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 5.20.

Tablo 5.20: Kolonların Deprem Performans Seviyeleri

Kat	Kolon	Mafsalsal	P	$\Phi_{plastik}$	$\kappa_{plastik}$	κ_{akma}	$\Sigma \kappa$	Performans
Kat 4	C1	C1H7	-86.77	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 4	C1	C1H8	-86.77	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 3	C1	C1H5	-169.04	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 3	C1	C1H6	-169.04	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 2	C1	C1H3	-232.4	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 2	C1	C1H4	-232.4	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 1	C1	C1H1	-287.34	0.01068	0.05340	0.00583	0.05923	GV
Kat 1	C1	C1H2	-287.34	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 4	C2	C2H7	-309.91	0.00098	0.00490	0.00583	0.01073	MN
Kat 4	C2	C2H8	-309.91	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 3	C2	C2H5	-632.08	0.00617	0.03085	0.00583	0.03668	GV
Kat 3	C2	C2H6	-632.08	0.00515	0.02575	0.00583	0.03158	GV
Kat 2	C2	C2H3	-944.07	0.00060	0.00200	0.00389	0.00589	MN
Kat 2	C2	C2H4	-944.07	0.00640	0.02133	0.00389	0.02522	>GÇ
Kat 1	C2	C2H1	-1261.99	0.01099	0.03663	0.00389	0.04052	>GÇ
Kat 1	C2	C2H2	-1261.99	0.00000	0.00000	0.00389	0.00389	MN
Kat 4	C3	C3H7	-132.82	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 4	C3	C3H8	-132.82	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 3	C3	C3H5	-333.88	0.00112	0.00560	0.00583	0.01143	MN
Kat 3	C3	C3H6	-333.88	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 2	C3	C3H3	-564.02	0.00052	0.00260	0.00583	0.00843	MN
Kat 2	C3	C3H4	-564.02	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN
Kat 1	C3	C3H1	-796.67	0.01083	0.05415	0.00583	0.05998	>GÇ
Kat 1	C3	C3H2	-796.67	0.00000	0.00000	0.00583	0.00583	MN

Kolonların performans seviyelerinin belirlenmesine örnek olarak, S101 ve S103 kolonları için, çeşitli hasar sınırları çizilen normal kuvvet – eğrilik diyagramları ve söz konusu kolon uç kesitlerini temsil eden noktalar Şekil 5.13 üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 5.13: S101 ve S103 Kolonların Performans Seviyeleri

5.4.4 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 5.21 ve Tablo 5.22 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.21: Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	✓
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	✓
Kat 3	B1	B1H3	MN	GV	X
Kat 3	B1	B1H4	MN	GV	X
Kat 2	B1	B1H5	GV	GV	✓
Kat 2	B1	B1H6	MN	GV	X
Kat 1	B1	B1H7	GV	GV	✓
Kat 1	B1	B1H8	GV	GÇ	X
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	✓
Kat 4	B2	B2H2	MN	MN	✓
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	✓
Kat 3	B2	B2H4	MN	GV	X
Kat 2	B2	B2H5	MN	MN	✓
Kat 2	B2	B2H6	GV	GV	✓
Kat 1	B2	B2H7	GV	GV	✓
Kat 1	B2	B2H8	GV	GV	✓

Tablo 5.22: Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsalsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
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	GV	GV	√
Kat 1	C1	C1H2	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H7	MN	GV	X
Kat 4	C2	C2H8	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H5	GV	GV	√
Kat 3	C2	C2H6	GV	GÇ	X
Kat 2	C2	C2H3	MN	GV	X
Kat 2	C2	C2H4	>GÇ	GÇ	X
Kat 1	C2	C2H1	>GÇ	GÇ	X
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H7	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H8	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H5	MN	GV	X
Kat 3	C3	C3H6	MN	MN	√
Kat 2	C3	C3H3	MN	GV	X
Kat 2	C3	C3H4	MN	MN	√
Kat 1	C3	C3H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√

5.5 TSM-1 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-1, iki açıklıklı ve dört katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 8 m, kat yükseklikleri ise 3.5 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m' dir.

ABYYHY' 98 göre boyutlandırılan TSM-1 taşıyıcı sistem modelinde beton sınıfı C30, donatı çeliği sınıfı ise S420 olarak seçilmiştir. Süneklik düzeyi normal ($R = 4$) olarak boyutlandırılan sistemin deprem performansı değerlendirmesinde, kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutulmuştur.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme hesap sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 5.23 ve Tablo 5.24' te verilmiştir.

Tablo 5.23: TSM-1 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b/h (cm)	Donatı
S101	30/55	8Φ18
S102	30/70	12Φ20
S103	30/55	8Φ18
S201	30/55	8Φ20
S202	30/70	12Φ16
S203	30/55	8Φ20
S301	30/50	8Φ20
S302	30/60	12Φ16
S303	30/50	8Φ20
S401	30/50	8Φ22
S402	30/60	12Φ16
S403	30/50	8Φ22

Tablo 5.24: TSM-1 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b/h (cm)	Alt donatı	Montaj donatısı	Dış mesnet üst ek donatı	İç mesnet üst ek donatı
K101	30/80	3Φ22	3Φ20	3Φ20	5Φ26
K102	30/80	3Φ22	3Φ20	3Φ20	5Φ26
K201	30/80	3Φ22	3Φ18	7Φ18	6Φ22
K202	30/80	3Φ22	3Φ18	7Φ18	6Φ22
K301	30/70	4Φ20	3Φ18	4Φ22	7Φ20
K302	30/70	4Φ20	3Φ18	4Φ22	7Φ20
K401	30/70	5Φ18	3Φ16	2Φ18	6Φ18
K402	30/70	5Φ18	3Φ16	2Φ18	6Φ18

5.5.1 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 5.25 ve Tablo 5.26 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.25: TSM-1 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	✓
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	✓
Kat 3	B1	B1H3	MN	MN	✓
Kat 3	B1	B1H4	MN	MN	✓
Kat 2	B1	B1H5	GV	MN	X
Kat 2	B1	B1H6	GV	MN	X
Kat 1	B1	B1H7	GV	GV	✓
Kat 1	B1	B1H8	GV	MN	X
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	✓
Kat 4	B2	B2H2	MN	MN	✓
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	✓
Kat 3	B2	B2H4	MN	MN	✓
Kat 2	B2	B2H5	MN	MN	✓
Kat 2	B2	B2H6	GV	MN	X
Kat 1	B2	B2H7	GV	MN	X
Kat 1	B2	B2H8	GV	GV	✓

Tablo 5.26: TSM-1 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
Kat 4	C1	C1H1	MN	MN	✓
Kat 4	C1	C1H2	MN	MN	✓
Kat 3	C1	C1H3	MN	MN	✓
Kat 3	C1	C1H4	MN	MN	✓
Kat 2	C1	C1H5	MN	MN	✓
Kat 2	C1	C1H6	MN	MN	✓
Kat 1	C1	C1H7	>GÇ	GV	X
Kat 1	C1	C1H8	MN	MN	✓
Kat 4	C2	C2H1	MN	MN	✓
Kat 4	C2	C2H2	MN	MN	✓
Kat 3	C2	C2H3	MN	MN	✓
Kat 3	C2	C2H4	MN	MN	✓
Kat 2	C2	C2H5	MN	MN	✓
Kat 2	C2	C2H6	MN	MN	✓
Kat 1	C2	C2H7	GV	GV	✓
Kat 1	C2	C2H8	MN	MN	✓
Kat 4	C3	C3H1	MN	MN	✓
Kat 4	C3	C3H2	MN	MN	✓
Kat 3	C3	C3H3	MN	MN	✓
Kat 3	C3	C3H4	MN	MN	✓
Kat 2	C3	C3H5	MN	GV	X
Kat 2	C3	C3H6	MN	GV	X
Kat 1	C3	C3H7	>GÇ	GV	X
Kat 1	C3	C3H8	MN	MN	✓

5.6 TSM-2 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-2, iki açıklıklı ve dört katlı düzlem ereve sistemler olup kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise 3 m olarak seçilmiştir. Planda ereve aralıkları 5 m’ dir.

ABYYHY’ 98 göre boyutlandırılan TSM-2 taşıyıcı sistem modelinde, beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı ise S420 olarak seçilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek ($R = 8$) olarak boyutlandırılan sistemin deprem performansı değerlendirilmesinde, kiriş ve kolonların sargılı olduğu gözönünde tutulmuştur.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme hesap sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 5.27 ve Tablo 5.28’ de verilmiştir.

Tablo 5.27: TSM-2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b/h (cm)	Donatı
S101	30/40	8Φ16
S102	30/60	12Φ20
S103	30/40	8Φ16
S201	30/40	8Φ16
S202	30/60	12Φ20
S203	30/40	8Φ16
S301	30/40	8Φ16
S302	30/40	12Φ20
S303	30/40	8Φ16
S401	30/40	8Φ18
S402	30/40	10Φ20
S403	30/40	8Φ18

Tablo 5.28: TSM-2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b/h (cm)	Alt donatı	Montaj donatısı	Dış mesnet st ek donatı	İç mesnet st ek donatı
K101	30/60	4Φ16	2Φ18	3Φ18	2Φ30
K102	30/60	4Φ16	2Φ18	3Φ18	2Φ30
K201	30/60	4Φ16	2Φ18	4Φ16	4Φ20
K202	30/60	4Φ16	2Φ18	4Φ16	4Φ20
K301	30/50	3Φ20	2Φ18	4Φ18	5Φ18
K302	30/50	3Φ20	2Φ18	4Φ18	5Φ18
K401	30/50	3Φ20	2Φ16	3Φ12	2Φ26
K402	30/50	3Φ20	2Φ16	3Φ12	2Φ26

5.6.1 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 5.29 ve Tablo 5.30 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.29: TSM-2 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H4	MN	GV	X
Kat 2	B1	B1H5	GV	GV	√
Kat 2	B1	B1H6	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H8	GV	GV	√
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H2	MN	GV	X
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H4	GV	GV	√
Kat 2	B2	B2H5	GV	MN	X
Kat 2	B2	B2H6	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H7	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H8	GV	GV	√

Tablo 5.30: TSM-2 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
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	GV	GV	√
Kat 1	C1	C1H2	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	>GÇ	GV	X
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
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	>GÇ	GV	X
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√

5.7 TSM-3 için Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

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

ABYYHY' 98 göre boyutlandırılan TSM-3 taşıyıcı sistem modelinde, beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı ise S420 olarak seçilmiştir. Sistem süneklik düzeyi normal ($R = 4$) olarak boyutlandırılmıştır.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 5.31 ve Tablo 5.32' de verilmiştir.

Tablo 5.31: TSM-3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b/h (cm)	Donatı
S101	30/50	12Φ16
S102	30/65	12Φ20
S103	30/50	12Φ16
S201	30/50	12Φ16
S202	30/65	12Φ16
S203	30/50	12Φ16
S301	30/45	12Φ16
S302	30/45	12Φ16
S303	30/45	12Φ16
S401	30/45	12Φ16
S402	30/45	8Φ16
S403	30/45	12Φ16

Tablo 5.32: TSM-3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b/h (cm)	Alt donatı	Montaj donatısı	Dış mesnet üst ek donatı	İç mesnet üst ek donatı	Dış mesnet alt ek donatı
K101	30/80	3Φ18	3Φ16	3Φ22	6Φ20	1Φ14
K102	30/80	3Φ18	3Φ16	3Φ22	6Φ20	1Φ14
K201	30/80	3Φ18	2Φ18	6Φ16	6Φ18	1Φ12
K202	30/80	3Φ18	2Φ18	6Φ16	6Φ18	1Φ12
K301	30/70	3Φ18	2Φ16	4Φ20	4Φ20	-
K302	30/70	3Φ18	2Φ16	4Φ20	4Φ20	-
K401	30/70	4Φ16	2Φ14	2Φ16	3Φ18	-
K402	30/70	4Φ16	2Φ14	2Φ16	3Φ18	-

5.7.1 TSM-3a için performans değerlendirmesi ve karşılaştırma

TSM-3a yukarıda tanımlanan TSM-3 taşıyıcı sistem modelinin sargılı olarak modellenmiş şeklidir.

5.7.1.1 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile belirlenen deprem performansları Tablo 5.33 ve Tablo 5.34 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.33: TSM-3a Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yöntemle göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H5	GV	GV	√
Kat 2	B1	B1H6	MN	MN	√
Kat 1	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H8	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H4	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H5	GV	MN	X
Kat 2	B2	B2H6	MN	GV	X
Kat 1	B2	B2H7	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H8	GV	GV	√

Tablo 5.34: TSM-3a Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	doğrusal olmayan yöntemle göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
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	GV	MN	X
Kat 1	C1	C1H2	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H7	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H8	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H5	GV	GV	√
Kat 3	C2	C2H6	MN	GV	X
Kat 2	C2	C2H3	MN	GV	X
Kat 2	C2	C2H4	MN	MN	√
Kat 1	C2	C2H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H7	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H8	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H5	MN	GV	X
Kat 3	C3	C3H6	MN	MN	√
Kat 2	C3	C3H3	MN	MN	√
Kat 2	C3	C3H4	MN	MN	√
Kat 1	C3	C3H1	>GÇ	MN	X
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√

5.7.2 TSM-3b için performans değerlendirmesi ve karşılaştırma

TSM-3b yukarıda tanımlanan TSM-3 taşıyıcı sistem modelinin sargısız olarak modellenmiş halidir.

5.7.2.1 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 5.35 ve Tablo 5.36 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.35: TSM-3b Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H3	MN	GV	X
Kat 3	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H5	GV	GV	√
Kat 2	B1	B1H6	MN	GV	X
Kat 1	B1	B1H7	GV	GV	√
Kat 1	B1	B1H8	MN	GV	X
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H4	MN	GV	X
Kat 2	B2	B2H5	GV	GV	√
Kat 2	B2	B2H6	MN	GV	X
Kat 1	B2	B2H7	GV	GV	√
Kat 1	B2	B2H8	GV	GV	√

Tablo 5.36: TSM-3b Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	doğrusal olmayan yönteme göre performans	doğrusal yönteme göre performans	
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	GV	GV	√
Kat 1	C1	C1H2	MN	MN	√
Kat 4	C2	C2H7	MN	GV	X
Kat 4	C2	C2H8	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H5	GV	GV	√
Kat 3	C2	C2H6	MN	GV	X
Kat 2	C2	C2H3	MN	GÇ	X
Kat 2	C2	C2H4	MN	MN	√
Kat 1	C2	C2H1	>GÇ	GÇ	X
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H7	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H8	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H5	MN	GV	X
Kat 3	C3	C3H6	MN	MN	√
Kat 2	C3	C3H3	MN	GV	X
Kat 2	C3	C3H4	MN	MN	√
Kat 1	C3	C3H1	>GÇ	GV	X
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√

5.8 TSM-5 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-5, iki açıklıklı ve dört katlı düzlem çerçeve sistemler olup kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise 3 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m’ dir.

ABYYHY’ 68 göre boyutlandırılan TSM-5 taşıyıcı sistem modelinde, beton sınıfı C14 (karakteristik basınç dayanımı $f_{ck} = 14$ MPa), donatı çeliği sınıfı ise S220 (akma dayanımı $f_{yk} = 220$ MPa) olarak seçilmiştir. Sistemin deprem performansı değerlendirilmesinde, kiriş ve kolonların sargısız olduğu gözönünde tutulmuştur.

Düşey yükler ve düşey yükler+deprem yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme kesit hesapları sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 5.37 ve Tablo 5.38’ de verilmiştir.

Tablo 5.37: TSM-5 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b/h (cm)	Donatı
S101	30/40	8Ø16
S102	30/60	8Ø22
S103	30/40	8Ø16
S201	30/40	8Ø16
S202	30/60	8Ø18
S203	30/40	8Ø16
S301	30/40	8Ø16
S302	30/40	8Ø14
S303	30/40	8Ø16
S401	30/40	8Ø20
S402	30/40	8Ø14
S403	30/40	8Ø20

Tablo 5.38: TSM-5 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kiriş	b/h (cm)	Alt donatı	Montaj donatısı	Dış mesnet üst ek donatı	İç mesnet üst ek donatı
K101	30/60	7Ø16	3Ø18	3Ø18	8Ø20
K102	30/60	7Ø16	3Ø18	3Ø18	8Ø20
K201	30/60	7Ø16	3Ø18	4Ø18	7Ø20
K202	30/60	7Ø16	3Ø18	4Ø18	7Ø20
K301	30/60	7Ø16	3Ø18	3Ø20	6Ø20
K302	30/60	7Ø16	3Ø18	3Ø20	6Ø20
K401	30/60	7Ø16	3Ø18	–	7Ø18
K402	30/60	7Ø16	3Ø18	–	7Ø18

5.8.1 Sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile bulunan deprem performanslarının karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 5.39 ve Tablo 5.40 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.39: TSM-5 Kirişlerinin Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kiriş	Mafsal	doğrusal olmayan yöntemle göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
Kat 4	B1	B1H1	MN	MN	√
Kat 4	B1	B1H2	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H3	MN	MN	√
Kat 3	B1	B1H4	MN	MN	√
Kat 2	B1	B1H5	MN	GÇ	X
Kat 2	B1	B1H6	MN	>GÇ	X
Kat 1	B1	B1H7	GV	GÇ	X
Kat 1	B1	B1H8	GV	>GÇ	X
Kat 4	B2	B2H1	MN	MN	√
Kat 4	B2	B2H2	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H3	MN	MN	√
Kat 3	B2	B2H4	MN	>GÇ	X
Kat 2	B2	B2H5	MN	MN	√
Kat 2	B2	B2H6	GV	>GÇ	X
Kat 1	B2	B2H7	GV	GÇ	X
Kat 1	B2	B2H8	GV	>GÇ	X

Tablo 5.40: TSM-5 Kolonlarının Her İki Yöntemle Belirlenen Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Kat	Kolon	Mafsal	doğrusal olmayan yöntemle göre performans	doğrusal yöntemle göre performans	
Kat 4	C1	C1H7	MN	MN	√
Kat 4	C1	C1H8	MN	MN	√
Kat 3	C1	C1H5	>GÇ	>GÇ	√
Kat 3	C1	C1H6	>GÇ	>GÇ	√
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 4	C2	C2H7	MN	>GÇ	X
Kat 4	C2	C2H8	MN	MN	√
Kat 3	C2	C2H5	>GÇ	>GÇ	√
Kat 3	C2	C2H6	>GÇ	>GÇ	√
Kat 2	C2	C2H3	MN	>GÇ	X
Kat 2	C2	C2H4	>GÇ	>GÇ	√
Kat 1	C2	C2H1	>GÇ	>GÇ	√
Kat 1	C2	C2H2	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H7	MN	MN	√
Kat 4	C3	C3H8	MN	MN	√
Kat 3	C3	C3H5	>GÇ	>GÇ	√
Kat 3	C3	C3H6	>GÇ	>GÇ	√
Kat 2	C3	C3H3	MN	>GÇ	X
Kat 2	C3	C3H4	MN	MN	√
Kat 1	C3	C3H1	>GÇ	>GÇ	√
Kat 1	C3	C3H2	MN	MN	√

5.9 Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler

Sayısal incelemeler, orta yükseklikli mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen iki açıklıklı, dört katlı beş farklı taşıyıcı sistem modeli ve alternatifleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Kesit ve eleman hasar bölgelerinin belirlenmesinde, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler esas alınmış ve bu yöntemlerle elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılarak tartışılmıştır.

Sayısal incelemelerde elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- 1) Mevcut betonarme yapılarının 2006 Türk Deprem Yönetmeliği' nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. Belirlenen hasar bölgelerinin farklılık gösterdiği kesit sayısının çerçevedeki toplam kesit sayısına oranı kirişlerde ortalama % 30, kolonlarda ise ortalama % 20 dolaylarındadır.
- 2) İki yöntemin sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değişim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesinde.
- 3) Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile belirlenen kesit hasar bölgeleri, beklenildiği gibi, genelde daha elverişlidir. Bu sonuç, deprem güvenlik ve performansının değerlendirmesinde doğrusal olmayan yöntemlerin üstünlüğünü vurgulamaktadır.
- 4) ABYYHY' 98 e uygun olarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde kesitler *minimum* ve *belirgin hasar bölgelerinde* iken, ABYYHY' 75 ve ABYYHY' 68 yönetmeliklerine göre ve göreceli olarak daha düşük deprem etkileri altında boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde, kesitlerin bir bölümü *ileri hasar bölgesi* veya *göçme bölgesinde* yer almaktadır. Bu durum özellikle ABYYHY' 68 de belirgin olarak dikkati çekmektedir.
- 5) İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde beton dayanımının çok düşük değerler almaması nedeniyle, performans değerlendirmesinde donatı çeliğinin birim boydeğiştirmesi etkin olmaktadır.
- 6) 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.

6. SONUÇLAR

Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin 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, çeşitli tarihlerde yürürlükte olan deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırılmışlardır. Daha sonra, 2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak bu yapıların deprem performansları belirlenmiş ve her iki yöntem ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.
2. Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile deprem performansı belirlenmesinde malzemelerin birim boydeğişimleri baz alınmaktadır. Doğrusal hesap yönteminde ise betonarme yapı elemanları için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları kullanılmaktadır.
3. Bu çalışma ve benzeri sayısal çalışmaların sonuçlarına dayanarak, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla 2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin irdelenmesi, sonuçların karşılaştırılması ve gerekli olan durumlarda bu yaklaşımlarda revizyon yapılması mümkün olabilmektedir.
4. Çalışmanın sayısal ve parametrik incelemelerine dayanarak varılan bazı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.
 - a. 2006 Türk Deprem Yönetmeliği'nde yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenen kesit hasar bölgeleri önemli ölçüde benzerlik göstermektedir. İki yöntemin sonuçlarının farklılık gösterdiği elemanlardaki değişim genel olarak bir hasar bölgesi aralığı mertebesinde.
 - b. Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile belirlenen kesit hasar bölgeleri genelde daha elverişli sonuçlar vermektedir.

- c. ABYYHY' 98 e uygun olarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde kesitler *minimum* ve *belirgin hasar bölgelerinde* iken, ABYYHY' 75 ve ABYYHY' 68 yönetmeliklerine göre ve göreceli olarak daha düşük deprem etkileri altında boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinde, kesitlerin bir bölümü *ileri hasar bölgesi* veya *göçme bölgesinde* yer almaktadır. Bu durum özellikle ABYYHY' 68 de daha belirgin olarak görülmektedir.

5. Bu çalışmada mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri düzlem çerçeve sistemlerdir. Bu çalışmanın olası uzantıları uzay çerçeve sistemleri de kapsayacak şekilde genişletilebilir.

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

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 Yapılar 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, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [20] **ABYYHY**, 1968. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [21] **Özer, E.**, 2006. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, www.ins.itu.edu.tr/eozer/, İstanbul.
- [22] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul.
- [23] **Çakıroğlu, A., Özer, E. ve Girgin, K.**, 1999. Yield conditions and yield vector for combined biaxial bending of rectangular reinforced concrete sections, *Proceedings of the Uğur Ersoy Symposium in Structural Engineering*, METU Pres, Ankara, July 1-2, 121-135.

- [24] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulamaları, *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. Betoarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [29] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1990. Dikdörtgen ve daire betonarme kesitlerde taşıma gücü formülleri ve yaklaşık mertebeleri, *İ.M.O. Teknik Dergi*, **1, 1**, 25-48.
- [30] **Priestley, M.J.N.**, 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, IUSS Press, Italy.

ÖZGEÇMİŞ

Melek Pınar KAYA, 1979 yılında İstanbul’ da doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini sırasıyla, Kahramanmaraş Fatih İlkokulu ve Çukurova Elektrik Anadolu Lisesinde, lise öğreniminin ilk iki yılını Kahramanmaraş Süleyman Demirel Fen Lisesinde, son yılını Kahramanmaraş Lisesinde tamamlamıştır. 1999 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2004 yılında lisans eğitimini tamamladıktan sonra, aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.