

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BETONARME BİNALARDA BETON KARAKTERİSTİK
DAYANIMI VE SARGI DONATISININ DEPREM PERFORMANSINA
ETKİSİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Pınar MALTAŞ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

EYLÜL 2007

**MEVCUT BETONARME BİNALARDA BETON KARAKTERİSTİK
DAYANIMI VE SARGI DONATISININ DEPREM
PERFORMANSINA ETKİSİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Pınar MALTAŞ
(501031035)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 18 Ağustos 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 14 Eylül 2007**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Erkan Özer
Diğer Jüri Üyeleri Yar.Doç.Dr. Konuralp GİRGİN (İ.T.Ü.)
Yar.Doç.Dr. Meltem ŞAHİN (M.S.Ü.)**

EYLÜL 2007

ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim boyuncaengin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, değerli zamanını benimle paylaşarak; akademik, mesleki ve kişisel gelişimime önemli katkılarda bulunan değerli danışman öğretmenim Sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER’e en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Tez çalışmam süresince yardımlarından dolayı inşaat yüksek mühendisi Can Çetin’e ve benden desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen sevgili ailem ve çalışma arkadaşlarıma da sonsuz teşekkür ederim.

Ağustos 2007

İnş. Müh. Pınar MALTAŞ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xi
ÖZET	xiv
SUMMARY	xvi
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 sağlaması 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 Betonarme Sistemlerin Hesabı	21
2.3.1 . Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali	21
2.3.2 . Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali	21
2.3.2.1 . Plastik mafsal hipotezi	21
2.3.2.2 . Yük artımı yöntemi	26
2.3.2.3 . Limit yükün doğrudan doğruya hesabı	30
2.3.3 . Yapı sistemlerinde süneklik	31

2.3.4 . Sargı etkisi ve önemi	34
2.3.5 . Mander modeli	37
3 . PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME	41
3.1 . Binalardan Bilgi Toplanması	42
3.2 . Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	42
3.2.1 . Kesit hasar sınırları	43
3.2.2 . Kesit hasar bölgeleri	43
3.3 . Bina Deprem Performans Düzeyleri	44
3.3.1 . Hemen kullanım performans düzeyi	44
3.3.2 . Can güvenliği performans düzeyi	44
3.3.3 . Göçme öncesi performans düzeyi	45
3.3.4 . Göçme durumu	46
3.4 . Deprem Hareketleri	46
3.5 . Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri	46
3.6 . Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri	47
3.6.1 . Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kurallar	48
3.6.2 . Doğrusal elastik hesap yöntemleri	50
3.6.2.1 . Yöntemin esasları	50
3.6.2.2 . Eşdeğer deprem yükü yöntemi	50
3.6.2.3 . Mod birleştirme yöntemi	50
3.6.2.4 . Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi	51
3.6.3 . Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri	51
3.6.3.1 . Tanım	51
3.6.3.2 . Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek hesap adımları	52
3.6.3.3 . Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi	53
3.6.3.4 . Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi	54
3.6.3.5 . Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi	60
3.6.3.6 . Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi	60
3.6.3.7 . Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	61
4 . BETONARME BİNALARDA KESİT HASAR BÖLGELERİNİN BELİRLENMESİ ÜZERİNE PARAMETRİK SAYISAL İNCELEMELER	62
4.1 . İncelenen Taşıyıcı Sistem Modeli	63
4.2 . Taşıyıcı Sistem Modelinin Boyutlandırılması	64
4.2.1 . Malzeme bilgileri	64
4.2.2 . Deprem karakteristikleri	65
4.2.3 . Boyutlandırmada esas alınan yükler	65
4.2.4 . Modelleme ve tasarımda yapılan varsayımlar	65

4.2.5 . 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımda esas alınan parametreler	66
4.2.6 . Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları	70
4.2.7 . Taşıyıcı sistem modelinin boyutlandırılması	70
4.3 . Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi	70
4.4 . TSM-1 İçin Ayrıntılı İnceleme	71
4.4.1 . Sistemin boyutlandırılması	71
4.4.2 . Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi	79
4.5 . TSM-1-C16 / Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi	97
4.6 . TSM-1-C14/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi	101
4.7 . TSM-1-C12/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi	103
4.8 . TSM-1-C10/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi	105
4.9 . TSM-1-C8 / Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi	107
4.10 . Sayısal İncelemelerde Elde Edilen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması	109
4.11 . Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler	111
5 . SONUÇLAR	112
KAYNAKLAR	114
ÖZGEÇMİŞ	117

KISALTMALAR

ABYYHY' 75	: 1975 Türk Deprem Yönetmeliği
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
BSSC	: Building Seismic Safety Council
CG	: Can Güvenliği
DBYBHY' 07	: 2007 Türk Deprem Yönetmeliği
EERC-UCB	: Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FEMA 273, 356	: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
GB	: Göçme Bölgesi
GÇ	: Göçme Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
GV	: Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım
IHB	: İleri Hasar Bölgesi
MN	: Minimum Hasar Sınırı
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
SAP2000	: 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-1-C16	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Alternatifi
TSM-1-C14	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Alternatifi
TSM-1-C12	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Alternatifi
TSM-1-C10	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Alternatifi
TSM-1-C8	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Alternatifi
XTRACT	: Cross Sectional X Structural Analysis Of Components

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri.....	7
Tablo 3.1 Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları.....	42
Tablo 3.2 Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri.....	47
Tablo 4.1 ABYYHY' 75 Deprem Bölge Katsayıları.....	66
Tablo 4.2 ABYYHY' 75 Yapı Tipi Katsayıları.....	67
Tablo 4.3 ABYYHY' 75 Yapı Önem Katsayısı.....	67
Tablo 4.4 ABYYHY' 75 Zemin Hakim Periyodu.....	68
Tablo 4.5 ABYYHY' 75 Hareketli Yük Katsayısı.....	69
Tablo 4.6 Bina Genel Özellikleri.....	71
Tablo 4.7 Düzgün Yayılı Yükler.....	73
Tablo 4.8 Bina Ağırlığının Hesabı.....	75
Tablo 4.9 Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesabı.....	75
Tablo 4.10 TSM-1 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	78
Tablo 4.11 TSM-1 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları.....	79
Tablo 4.12 TSM-1 Kolon Çatlamış Kesit Rijitlikleri.....	81
Tablo 4.13 TSM-1 Mod, Periyod, Etkin Kütle ve Etkin Kütle Oranı.....	83
Tablo 4.14 Artımsal İtme Analizi İçin Eşdeğer Deprem Yükleri.....	83
Tablo 4.15 Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri.....	83
Tablo 4.16 Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanının Belirlenmesi.....	85
Tablo 4.17 Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	85
Tablo 4.18 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı.....	87
Tablo 4.19 Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi..	87
Tablo 4.20 TSM-1 Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi	89
Tablo 4.21 TSM-1 Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri (+X)	90
Tablo 4.22 TSM-1 Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi	91
Tablo 4.23 TSM-1 Kolonlar İçin Kesit Hasar Sınırlarını Tanımlayan ρ_s/ρ_{sm} Değerleri.....	92
Tablo 4.24 TSM-1 Kolonlar İçin Kesit Hasar Sınırları.....	92
Tablo 4.25 TSM-1 Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri	93
Tablo 4.26 TSM-1 C16/ Sargısız İçin Kolon Boyutları, Boyuna ve Sargı Donatıları.....	98
Tablo 4.27 TSM-1 C16/ Sargısız İçin Kiriş Boyutları, Boyuna ve Sargı Donatıları.....	99
Tablo 4.28 TSM-1C16/Sargısız Kesit Hasar Sınırları.....	100
Tablo 4.29 TSM-1C16/Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri.....	100
Tablo 4.30 TSM-1C16/Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri.....	101
Tablo 4.31 TSM-1C14/Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri.....	102

Tablo 4.32	TSM-1C14/Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri.....	103
Tablo 4.33	TSM-1C12/ Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri.....	104
Tablo 4.34	TSM-1C12/ Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri.....	105
Tablo 4.35	TSM-1C10/Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri.....	106
Tablo 4.36	TSM-1C10/Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri.....	107
Tablo 4.37	TSM-1C8/Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri.....	108
Tablo 4.38	TSM-1C8/Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri.....	109
Tablo 4.39	Beton Dayanımı ve Sargı Donatısı ile Değişen Kiriş Hasar Bölgeleri.....	110
Tablo 4.40	Beton Dayanımı ve Sargı Donatısı ile Değişen Kolon Hasar Bölgeleri.....	110

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen P-Δ Bağlılıları.....	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 Diyagramların 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 Gösterimi	16
Şekil 2.10 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı)	16
Şekil 2.11 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı ..	17
Şekil 2.12 : Betonarme Kesitlerde $(M - \chi)$ Diyagramı	19
Şekil 2.13 : Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi)	20
Şekil 2.14 : Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı	22
Şekil 2.15 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler.....	23
Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş Bünye Bağlılısı.....	23
Şekil 2.17 : Plastik Mafsallık Boyu.....	25
Şekil 2.18 : Plastik Mafsallık Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı	27
Şekil 2.19 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları	27
Şekil 2.20 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı	29
Şekil 2.21 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması	29
Şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması.....	30
Şekil 2.23 : Dayanım ve Süneklik Arasındaki İlişki.....	31
Şekil 2.24 : Sünekliğin Genel Tanımı.....	32
Şekil 2.25 : Çeşitli Süneklik Tanımları.....	33
Şekil 2.26 : Betonarme Kesitte Sargı Etkisinden Kaynaklanan Yanal Basınçlar.....	35
Şekil 2.27 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Sargı Etkisi.....	36
Şekil 2.28 : Çeşitli Donatı Düzenleri İçin Sargının Etkinliği.....	36
Şekil 2.29 : Mander Beton Modeli.....	38
Şekil 2.30 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Etkin Sargı Alanının Hesaplanması.....	39
Şekil 3.1 : Kesit Hasar Bölgeleri.....	43
Şekil 3.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağlılıları.....	54
Şekil 3.3 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} \geq T_B$).....	57

Şekil 3.4	: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$).....	58
Şekil 3.5	: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T^{(1)} < T_B$).....	59
Şekil 4.1	: Taşıyıcı Sistem Modeli TSM1.....	64
Şekil 4.2	: Sisteme Etkiyen Yükler.....	73
Şekil 4.3	: Sisteme Etkiyen Eşdeğer DepremYükleri.....	76
Şekil 4.4	: Sisteme Etkiyen Sabit Yükler.....	77
Şekil 4.5	: Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler.....	77
Şekil 4.6	: Detaylı Hesabı Yapılan Kolon ve Kiriş Elemanlar.....	80
Şekil 4.7	: Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar.....	82
Şekil 4.8	: TSM-1 Statik İtme Eğrisi.....	84
Şekil 4.9	: Spektral İvme-Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı.....	87
Şekil 4.10	: Yerdeğiştirme İsteminde Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar	88
Şekil 4.11	: Kesit Analizinde Kullanılan Sargısız Beton Malzeme Modeli.....	94
Şekil 4.12	: Kesit Analizinde Kullanılan Donatı Çeliği Modeli.....	94
Şekil 4.13	: S101 Kolonu Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi.....	97

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
a_1	: Birinci moda ait modal ivme
$a_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
A_c	: Kolonun brüt kesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
b	: Kesit genişliği
b_w	: Kirişin gövde genişliği
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
C_0	: Deprem Bölge Katsayısı
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
d_1	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(i)}$	: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
e	: Güvenlik katsayısı
E	: Elastisite modülü
E_c	: Beton elastisite modülü
EI_0	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
f_c	: Beton dayanımı
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_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
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
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
I	: Kesitin atalet momenti
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
N	: Normal kuvvet
N_d	: Düşey yükler altında kolonda oluşan aksenal basınç kuvveti
P	: Yük parametresi
P_{cr}	: Kritik yük
P_G	: Göçme yükü
P_i	: İşletme yükü
P_L	: Limit yük
P_{L1}	: Birinci mertebe limit yük
P_{L2}	: İkinci mertebe limit yük
$P-\Delta$	: Yük parametresi – yerdeğiştirme
$P-\Delta I$	: Yük parametresi – şekildeğiştirme
r	: Etki/kapasite oranı
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_a	: Spektral ivme
S_{ae1}	: Birinci moda ait elastik spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
S_{de1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
t	: Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi
T_o	: Zemin hakim periyodu
$T_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki ($i=1$) itme adımı birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
T	: Kesme kuvveti
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyod
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V	: Kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

α_t	: Sıcaklık genleşme katsayısı
χ	: Birim dönme (eğrilik)
χ_p	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
Δ	: Yerdeğiştirme
Δ_l	: Doğrusal şekildeğiştirmeler
Δ_{p1} ve Δ_{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
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
φ	: Kesitin dönmesi
φ_p	: Plastik mafsallın dönmesi
$\text{maks}\varphi_p$	: Plastik mafsallın dönme kapasitesi
μ	: Süneklik oranı, mekanik donatı oranı
ρ_s	: Çekme donatısı oranı
ρ	: 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 BİNALARDA BETON KARAKTERİSTİK DAYANIMI VE SARGI DONATISININ DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİ ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

ÖZET

Son yıllarda dünyada ve ülkemizde meydana gelen depremlerin yol açtığı büyük can kayıpları ve maddi zarar, depreme karşı dayanıklı, yeterli güvenlikte bina tasarımının önemini bir kez daha ortaya koymaktadır. Binaların yeterli güvenlikte olması, yapı taşıyıcı sisteminde kullanılan malzemenin ve özellikle betonun dayanımı ve sargı donatısı ile doğrudan ilişkilidir. Geçmişte yaşadığımız depremlerin neden olduğu olumsuz sonuçların ardından, mevcut yapı stoğumuzun deprem güvenliğinin belirlenmesi ve gerekli görülen binalarda güçlendirme önlemlerinin alınması zorunlu hale gelmiştir.

Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı değerlendirme yöntemleri ile yapıların deprem performanslarının ve göçme güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenebilmesi amacıyla doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanılmaktadır. Yapı mühendisliğindeki ilerlemeler, yapı analizinde kullanılan yazılımların geliştirilmesi ve malzeme davranışının daha yakından izlenebilmesi, bu yöntemlerin etkin olarak uygulanmasına katkıda bulunmaktadır.

Bu çalışmada, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaları geniş ölçüde temsil edecek şekilde seçilen ve boyutlandırılan, çeşitli beton karakteristik dayanımlarına ve sargı donatısına sahip bir grup yapı sistemi üzerinde 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü hesap yöntemi uygulanmış, bu binaların kesit hasar bölgeleri ve deprem performansları belirlenerek elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beş 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. Bu bölümde 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 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde yer alan doğrusal olmayan yöntemle ilişkin hesap adımlarına ve çalışmanın parametrik sayısal incelemelerine yer verilmektedir. Bu kapsamda, ülkemizdeki orta yükseklikteki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen bir taşıyıcı sistem modeli 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak boyutlandırılmıştır. Bu sistemin ve farklı beton dayanımları ile sargı donatısına sahip olan çeşitli alternatiflerinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal olmayan hesap yöntemi ile deprem performansları belirlenmiş ve elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beşinci 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.

1. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak boyutlandırılan ve inşa edilen orta yükseklikli çerçeve türü bina taşıyıcı sistemlerini temsil eden taşıyıcı sistem modellerinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 7 – *Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi* esaslarına göre *Can Güvenliği* Performans Düzeyi'ni sağladığı belirlenmiştir. Bu incelemenin sonuçlarına dayanarak 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak tasarımı yapılmış mevcut binalarda deprem sonrasında görülen olası yapısal hasarların ilgili yönetmelikten kaynaklanmadığı sonucuna varılabilmektedir.
2. İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde, beton dayanımındaki azalmanın karakteristik dayanımın %25'ini aşması halinde, kesit hasar bölgeleri ve dolayısıyla deprem performansı açısından yapı güvenliği olumsuz olarak etkilenmektedir.
3. Normal kuvvetin yüksek olması nedeniyle, süneklik düzeyi kirişlere göre daha düşük olan kolonlarda, sargı donatısındaki yetersizlik deprem performansını daha büyük oranda olumsuz olarak etkilemektedir.

**A NUMERICAL STUDY ON EFFECTS OF CONCRETE COMPRESSIVE
STRENGTH AND TRANSVERSE REINFORCEMENT ON SEISMIC
PERFORMANCES OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS**

SUMMARY

The location of Turkey regarding the active seismic zones and the high level of damages and loss of lives experienced during the latest earthquake events, have indicated the importance of safe and realistic structural design. Specifically structural concrete strength and existence of confinement reinforcement is of significant importance and have direct relation on seismic behavior of earthquake-resistant buildings. Following the negative consequences of recent earthquakes, seismic assessment of existing buildings and necessary strengthening provisions became obligatory.

Displacement and deformation based assessment of seismic performances of buildings are to be obtained by examining the non-linear behaviour of the structures under earthquake loads. Furthermore, the advances in structural engineering, recent innovations of software and hardware technology and the developments in material science enable engineers to predict the behaviour of structural systems under earthquake effects, more accurately.

In this study, sample structural models representing the existing reinforced concrete buildings in Turkey are selected and designed in accordance with the national code regulations, which were recently used. In order to determine the effects of concrete strength and confinement reinforcement on seismic performances of these buildings, structural systems of different concrete strengths and confinement percentages are observed by means of non-linear theory. The performance points, the plastic deformations and resulting seismic performances of these systems are evaluated through the incremental static analysis (pushover analysis) which is imposed by 2007 Turkish Earthquake Code. The numerical results of different concrete strengths and confinement percentages are compared and discussed.

The Master of Science Thesis consists of five chapters. The first chapter covers the subject, the scope and objectives of the study as well as the results of a literature survey.

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 evaluation the performance based design of new structures.

The fourth chapter is designated to the explanation of the numerical procedures for the determination of earthquake performances of existing buildings by non-linear approach and to the numerical studies carried out in the scope of this thesis. Following the determination of the frame type structural model, which represents the common existing mid-rise reinforced concrete buildings, it has been designed in accordance with the 1975 Turkish Earthquake Code regulations. Then, the earthquake performances of that structural model and its various alternatives with different concrete strength and transverse reinforcement are determined according to the non-linear evaluation method imposed by the 2007 Turkish Earthquake Code and the results are compared and discussed.

The fifth 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.

1. The seismic performance of the mid-rise structures, designed in accordance with the 1975 Turkish Earthquake Code, provides *Life Safety* level, in accordance with the principles of 2007 Turkish Earthquake Code Section 7 – Evaluation and Strengthening of Existing Buildings. As a result of this investigation, the possible structural damages after an earthquake cannot be related to the inadequate regulations of 1975 Turkish Earthquake Code.
2. Decrease in compressive strength of concrete by 25% may affect the structural safety significantly, by means of higher damage levels.
3. Seismic performance levels of column sections are affected negatively by inadequate confinement. Considering the low ductility of columns due to axial forces, significant changes in performance levels may be observed as compared to the beam sections.

1. GİRİŞ

1.1. Konu

Son yıllarda dünyada ve ülkemizde meydana gelen depremlerin yol açtığı büyük maddi zarar ve can kayıpları, depreme karşı dayanıklı, yeterli güvenlikte bina tasarımının önemini bir kez daha vurgulamaktadır. Yaklaşık 17000 vatandaşımızın hayatını kaybettiği ve 100000 konutun ağır hasarlı olarak kullanılamaz hale geldiği 1999 Marmara depreminin sonuçları incelendiğinde, yapılardaki hasar miktarının ve buna bağlı olarak can kaybının, oluşan depremin büyüklüğüne oranla çok daha fazla olduğu görülmektedir. Sözkonusu ölçekteki kayıpların kırsal alanlarda olduğu kadar yoğun yerleşim bölgelerini oluşturan şehirlerde de meydana gelmiş olması dikkat çekicidir. Bu durum, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların büyük bir bölümünün yeterli deprem güvenliğine sahip olmadıklarını göstermektedir. Depremde hasar gören yapılar üzerinde gerçekleştirilen incelemeler ve araştırmalar sonucunda, hasarlı yapıların deprem güvenliklerindeki yetersizliklerin nedenleri üç ana başlık altında toplanabilir:

- a) malzeme ve özellikle beton dayanımının düşük ve sargılama donatısının yetersiz olması,
- b) yapıların projelendirilmelerinin yetkin inşaat mühendisleri tarafından temel mühendislik ilkelerine ve geçerli yönetmeliklere uygun olarak yapılmaması,
- c) inşaa aşamasında projeye ve mühendislik uygulama kurallarına uyulmaması

Yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altında yeterli güvenlikte ve aynı zamanda ekonomik olarak tasarımı, yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının daha yakından izlenmesi ve gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi ile mümkün olmaktadır. Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı değerlendirme yöntemleri ile yapıların deprem performanslarının ve göçme güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenebilmesi, dolayısıyla daha ekonomik ve güvenli yapı tasarımının gerçekleştirilebilmesi için, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanılmaktadır. En

genel anlamda bir yapı sisteminin öngörülen bir veya birden fazla performans seviyesi için tasarımı ve değerlendirmesi olarak tanımlanan performans dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımı özellikle son yıllarda giderek önem kazanmaktadır. Deprem sonrasında yeterli deprem güvenliğine sahip olan bazı binalarda da, meydana gelebilecek olası hasardan ve bina kullanımının kesintiye uğramasından kaynaklanan zararların önüne geçilmesi amacıyla, farklı sınır durumlarına göre tasarımının gerekli olduğu görülmektedir, [1,2].

Gelecekte meydana gelebilecek olası depremler sonrasında geçmiştekine benzer olumsuz tabloların oluşmasının önlenmesi için, yeni inşa edilecek yapılarda, başta beton olmak üzere malzeme kalitesine gerekli önemin verilmesi ve tasarımın daha gerçekçi olarak yapılması uygun olacaktır.

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 yayıldığı gözönüne alındığı çalışmalar ve yöntemler [3-7].
- b) plastik mafsallı hipotezine dayanan yöntemler [8-11].

Bu yöntemlerin geliştirilmesine paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar analiz programları da geliştirilmekte ve mühendislerin kullanımına sunulmaktadır, [12].

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

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, 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 [13] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 356 yayınları [14, 15] gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [16] 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 projeler 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 [17], mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi, son yıllarda ülkemizde meydana gelen depremler sonrasında giderek önem kazanmış ve bir gereksinim haline gelmiştir. Nitekim, bu gereksinime cevap vermek amacıyla, yürürlükte olan 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi çalışmaları yürütülmüş ve bu çalışmaların sonucunda 2007 Türk Deprem Yönetmeliği [18] hazırlanmıştır.

1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, ülkemizdeki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen, farklı beton dayanımlarına ve sargı donatısına sahip orta yükseklikli bir grup yapı sistemi üzerinde, mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için 2007 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal olmayan hesap yönteminin uygulanması ve elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi suretiyle

- a) ülkemizdeki mevcut bina stokunu geniş ölçüde temsil eden söz konusu yapı sistemlerinin kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi
- b) beton dayanımı ve sargı donatısındaki değişimlerin kesit hasar bölgelerine dolayısıyla yapının deprem performansına etkisinin gözlemlenmesidir.

Bu amaca yönelik olarak, ülkemizdeki orta yükseklikli mevcut betonarme binaların önemli bir bölümünü temsil etmek üzere seçilen ve 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne [19] göre boyutlandırılan taşıyıcı bir sistem modeli ile bu sistemin çeşitli alternatifleri 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 modelinin (TSM) belirlenmesi.
- d) Taşıyıcı sistem modelinin 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılması.
- e) Bu taşıyıcı sistem modeli ile farklı beton dayanımlarına ve sargı donatısı oranına sahip olan çeşitli alternatif sistemlerin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 7'de yer alan doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile kesit hasar bölgelerinin bulunması.
- f) Farklı beton dayanımları ve sargı donatısı için 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

Yapı sistemleri, bazı özel durumlar dışında, 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 kapasitesini gözönüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu

hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından 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 sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir.

2.1.1. Çözümün sağlanması 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, [3, 4].

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.

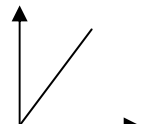
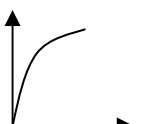
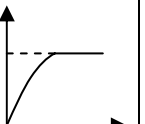
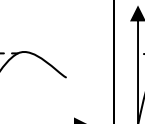
2.1.2. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [20]:

- 1- malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-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 göz önüne 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-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	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 Bağıntıları						

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

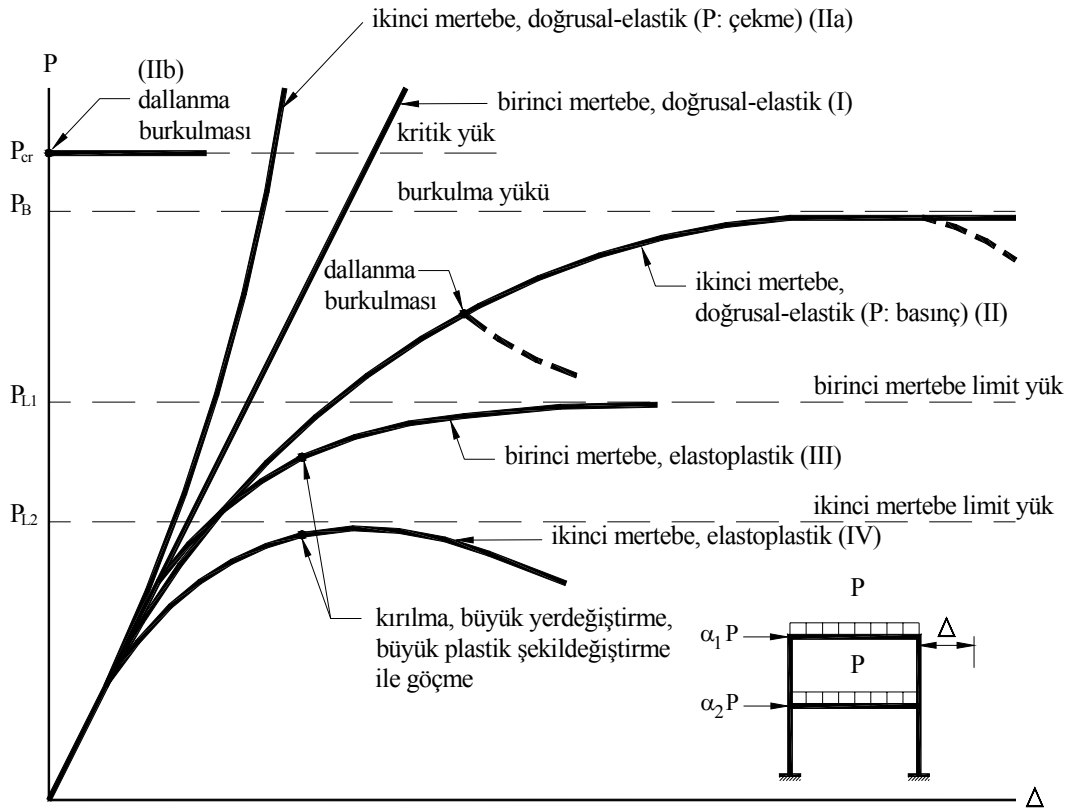
Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

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 şekildeğiştirmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları ile

karşılaşılabilmektedir.



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

Örneğin aksenal kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişen dış kuvvetlerin büyüklüğünü 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 aksenal kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen $P-\Delta$ diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza gider. Dallanma burkulmasına neden olan bu 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 (plastik kesit) 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 kapasitesine erişildiğini gösterir. Bu yük *birinci merteye limit yük* adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, diğer bir deyişle, yapı sisteminin ikinci merteye elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P-\Delta$ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan 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 $P-\Delta$ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci merteye limit yük* denilmektedir.

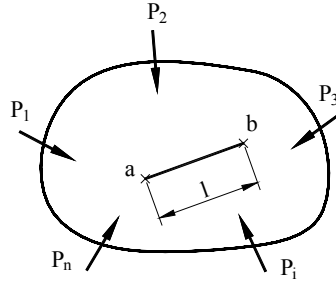
Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan büyük çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

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

Aşağıda, çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağılılıları ile düzlem çubuk elemanlarda ve özellikle betonarme çubuklarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağılılıları ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir.

2.2.1. Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri

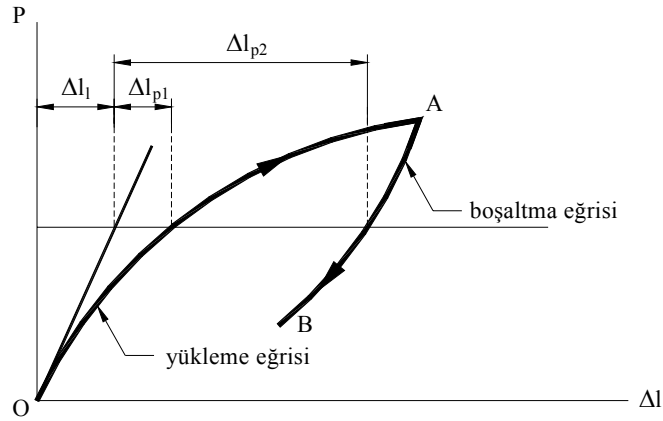
Şekil 2.2’de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değışimi absise taşınarak çizilen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



$$P_i = p_i P$$

P : yük parametresi

Şekil 2.2 : Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim



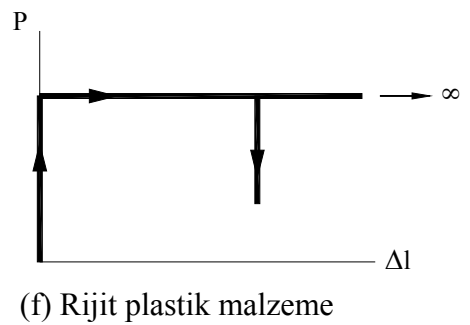
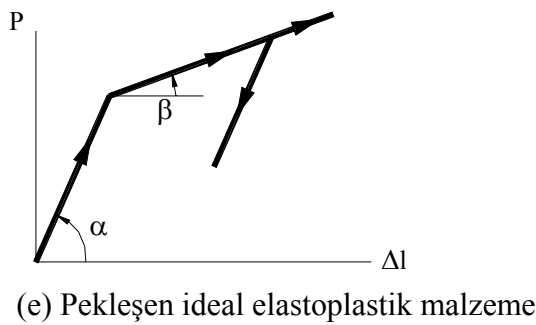
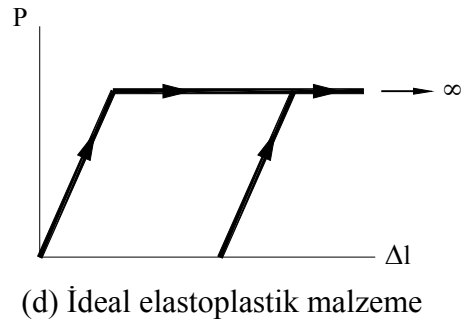
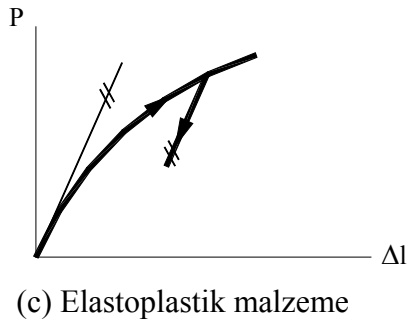
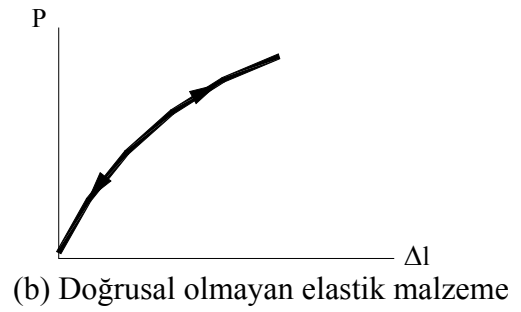
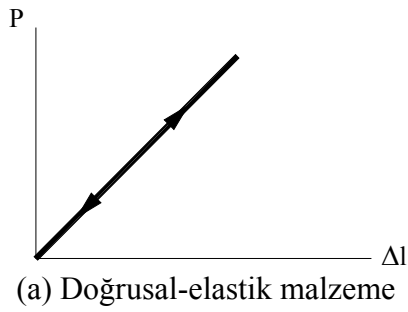
Şekil 2.3 : Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yüklemeye eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenindeki Δl_i şekildeğiştirmeleri, doğrusal şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yüklemeye ve boşaltma eğrileri arasında kalan

Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekildeğıştirmeleri ise, doğrusal olmayan şekildeğıştirmeler olarak tanımlanır.

2.2.1.1. İdeal malzemeler

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



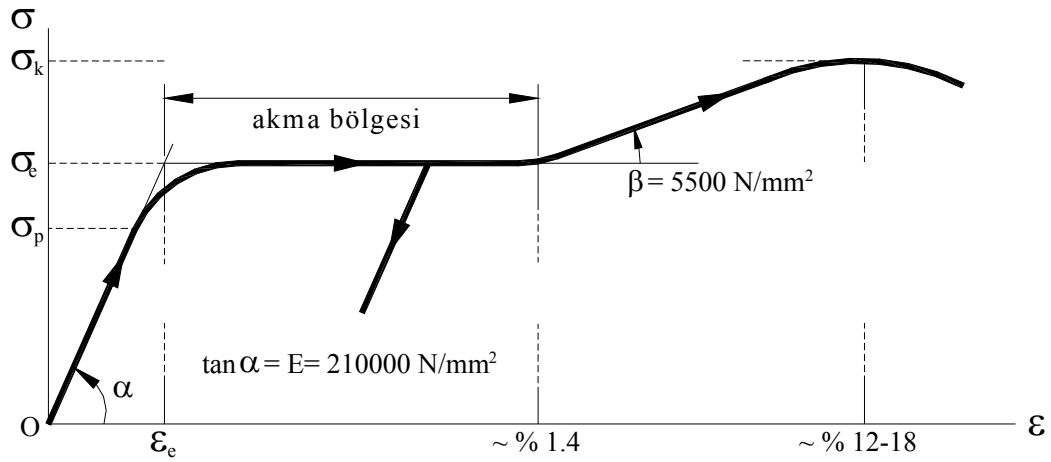
Şekil 2.4 : İdeal Malzemeler

2.2.1.2. Yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme (σ - ϵ) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

a) Beton Çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 2.5'te görülmektedir.

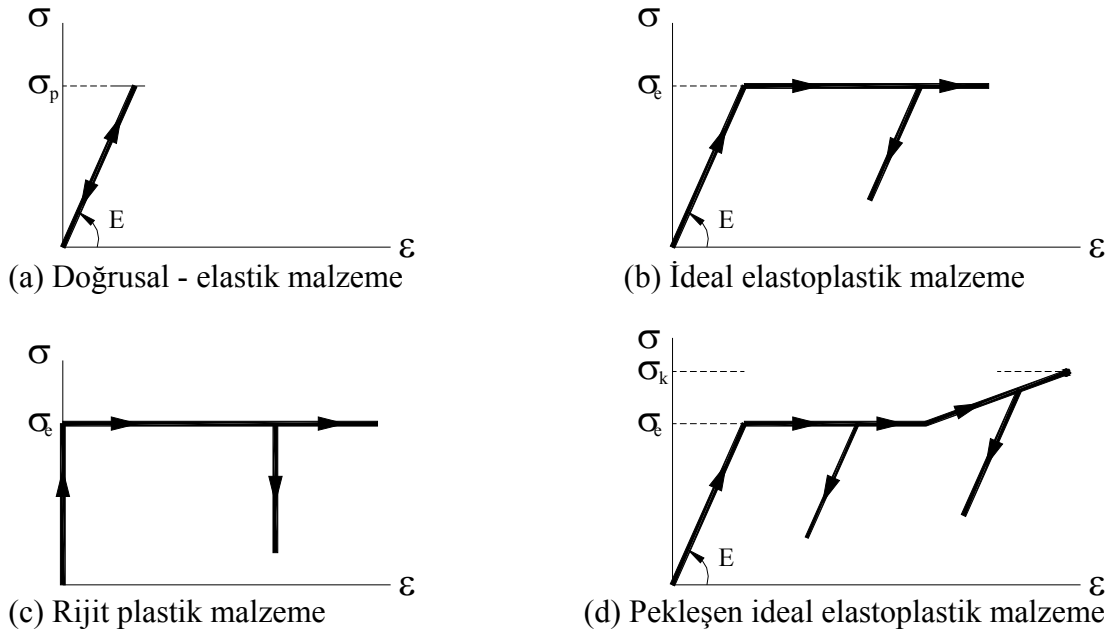


Şekil 2.5 : Beton Çeliğinde σ - ϵ Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma dayanımı ve σ_e akma gerilmesinin **S420** beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

S420 beton çeliği : $\sigma_k=550 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e=420 \text{ N/mm}^2$

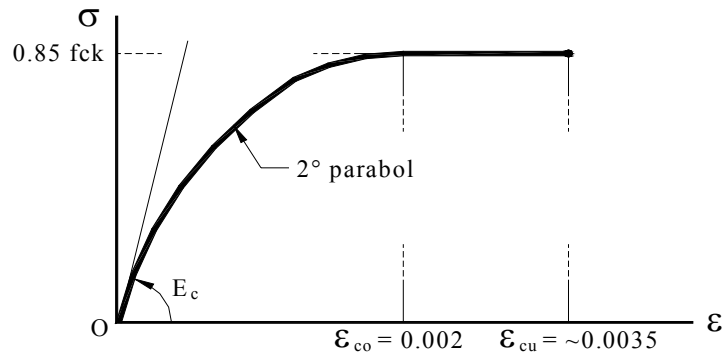
Betonarme yapı elemanlarının iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak, beton çeliğinin σ - ϵ diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 2.6'daki modellerden birine uygun olarak idealleştirilebilir.



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 (etriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir, [18]. Mander sargılı beton modelinde, sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve ε_{cu} birim kısalması, malzeme dayanımlarının yanında elemanda enine ve boyuna donatı yerleşimi de gözönüne alınarak hesaplanır. Mander sargısız beton modelinde ise ε_{cu} birim kısalmasının değeri 0.004 olarak alınmaktadır. Mander modeli ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 2.3.5’ te verilmiştir.

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

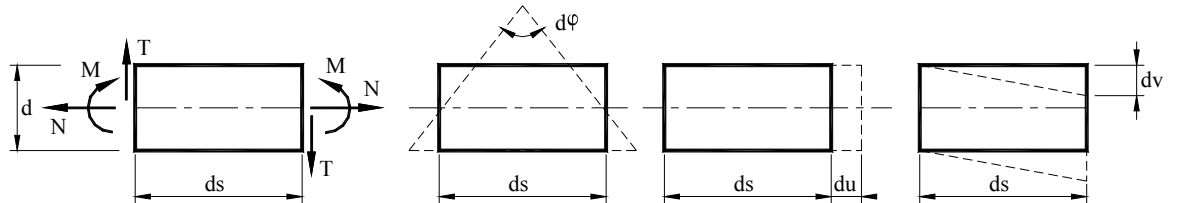
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreceli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri 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 bağılı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değışmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak belirli bir sınır duruma erişmesi halinde, kırılma veya akma 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 bağılı 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 öngörüldüğü gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmeleri yanında terkedilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değışmesine 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

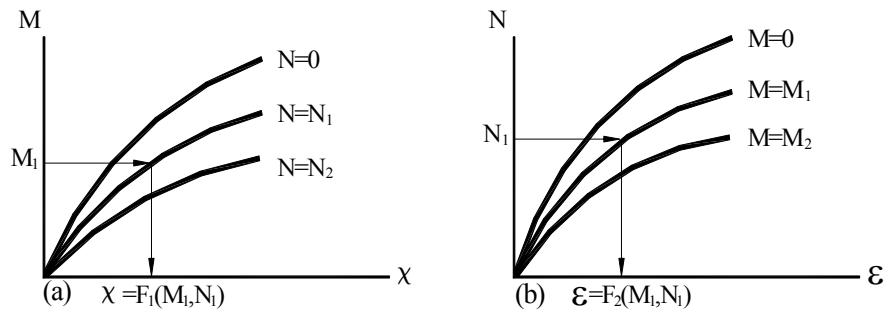
$$K_1(M, N) = 0 \quad (2.5a)$$

veya

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

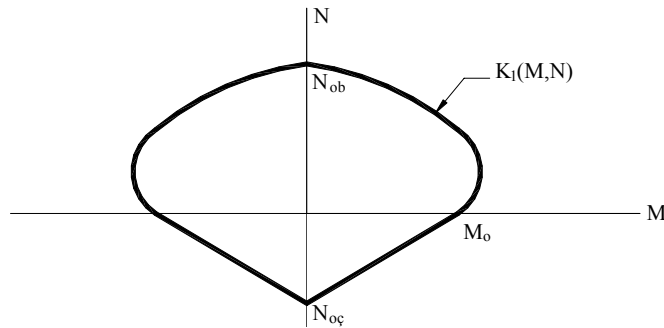
şeklini alır.

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 terkedilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, iç kuvvet – şekildeğiştirme (eğilme momenti - eğrilik) bağıntısı

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

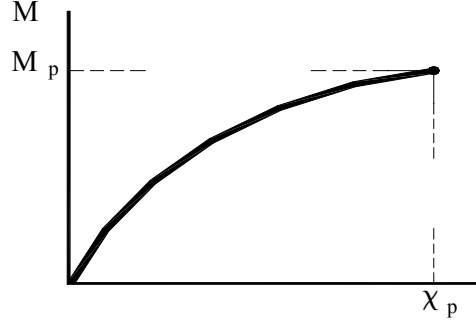
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

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

veya

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

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, 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 ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir. 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 gözönünde 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 veya benzeri bir beton modeli, örneğin Mander modeli esas alınmaktadır.
- 5- Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır, Şekil 2.5 ve Şekil 2.6 (b).

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, [21].

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

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

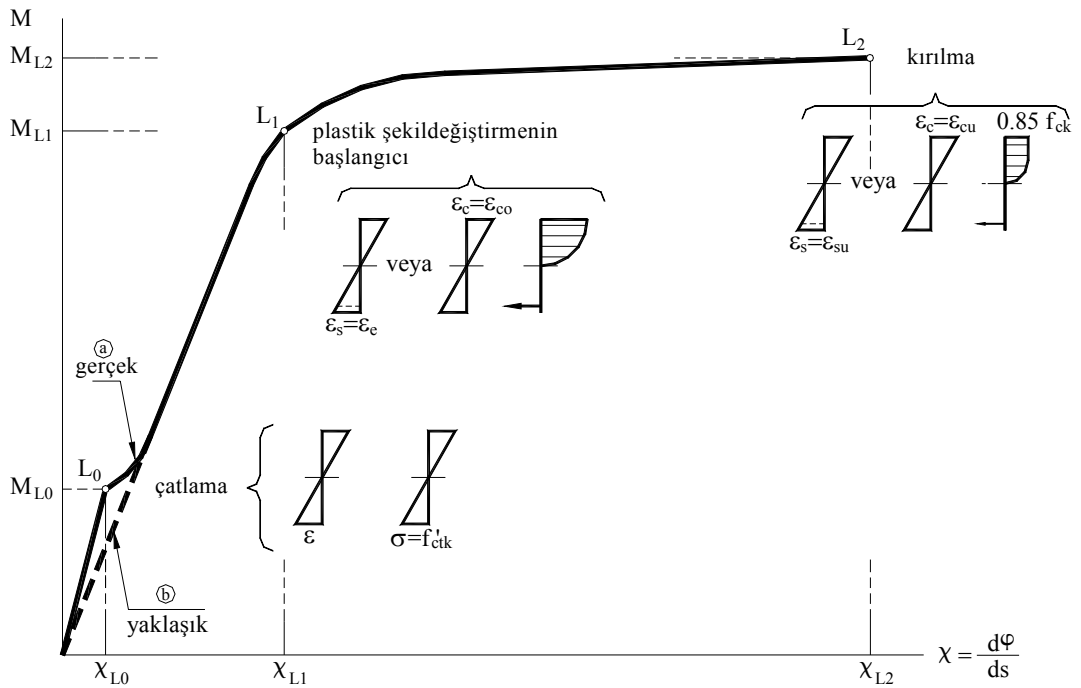
bağıntısı ile hesaplanabilir.

L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L_0} momentinin hesabında, 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 göz önünde tutulmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı gözönüne alınmaz.

L₂: Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_p$ 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 çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

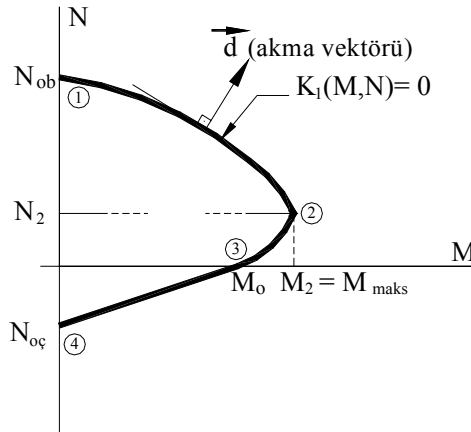
Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki

davranışlarının incelenmesinde, örneğin kapasite diyagramlarının elde edilmesinde, 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 şekildeğiştirmelerin, 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 şekildeğiştirmelerin 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, [22].

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 kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı incelenecektir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali hakkında kısa ön bilgi verildikten sonra, bu çalışmanın kapsamı içinde olan plastik mafsallık hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

2.3.1. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığına gözönüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [7, 20, 23].

2.3.2. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali

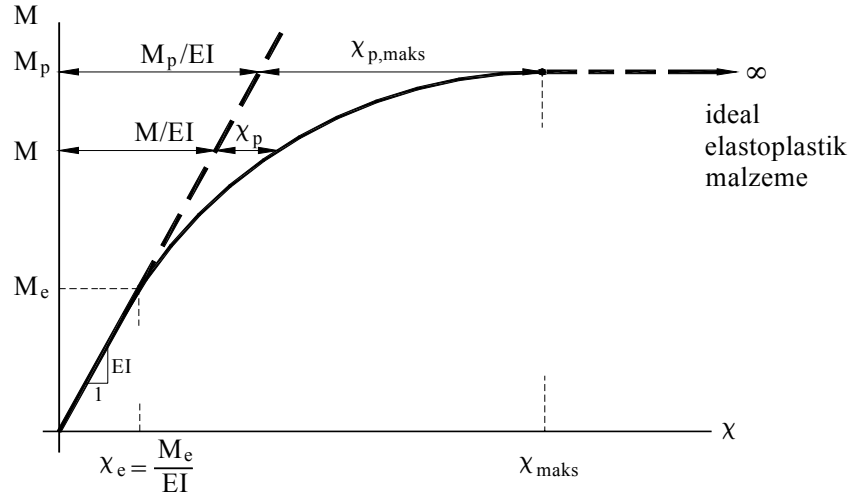
Malzeme bakımından doğrusal olmayan ve yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin diğer bölümlerinin ise doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir, [20].

2.3.2.1. Plastik mafsallık hipotezi

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

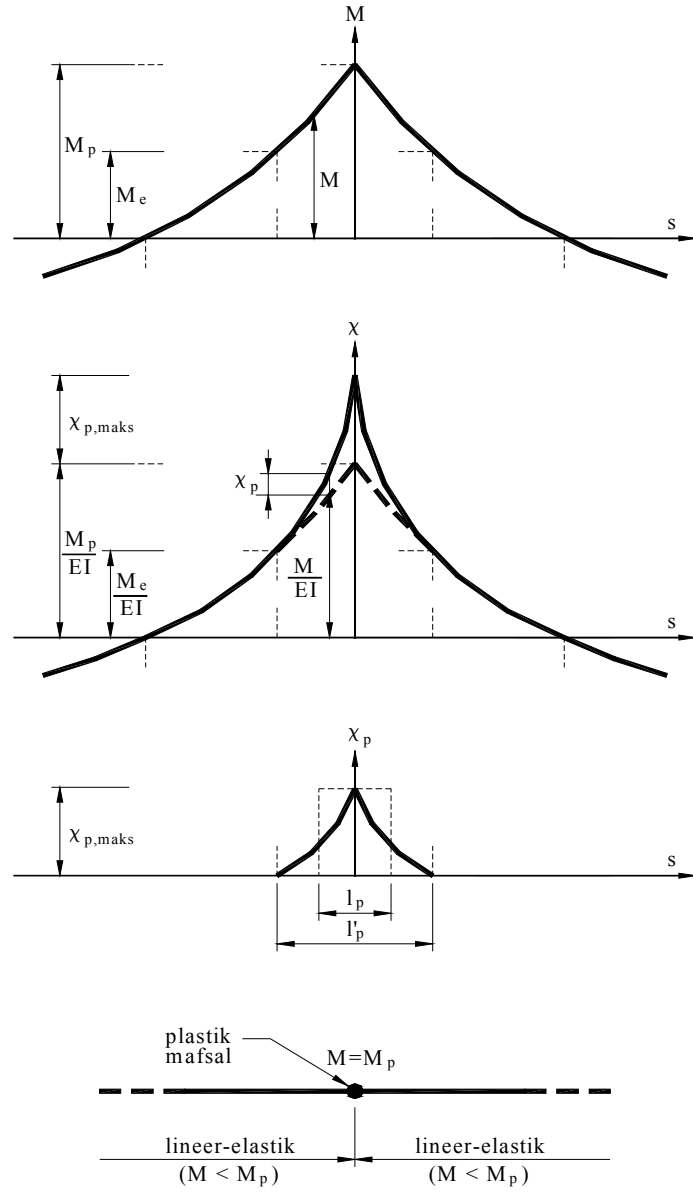
Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsallık hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.

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

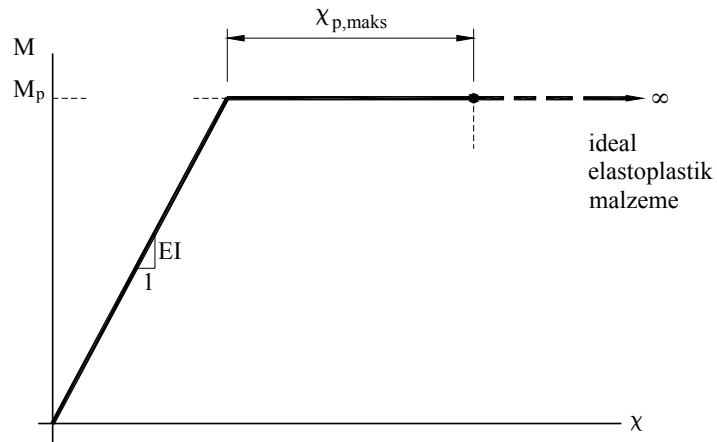


Şekil 2.14 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı

Çelik kesitlerin ve yeterli sünekliğe 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 kesitlerde, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellik ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekildeğıştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına neden olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğrinin eğimi giderek azalır. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkileyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin bir sınır değere erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir. Plastik mafsallarda, eğilme momenti-eğrilik bağıntısını oluşturan bu iki bölge ideal olarak, biri yatay olan iki doğru parçası ile ifade edilir, Şekil 2.16.



Şekil 2.15 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler



Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

İdealleştirilmiş bünye bağıntısının her iki bölümü 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 χ_y olarak gösterilir.

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

$$\mu = \chi_u / \chi_y \quad (2.11)$$

şeklinde tanımlanır.

Plastik mafsal 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.

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

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_u \quad (2.13)$$

Artan dış yükler altında, plastik mafsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelebilir. 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 plastik eğrilik $\chi_{p,maks}$ 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 mafsal dönmesi olarak isimlendirilir.

Plastik mafsalsın *dönme kapasitesi* ise

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

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

Plastik dönme kapasitesi yaklaşık olarak

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

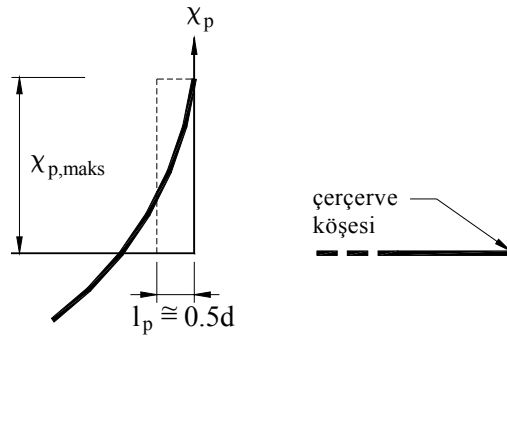
$$l_p \cong 0.5d \quad (2.17)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir. Burada

d : enkesit yüksekliği

l_p : plastik mafsalsal boyu

olarak tanımlanmaktadır, Şekil 2.17.



Şekil 2.17 : Plastik Mafsalsal Boyu

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

- betonarme betonu ve beton çeliğinin 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,

- d. eğilme momenti diyagramının şekli,
- e. kesitteki normal kuvvettir.

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

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsallı hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

1. Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsallı 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 kesitte güç tükenmesi meydana gelir.
2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.
3. Düzlem sistemlerde, 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.

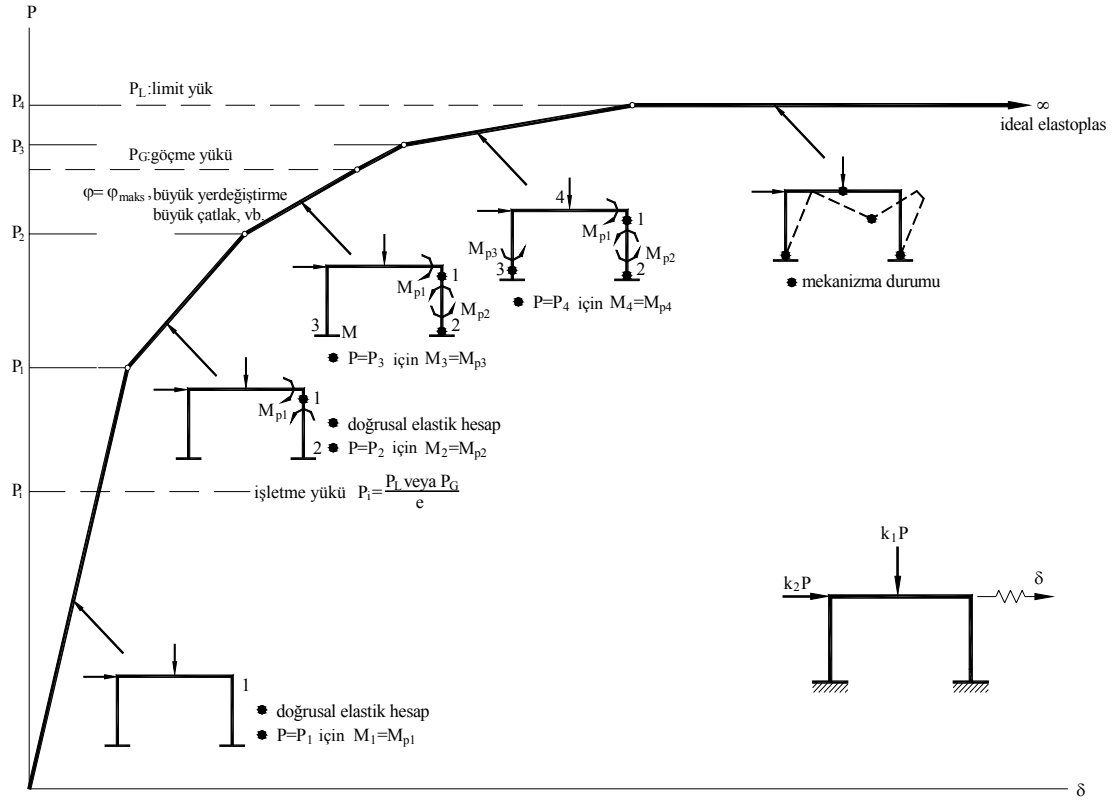
2.3.2.2. Yük artımı yöntemi

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

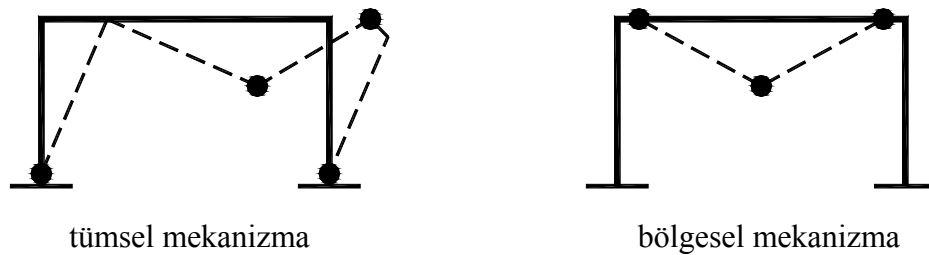
Bu davranışı izleyerek sistem analizinin gerçekleştirildiği yük artımı yönteminde, her plastik mafsallı oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsallı koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Belirli sayıda plastik mafsallı oluşumundan sonra, sistemin tümü veya bir bölümü mekanizma durumuna ulaşır, diğer bir deyişle, sistem 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 kullanım dışı kalabilir. 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 yerdeğiştirme 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 rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu gözönünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi sonuç vereceği görülmektedir. Diğer taraftan, doğrusal olmayan yöntemlerle binaların deprem performansının belirlenmesinde kullanılan statik itme analizi de 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 [10, 11, 24]'te verilmiştir.

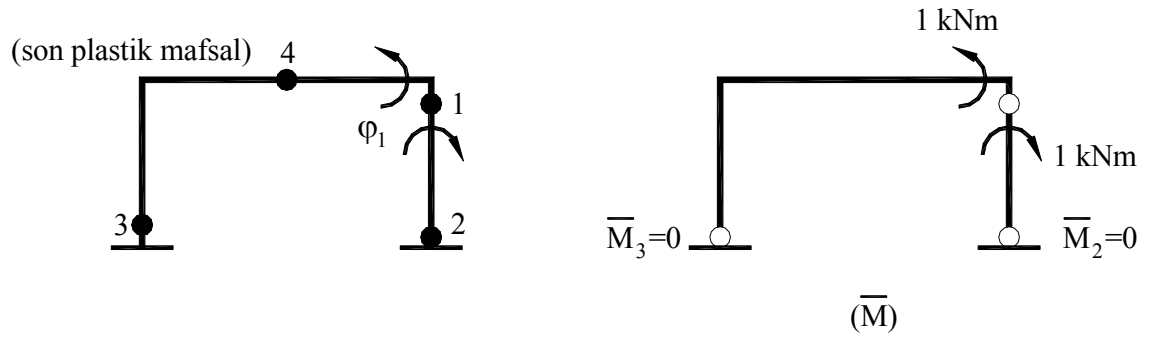
$$\bar{M}_1\varphi_1=\bar{M}_2\varphi_2=\bar{M}_3\varphi_3=\dots=0 \quad (2.20)$$

olacağından, δ yerdeğiştirmesi

$$\delta = \int (\bar{M}) \frac{M}{EI} ds + \int (\bar{N}) \frac{N}{EF} ds + \int (\bar{T}) \frac{T}{GF'} ds \quad (2.21)$$

şeklinde, plastik mafsalların dñmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir.

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



şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dñmelerinin Bulunması

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

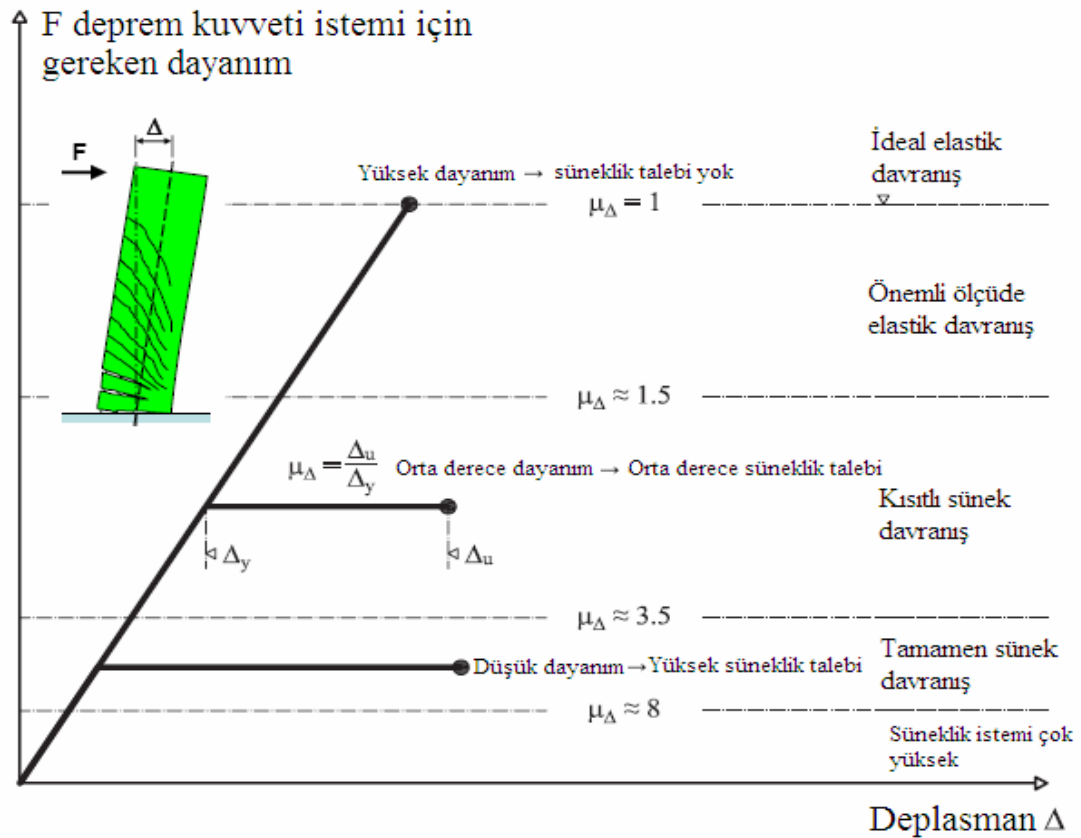
2.3.2.3. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı

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

Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teoremin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ile üst sınır teoreminin uygulandığı sinematik yöntemdir, [25, 26].

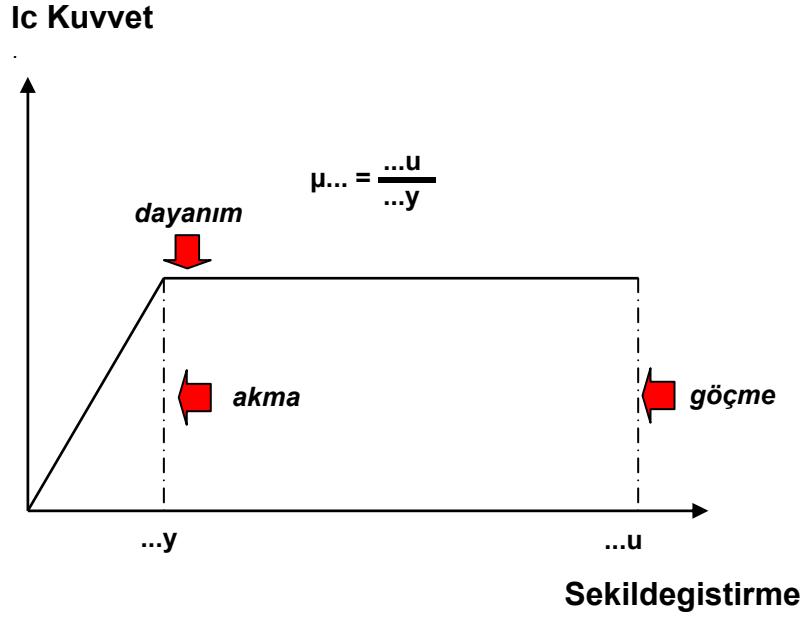
2.3.3. Yapı sistemlerinde süneklik

Yapıların şiddetli depremler altında dahi elastik davranacak şekilde tasarlanması genel olarak ekonomik bir yaklaşım değildir, [27]. Bu nedenle tasarım, genellikle yapının taşıma kapasitesi elastik deprem isteminin altında kalacak şekilde yapılır. Depremi yapıya uyguladığı enerjinin, yapı tarafından göçmeye neden olmayacak biçimde tüketilmesi gerekir. Deprem, tasarımı elastik deprem kuvvetleri azaltılarak yapılan binadan, elastik sınıra karşı gelen gerilmeler aşıldıktan sonra, doğrusal olmayan yerdeğiştirme talep eder. Tasarımda yapı dayanımının azaltılması depremin yerdeğiştirme istemini artırır, Şekil 2.23. Yapılar şiddetli depremler nedeniyle maruz kalacakları yerdeğiştirme istemlerini, dayanımlarında bir önemli azalma olmadan karşılamalıdır. Bu davranış ancak sünek yapı tasarımı ile sağlanabilir.



Şekil 2.23 : Dayanım ve Süneklik Arasındaki İlişki [28]

Süneklik, yapının, yapı elemanlarının veya bir kesitin dayanımında önemli bir azalma olmadan büyük şekildeğiştirme yapabilme özelliğidir.



Şekil 2.24 : Sünekliğin Genel Tanımı

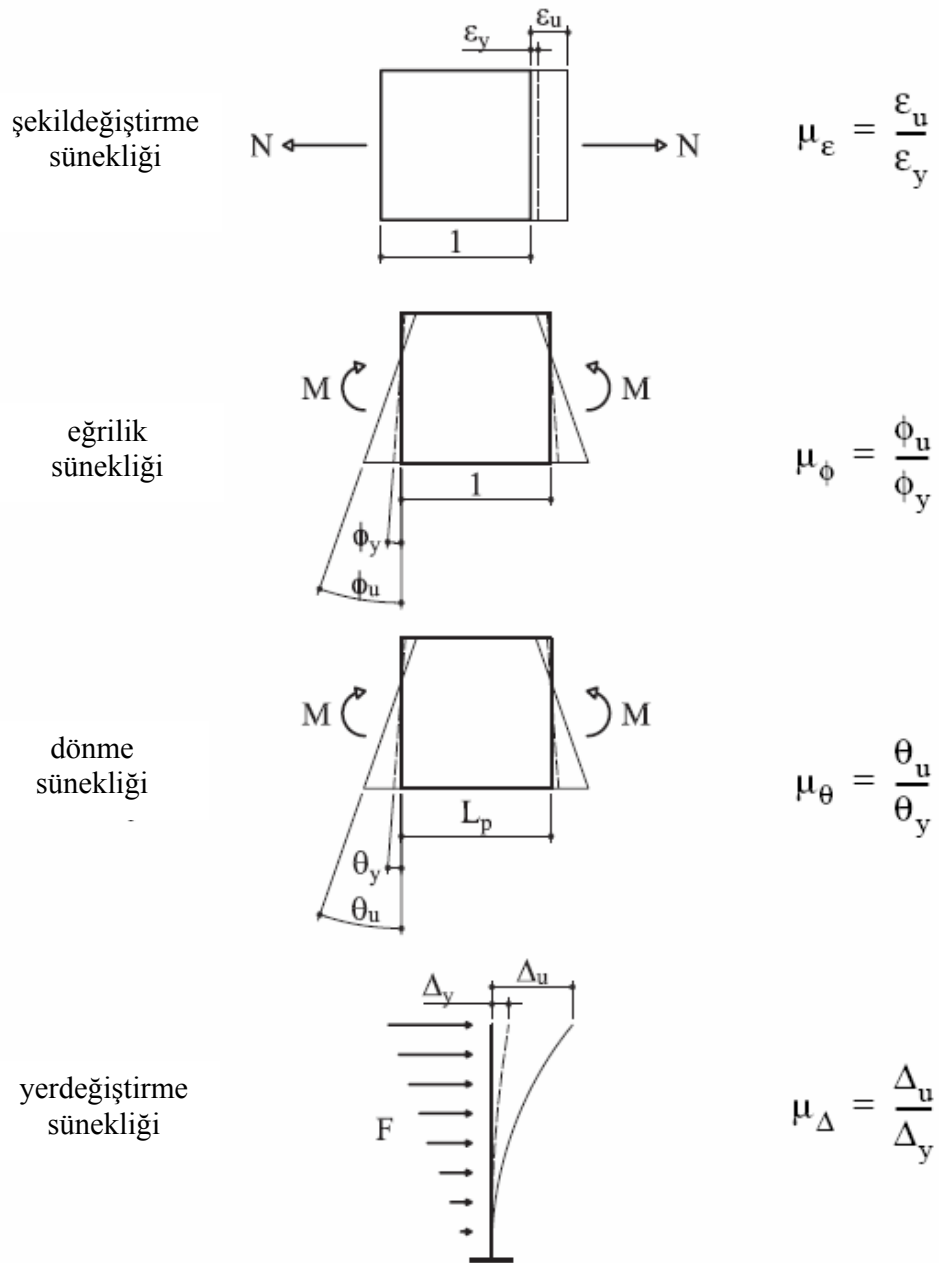
Süneklik sayısal olarak μ *süneklik katsayısı* ile tanımlanabilir. Şekil 2.24'ten izlenebileceği gibi, en genel anlamda süneklik katsayısı, iç kuvvet (moment, kesme kuvveti, normal kuvvet...) etkileri altındaki yapının, yapı elemanının veya kesitin göçme şekildeğiştirmesinin (eğrilik, dönme, yerdeğiştirme) akma şekildeğiştirmesine oranıdır.

Şiddetli deprem etkisi altında eleman kesitlerindeki gerilmeler malzemenin akma dayanımına ulaşınca, yapıda plastik kesitler oluşur. Yapıdaki plastik şekildeğiştirmeler arttıkça yapı rijitliği azalır. Rijitliği azalan yapının maruz kaldığı deprem enerjisini tüketmesi, kesitin dayanımında önemli bir azalma olmaksızın, şekildeğiştirme kapasitesinin yüksek olması ile sağlanabilir. Yeterli sünekliğe sahip olmayan plastik kesitler, şekildeğiştirme kapasitelerine erişerek binada göçme mekanizmaları oluşturabilirler. Bu nedenle süneklik, yapıda deprem enerjisinin tüketilmesi ve deprem etkisi altında binanın göçme sınırından uzakta kalabilmesi açısından çok önemlidir.

Sünekliğin

- şekildeğiştirme sünekliği
- eğrilik sünekliği
- dönme sünekliği
- yerdeğiştirme sünekliği

gibi, tanımları Şekil 2.25'te yapılan farklı türleri bulunmaktadır, [28].



Şekil 2.25 : Çeşitli Süneklik Tanımları

Sonuç olarak sünekliğin önemi şu ana başlıklar altında sıralanabilir.

- Deprem gibi dinamik etkilerle yapıya aktarılan enerjinin yüksek şekildeğiştirme kapasitesi ile yutulmasını sağlar.
- Yapı tasarımının azaltılmış elastik deprem kuvvetleri altında yapılmasına olanak tanır.
- Yapıda gevrek davranıştan (ani göçme) farklı olarak, göçmenin işaretlerini verir.
- Yapıda kuvvetlerin yeniden dağılımını sağlar.

2.3.4. Sargı etkisi ve önemi

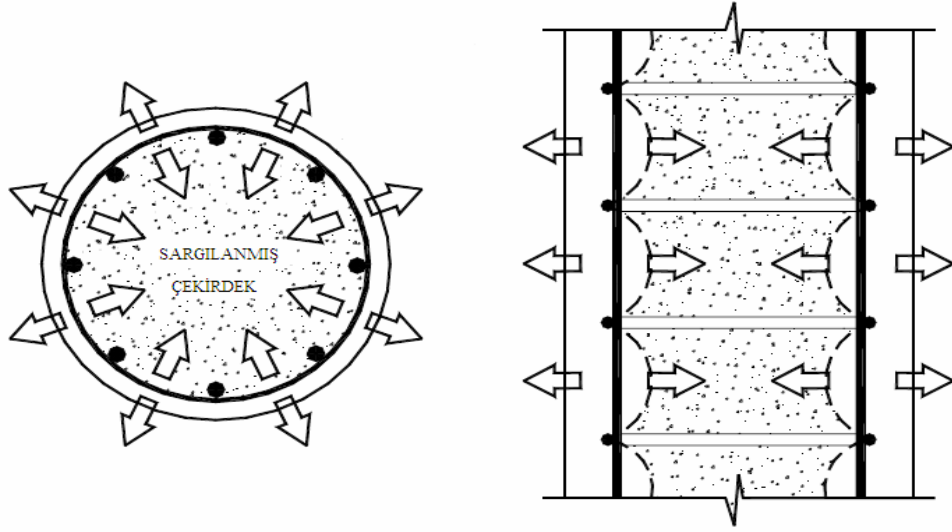
Önceki bölümde açıklandığı gibi, şiddetli deprem enerjisi yapıda olası plastik mafsallık bölgelerinin (kolon, kiriş uçları) yeterli şekildeğiştirme yapabilme yeteneği, yani sünekliği ile yapı göçmeden tüketilmelidir. Bu nedenle, söz konusu bölgelerde detaylandırmaya özel önem gösterilmesi gerekir. Yönetmelikler olası plastik mafsallık bölgelerinde yeterli sünekliğin sağlanması için kapsamlı detaylandırma koşulları öngörmektedir.

Betonarme bir kesitte süneklik, eksenel yük seviyesi arttıkça, azalır. Bu nedenle, yapıda meydana gelebilecek olası plastik mafsalların, eksenel yük düzeyinin fazla olduğu kolonlarda değil, eksenel yük düzeyinin az olduğu, dolayısı ile daha sünek davranış gösterebilen kirişlerde oluşması istenir. Yönetmeliklerde bu kavram güçlü kolon, zayıf kiriş tasarımı olarak yer alır.

Kolonlar şiddetli deprem etkileri nedeniyle yüksek eksenel kuvvetlere maruz kalabilirler. Yüksek eksenel kuvvet düzeyi, önceki paragraflarda belirtildiği gibi, kesitin hem sünekliğini hem de moment taşıma kapasitesini azaltır. Sargı bu olumsuzlukların ortadan kaldırılması için gereklidir. Sargı etkisi ise ancak kayma donatısının miktarı ve detaylandırma açısından uygun şekilde yerleştirilmesi ile sağlanabilir.

Artan eksenel kuvvet etkisi ile kabuk (ettriye dışı) betonu sınır basınç dayanımına erişerek dökülür. Çekirdek (ettriye içi) betonu hacimsel genişleme yapar. Genişlemeye sargı donatısı (fret, ettriye) karşı koyarak çekirdek betonuna yanal basınç uygular. Yanal basınca maruz kalan çekirdek betonu tek eksenli basınç gerilme durumuna göre daha büyük eksenel birim şekildeğiştirme kapasitesine sahip

olur, [29]. Bu nedenle sargı donatısı, çekirdek betonunun dağılmasını engelleyerek dayanımı önemli ölçüde azalmadan şekildeğiştirebilmesine yardımcı olur, Şekil 2.26.



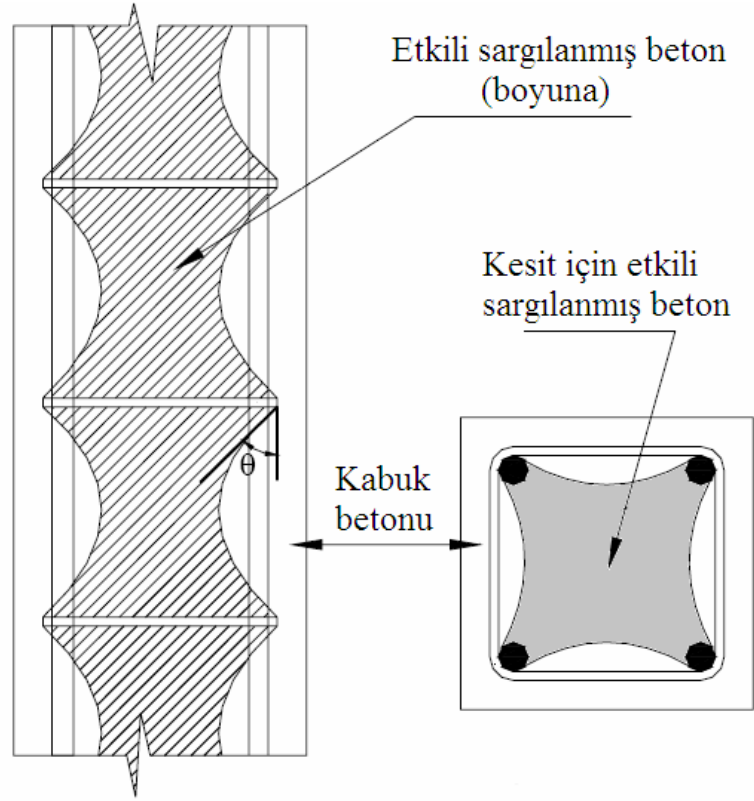
Şekil 2.26 : Betonarme Kesitte Sargı Etkisinden Kaynaklanan Yanal Basınçlar

Yapılan deneylerde [30], aşağıdaki koşulların sargı etkinliğini arttırdığı gözlemlenmiştir.

- Enine donatı aralığının azaltılması.
- Kesite ek etriyeler ve çirozlar yerleştirilmesi.
- Boyuna donatının kesit çevresi boyunca düzgün olarak dağılımı.
- Enine donatı hacminin çekirdek betonu hacmine oranının artması.
- Enine donatının akma dayanımının artırılması.
- Dikdörtgen etriye ve yardımcı çirozlar yerine, mümkün olan durumlarda dairesel (spiral) etriyelerin kullanılması.

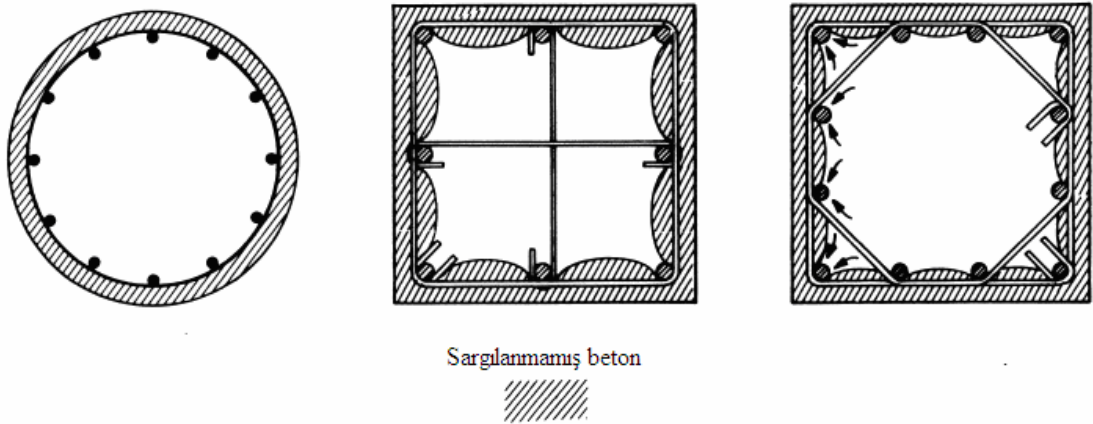
Yukarıdaki maddelerde de belirtildiği gibi dikdörtgen etriye sargısı, fret sargısına oranla daha az sargı etkisi sağlar. Etkin sargı alanı hem yatay hem de boyuna doğrultuda, çeşitli yaklaşımlar ile hesaplanmıştır. Bu yaklaşımlarda, örneğin boyuna doğrultuda etkili ve etkili olmayan beton sınırı için parabolik bir eğri veya üçgen eğri önererek etkin sargı alanının hesaplanması amacıyla, Şekil 2.27’de gösterilen θ açısı için varsayım yapılır. Boyuna doğrultuda etkin sargı alanı şekilde θ için yapılan

varsayımla bulunan parabol alanının, kuşatılmış çekirdek alanından çıkarılması ile elde edilir.



Şekil 2.27 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Sargı Etkisi

Sargının etkinliği çeşitli donatı düzenlemeleri ile artırılabilir. Örneğin dikdörtgen kesitte etriyelerle beraber çirozların kullanılması veya kesite çok kollu etriyeler yerleştirilerek mesnetlenmiş donatı aralığının azaltılması, sargının etkinliğini önemli ölçüde artırır, Şekil 2.28.



Şekil 2.28 : Çeşitli Donatı Düzenleri İçin Sargının Etkinliği [28]

2.3.5. Mander modeli

Yapıların performansını belirlemek için kullanılan analiz modellerinde gerçekçi moment-eğrilik ilişkileri tanımlamak için, sargı etkisini de gözönüne alan beton modelleri kullanılmalıdır. Yüksek eksenel kuvvet etkisindeki kesitin tarafsız eksen derinliği büyük olduğundan, kolonların eğilme kapasiteleri betonun basınç altındaki gerilme dağılımına daha çok bağlıdır. Kullanılacak modelde kabuk betonu için sargısız, çekirdek betonu için sargılı model esas alınır. Mander 1988 yılında beton için sargı etkisini de gözönüne alan bir gerilme-şekildeğiştirme modeli önermiştir, Şekil2.29, [30].

Mander modelinde beton basınç gerilmesi

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.22)$$

bağıntısı ile verilir. Denklemden f_{cc} sargılı beton dayanımını, x ise

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.23)$$

şeklinde tanımlanan bir oranı göstermektedir. Burada ε_c beton basınç birim şekildeğiştirmesi, ε_{cc} ise, λ_c sargılı beton dayanımı ile sargısız beton dayanımı arasındaki ilişkiyi kuran bir katsayı ve $\varepsilon_{co}=0.002$ olmak üzere

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad (2.24)$$

ile tanımlanan birim şekildeğiştirmedir.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.25)$$

ile tanımlanırken, bağıntıda

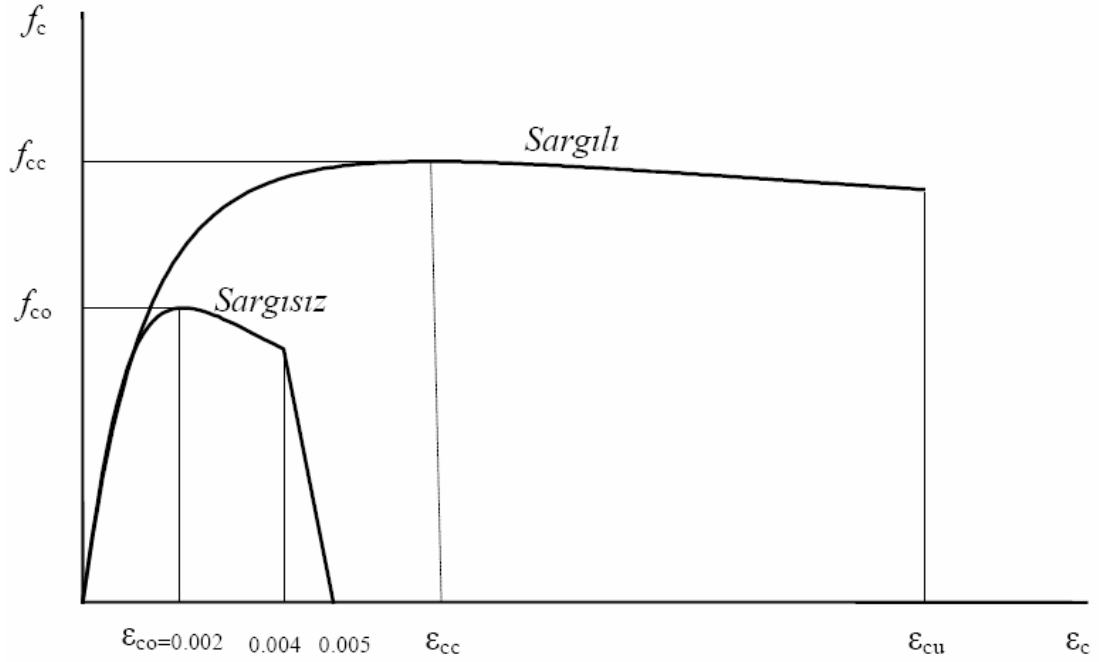
$$E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]} \quad (2.26)$$

beton elastisite modülünü,

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.27)$$

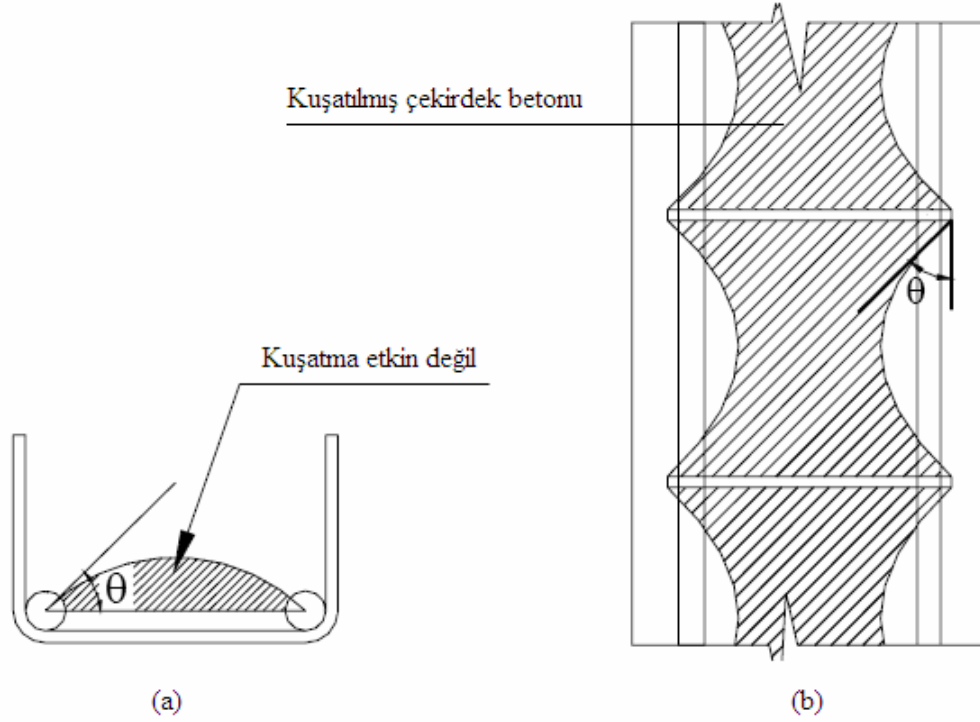
sekant elastisite modülünü göstermektedir.

Sargısız kabuk betonu için $\epsilon_c > 2\epsilon_{c0}$ olan bölgede gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntısının doğrusal olarak azaldığı varsayılarak betonun dökülmesine karşı gelen birim şekildeğiştirme değerinde gerilme sıfır değerini alır.



Şekil 2.29 : Mander Beton Modeli

Mander, betonarme kesitte sargı basıncının etkili olduğu bölgeleri belirlemek için Sheikh ve Üzümeri'nin [30] yaklaşımını kullanmış, düşeyde etriyeler arasındaki ve yatayda mesnetlenmiş boyuna donatı çubukları arasındaki bölgede, kesitteki sargı gerilmelerinin ikinci derece parabolü şeklinde değişeceği varsayımını yapmıştır, Şekil 2.30.



Şekil 2.30 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Etkin Sargı Alanının Hesaplanması

Mander ikinci derece parabollerinin başlangıç teğet eğimini $\theta = 45^0$ alarak, kuşatmanın etkin olmadığı parabol alanlarını hesaplayarak bu değerleri çekirdek beton alanından çıkarmış ve etkin sargılanmış beton alanını bulmuştur. Bulunan etkin sargılanmış çekirdek beton alanını, çevre etriye eksenleri arasında kalan ve boyuna donatı alanı içermeyen çekirdek betonu alanına oranlayarak k_e *sargılama etkinlik katsayısını* belirlemiştir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (2.28)$$

Bu katsayı kullanılarak, x ve y doğrultularındaki etkili sargılama basıncı

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (2.29)$$

ile hesaplanır.

Sargılanmış beton dayanımını veren

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad (2.30)$$

denkleminde, f_{co} sargısız betonun basınç dayanımıdır. λ_c ise

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (2.31)$$

bağıntısı ile belirlenir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde f_e etkili sargılama basıncı için dikdörtgen kesitlerde Denklem 2.29'da verilen değerlerin ortalamasının alınması öngörülmektedir.

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.32)$$

formülü ile hesaplanır.

Formülde ρ_s enine donatının hacimsel oranını, ε_{su} enine donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir.

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

Yerdeğiştirmeye 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, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, ülkemizde mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesini ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalar gerçekleştirilmiştir. Ancak o tarihlerde, diğer bir çok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik özel bir yönetmeliğin henüz mevcut olmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni yapılacak yapılar için geçerli olan yönetmelik (1998 Türk Deprem Yönetmeliği) esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları ortadan kaldırmak amacıyla, 2003 yılından başlayarak, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm (Bölüm 7) eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları yürütülmüş ve bu çalışmaların sonucu olarak 2007 Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY'07) [18] tamamlanarak yayınlanmıştır.

Aşağıdaki bölümlerde, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nin mevcut betonarme binaların deprem performans ve güvenliklerinin değerlendirmesine ilişkin bölümünün (Bölüm 7) temel ilkelerine ve uygulanmasına yönelik bilgi verilecektir, [18].

3.1. Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların enkesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, sözkonusu binanın projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir. Binalardan toplanan bilginin kapsam ve güvenilirliğine bağlı olarak

- a) sınırlı bilgi düzeyi
- b) orta bilgi düzeyi
- c) kapsamlı bilgi düzeyi

olmak üzere, yönetmelikte üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve bu bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir, Tablo 3.1.

Tablo 3.1 : Binalar için Bilgi Düzeyi Katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

3.2. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılmaktadır. 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 ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

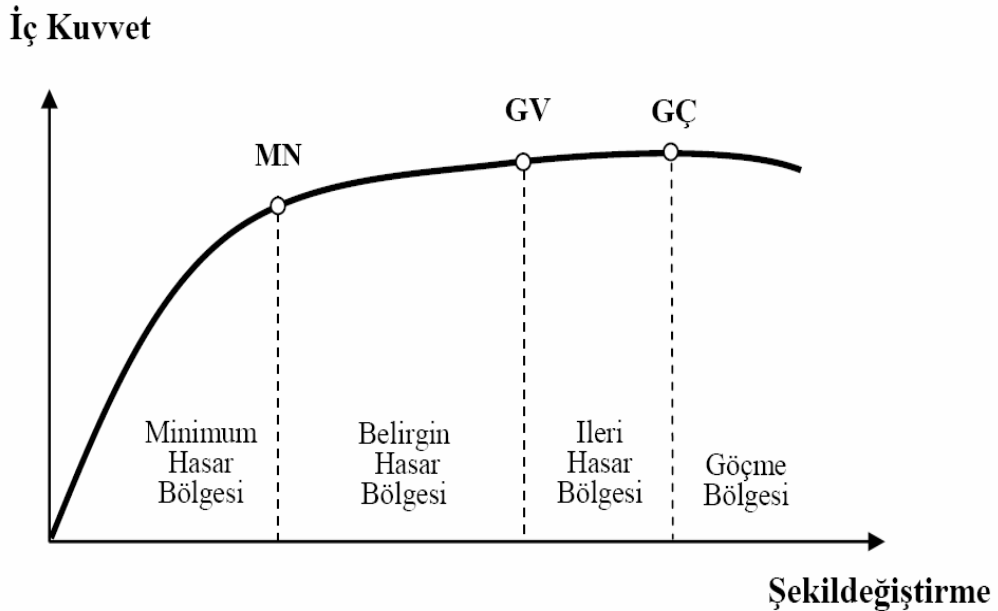
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları “*sünek*” ve “*gevrek*” olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile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

3.2.1. 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 ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

3.2.2. Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı MN’ye ulaşmayan elemanlar *Minimum Hasar Bölgesi*’nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*’nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*’nde, GÇ’yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*’nde kabul edilirler, Şekil 3.1.



Şekil 3.1 : Kesit Hasar Bölgeleri

3.3. Bina Deprem Performans Düzeyleri

Performans düzeyleri, verilen bir bina için, verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir, [20].

2007 Türk Deprem Yönetmeliği binaların deprem performansını, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen yapısal hasara bağlı olarak tanımlamaktadır. Yönetmelikte tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans seviyesi belirlenir.

3.3.1. Hemen kullanım performans düzeyi

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 onarılabılır düzeydedir.

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

3.3.2. Can güvenliği performans düzeyi

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

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u 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, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, bina *Can Güvenliği Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin 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 kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

3.3.3. Göçme öncesi performans düzeyi

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

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile *Göçmenin Öncesi Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

3.3.4. Göçme durumu

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

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa *Göçme Durumu*'ndadır. Binanın güçlendirme uygulanmaksızın, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

3.4. Deprem Hareketleri

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

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

2- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmelikleri'nde 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.

3.5. Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

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

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2 : Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri

<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	HK	CG	–
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	–

3.6. Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem ve kapasitedir. İstem yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir. Aşağıdaki paragraflarda ilk olarak, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği’ne göre mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için öngörülen genel ilke ve kurallar açıklanacak, daha sonra doğrusal elastik hesap yöntemleri ile deprem performansı belirlenmesi hakkında kısa bilgi verilecektir. İlerleyen bölümlerde, tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin 2007 Türk Deprem Yönetmeliği’nde belirtilen hesap adımları incelenecek ve son olarak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleriyle deprem performansının nasıl belirleneceği açıklanacaktır.

3.6.1. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kurallar

2007 Türk Deprem Yönetmeliği, mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanmak üzere, doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri önermektedir. Teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin tamamen aynı sonucu vermesi beklenmemektedir. Her iki yöntem için geçerli olan genel ilke ve kurallar aşağıda belirtilmiştir, [18].

- Deprem etkisinin tanımında, yönetmelikte aynı zamanda tasarım için öngörülen, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır. Çok seviyeli performans değerlendirmesi gerekli olan binalarda, 50 yılda aşılma olasılıkları %50 ve %2 olan depremler için tasarım depremi spektrumunun ordinatları sırası ile 0.5 ve 1.5 katsayıları ile çarpılır, buna karşılık bina önem katsayısı uygulanmaz ($I=1.0$).
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem kuvvetlerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir. Hareketli düşey yükler deprem hesabında gözönüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri yönetmeliğin ilgili bölümüne göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem kuvvetleri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik dereceleri gözönüne alınır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır ve ek dışmerkezlik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılır.

- Kısa kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır.
 - (a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
 - (b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirilmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değıştirmesi ise 0.01 olarak alınabilir.
 - (c) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğru lu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenenabilir.
- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak gözönüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için
 - (a) kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$
 - (b) kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$
 $N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_o$
 değerleri kullanılır. Eksenel basınç kuvveti N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı, çatlamış kesit için tanımlanan etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılır.
- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.

- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksiklik oranında azaltılabilir.
- Zemindeki şekildeğiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılır.

3.6.2. Doğrusal elastik hesap yöntemleri

3.6.2.1. Yöntemin esasları

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen ve binaların deprem performanslarının belirlenmesi için kullanılan doğrusal elastik hesap yöntemleri, *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemi*' dir. Dayanım bazlı olan bu yöntemlerin amacı, verilen bir deprem etkisi altında, deprem yüğü azaltma katsayısının $R_a=1$ değeri için hesaplanan etkiler ile yapı elemanlarının artık kapasiteleri arasındaki etki/kapasite oranlarının hesaplanması ve bu değeriilerin ilgili sınır değeriiler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değeriierlendirmesi yapılmasıdır.

3.6.2.2. Eşdeğer deprem yüğü yöntemi

Eşdeğer deprem yüğü yöntemi, bodrum üzerindeki toplam yüksekliğı 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliğı katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Toplam eşdeğer deprem yüğüünü (taban kesme kuvvetini, V_t) veren denklemde

$$(V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,1 \cdot A_0 \cdot I \cdot W) \quad R_a=1 \text{ alınır ve denklemin sağ tarafı } \lambda \text{ katsayısı ile}$$

çarpılır. λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 değeriini almaktadır.

3.6.2.3. Mod birleştirme yöntemi

Mod Birleştirme Yöntemi ile hesapta $R_a=1$ alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınır.

3.6.2.4. Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde, gözönüne alınan elemanın etki/kapasite oranı (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılır.

Kırılma türü eğilme olan elemanlar sünek, kesme olan elemanlar ise gevrek eleman olarak sınıflanır. Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin, bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r 'yi aşmaması gereklidir. Bu koşulu sağlamayan betonarme elemanlar *gevrek olarak hasar gören elemanlar* olarak nitelendirilir.

Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında elastik deprem yükü azaltma katsayısı $R_a = 1$ alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilir.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite (r) oranları, yönetmelikte verilen ilgili sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir.

3.6.3. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

3.6.3.1. Tanım

Deprem etkileri altındaki 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.

2007 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. İlk iki yöntem, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesinde ve güçlendirilmesinde

artımsal itme analizinin esas alındığı yöntemlerdir. Aşağıda tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* 'ne ilişkin ayrıntılı bilgi verilecektir.

3.6.3.2. Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek hesap adımları

Artımsal İtme Analizi esas alınarak yapılan, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirmesinde izlenen yolun adımları aşağıda özetlenmiştir.

(a) Genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesine ve analiz modelinin oluşturulmasına yönelik kurallar esas alınır.

(b) Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak gözönüne alınır.

(c) Artımsal itme analizinin Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kapsamında yapılması durumunda, koordinatları “modal yerdeğiştirme-modal ivme” olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait “modal kapasite diyagramı” elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönme) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(d) Artımsal itme analizinin Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılması durumunda, gözönüne alınan bütün modlara ait “modal kapasite diyagramları” ile birlikte modal yerdeğiştirme istemleri de elde edilir. Bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönme) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(e) Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve son olarak toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra, bunlara bağlı olarak, betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanır. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmeliğin ilgili bölümünde tanımlanan birim

şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, yönetmelikte tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır.

3.6.3.3. Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile, doğrusal elastik olmayan analiz için *yığılı plastik davranış modeli* esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal hipotezi*'ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik taşıma kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde yayıldığı varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan *plastik şekildeğiştirme bölgesi*'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınır.

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

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

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*'in, teorik olarak 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 dolayı kirişlerin açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

(b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perdenin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. 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.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır:

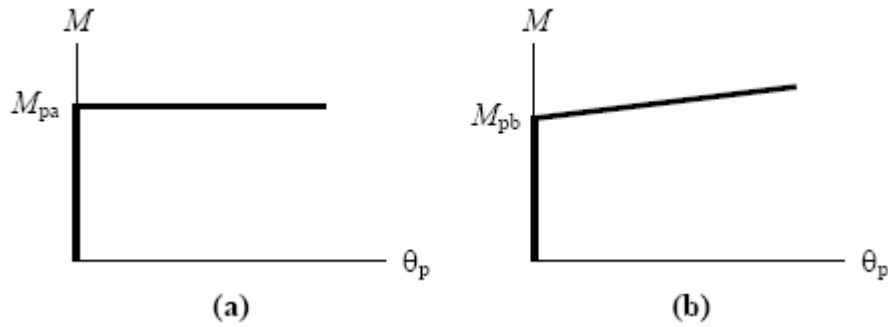
- (a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
- (b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemlili diyagramlar olarak modellenenebilir.

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

(a) İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağılı 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 özelliğı gözönüne alınır.

(b) Pekleşme etkisinin hesaba katılması 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 tanımlanır.



Şekil 3.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağıntıları

3.6.3.4. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi 'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında *doğrusal olmayan itme analizi* 'nin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik

şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum hariç sekizden fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın, doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gereklidir. 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 zorunludur.

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

Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları “tepe yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti” olan *itme eğrisi* elde edilir. Tepe yerdeğiştirme, 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 eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “*modal yerdeğiştirme – modal ivme*” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

(a) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

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

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

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

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

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımıdaki doğrusal elastik davranışı için tanımı ilgili bölümde yapılan L_{x1} ve birinci doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 'den yararlanılarak:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (3.4)$$

şeklinde elde edilir.

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıklı deprem istemi için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle, modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir:

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

Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak Denk.(3.6) ile elde edilir:

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

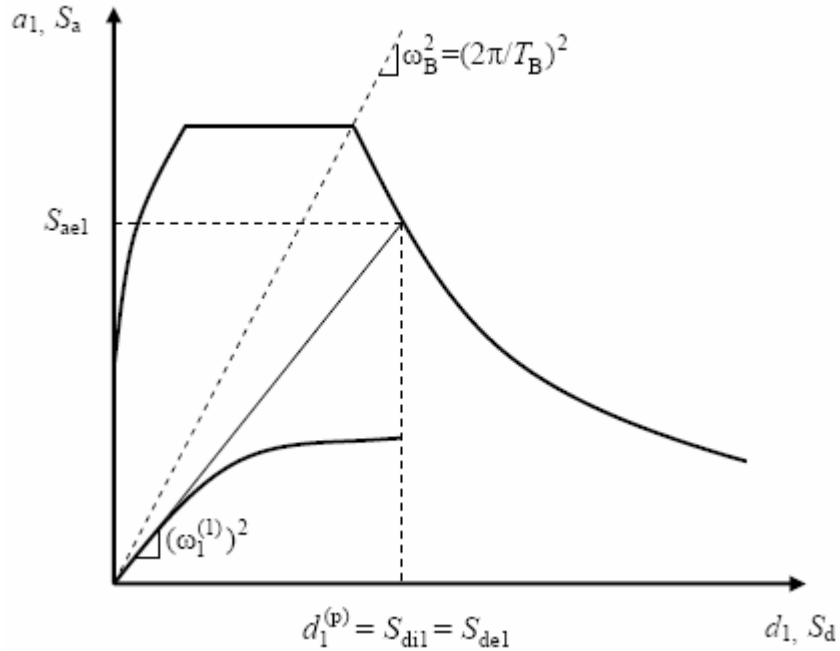
Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{del} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ael} 'den hesaplanır:

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.7)$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$) bağlı olarak belirlenir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{dil} , *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan *eşlenik doğrusal elastik sistem*'e ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{del} 'e eşit alınır. Buna göre spektral yerdeğiştirme oranı:

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

olarak tanımlanır. Şekil 3.3.

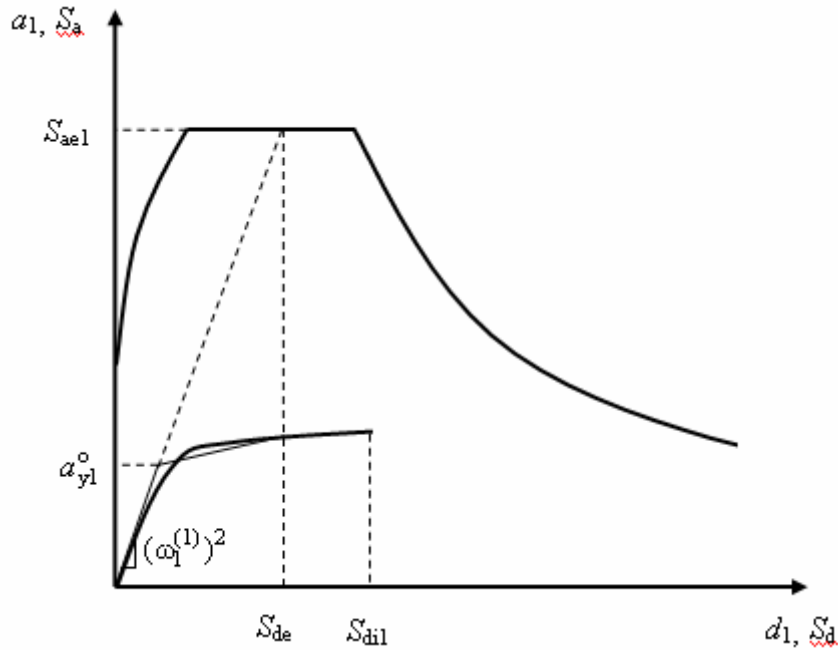


Şekil 3.3 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$)

Şekilde birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları “spektral yerdeğiştirme (S_d) – spektral ivme (S_a)” olan davranış spektrumu birarada çizilmiştir.

$T_1^{(1)}$ 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, spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir:

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.4'te görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür. 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 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$)

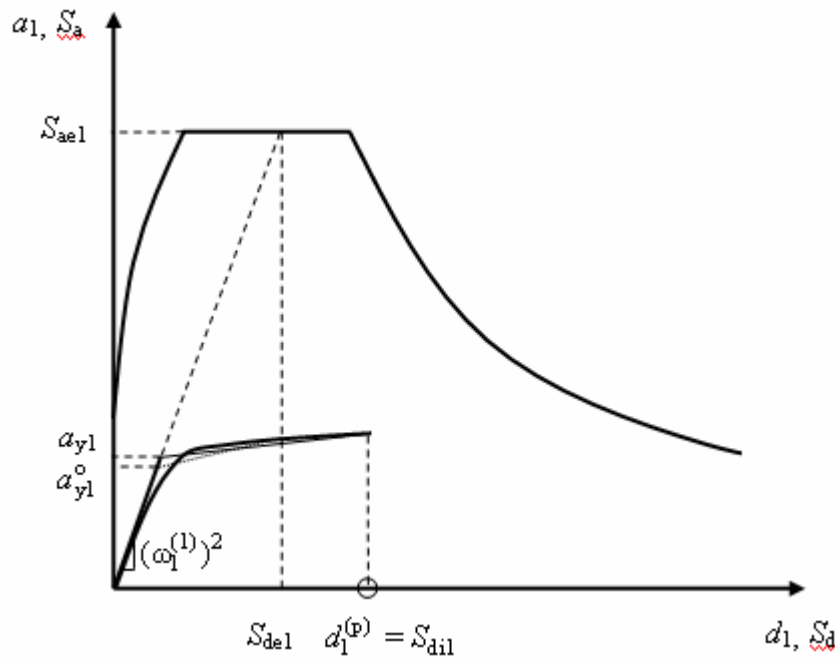
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ varsayımı yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.4'te görülen a_{y1}^o esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

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

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

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

Denklem 3.9'dan bulunan C_{RI} kullanılarak, Denklem 3.6'ya göre hesaplanan S_{di1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil 3.5'te gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{RI} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



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

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

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

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

3.6.3.5. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı gözönüne alınarak, hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, en az üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

3.6.3.6. Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Yönetmelikte belirtilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak, *plastik eğrilik istemi* aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

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

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, Denk.(3.12) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilir:

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

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denk.(3.13) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

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

3.6.3.7. Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

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

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

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (3.14)$$

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

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3.15)$$

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

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (3.16)$$

değerleri öngörülmektedir.

Performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırlarını (kapasiteleri) tanımlarken kullanılan ρ_s ve ρ_{sm} , sırasıyla kesitte mevcut bulunan ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliğine göre kesitte bulunması gereken enine donatı hacimsel yüzdelerini göstermektedir. Gözönüne alınan enine donatının özel deprem etriyeleri ve çirozları olarak düzenlenmiş olması da [18] zorunludur.

4. BETONARME BİNALARDA KESİT HASAR BÖLGELERİNİN BELİRLENMESİ ÜZERİNE PARAMETRİK SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşan binalarda özellikle beton kalitesi ve sargı donatısındaki farklılıkların deprem etkileri altındaki bina yapısal performansına etkilerini belirlemek amacıyla, doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanarak gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemelere yer verilmiştir.

Orta yükseklikteki mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere, altı katlı bir betonarme çerçeveden oluşan taşıyıcı sistem modeli (TSM) seçilmiş, bu sistemin düşey yükler ve 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen yatay deprem etkileri altında tasarımı yapılmıştır. Daha sonra, bu taşıyıcı sistemin beton dayanımı ve sargı donatısı miktarı bakımından beş farklı alternatif oluşturulmuş ve sayısal incelemeler bu şekilde belirlenen toplam altı taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Sayısal incelemelerde, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen deprem etkileri esas alınarak boyutlandırılan taşıyıcı sistem modelinin ve bunun yukarıda belirtilen alternatiflerinin 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile kesit hasar bölgeleri bulunmuş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Bu bölümde ilk olarak, incelenmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modeli tanıtılmış, daha sonra bu sistemin 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımı ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan *Doğrusal Olmayan Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ile değerlendirilmesine ait hesap adımları açıklanmıştır. Farklı beton dayanımlarına ve sargı donatısına sahip olan taşıyıcı sistem modeli alternatiflerinin kesit hasar bölgeleri belirlenmiş ve bulunan sonuçlar karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Bu bölümde ayrıca, yapılan varsayımlar ve kullanılan bilgisayar programları hakkında bilgi verilmiştir.

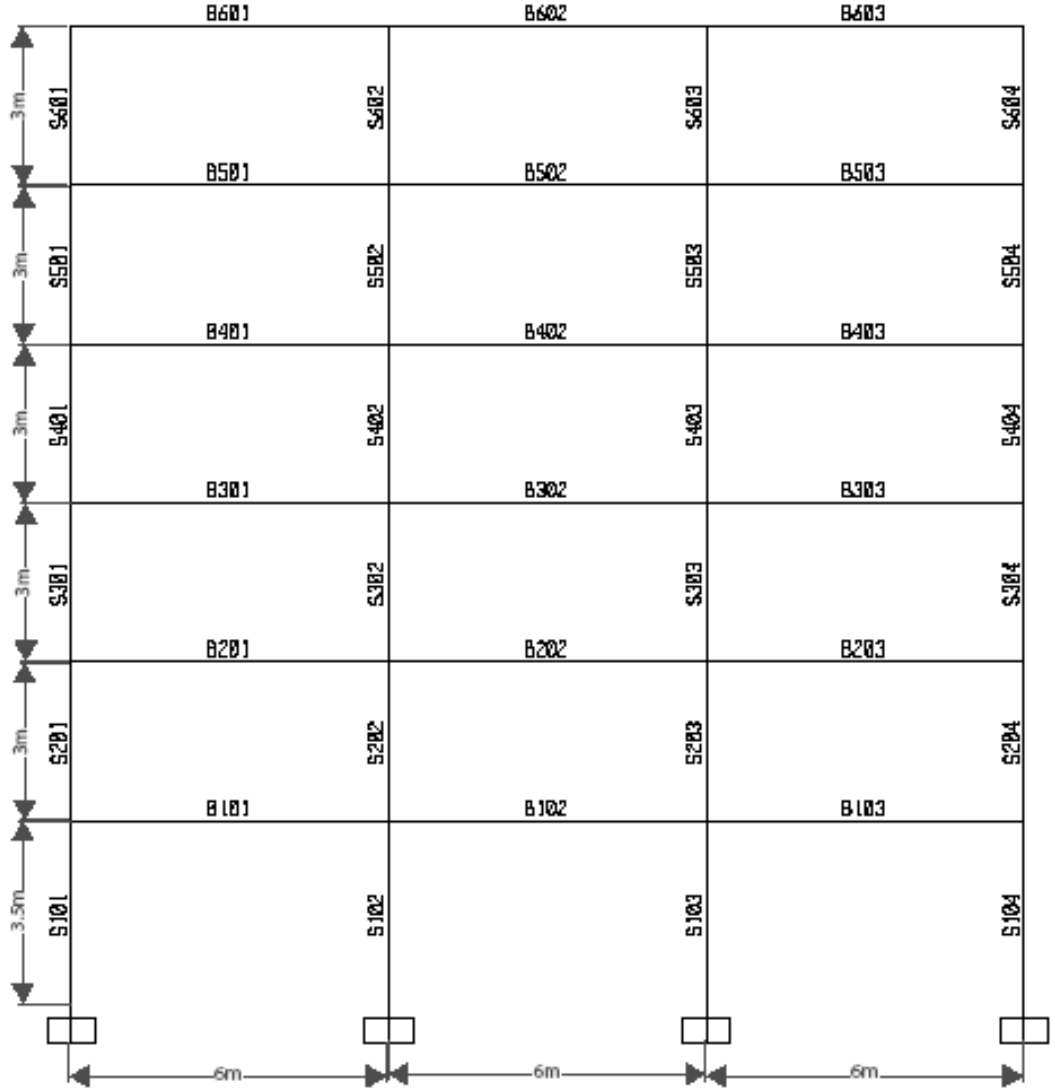
4.1. İncelenen Taşıyıcı Sistem Modeli

Bu çalışmanın parametrik sayısal incelemelerinde esas alınan taşıyıcı sistem modeli (TSM), ülkemizdeki mevcut yapı stoğunu belirli ölçüde temsil etmek üzere seçilen altı katlı bir betonarme çerçeve sistemdir. TSM-1 olarak adlandırılan bu taşıyıcı sistem modelinin, C16 betonu ve S220 beton çeliği kullanılarak TS500-Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (1984) Standardı [31] ile 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne [19] uygun olarak boyutlandırıldığı ve inşa edildiği gözönünde tutulmuştur. Bu modelin, farklı beton dayanımına ve sargı donatısına sahip olan alternatifleri ise beton dayanımını ve sargı donatısının durumunu belirten indisler eklenerek sırasıyla “TSM-1-C16/Sargısız”, “TSM-1-C14/Sargısız”, “TSM-1-C12/Sargısız”, “TSM-1-C10/Sargısız”, “TSM-1-C8/Sargısız” olarak isimlendirilmiştir. Bu alternatif taşıyıcı sistem modelleri, ülkemizde çok karşılaşılan, beton kalitesi ve sargı donatısı açısından projeye uygun olmadan inşa edilmiş olan mevcut yapıları temsil etmek amacıyla oluşturulmuştur.

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-1 taşıyıcı sistem modeli, üç açıklıklı ve altı katlı bir düzlem betonarme çerçeve sistem olup, kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise zemin katta 3.5 m, diğer katlarda 3 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m'dir.

Bu taşıyıcı sistem modelinin alternatiflerinde, yapı geometrik özelliklerinin ve eleman boyuna donatılarının TSM-1 ile aynı olduğu, buna karşılık daha düşük dayanımlı betonun kullanıldığı ve sargı donatısının göreceli olarak yetersiz olduğu varsayılmıştır.

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



Şekil 4.1 : Taşıyıcı Sistem Modeli TSM-1

4.2. Taşıyıcı Sistem Modelinin Boyutlandırılması

4.2.1. Malzeme bilgileri

Taşıyıcı sistem modellerinde kullanıldığı gözönünde tutulan beton sınıfları veya karakteristik beton basınç dayanımları (f_{ck}) ile donatı sınıfları aşağıda verilmiştir.

TSM-1, TSM-1-C16 / Sargısız : Beton sınıfı C16, donatı çeliği sınıfı S220

TSM-1-C14 / Sargısız : Beton sınıfı C14, donatı çeliği sınıfı S220

TSM-1-C12 / Sargısız : $f_{ck}=12$ MPa, donatı çeliği sınıfı S220

TSM-1-C10 / Sargısız : $f_{ck}=10$ MPa, donatı çeliği sınıfı S220

TSM-1-C8 / Sargısız : $f_{ck}=8$ MPa, donatı çeliği sınıfı S220

4.2.2. Deprem karakteristikleri

1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılan tüm taşıyıcı sistem modelleri için, tasarımda gözönüne alınan deprem karakteristikleri aşağıda sıralanmıştır.

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

4.2.3. Boyutlandırmada esas alınan yükler

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında aşağıda verilen düşey işletme yükleri hesaba katılmıştır.

Normal kat döşemeleri,	$g = 5.25 \text{ kN/m}^2$
	$q = 2 \text{ kN/m}^2$
	$q_{\text{duvar}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (bölme duvarları için)
Çatı katı döşemesi,	$g = 6.15 \text{ kN/m}^2$
	$q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (kar yükü dahil)

4.2.4. Modelleme ve tasarımda yapılan varsayımlar

Taşıyıcı sistem modellerinin modellenmesinde ve 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.
- Sistemin düğüm noktaları rijit olarak alınmış, kolonların temele ankastre olarak bağlandıkları varsayılmıştır.
- Düşey yükler döşemelerden kirişlere üçgen ve trapez yayılı yükler şeklinde olarak aktarılmıştır. Dış duvar yükleri ise (4.00 kN/m) dış kolonlara tekil yük olarak etkitilmiştir.

d) Düzlem çerçeve olarak modellenen sistemin çerçeve düzlemi dışındaki yanal yerdeğiştirmelerinin önleildiği varsayılmıştır.

f) Plastik mafsallar kolon ve kiriş uçlarında, çalışan doğrultudaki kesit yüksekliğinin yarısına eşit olan plastik mafsallık boyunun ortasına yerleştirilmiştir.

4.2.5. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımda esas alınan parametreler

1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde taban kesme kuvveti F , deprem katsayısı C ve bina ağırlığı W nin çarpımı olarak hesaplanır.

$$F = C W \quad (4.1)$$

Deprem katsayısı C ise

$$C = C_0 K S I \quad (4.2)$$

denklemleri ile bulunur. Denklemlerde, C_0 deprem bölge katsayısı, K yapı tipi katsayısı, S yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı), I yapı önem katsayısıdır. Deprem katsayısı C , $C_0/2$ değerinden daha küçük alınamaz.

Tablo 4.1 : ABYYHY' 75 Deprem Bölge Katsayıları

Deprem Bölgesi	C_0
1	0.1
2	0.08
3	0.06
4	0.03

Tablo 4.2 : ABYYHY' 75 Yapı Tipi Katsayıları

Yapı Tipi	K
Aşağıda tanımı ayrıca yapılmış tüm taşıyıcı sistemler	1.00
Tüm perde duvarlı kutu sistemler	1.33
Çerçeveleri yatay yüklerin tamamı taşıyabilen çerçeve taşıyıcı sistemler (Dolgu duvarı tipleri a, b ve c için dip nota bakınız)	
1. Düktil çerçeveleri ² (Çelik ya da betonarme)	a) 0.60
	b) 0.80
	c) 1.00
2. Düktil olmayan çerçeveler	a) 1.20
	b) 1.50
	c) 1.50
3. Diyagonal çelik kafes çerçeveler	a) 1.33
	b) 1.50
	c) 1.60
Düktil çerçeveleri ile yatay yüklerin en az % 25 ini taşıyabilen perde duvarlı sistemler	a) 0.80
	b) 1.00
	c) 1.20
Yığma binalar	1.50
Bağımsız zemin üstü hazneleri (Maksimum yatay kuvvet katsayısı C= 0.30)	3.00
Binalardan başka yapılar, bacalar, kuleler (Maksimum yatay kuvvet katsayısı C=0.30)	2.00

- Notlar :
- a. Betonarme ya da yatay ve düşey donatılı yığma bölme duvarlı
 - b. Donatısız yığma bölme duvarlı
 - c. Hafif ve az bölme duvarlı ya da prefabrike beton bölme duvarlı

Yapılan boyutlandırmada, birinci derece deprem bölgesi için Tablo 4.1'den deprem bölge katsayısı $C_0 = 0.10$, yatay yüklerin tamamını taşıyabilen hafif ve az bölme duvarlı betonarme sünek çerçeve sistemler için Tablo 4.2'den yapı tipi katsayısı $K = 1$ ve halkın az yığıldığı özel konutlar için Tablo 4.3'den yapı önem katsayısı $I = 1.0$ olarak alınmıştır.

Tablo 4.3: ABYYHY' 75 Yapı Önem Katsayısı

Yapı Cinsi	I
a) Bir deprem süresince ya da hemen sonra kullanılması zorunlu yapılar v.b.) (PTT, itfaiye ve radyo evi yapıları, kuvvet santralleri, pompa istasyonları, hastaneler, istasyon ve terminaller, rafineriler vb.)	1.5
b) Önemli ve değerli malları saklayan yapılar. (müzeler v.b.)	1.5
c) Halkın çok yığıldığı yapılar (Okullar, spor tesisleri, tiyatrolar, sinema ve konser salonları, ibadet mahalleri, v.b.)	1.5
d) Halkın az yığıldığı yapılar (Özel konutlar, Oteller, işyerleri, lokantalar, endüstri yapıları v.b.)	1

Deprem katsayısını hesaplamak için kullanılan yapı dinamik katsayısı S,

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_0|} \quad (4.3)$$

denklemini ile elde edilir. Denkleminde,

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

T₀ = zeminin hakim periyodudur, Tablo 4.4.

Tablo 4.4 : ABYYHY' 75 Zemin Hakim Periyodu

Zemin Cinsi		T ₀ Zemin Hakim Periyodu (sn)	T ₀ Ortalama (sn)
I	a	0.2	0.25
	b	0.25	
	c	0.3	
II	a	0.35	0.42
	b	0.4	
	c	0.5	
III	a	0.55	0.6
	b	0.6	
	c	0.65	
IV	a	0.7	0.8
	b	0.8	
	c	0.9	

T₀periyodu, II. sınıf zemin cinsi için Tablo 4.4'den T₀=0.42 s olarak alınmıştır.

Yapının birinci doğal titreşim periyodu T'nin hesabı için 1975 Türk Deprem Yönetmeliği aşağıda verilen yaklaşık formülleri önermektedir.

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{D}} \quad (4.4)$$

veya

$$T = (0.07 \sim 0.10) N \quad (4.5)$$

Yukarıda verilen her iki formülden hesaplanan T değerleri arasında daha elverişsiz sonuç veren, daha küçük T değeri hesapta gözönüne alınmıştır.

T'nin hesabı için verilen Denklem (4.4) ve Denklem (4.5) bağıntılarında

H = Binanın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği (metre)

D = Yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultudaki bina genişliği (metre)

N = Binanın temel düzeyi üstündeki kat adedidir.

Yukarıda tanımlanan parametreler kullanılarak Denklem (4.3) ile hesaplanan yapı dinamik katsayısı S'nin alabileceği maksimum değer 1.0 olarak sınırlandırılmıştır.

Taban kesme kuvveti F'nin hesabında kullanılacak olan toplam yapı ağırlığı W

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (4.6)$$

olup, W_i kat ağırlığı

$$W_i = \sum_{i=1}^N (G_i + nP_i) \quad (4.7)$$

G_i = i' inci kattaki sabit yüklerin toplamı

P_i = i' inci kattaki hareketli yüklerin toplamı

n = hareketli yük katsayısıdır.

Tablo 4.5 : ABYYHY' 75 Hareketli Yük Katsayısı

Yapı Cinsi	n
Depolar, antrepolar v.b.	0.8
Okullar, öğrenci yurtları, spor tesisleri, sinema ve konser salonları, tiyatrolar, garaj, lokanta, mağaza v.b.	0.6
Özel konutlar, oteller, hastaneler, işyeri v.b.	0.3

Tablo 4.5'ten hareketli yük katsayısı n = 0.3 seçilmiştir. Bina kat düzeylerine etkiyen F_i yatay kuvvetleri

$$F_i = (F - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N (W_i h_i)} \quad (4.8)$$

denklemleri ile hesaplanır. Bu bağlamda

F = taban kesme kuvveti

W_i = i' inci katın ağırlığı

h_i = i' nci katın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

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

F_t kuvvetinin değeri

$$F_t = 0.004F \left(\frac{H}{D} \right)^2 \quad (4.9)$$

denklemleri ile hesaplanacaktır.

Not: F_t ek kuvveti 0.15 F den daha büyük olamaz.

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

4.2.6. Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında, yük katsayıları [31] ile çarpılmış [düşey yükler] ve [düşey yükler+deprem yükleri] altında yapılan sistem analizleri sonucunda hesaplanan kesit tesirleri gözönüne alınmıştır.

4.2.7. Taşıyıcı sistem modelinin boyutlandırılması

Taşıyıcı sistem modelinin 1975 Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılmasında, yukarıda ayrıntıları verilen deprem yükleri gözönüne alınmıştır.

Sabit yükler (yapı yükleri), hareketli yükler ve çerçeve doğrultusunda hesaplanan bu deprem kuvvetleri altında, SAP2000 Yapısal Analiz Programı [12] sonuçlarından alınan kesit tesiri değerleri kullanılarak, Bölüm 4.2.6'da belirtilen yüklemeler için betonarme kesit hesapları yapılmış ve kiriş, kolon enkesit boyutları ile boyuna donatıları ve enine sargı donatıları (etriyeler) belirlenmiştir.

4.3. Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi

Yukarıda açıklandığı şekilde boyutlandırılan taşıyıcı sistem modelinin ve alternatiflerinin her biri için, SAP2000 bilgisayar programının doğrusal olmayan analiz modülünden [12] yararlanarak statik itme analizi yapılmıştır. Binaların deprem performansları, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde belirtildiği şekilde, kesit hasar bölgelerine bağlı olarak belirlenmektedir. Statik itme analizi sonucunda elde edilen plastik mafsalların kesit hasar bölgeleri, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan hasar sınırlarının XTRACT bilgisayar programına [33] veri olarak girilmesi ile alınan sonuçlardan yararlanarak elde edilmiştir.

4.4. TSM-1 İçin Ayrıntılı İnceleme

Bu bölümde, seçilen taşıyıcı sistem modeli ve alternatifleri üzerinde, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan sayısal incelemelere ve sonuçlarına yer verilmiştir.

TSM-1 taşıyıcı sistem modeli üzerinde, uygulanan hesap adımları ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Ayrıntılı hesap adımları, taşıyıcı sistemin boyutlandırılması ve tasarım sonuçlarını, doğrusal elastik olmayan *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ile kesit hasar bölgelerinin belirlenmesini içerir. TSM-1 için ayrıntılı incelemenin ardından, gözönüne alınan alternatif taşıyıcı sistem modelleri için bulunan sonuçlar tablolar ve grafiklerle, karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

4.4.1. Sistemin boyutlandırılması

TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin bina genel özellikleri aşağıdaki tabloda özetlenmiştir, Tablo 4.6.

Tablo 4.6 : Bina Genel Özellikleri

<u>Bina Geometrik Özellikleri</u>		<u>Deprem Karakteristikleri (1975 Yönetmeliği)</u>	
Kat Adedi :	6	Deprem Bölgesi :	1
Bina Kat Yüksekliği :	3.5 m + 5x3 m	Zemin Cinsi :	II
Bina Yüksekliği :	18.5 m	$C_0 =$	0.1
Açıklık Sayısı :	3	$K =$	1
Açıklık Boyu :	6 m	$I =$	1
Toplam Açıklık :	18 m	$T_0 =$	0.42 s
Planda Açıklık :	5 m		
<u>Bina Malzeme Özellikleri</u>			
$f_{ck} =$	16 Mpa		
$f_{cd} =$	11 Mpa		
$f_{yk} =$	220 Mpa		
$f_{yd} =$	191 Mpa		
$E_c =$	27000 Mpa		
$E_s =$	200000 Mpa		

Düşey yük hesabı

Tasarımda, döşemelerden kirişlere aktarılan düşey yükleri belirlemek için esas alınan, normal kat ve çatı katı döşemelerinin yük analizleri aşağıda verilmiştir.

Normal Kat Döşemeleri

	h (m)	γ (kN/m ³)	Toplam	
Betonarme Plak:	0.15	25	3.75	kN/m ²
Sıva :	0.02	20	0.4	kN/m ²
Kaplama :	0.05	22	1.1	kN/m ²
g=			5.25 kN/m²	

g =	5.25	kN/m ²	
q =	3.5	kN/m ²	bölme duvarları dahil

Çatı Katı Döşemesi

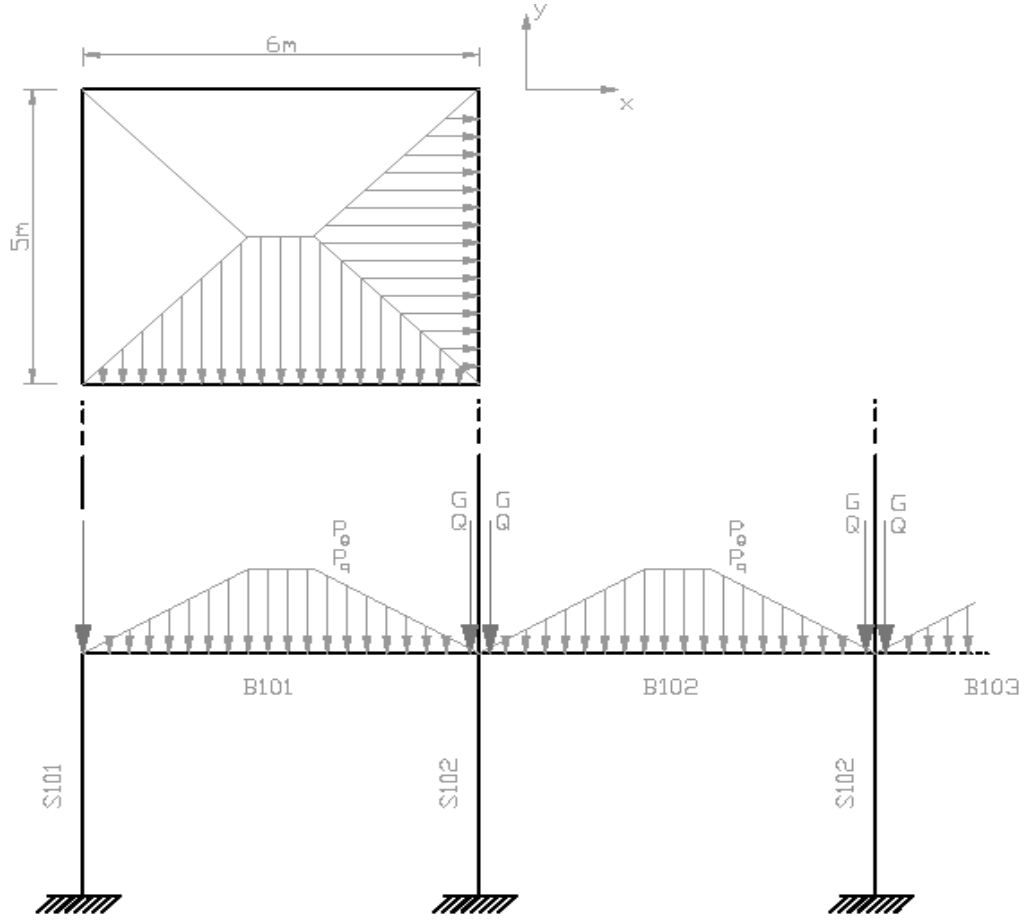
	h (m)	γ (kN/m ³)	Toplam	
Betonarme Plak:	0.15	25	3.75	kN/m ²
Sıva :	0.02	20	0.4	kN/m ²
Çatı Kaplama + İzolasyon :			2	kN/m ²
g=			6.15 kN/ m²	

g =	6.15	kN/m ²	
q =	2	kN/m ²	kar yükü dahil

Döşemelerden kirişlere aktarılan yükler trapez yayılı yük olarak, kiriş öz ağırlığı ise üniform yayılı yük olarak alınmıştır, Şekil 4.2. Ayrıca çerçeve düzlemine dik doğrultudaki kirişlerden gelen yükler düğüm noktalarına tekil yük olarak etkilmiştir, Tablo 4.7.

Dış duvar (4 kN/m) yükleri planda çerçeve aralığı ile çarpılarak dış kolonlara tekil yük olarak etkilmiştir.

Bu bölümde tasarımda gözönüne alınan düşey yükler ve deprem yükleri ile ilgili olarak oluşturulan tablolar, ön tasarım aşamasında kiriş ve kolon kesit boyutları belirli olmadığından, ön tasarım sonucunda elde edilen boyutlar kullanılarak sunulmuştur.



Şekil 4.2 : Sisteme etkiyen yükler

Tablo 4.7 : Düzgün Yayılı Yükler

YÜK KAT	Döşeme Yayılı		Kiriş Trapez Çizgisel		Kiriş Zati		Y Yönü Kirişleri Zati		Y Yönü Döşeme		Dış Duvar		
	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	P _g [kN/m]	P _q [kN/m]	b[m]	h[m]	g [kN/m]	b[m]	h[m]	g [kN/m]	G [kN]	Q [kN]	G [kN]
6	6.15	2	30.75	10	0.4	0.5	5	0.3	0.5	3.75	38.438	12.5	0
5	5.25	3.5	26.25	17.5	0.4	0.5	5	0.3	0.5	3.75	32.813	21.875	20
4	5.25	3.5	26.25	17.5	0.4	0.5	5	0.3	0.5	3.75	32.813	21.875	20
3	5.25	3.5	26.25	17.5	0.4	0.5	5	0.3	0.5	3.75	32.813	21.875	20
2	5.25	3.5	26.25	17.5	0.4	0.6	6	0.3	0.5	3.75	32.813	21.875	20
1	5.25	3.5	26.25	17.5	0.4	0.6	6	0.3	0.5	3.75	32.813	21.875	20

Deprem yükü hesabı

Tasarımda gözönüne alınan deprem yükleri 1975 Türk Deprem Yönetmeliği esas alınarak hesaplanmıştır. Taban kesme kuvveti ve eşdeğer deprem yükü hesabında izlenen hesap adımları aşağıda özetlenmiştir.

Binanın deprem karakteristikleri gözönüne alınarak:

1. Deprem bölgesi için deprem bölge katsayısı $C_0 = 0.1$ (Tablo 4.1)

Hafif ve az bölme duvarlı düktil çerçeveler için yapı tipi katsayısı, $K = 1$ (Tablo 4.2)

Halkın az yığıldığı konut tipi yapılar için yapı önem katsayısı, $I = 1$ (Tablo 4.3)

Zemin cinsi II için zemin hakim periyodu, $T_0 = 0.42s$ (Tablo 4.4)

Bina doğal titreşim periyodu T , Denklem (4.4) ve Denklem (4.5) ile

$$T = \frac{0.09 \times 18.5}{\sqrt{18}} = 0.39s \text{ veya } T = 0.07 \times 6 = 0.42s$$

olarak hesaplanır ve elde edilen değerlerden elverişsiz olanı, $T = 0.39s$ kullanılır.

Bulunan elverişsiz doğal periyod değeri kullanılarak yapı dinamik katsayısı S , Denklem (4.3)'ten

$$S = \frac{1}{|0.8 + 0.39 - 0.42|} = 1.299$$

olarak hesaplanır.

1975 Deprem Yönetmeliği'nde bu formülden bulunan yapı dinamik katsayısı S için maksimum 1.0 değerinin alınabileceği belirtilmektedir. Bu nedenle,

$$S = 1$$

olarak seçilir.

Deprem katsayısı C , yukarıda bulunan parametreler ve Denklem (4.2) yardımı ile

$$C = 0.1 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.1$$

şeklinde elde edilir. Bulunan deprem katsayısı C , $C_0/2$ değerinden daha küçük alınamaz.

Bina ağırlığı, Tablo 4.5'ten özel konutlar için öngörülen hareketli yük katsayısı $n = 0.3$ için, Denklem (4.6) ve Denklem (4.7) ile hesaplanır, Tablo 4.8.

Tablo 4.8 : Bina Ağırlığının hesabı

KAT			1	2	3	4	5	6
KOLON ZATI	en	b (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	boy	h (m)	0.8	0.7	0.8	0.5	0.5	0.4
	adet	n	2	2	2	2	2	2
	toplam ağırlık	G	91	78	88	88	54	54
KIRIŞ ZATI	en	b (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	boy	h (m)	0.8	0.8	0.5	0.5	0.5	0.5
	adet	n	3	3	3	3	3	3
	toplam ağırlık	G	108	108	90	90	90	90
DOSEME ZATI+YAYILI YÜK	kinş trapez yayılı yükü	g	26.250	26.250	26.250	26.250	26.250	30.750
		q	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
		q _{dış}	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	0.000
	toplam ağırlık	G	275.625	275.625	275.625	275.625	275.625	322.875
	toplam ağırlık	Q	105.000	105.000	105.000	105.000	105.000	105.000
	toplam ağırlık	Q _{dış}	78.750	78.750	78.750	78.750	78.750	0.000
	toplam ağırlık	G+0.3Q+Q _{dış}	385.875	385.875	385.875	385.875	385.875	354.375
Y YÖNÜ KIRIŞLARINDE N TEKİL YÜKLER	y yönü döşeme	G	198.875	198.875	198.875	198.875	198.875	230.625
	y yönü döşeme	Q	75	75	75	75	75	75
	y yönü döşeme	Q _{dış}	18.75	58.25	58.25	58.25	58.25	0
	y yönü kinş zati	G (30x50)	18.75	75	75	75	75	75
	dış duvar	G	40	40	40	40	40	0
	toplam ağırlık	G+0.3Q+Q _{dış}	298.875	390.625	390.625	390.625	390.625	328.125
KAT TOPLAM AĞIRLIĞI		[kN]	881.750	962.500	932.500	932.500	920.500	826.500

Kat ağırlıklarının, toplamı ile 5456.25kN olarak hesaplanan bina ağırlığı için, taban kesme kuvveti F, Denklem (4.1) ile

$$F = 0.1 \times 5456.25 = 545.625 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

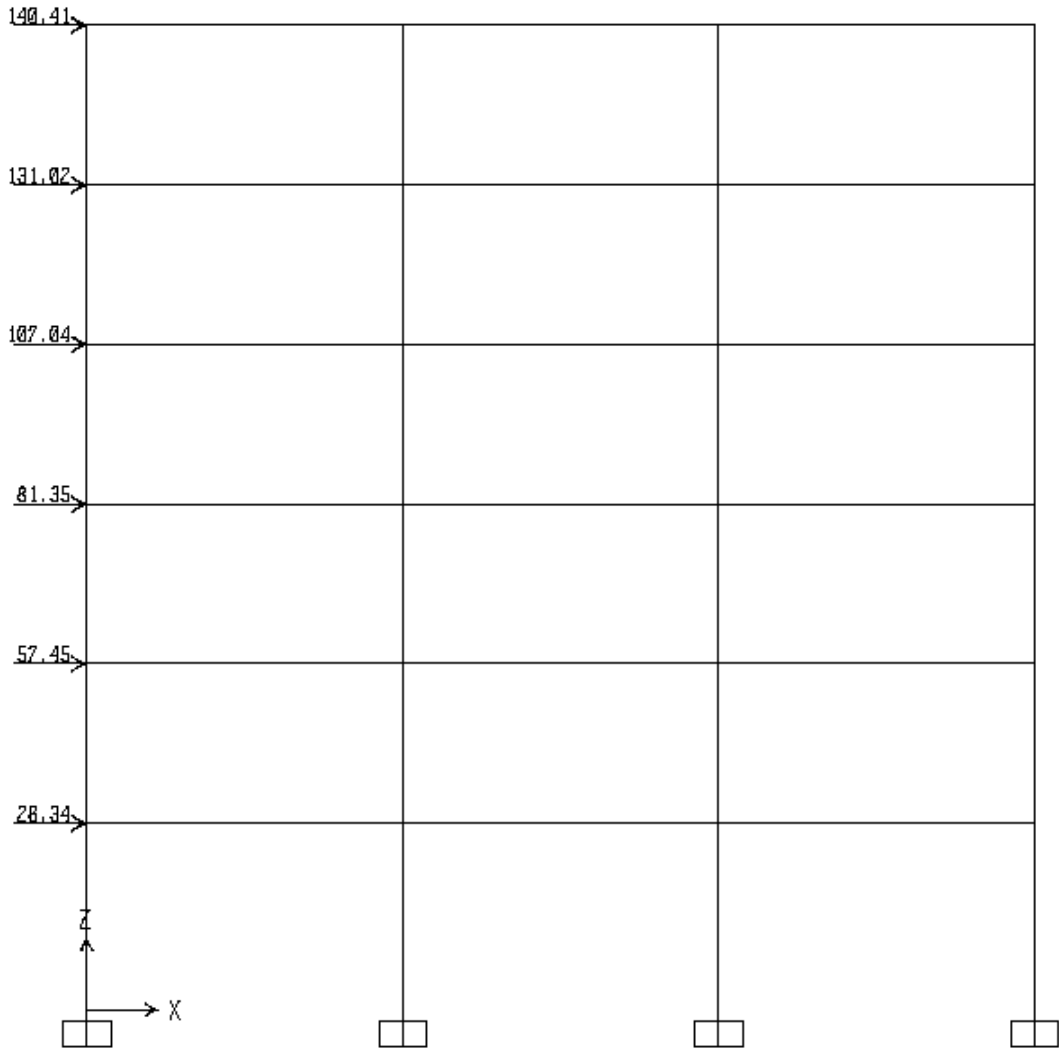
Hesaplanan taban kesme kuvveti

$H/D = 1.03 < 3$ durumu için $F_t = 0$ alınarak, Denklem (4.8) ile kat düzeylerine dağıtılır, Tablo 4.9.

Tablo 4.9 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesabı

KAT		1	2	3	4	5	6	$\sum W_i$
W_i	[kN]	881.750	962.500	932.500	932.500	920.500	826.500	5456.250
m_i	m_i	89.883	98.114	95.056	95.056	93.833	84.251	
h_i	[m]	3.5	6.5	9.5	12.5	15.5	18.5	$\sum W_i h_i$
$W_i h_i$	[kNm]	3086.125	6256.25	8858.75	11656.25	14267.75	15290.25	59415.375
$W_i h_i / \sum W_i h_i$		0.0519	0.1053	0.1491	0.1962	0.2401	0.2573	$\sum F_i$
$F_i = (C_o * K * S * I * \sum W_i) * W_i h_i / \sum W_i h_i$	[kN]	28.341	57.453	81.352	107.042	131.024	140.414	545.625

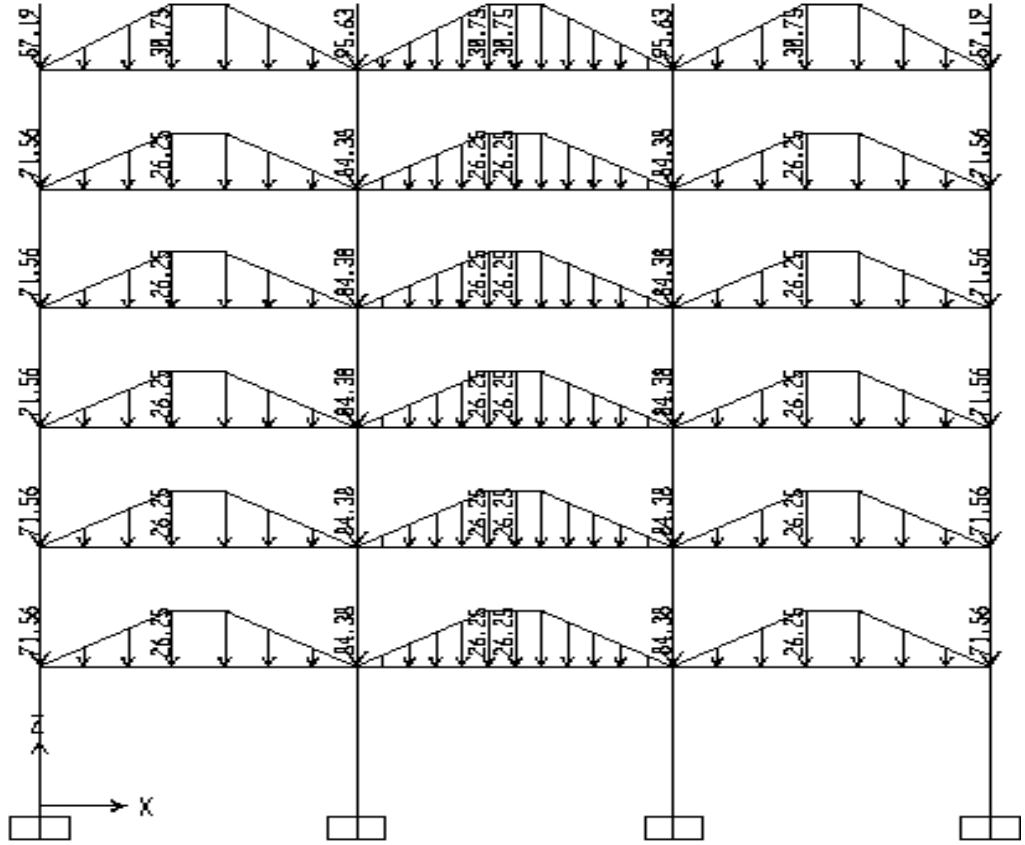
Sisteme etkiyen eşdeğer deprem yükleri Şekil 4.3'te gösterilmiştir.



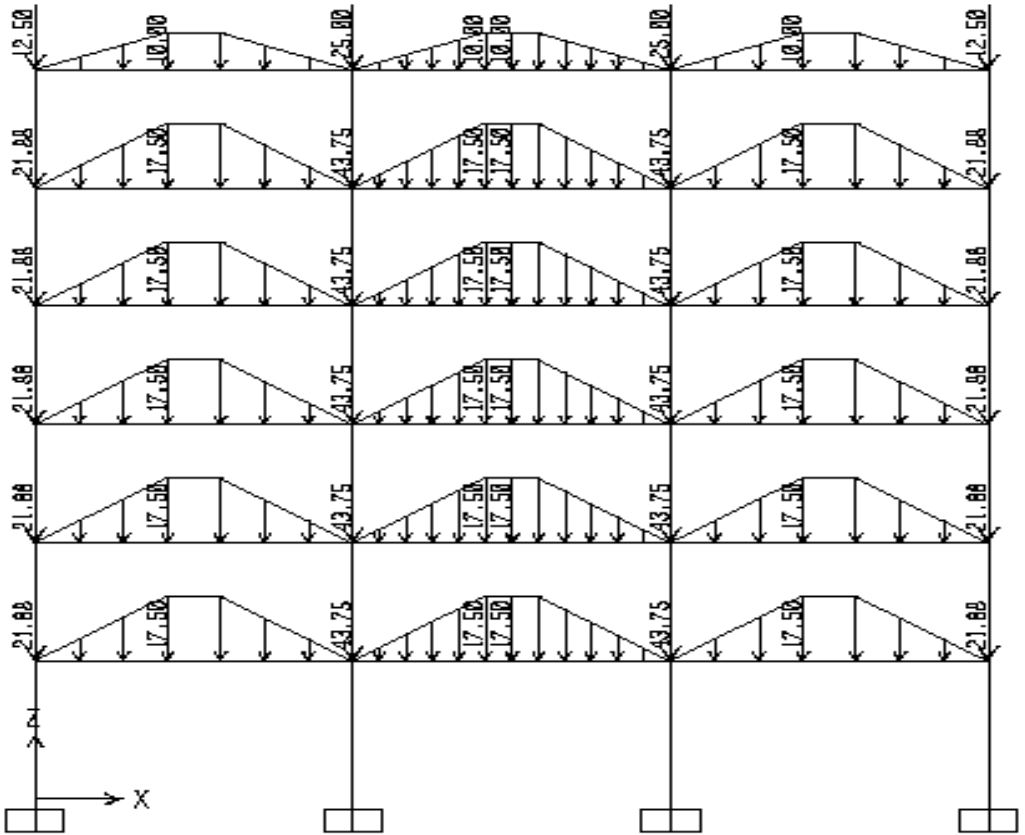
Şekil 4.3 : Sisteme Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Sisteme etkiyen sabit düşey yükler aşağıdaki şekilde verilmiştir, Şekil 4.4. Sistemin dış düğüm noktalarına etkiyen tekil duvar yükleri sabit düşey tekil yüklere dahil edilerek gösterilmiştir.

Sisteme etkiyen hareketli yükler ise Şekil 4.5'te görülmektedir.



Şekil 4.4 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler



Şekil 4.5 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler

Yukarıda belirtilen yüklere bağlı olarak oluşturulan yükleme kombinasyonları için gerçekleştirilen sistem analizleri ve betonarme kesit hesapları sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ile boyuna donatıları Tablo 4.10 ve Tablo 4.11’de verilmiştir.

Tablo 4.10 : TSM-1 İçin Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

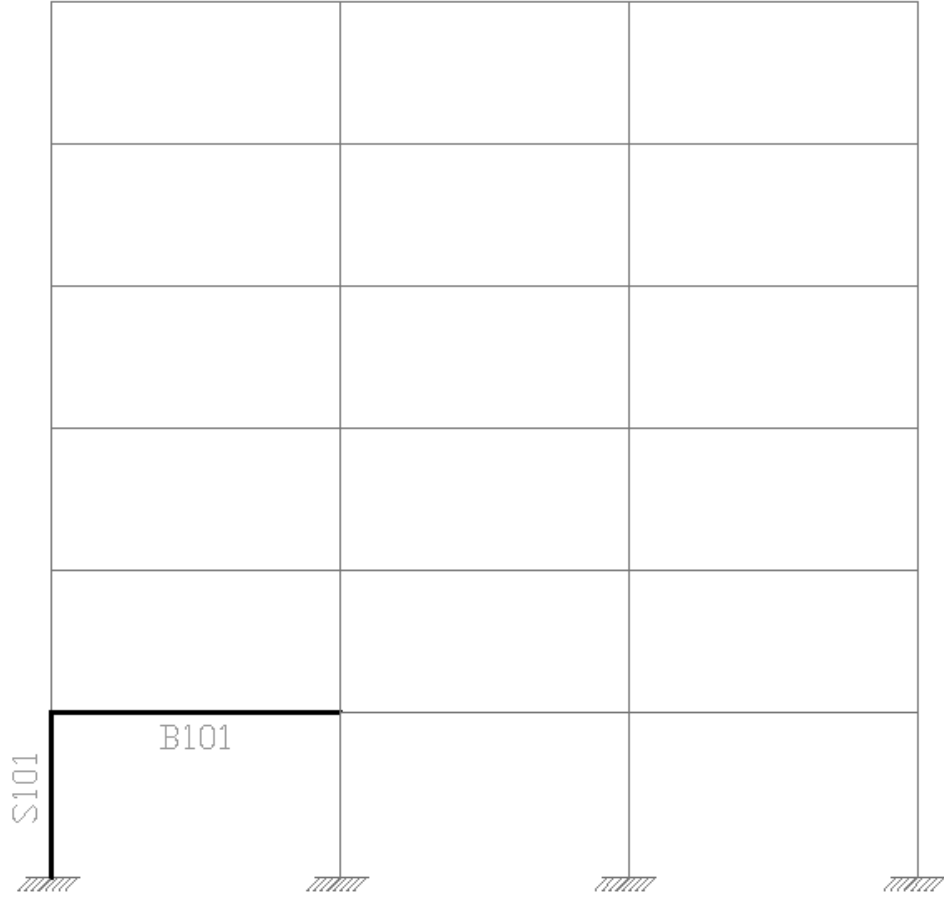
KAT	KOLON ADI	b	h	Boyuna Donatı	Donatı Oranı	Etriye
1	S 101	400	600	16 Ø 20	2.09%	3kollu Ø 10
	S 102	400	700	16 Ø 24	2.59%	3kollu Ø 10
	S 103	400	700	16 Ø 24	2.59%	3kollu Ø 10
	S 104	400	600	16 Ø 20	2.09%	3kollu Ø 10
2	S 201	400	600	16 Ø 20	2.09%	3kollu Ø 10
	S 202	400	700	16 Ø 24	2.59%	3kollu Ø 10
	S 203	400	700	16 Ø 24	2.59%	3kollu Ø 10
	S 204	400	600	16 Ø 20	2.09%	3kollu Ø 10
3	S 301	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 302	400	600	16 Ø 16	1.34%	3kollu Ø 10
	S 303	400	600	16 Ø 16	1.34%	3kollu Ø 10
	S 304	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
4	S 401	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 402	400	600	16 Ø 16	1.34%	3kollu Ø 10
	S 403	400	600	16 Ø 16	1.34%	3kollu Ø 10
	S 404	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
5	S 501	400	400	16 Ø 16	2.01%	3kollu Ø 10
	S 502	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 503	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 504	400	400	16 Ø 16	2.01%	3kollu Ø 10
6	S 601	400	400	16 Ø 16	2.01%	3kollu Ø 10
	S 602	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 603	400	500	16 Ø 16	1.61%	3kollu Ø 10
	S 604	400	400	16 Ø 16	2.01%	3kollu Ø 10

Tablo 4.11 : TSM-1 İçin Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

KAT 1	b [cm]	h [cm]	B101		B102		B103	
	40	60	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Üst Donatı		6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	
	b [cm]	h [cm]	B201		B202		B203	
KAT 2	40	60	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Üst Donatı		6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	
	b [cm]	h [cm]	B301		B302		B303	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
KAT 3	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Üst Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	
	b [cm]	h [cm]	B401		B402		B403	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
KAT 4	Üst Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	
	b [cm]	h [cm]	B501		B502		B503	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Üst Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
KAT 5	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	
	b [cm]	h [cm]	B601		B602		B603	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Üst Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
KAT 6	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm		2 Ø 10 / 75mm	

4.4.2. Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi

TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır. Hesap adımları Şekil 4.6'da gösterilen S101 kolonu ve B101 kirişi için ayrıntılı olarak açıklanmış, diğer elemanlar için ise tablolar halinde özetlenmiştir.



Şekil 4.6 : Ayrıntılı Hesabı Yapılan Kolon ve Kiriş Elemanlar

a) Sistem, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu olan düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri bulunur. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. N_D ' nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılır. Kirişlerde çatlamış kesit eğilme rijitliği $0.40 EI_0$ olarak alınır. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ve deprem hesabında elde edilen etkin eğilme rijitliği kullanılır.

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

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

S101 Kolonu İçin Örnek Hesap

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$f_{cm} = 16 \text{ Mpa}$$

$$N_D = 1128.89 \text{ kN}$$

$$A_c = bh = 240000 \text{ mm}^2$$

$$A_c f_{cm} = bh f_{cm} = 240000 \times 16 = 3840 \text{ kN}$$

$$N_D / (A_c f_{cm}) = 1128.89 / 3840 = 0.29$$

Bağıntılarda mevcut malzeme dayanımı f_{cm} , bilgi düzeyi katsayısı 1.0 alınarak hesaplanmıştır. N_D 'nin ara değeri için yukarıda verilen sınır değerler arasında doğrusal enterpolasyon yapılarak, S101 kolonu için çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği aşağıdaki şekilde bulunur.

$$(EI_e)_{S101} = 0.66 (EI_0)_{S101}$$

B101 Kirişi İçin Örnek Hesap

B101 kirişi için etkin eğilme rijitliği $0.40 EI_0$ alınır.

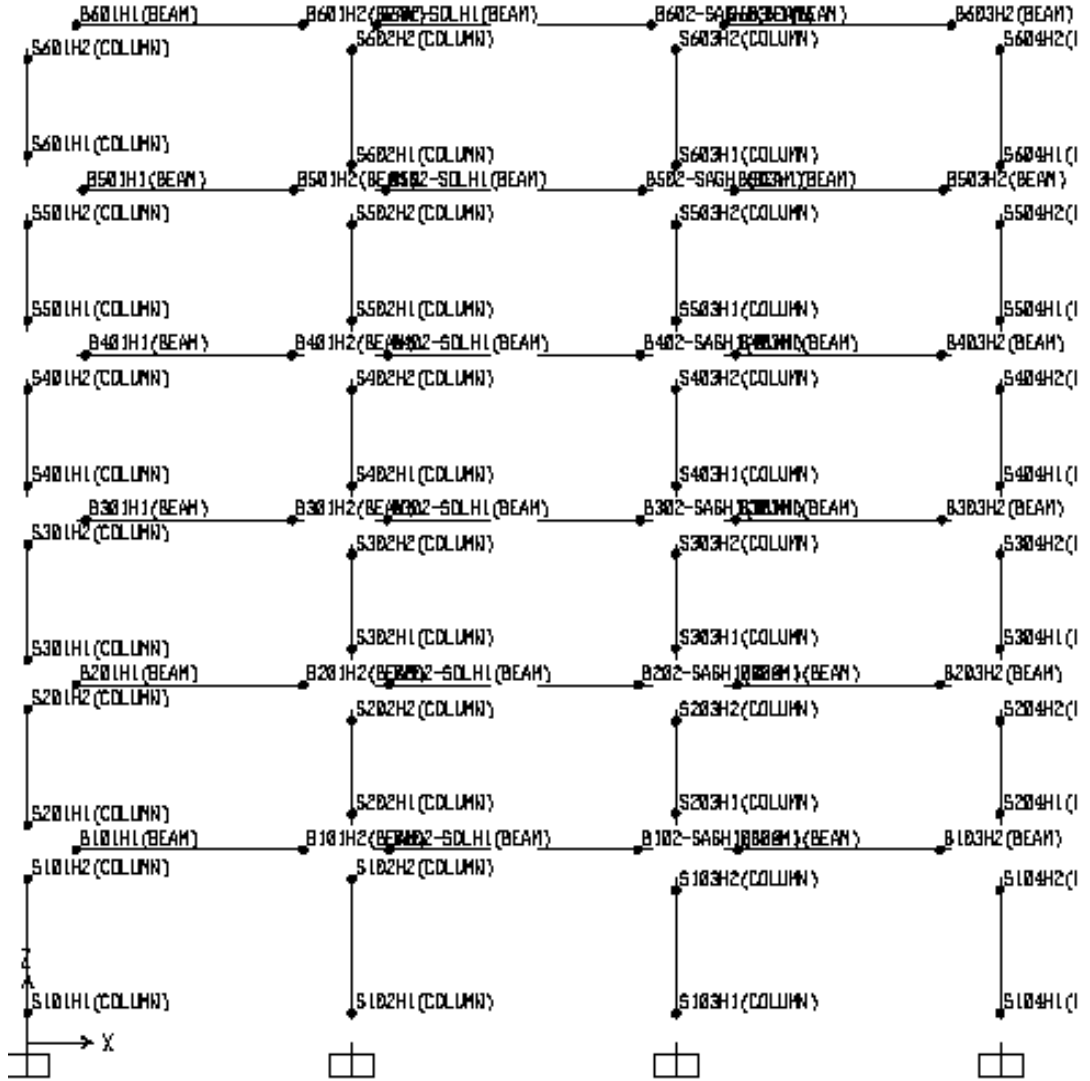
$$(EI_e)_{B101} = 0.40 (EI_0)_{B101}$$

Tüm kolonlar için hesaplanan çatlamış kesit rijitlikleri Tablo 4.12'de verilmiştir.

Tablo 4.12 : TSM-1 Kolonlarda Çatlamış Kesit Rijitlikleri

Kolon	b [mm]	h [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	N_d [kN]	$N_d / (A_c \cdot f_{cm})$	Çatlamış Kolon Rijitliği
S 101	400	600	16	-1128.89	0.29	0.66 Elo
S 102	400	700	16	-1845.78	0.41	0.80 Elo
S 103	400	700	16	-1845.74	0.41	0.80 Elo
S 104	400	600	16	-1128.89	0.29	0.66 Elo
S 201	400	600	16	-924.51	0.24	0.59 Elo
S 202	400	700	16	-1517.64	0.34	0.72 Elo
S 203	400	700	16	-1517.60	0.34	0.72 Elo
S 204	400	600	16	-921.12	0.24	0.59 Elo
S 301	400	500	16	-724.29	0.23	0.57 Elo
S 302	400	600	16	-1202.11	0.31	0.68 Elo
S 303	400	600	16	-1202.08	0.31	0.68 Elo
S 304	400	500	16	-721.46	0.23	0.57 Elo
S 401	400	500	16	-532.64	0.17	0.49 Elo
S 402	400	600	16	-903.93	0.24	0.58 Elo
S 403	400	600	16	-903.91	0.24	0.58 Elo
S 404	400	500	16	-532.64	0.17	0.49 Elo
S 501	400	400	16	-344.35	0.13	0.45 Elo
S 502	400	500	16	-805.12	0.19	0.52 Elo
S 503	400	500	16	-805.11	0.19	0.52 Elo
S 504	400	400	16	-344.35	0.13	0.45 Elo
S 601	400	400	16	-181.78	0.06	0.40 Elo
S 602	400	500	16	-313.32	0.10	0.40 Elo
S 603	400	500	16	-313.31	0.10	0.40 Elo
S 604	400	400	16	-183.67	0.06	0.40 Elo

b) Kolon ve kirişlerin her iki ucunda olası plastik mafsalları tanımlanır. Tanımlanan plastik mafsallar kolon ve kirişlerin uçlarına yerleştirilir. Şekil 4.7’de kolon ve kiriş uçlarına yerleştirilen olası plastik mafsallar ve isimleri gösterilmiştir.



Şekil 4.7 : Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar

c) Bu aşamada, yapı sisteminin deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait özellikler elde edilir, Tablo 4.13.

d) Artımsal itme analizinin başlangıç koşullarını elde etmek amacıyla, kütlelerle uyumlu olan düşey yüklerin ($G+0.3Q$) gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır.

e) Düşey yüklerin ($G+0.3Q$) gözönüne alındığı doğrusal olmayan statik analizin ardından sistem, orantılı olarak arttırılan eşdeğer deprem yükleri altında doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanır. Eşdeğer deprem yükleri katlara, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan, katın birinci doğal titreşim mod

şekli genliği ile ilgili kat kütlelerinin çarpımından elde edilen değerle orantılı olarak etkililir, Tablo 4.14. Statik itme analizine, başlangıçta seçilen bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar devam edilir.

Tablo 4.13 : TSM-1 Mod, Periyod ve Etkin Kütle Oranları

Mod	1	2	3	4	5	6
Periyod	1.335763	0.461747	0.259312	0.171026	0.119499	0.083847
Etkin Kütle Oranı	0.75283	0.14278	0.05425	0.02225	0.01668	0.01121
Toplam E.K.O.	0.753	0.896	0.950	0.972	0.989	1.000

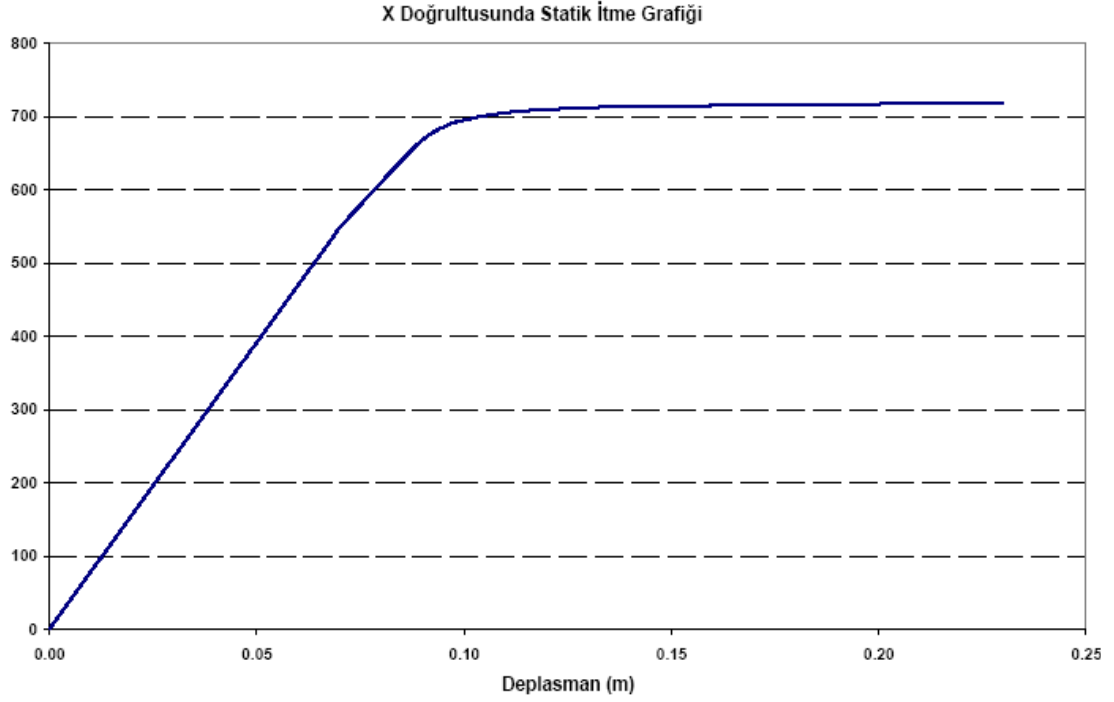
Tablo 4.14 : Artımsal İtme Analizi İçin Eşdeğer deprem yükleri

	Kütleler	Φ_1 [m]	Φ_1 normalleşmiş	Eşdeğer Yükler	Normalleşmiş Yükler
6	84.251	0.0618	1	84.2508	1.0000
5	93.833	0.0548	0.886731	83.2045	0.9876
4	95.056	0.0429	0.694175	65.9855	0.7832
3	95.056	0.0295	0.477346	45.3747	0.5386
2	98.114	0.0167	0.270227	26.5131	0.3147
1	89.883	0.0068	0.110032	9.8900	0.1174

f) İtme analizinin her adımı için taban kesme kuvveti ve tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi bulunur. Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 4.15'te verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil 4.8'de gösterilmiştir.

Tablo 4.15 : Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri

Adım	$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
0	2.62E-07	0
1	0.023	179.49
2	0.046	358.979
3	0.069	538.469
4	0.070261	548.305
5	0.089575	663.989
6	0.095872	685.957
7	0.100273	694.24
8	0.112122	705.127
9	0.133405	711.555
10	0.140646	712.29
11	0.163646	713.828
12	0.186646	714.914
13	.209646	716
14	0.23	716.71



Şekil 4.8 : TSM-1 Statik İtme Eğrisi

g) Denklem (3.2) ve Denklem (3.3)'den yararlanarak birinci moda ait, eksenleri *modal yerdeğiştirme* ve *modal ivme* olan modal kapasite diyagramı, statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak elde edilir. Bu aşamada (i)'inci itme adımında birinci moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$, x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci hakim moda ait taban kesme kuvveti $V_{x1}^{(i)}$ ve etkin kütle M_{x1} 'e bağlı olarak Denk. (3.2) ile bulunur. Birinci moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ Denk.(3.3) yardımıyla elde edilir.

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

Modal katkı çarpanı Γ_{x1} , 1. doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 ve mod şekli genliklerinden yararlanılarak elde edilir.

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1}$$

$$L_{x1} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{xin}$$

Birinci (hakim) moda ait etkin kütle M_{x1} ve modal katkı çarpanı Γ_{x1} 'in bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 4.16'de gösterilmiştir.

Tablo 4.16 : Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanının Belirlenmesi

Kat	W_i (kN)	Mod	m_i	Φ_{i1}	$m_i\Phi_{i1}$
6	826.25	1	84.251	0.0618	5.207
5	920.5	1	93.833	0.0548	5.243
4	932.5	1	95.056	0.0429	4.078
3	932.5	1	95.056	0.0295	2.804
2	962.5	1	98.114	0.0167	1.639
1	881.75	1	89.883	0.0068	0.611
$L_{x1}=\sum m_i\Phi_{i1}$	$m_i\Phi_{i1}^2$	$M_1=\sum m_i\Phi_{i1}^2$	$M_{x1}=L_{x1}^2/M_1$	$E.K.O. = M_{x1} / \sum m_i$	Γ_{x1}
19.481	0.322	0.893	425.084	76.43%	21.821
	0.282				
	0.175				
	0.083				
	0.027				
	0.004				

Koordinat dönüşümü ile bulunan modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 4.17'de gösterilmiştir.

Tablo 4.17 : Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

Adım	$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	a_1 (m/s ²)	d_1 (m)
0	2.62E-07	0	0.000	0.000
1	0.023	179.49	0.422	0.017
2	0.046	358.979	0.844	0.034
3	0.069	538.469	1.267	0.051
4	0.070261	548.305	1.290	0.052
5	0.089575	663.989	1.562	0.066
6	0.095872	685.957	1.614	0.071
7	0.100273	694.24	1.633	0.074
8	0.112122	705.127	1.659	0.083
9	0.133405	711.555	1.674	0.099
10	0.140646	712.29	1.676	0.104
11	0.163646	713.828	1.679	0.121
12	0.186646	714.914	1.682	0.138
13	0.209646	716	1.684	0.155
14	0.23	716.71	1.686	0.171

h) Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi gözönüne alınarak modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} ’e eşittir.

S_{di1} , önce birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} , buna bağlı olarak doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} ve spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} hesaplanarak bulunur.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B ’den daha uzun olması nedeniyle $C_{R1}=1$ alınır. Bu durumda

$$S_{de1} = S_{di1}$$

olarak hesaplanır. Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} ise aşağıda gösterildiği gibi, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme değeri S_{ae1} ’den hesaplanır:

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

$$S_{ae1} = A_o I S(T) g$$

$$T > T_B \Rightarrow S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} g$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 22.126$$

$$S_{ae1} = 3.7388 \text{ m/s}^2$$

$$S_{de1} = 0.169 \text{ m}$$

$$S_{di1} = 0.169 \text{ m}$$

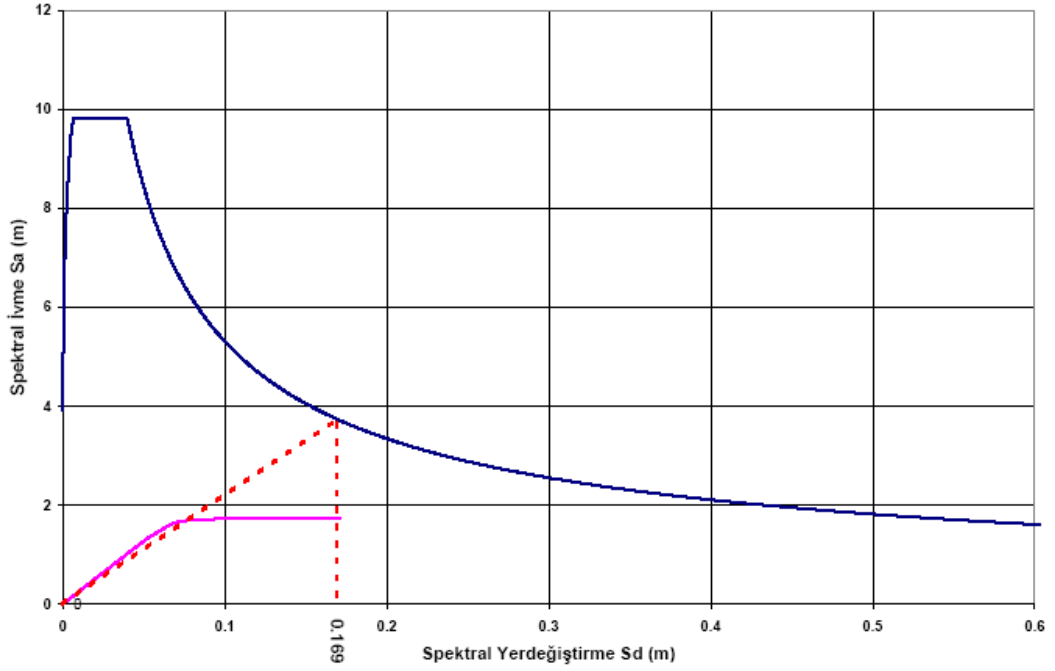
$$d_1^{(p)} = 0.169 \text{ m}$$

Birinci moda ait modal yer değıştirme $d_1^{(i)}$, in hesabı Tablo 4.18’de özetlenmiştir.

Tablo 4.18 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı

A₀	T₁ (sn)	T_B (sn)	S_{ae1} (m/s²)	S_{de1} (m)	C_{R1}	S_{di1} = d₁^(p) (m)
0.4	1.3358	0.4	3.7388	0.1690	1	0.1690

Modal yerdeğiştirmenin grafik olarak elde edilişi Şekil 4.9’da gösterilmiştir.

**Şekil 4.9 : Spektal İvme – Spektal Yerdeğiştirme Diyagramı**

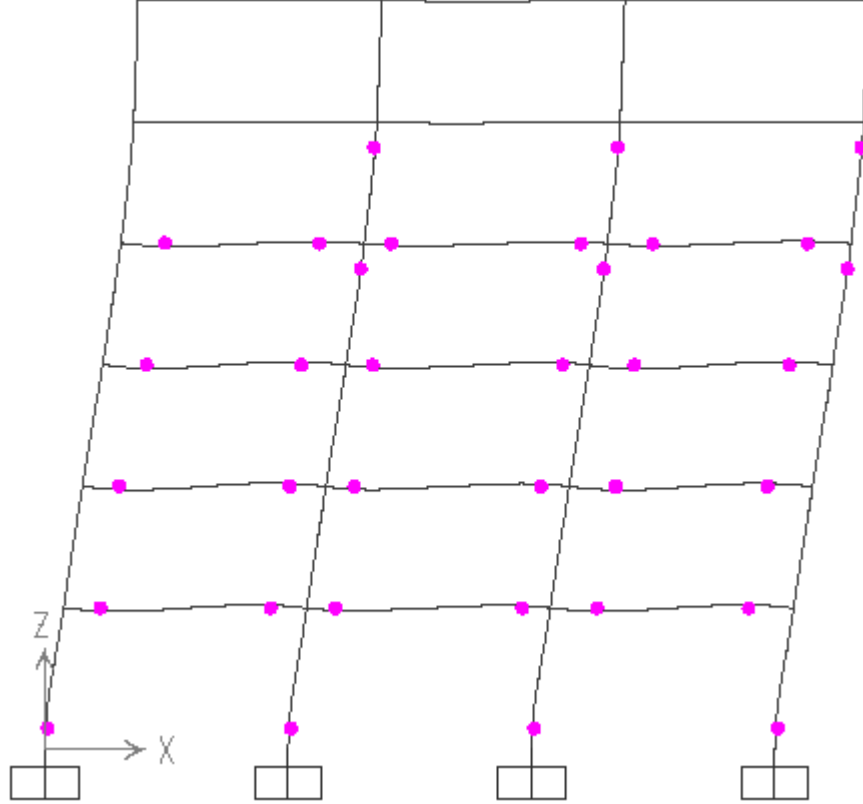
i) x deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi Denklem (3.11) yardımı ile hesaplanır, Tablo 4.19.

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

Tablo 4.19 : Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x1}	Φ_{xN1}	M_{x1}	d_{1p} (m)	u_{xN1} (m)
21.819	0.0618	425.084	0.1690	0.23

j) Yapı sistemi bu yatay yerdeğiştirme istemine (0.23m) kadar itilir. Bu itme sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 4.10’da gösterilmiştir.



Şekil 4.10 : Yerdeğiştirme İsteminde Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar

k) İtme analizi sonucunda tüm plastik mafsallarda elde edilen plastik mafsallarda dönmeleri plastik mafsallara bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri elde edilir.

l) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y , Priestley formülü yardımıyla hesaplanır, [34].

$$\phi_y = \frac{2.1\epsilon_{sy}}{h} \quad (4.10)$$

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

n) Kirişlerde oluşan plastik mafsallar için hesapta (k-m) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.20’de verilmiştir.

Tablo 4.20 : TSM-1’de Kirişler İçin Toplam Eğrilik İsteminin Elde Edilmesi

Plastik Mafsals Adı	Dönme θ rad	Plastik Masfal Boyu L_p m	Plastik Eğrilik K_{pl} 1/m	Akma Eğriligi K_{akm} 1/m	Toplam Eğrilik $\sum K$ 1/m
B101 - H1	0.011355	0.3	0.03785	0.00385	4.170E-02
B101 - H2	-0.010231	0.3	0.03410	0.00385	3.795E-02
B102 - H1	-0.010138	0.3	0.03379	0.00385	3.764E-02
B102 - H2	0.012773	0.3	0.04258	0.00385	4.643E-02
B103 - H1	0.012538	0.3	0.04179	0.00385	4.564E-02
B103 - H2	-0.010154	0.3	0.03385	0.00385	3.770E-02
B201 - H1	0.012277	0.3	0.04092	0.00385	4.477E-02
B201 - H2	-0.011373	0.3	0.03791	0.00385	4.176E-02
B202 - H1	-0.011444	0.3	0.03815	0.00385	4.200E-02
B202 - H2	0.014104	0.3	0.04701	0.00385	5.086E-02
B203 - H1	0.013744	0.3	0.04581	0.00385	4.966E-02
B203 - H2	-0.01123	0.3	0.03743	0.00385	4.128E-02
B301 - H1	0.011842	0.25	0.04737	0.00462	5.199E-02
B301 - H2	-0.009797	0.25	0.03919	0.00462	4.381E-02
B302 - H1	-0.010188	0.25	0.04075	0.00462	4.537E-02
B302 - H2	0.011619	0.25	0.04648	0.00462	5.110E-02
B303 - H1	0.011403	0.25	0.04561	0.00462	5.023E-02
B303 - H2	-0.01016	0.25	0.04064	0.00462	4.526E-02
B401 - H1	0.008574	0.25	0.03430	0.00462	3.892E-02
B401 - H2	-0.004337	0.25	0.01735	0.00462	2.197E-02
B402 - H1	-0.004617	0.25	0.01847	0.00462	2.309E-02
B402 - H2	0.006178	0.25	0.02471	0.00462	2.933E-02
B403 - H1	0.006032	0.25	0.02413	0.00462	2.875E-02
B403 - H2	-0.005534	0.25	0.02214	0.00462	2.676E-02

o) 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.

Bu istem değerleri kesit düzeyinde, çeşitli hasar sınırlarına karşı gelen birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir, Tablo 4.21.

Tablo 4.21 : TSM-1’de Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri (+X)

Plastik Mafs al Adı	Toplam Eğrilik $\sum K$	ϵ_s (donatı)	ϵ_{cg} (çekirdek betonu)	ϵ_{cu} (kabuk betonu)	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101 - H1	4.170E-02	1.89E-02	7.00E-04	2.80E-03	BHB
B101 - H2	3.795E-02	1.61E-02	1.27E-03	3.12E-03	BHB
B102 - H1	3.764E-02	1.61E-02	1.27E-03	3.12E-03	BHB
B102 - H2	4.643E-02	2.13E-02	7.62E-04	3.11E-03	BHB
B103 - H1	4.564E-02	2.05E-02	7.45E-04	3.00E-03	BHB
B103 - H2	3.770E-02	1.61E-02	1.27E-03	3.12E-03	BHB
B201 - H1	4.477E-02	1.97E-02	7.28E-04	2.90E-03	BHB
B201 - H2	4.176E-02	1.82E-02	1.36E-03	3.44E-03	BHB
B202 - H1	4.200E-02	1.82E-02	1.36E-03	3.44E-03	BHB
B202 - H2	5.086E-02	2.29E-02	8.04E-04	3.32E-03	BHB
B203 - H1	4.966E-02	2.25E-02	8.00E-04	3.25E-03	BHB
B203 - H2	4.128E-02	1.82E-02	1.36E-03	3.44E-03	BHB
B301 - H1	5.199E-02	1.85E-02	8.50E-04	3.50E-03	BHB
B301 - H2	4.381E-02	1.44E-02	1.39E-03	3.55E-03	BHB
B302 - H1	4.537E-02	1.52E-02	1.43E-03	3.70E-03	BHB
B302 - H2	5.110E-02	1.85E-02	8.57E-04	3.47E-03	BHB
B303 - H1	5.023E-02	1.78E-02	8.32E-04	3.36E-03	BHB
B303 - H2	4.526E-02	1.52E-02	1.43E-03	3.70E-03	BHB
B401 - H1	3.892E-02	1.36E-02	8.60E-04	2.63E-03	BHB
B401 - H2	2.197E-02	7.31E-03	1.03E-03	2.16E-03	MHB
B402 - H1	2.309E-02	7.31E-03	1.03E-03	2.16E-03	MHB
B402 - H2	2.933E-02	1.07E-02	5.60E-04	2.09E-03	BHB
B403 - H1	2.875E-02	9.75E-03	5.33E-04	1.96E-03	MHB
B403 - H2	2.676E-02	8.89E-03	1.11E-03	2.48E-03	MHB

p) Kolonlar için hesapta, (k - m) sayılı adımlar ile elde edilen eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.22’de verilmiştir.

Tablo 4.22 : TSM-1’de Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İsteminin Elde Edilmesi

Plastik Mafsalsı Adı	Normal Kuvvet P KN	Dönme θ rad	Plastik Mafsalsı Boyu L_p m	Plastik Eğrilik K_{pl} 1/m	Akma Eğriligi K_{akm} 1/m	Toplam Eğrilik ΣK 1/m
S101H1	-535.668	0.010227	0.3	0.03409	0.00385	3.794E-02
S101H2	-515.875	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S102H1	-1534.716	0.01055	0.35	0.03014	0.00330	3.344E-02
S102H2	-1511.624	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S103H1	-1564.404	0.0106	0.35	0.03029	0.00330	3.359E-02
S103H2	-1543.291	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S104H1	-1386.127	0.010047	0.3	0.03349	0.00385	3.734E-02
S104H2	-1368.031	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S201H1	-455.125	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S201H2	-438.16	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S202H1	-1280.124	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S202H2	-1264.29	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S203H1	-1295.652	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S203H2	-1279.818	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03
S204H1	-1114.796	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S204H2	-1101.224	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S301H1	-377.718	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S301H2	-363.58	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S302H1	-1030.782	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S302H2	-1016.927	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S303H1	-1032.628	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S303H2	-1018.773	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S304H1	-848.105	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S304H2	-836.559	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S401H1	-295.81	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S401H2	-284.028	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S402H1	-777.924	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S402H2	-763.786	-0.002549	0.3	0.00850	0.00385	1.235E-02
S403H1	-778.484	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03
S403H2	-764.346	-0.002417	0.3	0.00806	0.00385	1.191E-02
S404H1	-607.602	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S404H2	-595.821	-0.000685	0.25	0.00274	0.00462	7.360E-03
S501H1	-215.135	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S501H2	-205.71	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S502H1	-525.63	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S502H2	-513.849	-0.004128	0.25	0.01651	0.00462	2.113E-02
S503H1	-523.854	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S503H2	-512.073	-0.003964	0.25	0.01586	0.00462	2.048E-02
S504H1	-367.106	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S504H2	-357.681	-0.002316	0.2	0.01158	0.00578	1.736E-02
S601H1	-116.506	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S601H2	-107.08	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S602H1	-268.703	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S602H2	-254.565	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S603H1	-273.208	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S603H2	-259.07	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03
S604H1	-158.882	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03
S604H2	-147.571	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03

r) Kolonlarda, her farklı kolon kesiti için, ilgili beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti - eğrilik ilişkisi elde edilir. Moment - eğrilik ilişkisi elde edilirken kolonda sargı donatısının dayanıma ve şekildeğiştirme kapasitesine olan etkisi, seçilen Mander sargılı beton modeli ile gözönüne alınır. Kesit analizi yapılan bilgisayar yazılımında (XTRACT) performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları tanımlanarak (Tablo 4.23, Tablo 4.24), ilgili kesitin bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir, Tablo 4.25.

s) +X yönü depremi için uygulanan hesap adımları, -X yönü için de tekrarlanıp performans değerlendirmesi yapılır.

Tablo 4.23 : TSM-1’de Kolonlar İçin Kesit Hasar Sınırlarını Tanımlayan ρ_s/ρ_{sm} Değerleri

Kolon Kesiti Boyutları		75 Deprem Yönetmeliğine Göre Gerekli Sargı Donatısı			Seçilen Sargı Donatısı- (Sıklaştırma Bölgesinde)			2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Kesitte bulundurulması gereken Sargı Donatısı		
b (mm)	h (mm)	$\rho_{s \min}$	s (mm)	$A_{s \min}$	donatı	A_s	ρ_s	$A_{s \min}$	ρ_{sm}	ρ_s/ρ_{sm}
400	700	0.01	75	225	3 Ø 10	237	0.0105	272.73	0.012	0.869
400	600	0.01	75	225	3 Ø 10	237	0.0105	294.55	0.013	0.805
400	500	0.01	75	225	3 Ø 10	237	0.0105	327.27	0.015	0.724
400	400	0.01	75	225	3 Ø 10	237	0.0105	381.82	0.017	0.621

Tablo 4.24 : TSM-1’de Kolonlar İçin Kesit Hasar Sınırları

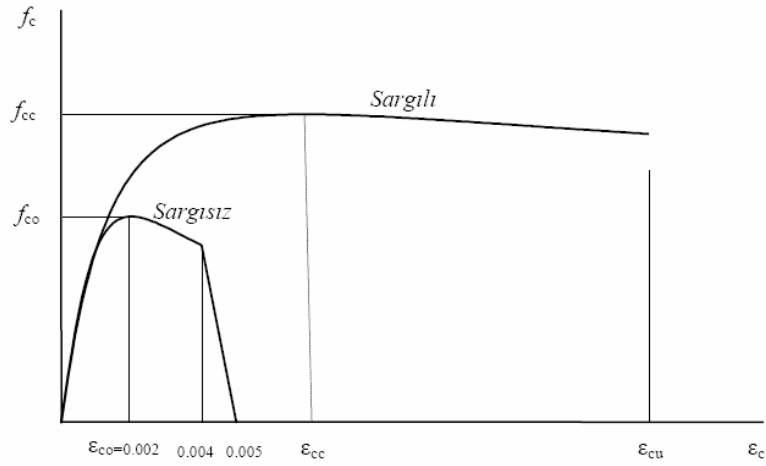
ϵ_{cu} (MN)	ϵ_s (MN)	ϵ_{cg} (GV)	ϵ_s (GV)	ϵ_{cg} (GC)	ϵ_s (GC)
0.0035	0.010	0.0122	0.040	0.0162	0.060
0.0035	0.010	0.0115	0.040	0.0153	0.060
0.0035	0.010	0.0107	0.040	0.0141	0.060
0.0035	0.010	0.0097	0.040	0.0127	0.060

Tablo 4.25 : TSM-1’de Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

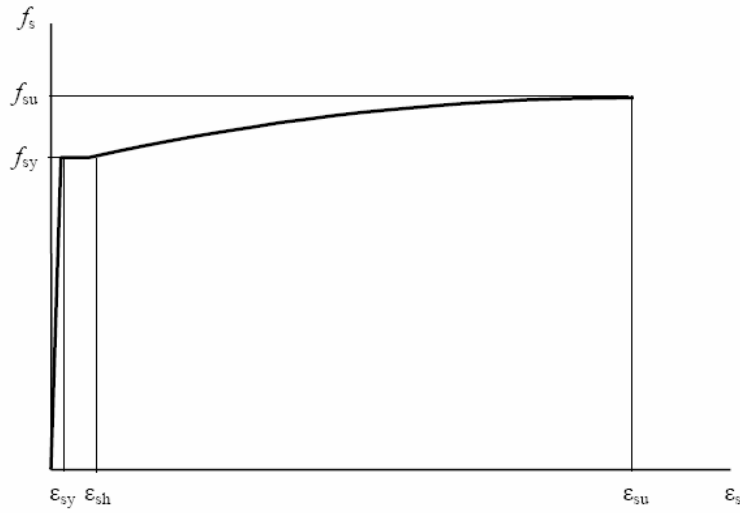
Plastik Mafsals Adı	P	Dönme θ	Plastik Masfal Boyu L_p	Plastik Eğrilik K_{pl}	Akma Eğriligi K_{akm}	Toplam Eğrilik $\sum K$	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	rad	m	1/m	1/m	1/m	
S101H1	-535.668	0.010227	0.3	0.03409	0.00385	3.794E-02	BHB
S101H2	-515.875	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03	MHB
S102H1	-1534.716	0.01055	0.35	0.03014	0.00330	3.344E-02	BHB
S102H2	-1511.624	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03	MHB
S103H1	-1564.404	0.0106	0.35	0.03029	0.00330	3.359E-02	BHB
S103H2	-1543.291	0	0.35	0.00000	0.00330	3.300E-03	MHB
S104H1	-1386.127	0.010047	0.3	0.03349	0.00385	3.734E-02	BHB
S104H2	-1368.031	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03	MHB
S401H1	-295.81	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03	MHB
S401H2	-284.028	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03	MHB
S402H1	-777.924	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03	MHB
S402H2	-763.786	-0.002549	0.3	0.00850	0.00385	1.235E-02	MHB
S403H1	-778.484	0	0.3	0.00000	0.00385	3.850E-03	MHB
S403H2	-764.346	-0.002417	0.3	0.00806	0.00385	1.191E-02	MHB
S404H1	-607.602	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03	MHB
S404H2	-595.821	-0.000685	0.25	0.00274	0.00462	7.360E-03	MHB
S501H1	-215.135	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03	MHB
S501H2	-205.71	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03	MHB
S502H1	-525.63	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03	MHB
S502H2	-513.849	-0.004128	0.25	0.01651	0.00462	2.113E-02	MHB
S503H1	-523.854	0	0.25	0.00000	0.00462	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.073	-0.003964	0.25	0.01586	0.00462	2.048E-02	MHB
S504H1	-367.106	0	0.2	0.00000	0.00578	5.775E-03	MHB
S504H2	-357.681	-0.002316	0.2	0.01158	0.00578	1.736E-02	MHB

B101 Kirişi İçin Örnek Hesap

Plastik mafsalların kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi amacıyla kullanılan moment - eğrilik analizleri kesit analiz programı XTRACT ile yapılmıştır. B101 kirişinin sargısız kabuk betonunda malzeme modeli olarak Mander sargısız beton modeli seçilmiştir, Şekil 4.11. Sargı donatısı ile sarılı beton kesitteki malzeme dayanım ve şekildeğiştirmeleri için Mander sargılı beton modeli kullanılmıştır. Sargı etkisi ile değişen beton basınç dayanımı, kesit donatı detayları göz önüne alınarak bulunmuştur. Donatı çeliği için de pekleşmeyi gözönüne alan model kullanılmıştır, Şekil 4.12.



Şekil 4.11 : Kesit Analizinde Kullanılan Sargısız Beton Malzeme Modeli



Şekil 4.12 : Kesit Analizinde Kullanılan Donatı Çeliği Modeli

Sargısız beton malzeme modelinde beton ezilme birim kısalması $\epsilon_{cu} = 0.004$, beton dağılma birim kısalması $\epsilon_c = 0.005$, sargısız beton dayanımı $f_{co} = 16$ Mpa alınır. Çelik modelinde S220 çeliği için akma birim uzaması $\epsilon_{sy} = 0.0011$, pekleşme başlangıcındaki birim uzama $\epsilon_{sy} = 0.011$, kopma birim uzaması, $\epsilon_{su} = 0.16$, donatı çeliği akma dayanımı $f_{sy} = 220$ Mpa, kopma dayanımı $f_{su} = 275$ Mpa alınır.

Statik itme analizi sonucunda B101 kirişinin sol ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsal boyu, çalışan kesit boyutunun yarısı olarak alınır.

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$L_p = 60/2 = 30 \text{ cm}$$

$$\theta_p = 0.012538 \text{ radyan}$$

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.012538}{0.3} = 0.04179 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğriliği ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem (4.10)'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0011}{0.6} = 0.00385 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.04564 \text{ rad / m}$$

Yapılan moment - eğrilik analizi sonucunda bulunan toplam eğriliklerden, sargılı ε_{cg} ve sargısız ε_{cu} beton basınç birim şekildeğiştirmeleri ε_{cs} ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi ε_s değerleri elde edilir.

$$\varepsilon_{cg} = 0.000745, \quad \varepsilon_{cu} = 0.003, \quad \varepsilon_s = 0.0205$$

ε_{cu} kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesini, ε_{cg} etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesini ve ε_s ise donatı çeliği birim şekil değiştirmesini ifade etmektedir. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde [18] tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünük davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.0205 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$$

Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi minimum ve güvenlik hasar sınırları arasında bulunduğu kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak belirlenir.

S101 Kolonu İçin Örnek Hesap

S101 kolonu alt ucunun moment-eğrilik analiz modelinde, kolon kabuk betonu için Mander sargısız beton modeli (Şekil 4.11), etriyelerle çevrili çekirdek betonunda ise

Mander sargılı beton modeli kullanılır. Donatı çeliğinde pekleşmeyi de gözönüne alan model kullanılmıştır, Şekil 4.12.

Statik itme analizi sonucunda S101 kolonunun alt ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsalsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsalsal boyu çalışan kesit yüksekliğinin yarısı olarak alınır.

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$L_p = 60/2 = 30 \text{ cm}$$

$$\theta_p = 0.010047 \text{ radyan}$$

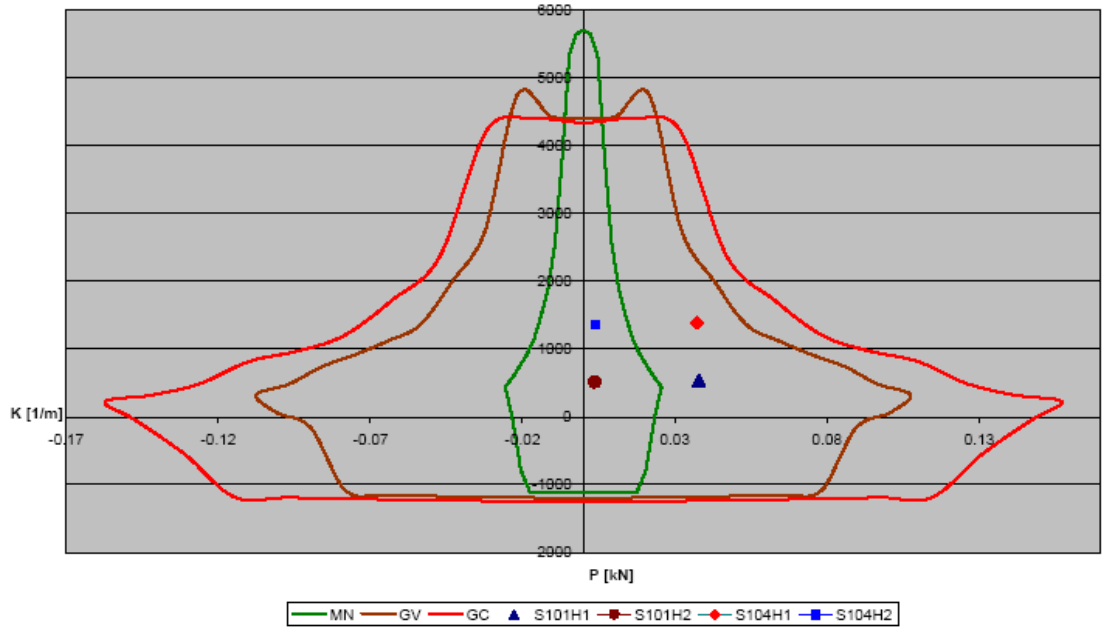
$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.010047}{0.30} = 0.03349 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğrili ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem 4.10'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\epsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0011}{0.6} = 0.00385 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.03734 \text{ rad / m}$$

S101 kolonu için performans düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekildeğiştirme sınırları kesit analizi yapılan programda (XTRACT) tanımlanarak ilgili kesitin, söz konusu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan, kesitin normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir, Şekil 4.13.



Şekil 4.13 : S101 Kolonu Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi

S101 kolonu için normal kuvvetin $P = 1386.127$ kN, toplam eğriliğin $\phi_t = 0.03734$ rad/m değerleri Şekil 4.13'teki diyagrama yerleştirilerek, kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak bulunur.

4.5. TSM-1-C16 / Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi

Sayısal incelemeler için seçilen 6 katlı TSM-1-C16/Sargısız sistemi, hesap adımları yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan TSM-1'in sargı etkisi açısından alternatifidir.

Bina ve kesit geometrileri, beton kalitesi 16 N/mm^2 çelik sınıfı S220 ve kolon, kiriş boyuna donatıları TSM-1'e göre değişiklik göstermezken, sargı donatısı oranı tüm kesitlerde belirgin ölçüde azaltılmıştır. TSM-1-C16 / Sargısız'da incelenen sistemin kesit özellikleri ve kolon boyuna donatıları Tablo 4.26'da gösterilmiştir.

Sistemin kiriş donatıları ve sargı donatısı durumu, enkesit boyutları ile birlikte Tablo 4.27'de gösterilmiştir.

Tablo 4.26 : TSM-1-C16/Sargısız için Kolon Boyutları, Boyuna ve Sargı Donatıları

KAT	KOLON ADI	b (mm)	h (mm)	f_{ck} (kN/mm ²)	f_{yk} (kN/mm ²)	Boyuna Donatı	Sargı Donatısı
1	S 101	400	600	0.016	0.22	16 Ø 20	2 Ø10 / 20cm
	S 102	400	700	0.016	0.22	16 Ø 24	2 Ø10 / 20cm
	S 103	400	700	0.016	0.22	16 Ø 24	2 Ø10 / 20cm
	S 104	400	600	0.016	0.22	16 Ø 20	2 Ø10 / 20cm
2	S 201	400	600	0.016	0.22	16 Ø 20	2 Ø10 / 20cm
	S 202	400	700	0.016	0.22	16 Ø 24	2 Ø10 / 20cm
	S 203	400	700	0.016	0.22	16 Ø 24	2 Ø10 / 20cm
	S 204	400	600	0.016	0.22	16 Ø 20	2 Ø10 / 20cm
3	S 301	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 302	400	600	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 303	400	600	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 304	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
4	S 401	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 402	400	600	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 403	400	600	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 404	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
5	S 501	400	400	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 502	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 503	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 504	400	400	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
6	S 601	400	400	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 602	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 603	400	500	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm
	S 604	400	400	0.016	0.22	16 Ø 16	2 Ø10 / 20cm

Tablo 4.27 : TSM-1-C16/Sargısız için Kiriş Boyutları, Boyuna ve Sargı Donatıları

KAT 1	b [cm]	h [cm]	B101		B102		B103	
	40	60	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Ust Donatı		6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	
	b [cm]	h [cm]	B201		B202		B203	
KAT 2	40	60	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Ust Donatı		6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24	6 Ø 24
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	
	b [cm]	h [cm]	B301		B302		B303	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
KAT 3	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Ust Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	
	b [cm]	h [cm]	B401		B402		B403	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
KAT 4	Ust Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	
	b [cm]	h [cm]	B501		B502		B503	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Ust Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
KAT 5	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	
	b [cm]	h [cm]	B601		B602		B603	
	40	50	SOL	SAG	SOL	SAG	SOL	SAG
	Alt Donatı		5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20
	Ust Donatı		6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20
	Montaj Donatısı		4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
KAT 6	Sargı Donatısı		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm		2 Ø 10 / 200mm	

Yukarıdaki tablolarda belirtilen sargı donatıları için hesaplanan kesit hasar sınırları Tablo 4.28’de verilmiştir. Tablo 4.29 ve Tablo 4.30’da ise, sistemin kiriş ve kolon uç noktalarındaki plastik mafsallar için, yukarıda ayrıntılı olarak açıklandığı şekilde artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) özetlenmiştir.

Tablo 4.28 : TSM-1-C16/Sargısız Kesit Hasar Sınırları

ϵ_{cu} (MN)	ϵ_s (MN)	ϵ_{cg} (GV)	ϵ_s (GV)	ϵ_{cg} (GC)	ϵ_s (GC)
0.0035	0.010	0.00567	0.040	0.00704	0.060
0.0035	0.010	0.00551	0.040	0.00682	0.060
0.0035	0.010	0.00531	0.040	0.00653	0.060
0.0035	0.010	0.00505	0.040	0.00617	0.060

Tablo 4.29 : TSM-1-C16/Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	Toplam Eğrilik $\sum K$	ϵ_s	ϵ_{cg}	ϵ_{cu}	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101H1	4.170E-02	1.90E-02	6.50E-04	2.74E-03	BHB
B101H2	3.795E-02	1.65E-02	1.29E-03	3.20E-03	BHB
B102H1	3.764E-02	1.65E-02	-1.27E-03	-3.12E-03	BHB
B102H2	4.643E-02	2.10E-02	-7.62E-04	-3.11E-03	BHB
B103H1	4.564E-02	2.10E-02	7.20E-04	3.00E-03	BHB
B103H2	3.770E-02	1.65E-02	1.29E-03	3.20E-03	BHB
B201H1	4.477E-02	1.97E-02	6.73E-04	2.84E-03	BHB
B201H2	4.176E-02	1.83E-02	1.37E-03	3.47E-03	BHB
B202H1	4.200E-02	1.83E-02	-1.36E-03	-3.44E-03	BHB
B202H2	5.086E-02	2.28E-02	-8.04E-04	-3.32E-03	BHB
B203H1	4.966E-02	2.28E-02	7.85E-04	3.29E-03	BHB
B203H2	4.128E-02	1.78E-02	1.35E-03	3.39E-03	BHB
B301H1	5.199E-02	1.80E-02	8.60E-04	3.46E-03	BHB
B301H2	4.381E-02	1.44E-02	1.39E-03	3.55E-03	BHB
B302H1	4.537E-02	1.52E-02	-1.43E-03	-3.70E-03	BHB
B302H2	5.110E-02	1.80E-02	-8.57E-04	-3.47E-03	BHB
B303H1	5.023E-02	1.78E-02	8.25E-04	3.35E-03	BHB
B303H2	4.526E-02	1.52E-02	1.43E-03	3.70E-03	BHB
B401H1	3.892E-02	1.40E-02	6.40E-04	2.60E-03	BHB
B401H2	2.197E-02	7.31E-03	1.04E-03	2.17E-03	MHB
B402H1	2.309E-02	7.31E-03	-1.03E-03	-2.16E-03	MHB
B402H2	2.933E-02	1.00E-02	-5.60E-04	-2.09E-03	MHB
B403H1	2.875E-02	1.00E-02	4.88E-04	2.00E-03	MHB
B403H2	2.676E-02	8.89E-03	1.12E-03	2.48E-03	MHB

Tablo 4.30 : TSM-1-C16/Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	P	Toplam Eğrilik $\sum K$	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	1/m	
S101H1	-535.668	3.794E-02	BHB
S101H2	-515.875	3.850E-03	MHB
S102H1	-1534.716	3.344E-02	GB
S102H2	-1511.624	3.300E-03	MHB
S103H1	-1564.404	3.359E-02	GB
S103H2	-1543.291	3.300E-03	MHB
S104H1	-1386.127	3.734E-02	GB
S104H2	-1368.031	3.850E-03	MHB
S401H1	-295.81	4.620E-03	MHB
S401H2	-284.028	4.620E-03	MHB
S402H1	-777.924	3.850E-03	MHB
S402H2	-763.786	1.235E-02	MHB
S403H1	-778.484	3.850E-03	MHB
S403H2	-764.346	1.191E-02	MHB
S404H1	-607.602	4.620E-03	MHB
S404H2	-595.821	7.360E-03	MHB
S501H1	-215.135	5.775E-03	MHB
S501H2	-205.71	5.775E-03	MHB
S502H1	-525.63	4.620E-03	MHB
S502H2	-513.849	2.113E-02	MHB
S503H1	-523.854	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.073	2.048E-02	MHB
S504H1	-367.106	5.775E-03	MHB
S504H2	-357.681	1.736E-02	MHB

4.6. TSM-1-C14/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi

TSM-1-C14/Sargısız taşıyıcı sistem modeli, TSM-1-C16/Sargısız taşıyıcı sistem modelinden farklı olarak 14 N/mm^2 karakteristik beton dayanımına sahiptir. Kolon ve kirişlere ait boyuna donatılar ile sargı donatıları TSM-1-C16 / Sargısız olarak tanımlanan sistem ile benzerdir.

Bu taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilen benzer incelemeler sonucunda belirlenen, kolon ve kiriş kesitlerine ait kesit hasar bölgeleri aşağıdaki tablolarda görülmektedir, Tablo 4.31, Tablo 4.32.

Tablo 4.31 : TSM-1-C14 / Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	Toplam Eğrilik $\sum K$	ε_s	ε_{cg}	ε_{cu}	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101H1	4.223E-02	1.94E-02	7.95E-04	2.94E-03	BHB
B101H2	3.916E-02	1.69E-02	1.43E-03	3.37E-03	BHB
B102H1	3.928E-02	1.95E-02	1.58E-03	3.85E-03	BHB
B102H2	4.692E-02	2.09E-02	8.33E-04	3.15E-03	BHB
B103H1	4.621E-02	2.09E-02	8.33E-04	3.15E-03	BHB
B103H2	3.895E-02	1.69E-02	1.43E-03	3.37E-03	BHB
B201H1	4.458E-02	2.00E-02	8.15E-04	3.10E-03	BHB
B201H2	4.240E-02	1.83E-02	1.48E-03	3.59E-03	BHB
B202H1	4.289E-02	8.97E-03	1.10E-03	2.17E-03	MHB
B202H2	5.071E-02	2.25E-02	8.78E-04	3.36E-03	BHB
B203H1	4.964E-02	2.25E-02	8.78E-04	3.36E-03	BHB
B203H2	4.191E-02	1.83E-02	1.48E-03	3.59E-03	BHB
B301H1	5.104E-02	1.86E-02	9.46E-04	3.60E-03	BHB
B301H2	4.415E-02	1.49E-02	1.53E-03	3.75E-03	BHB
B302H1	4.545E-02	1.51E-02	1.55E-03	3.82E-03	BHB
B302H2	5.016E-02	1.75E-02	8.99E-04	3.39E-03	BHB
B303H1	4.927E-02	1.75E-02	8.99E-04	3.39E-03	BHB
B303H2	4.531E-02	1.51E-02	1.55E-03	3.82E-03	BHB
B401H1	3.674E-02	1.28E-02	7.22E-04	2.56E-03	BHB
B401H2	2.092E-02	6.71E-03	1.11E-03	2.18E-03	MHB
B402H1	2.160E-02	6.71E-03	1.11E-03	2.18E-03	MHB
B402H2	2.657E-02	9.36E-03	5.53E-04	1.90E-03	MHB
B403H1	2.615E-02	9.36E-03	5.53E-04	1.90E-03	MHB
B403H2	2.431E-02	7.80E-03	1.17E-03	2.39E-03	MHB

Tablo 4.32 : TSM-1-C14 / Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsıl Adı	P	Toplam Eğrilik ΣK	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	1/m	
S101H1	-545.044	3.956E-02	BHB
S101H2	-525.251	3.850E-03	MHB
S102H1	-1535.258	3.499E-02	GB
S102H2	-1512.167	3.300E-03	MHB
S103H1	-1562.877	3.513E-02	GB
S103H2	-1541.764	3.300E-03	MHB
S104H1	-1377.736	3.939E-02	GB
S104H2	-1359.64	3.850E-03	MHB
S401H1	-300.468	4.620E-03	MHB
S401H2	-288.686	4.620E-03	MHB
S402H1	-777.069	3.850E-03	MHB
S402H2	-762.932	1.347E-02	MHB
S403H1	-778.403	3.850E-03	MHB
S403H2	-764.265	1.351E-02	MHB
S404H1	-603.88	4.620E-03	MHB
S404H2	-592.099	9.636E-03	MHB
S501H1	-218.077	5.775E-03	MHB
S501H2	-208.652	5.775E-03	MHB
S502H1	-524.744	4.620E-03	MHB
S502H2	-512.963	1.945E-02	MHB
S503H1	-524.039	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.257	1.907E-02	MHB
S504H1	-364.866	5.775E-03	MHB
S504H2	-355.441	1.612E-02	MHB

4.7. TSM-1-C12/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-1-C12/ Sargısız taşıyıcı sistem modeli diğer sistemlerin malzeme dayanımı sargı etkisi açısından alternatifidir.

TSM-1-C12 /Sargısız olarak tanımlanan sistemin tüm kesitlerinde karakteristik beton dayanımı, 12N/mm² olarak gözönüne alınmıştır.

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için belirlenen kesit hasar bölgeleri Tablo 4.33 ve Tablo 4.34'te değerlendirilmiştir.

Tablo 4.30 : TSM-1-C12 / Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsıl Adı	Toplam Eğrilik $\sum K$	ϵ_s	ϵ_{cg}	ϵ_{cu}	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101H1	4.192E-02	1.89E-02	8.55E-04	2.95E-03	BHB
B101H2	4.026E-02	1.72E-02	1.84E-03	3.87E-03	BHB
B102H2	3.964E-02	1.64E-02	1.77E-03	3.71E-03	BHB
B102H1	4.703E-02	2.15E-02	9.28E-04	3.30E-03	BHB
B103H1	4.597E-02	2.06E-02	9.05E-04	3.19E-03	BHB
B103H2	3.970E-02	1.64E-02	1.77E-03	3.71E-03	BHB
B201H1	4.374E-02	1.98E-02	8.80E-04	3.06E-03	BHB
B201H2	4.310E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H2	4.283E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H1	5.029E-02	2.29E-02	9.68E-04	3.50E-03	BHB
B203H1	4.909E-02	2.21E-02	9.48E-04	3.40E-03	BHB
B203H2	4.205E-02	1.79E-02	1.95E-03	4.07E-03	BHB
B301H1	4.961E-02	1.72E-02	1.03E-03	3.54E-03	BHB
B301H2	4.498E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H2	4.652E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H1	4.834E-02	1.68E-02	8.90E-04	3.33E-03	BHB
B303H1	4.752E-02	1.67E-02	8.80E-04	3.30E-03	BHB
B303H2	4.636E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B401H1	3.325E-02	1.18E-02	6.76E-04	2.37E-03	BHB
B401H2	1.894E-02	5.49E-03	1.16E-03	2.06E-03	MHB
B402H2	1.924E-02	6.07E-03	1.19E-03	2.18E-03	MHB
B402H1	2.199E-02	7.60E-03	4.90E-04	1.57E-03	MHB
B403H1	2.136E-02	7.60E-03	4.90E-04	1.57E-03	MHB
B403H2	2.193E-02	6.65E-03	1.24E-03	2.31E-03	MHB

Tablo 4.31 : TSM-1-C12 / Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	P	Toplam Eğrilik $\sum K$	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	1/m	
S101H1	-558.804	4.058E-02	IHB
S101H2	-539.011	3.850E-03	MHB
S102H1	-1532.962	3.633E-02	GB
S102H2	-1509.87	3.300E-03	MHB
S103H1	-1563.367	3.650E-02	GB
S103H2	-1542.255	3.300E-03	MHB
S104H1	-1365.782	4.116E-02	GB
S104H2	-1347.685	3.850E-03	MHB
S401H1	-306.881	4.620E-03	MHB
S401H2	-295.099	4.620E-03	MHB
S402H1	-775.758	3.850E-03	MHB
S402H2	-761.62	1.577E-02	MHB
S403H1	-778.33	3.850E-03	MHB
S403H2	-764.192	1.566E-02	MHB
S404H1	-598.851	4.620E-03	MHB
S404H2	-587.07	1.256E-02	MHB
S501H1	-222.199	5.775E-03	MHB
S501H2	-212.774	5.775E-03	MHB
S502H1	-523.379	4.620E-03	MHB
S502H2	-511.597	1.696E-02	MHB
S503H1	-524.262	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.48	1.676E-02	MHB
S504H1	-361.886	5.775E-03	MHB
S504H2	-352.461	1.355E-02	MHB

4.8. TSM-1-C10/Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-1-C10/ Sargısız taşıyıcı sistem modelinin tüm kesitlerindeki karakteristik beton dayanımı 10N/mm^2 değerini almaktadır.

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için belirlenen kesit hasar bölgeleri Tablo 4.35 ve Tablo 4.36’da verilmiştir.

Tablo 4.32 : TSM-1-C10 / Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsalsı Adı	Toplam Eğrilik ΣK	ϵ_s	ϵ_{cg}	ϵ_{cu}	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101H1	4.172E-02	1.87E-02	9.50E-04	3.04E-03	BHB
B101H2	4.145E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B102H2	4.127E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B102H1	4.675E-02	2.08E-02	1.00E-03	3.30E-03	BHB
B103H1	4.595E-02	2.02E-02	9.86E-04	3.24E-03	BHB
B103H2	4.092E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B201H1	4.288E-02	1.90E-02	9.60E-04	3.10E-03	BHB
B201H2	4.363E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H2	4.329E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H1	4.984E-02	2.21E-02	1.04E-03	3.50E-03	BHB
B203H1	4.820E-02	2.17E-02	1.03E-03	3.45E-03	BHB
B203H2	4.297E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B301H1	4.744E-02	1.69E-02	9.68E-04	3.38E-03	BHB
B301H2	4.645E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H2	4.743E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H1	4.684E-02	1.62E-02	9.48E-04	3.28E-03	BHB
B303H1	4.576E-02	1.59E-02	9.40E-04	3.20E-03	BHB
B303H2	4.757E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B401H1	3.044E-02	1.05E-02	6.74E-04	2.19E-03	BHB
B401H2	1.928E-02	5.90E-03	1.36E-03	2.34E-03	MHB
B402H2	1.951E-02	5.90E-03	1.36E-03	2.34E-03	MHB
B402H1	1.869E-02	5.97E-03	4.81E-04	1.42E-03	MHB
B403H1	1.781E-02	5.87E-03	4.61E-04	1.32E-03	MHB
B403H2	2.182E-02	6.47E-03	1.46E-03	2.53E-03	MHB

Tablo 4.33 : TSM-1-C10 / Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	P	Toplam Eğrilik ΣK	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	1/m	
S101H1	-574.628	4.201E-02	IHB
S101H2	-554.835	3.850E-03	MHB
S102H1	-1536.208	3.791E-02	GB
S102H2	-1513.116	3.300E-03	MHB
S103H1	-1561.982	3.797E-02	GB
S103H2	-1540.869	3.300E-03	MHB
S104H1	-1348.097	4.308E-02	GB
S104H2	-1330.001	3.850E-03	MHB
S401H1	-314.563	4.620E-03	MHB
S401H2	-302.781	4.620E-03	MHB
S402H1	-776.149	3.850E-03	MHB
S402H2	-762.011	1.719E-02	BHB
S403H1	-777.639	3.850E-03	MHB
S403H2	-763.501	1.721E-02	BHB
S404H1	-591.469	4.620E-03	MHB
S404H2	-579.687	1.458E-02	MHB
S501H1	-226.55	5.775E-03	MHB
S501H2	-217.125	5.775E-03	MHB
S502H1	-523.116	4.620E-03	MHB
S502H2	-511.335	1.675E-02	MHB
S503H1	-524.375	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.594	1.658E-02	MHB
S504H1	-357.684	5.775E-03	MHB
S504H2	-348.259	1.381E-02	MHB

4.9. TSM-1-C8 / Sargısız İçin Performans Değerlendirmesi

Sayısal incelemeler için seçilen son taşıyıcı sistem modeli olan TSM-1-C8/ Sargısız, TSM-1'in malzeme ve sargı etkisi açısından bir alternatifidir.

Bu taşıyıcı sistem modelinin tüm kesitlerinde karakteristik beton dayanımı 8N/mm^2 olarak alınmıştır.

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için belirlenen kesit hasar bölgeleri Tablo 4.37 ve Tablo 4.38'de özetlenmiştir.

Tablo 4.34 : TSM-1-C8 / Sargısız Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	Toplam Eğrilik $\sum K$	ε_s	ε_{cg}	ε_{cu}	KESİT HASAR BÖLGESİ
	1/m				
B101H1	4.344E-02	1.92E-02	1.04E-03	3.16E-03	BHB
B101H2	4.602E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B102H2	4.601E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B102H1	4.906E-02	2.15E-02	1.12E-03	3.57E-03	BHB
B103H1	4.840E-02	2.13E-02	1.12E-03	3.52E-03	BHB
B103H2	4.557E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B201H1	4.352E-02	1.96E-02	1.06E-03	3.25E-03	BHB
B201H2	4.666E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H2	4.674E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B202H1	5.010E-02	2.18E-02	1.13E-03	3.60E-03	BHB
B203H1	4.872E-02	2.15E-02	1.12E-03	3.57E-03	BHB
B203H2	4.649E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B301H1	4.372E-02	1.55E-02	9.91E-04	3.22E-03	BHB
B301H2	4.675E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H2	4.718E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B302H1	4.063E-02	1.44E-02	9.33E-04	3.01E-03	BHB
B303H1	3.957E-02	1.33E-02	8.81E-04	2.80E-03	BHB
B303H2	4.979E-02	Failure	Failure	Failure	GB
B401H1	2.199E-02	7.86E-03	6.05E-04	1.75E-03	MHB
B401H2	1.388E-02	3.71E-03	1.39E-03	2.09E-03	MHB
B402H2	1.360E-02	3.71E-03	1.39E-03	2.09E-03	MHB
B402H1	7.224E-03	6.10E-03	5.50E-04	1.49E-03	MHB
B403H1	6.436E-03	2.30E-02	1.44E-03	4.76E-03	BHB
B403H2	1.712E-02	4.66E-03	1.63E-03	2.49E-03	MHB

Tablo 4.35 : TSM-1-C8 / Sargısız Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri

Plastik Mafsal Adı	P	Toplam Eğrilik ΣK	KESİT HASAR BÖLGESİ
	KN	1/m	
S101H1	-597.967	4.669E-02	GB
S101H2	-578.174	3.850E-03	MHB
S102H1	-1532.621	4.247E-02	GB
S102H2	-1509.529	3.300E-03	MHB
S103H1	-1563.991	4.258E-02	GB
S103H2	-1542.878	3.300E-03	MHB
S104H1	-1326.337	4.868E-02	GB
S104H2	-1308.24	3.850E-03	MHB
S302H1	-1025.229	3.850E-03	MHB
S302H2	-1011.374	7.110E-03	MHB
S303H1	-1032.938	4.443E-03	MHB
S303H2	-1019.083	7.297E-03	MHB
S401H1	-325.463	4.620E-03	MHB
S401H2	-313.681	4.620E-03	MHB
S402H1	-772.865	3.850E-03	MHB
S402H2	-758.727	2.210E-02	BHB
S403H1	-778.802	3.850E-03	MHB
S403H2	-764.664	2.244E-02	BHB
S404H1	-582.69	4.620E-03	MHB
S404H2	-570.909	1.894E-02	BHB
S501H1	-233.834	5.775E-03	MHB
S501H2	-224.409	5.775E-03	MHB
S502H1	-520.715	4.620E-03	MHB
S502H2	-508.933	1.122E-02	MHB
S503H1	-524.781	4.620E-03	MHB
S503H2	-512.999	1.151E-02	MHB
S504H1	-352.396	5.775E-03	MHB
S504H2	-342.971	7.830E-03	MHB

4.10. Sayısal İncelemelerde Elde Edilen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Toplam altı adet taşıyıcı sistem üzerinde gerçekleştirilen parametrik sayısal incelemeler sonucunda, beton karakteristik dayanımına ve sargı donatısı miktarına bağlı olarak, farklılık gösteren kesit hasar bölgeleri Tablo 4.39 ve Tablo 4.40 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.36 : Beton Dayanımı ve Sargı Donatısı ile Değişen Kiriş Hasar Bölgeleri

Kiriş Adı	KESİT HASAR BÖLGELERİ					
	TSM1	C16 /Sargısız	C14 /Sargısız	C12 /Sargısız	C10 /Sargısız	C8 /Sargısız
B101	BHB	BHB	BHB	BHB	GB	GB
B102	BHB	BHB	BHB	BHB	GB	GB
B103	BHB	BHB	BHB	BHB	GB	GB
B201	BHB	BHB	BHB	GB	GB	GB
B202	BHB	BHB	BHB	GB	GB	GB
B203	BHB	BHB	BHB	BHB	GB	GB
B301	BHB	BHB	BHB	GB	GB	GB
B302	BHB	BHB	BHB	GB	GB	GB
B303	BHB	BHB	BHB	GB	GB	GB
B401	BHB	BHB	BHB	BHB	BHB	MHB
B402	BHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB
B403	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB

Tablo 4.40 : Beton Dayanımı ve Sargı Donatısı ile Değişen Kolon Hasar Bölgeleri

Kolon Adı	KESİT HASAR BÖLGELERİ					
	TSM1	C16 /Sargısız	C14 /Sargısız	C12 /Sargısız	C10 /Sargısız	C8 /Sargısız
S101	BHB	BHB	BHB	IHB	IHB	GB
S102	BHB	GB	GB	GB	GB	GB
S103	BHB	GB	GB	GB	GB	GB
S104	BHB	GB	GB	GB	GB	GB
S302	-	-	-	-	-	MHB
S303	-	-	-	-	-	MHB
S401	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB
S402	MHB	MHB	MHB	MHB	BHB	BHB
S403	MHB	MHB	MHB	MHB	BHB	BHB
S404	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	BHB
S501	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB
S502	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB
S503	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB
S504	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB	MHB

4.11. Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler

Sayısal incelemeler, orta yükseklikteki betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen üç açıklıklı, altı katlı bir taşıyıcı sistem modeli ve bu modelin beton dayanımı ve sargı etkisi açısından oluşturulan alternatifleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem modellerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları malzeme bakımından doğrusal olmayan teori çerçevesinde incelenmiş, deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla yapılan hesaplamalarda performans noktası ve plastik mafsalların dönme değerleri 2007 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* yardımı ile elde edilmiştir. Plastik şekildeğişirmelerin değerlendirilerek kesit ve eleman hasar bölgelerinin belirlenmesinde de, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği esas alınarak uygulanmış ve gerekli karşılaştırmalar yapılarak elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılan orta yükseklikli çerçeve taşıyıcı sistemin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ndeki kriterler çerçevesinde, *Can Güvenliği Performans Düzeyi*'ni sağladığı belirlenmiştir.
2. C16 beton dayanımı için boyutlandırılan taşıyıcı sistem modelinde, karakteristik beton dayanımının 14N/mm^2 'nin altına düşmesi durumunda kesitlerin önemli bir bölümünün göçme hasar bölgesinde yer aldığı gözlemlenmiştir.
3. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nin öngördüğü sargı donatısı kullanılarak boyutlandırılmış olan sistemde, sargı donatısının yetersizliği kolon kesitlerinin hasar bölgelerini, kirişlere oranla daha büyük ölçüde, olumsuz olarak etkilemektedir.
4. Beklenildiği gibi, beton karakteristik dayanımındaki azalmaya paralel olarak, göçme bölgesindeki kesit sayısı hızla artmaktadır.
5. Seçilen altı katlı çerçeve türü yapı sisteminde, beton dayanımı ve sargı donatısındaki yetersizlikten dolayı, üst kat kolonlarının diğer kolonlara oranla daha az etkilendiği görülmektedir. Ancak bu sonucun yapı sisteminin özelliklerine ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak değişebileceği söylenebilir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, 2007 Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan şekil değiştirme ve yer değiştirme bazlı doğrusal olmayan hesap yöntemi uygulanarak, ülkemizdeki mevcut betonarme binaları belirli ölçüde temsil edecek şekilde seçilen çerçeve türü yapı sistemleri üzerinde, beton dayanımındaki ve sargı donatısındaki yetersizliklerin kesit hasar bölgelerine ve bina deprem performansına etkileri sayısal olarak incelenmiştir. Bu kapsamda, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımı yapılan bir taşıyıcı sistem modeli ile bunun farklı beton dayanımlarına ve sargı donatısına sahip olan alternatiflerinin kesit hasar bölgeleri, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile incelenmiş ve kesit hasar bölgeleri belirlenmiştir.

Bu çalışmanın sonuçlarından yararlanarak, özellikle 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımı yapılmış olan mevcut binaların deprem güvenlikleri ile beton dayanımındaki ve sargı donatısındaki yetersizliklerin kesit hasar bölgelerine ve bina deprem performansına etkileri değerlendirilebilmektedir.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde varılan başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- 1) 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak boyutlandırılan ve inşa edilen orta yükseklikli çerçeve türü bina taşıyıcı sistemlerini temsil eden taşıyıcı sistem modellerinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 7 – *Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi* esaslarına göre *Can Güvenliği* Performans Düzeyi'ni sağladığı belirlenmiştir. Bu incelemenin sonuçlarına dayanarak 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak tasarımı yapılmış mevcut binalarda deprem sonrasında görülen olası yapısal hasarların ilgili yönetmelikten kaynaklanmadığı sonucuna varılabilmektedir.
- 2) İncelenen taşıyıcı sistem modellerinde, beton dayanımındaki azalmanın karakteristik dayanımın %25'ini aşması halinde, bu durumun kesit hasar bölgeleri ve dolayısıyla deprem performansı açısından yapı güvenliğini olumsuz olarak etkilediği belirlenmiştir.

- 3) Normal kuvvetin yüksek olması nedeniyle, süneklik düzeyi kirişlere göre daha düşük olan kolonlarda, sargı donatısındaki yetersizlik deprem performansını daha büyük oranda olumsuz olarak etkilemektedir.

Bu çalışmada mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, altı katlı düzlem ereve sistemlerden oluşmaktadır. Bu çalışmanın olası uzantıları, çeşitli yüksekliklerdeki ereve türü binaları ve doğrusal olmayan yöntemin uygulama sınırları içinde kalan perdeli çerçeveli binaları da kapsayacak şekilde genişletilebilir.

Deprem Yönetmeliklerinin daha etkin bir şekilde karşılaştırılabilmesi amacıyla, 1975 öncesi deprem yönetmeliklerine, rneğin 1968 Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılmış olan binalar için de benzeri sayısal incelemelerin gerçekleştirilmesi yararlı olabilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] **Fajfar, P. and Krawinkler, H.**, 1997. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of International Workshop held in Bled (Slovenia), Balkema, The Netherlands.
- [2] **Priestley, M.J.N.**, 2000, Performance Based Seismic Design, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, January-February 2000.
- [3] **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.
- [4] **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.
- [5] **Özer, E.**, 1969. Lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir metot, *Doktora Tezi*, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [6] **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.
- [7] **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.
- [8] **Parikh, B.P.**, 1966. The elastic-plastic analysis and design of unbraced multistory steel frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.
- [9] **Kim, S.W.**, 1971. Elastic-plastic analysis of unbraced frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.

- [10] **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.
- [11] **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.
- [12] **SAP2000**, 2005. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [13] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [14] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [15] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [16] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [17] **European Committee for Standardization**, 2004. Design of Structures for Earthquake Resistance-Assessment and Retrofitting of Buildings, Eurocode 8-3.
- [18] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (TDY-07), *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [19] **ABYYHY**, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (TDY-75), *İmar ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [20] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, www.ins.itu.edu.tr/eozer, İstanbul.
- [21] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul.
- [22] **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.

- [23] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulamalar, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [24] **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.
- [25] **Neal, B.G.**, 1956. The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall, London.
- [26] **Hodge, P.G.**, 1959. Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York.
- [27] **Çetin, C.**, 2007. Mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesinde doğrusal olmayan yöntemlerin karşılaştırılması üzerine sayısal bir inceleme, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [28] **Paulay, T., Priestley, M.J.N.**, 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, J. Wiley, New York.
- [29] **Ersoy, U., Özcebe, G.**, 2001. Betonarme, Evrim, Ankara.
- [30] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.** (1988). Theoretical stress-strain relationships for confined concrete, *Journal of Structural Division (ASCE)*, **114**(8), 1804-1826.
- [31] **TS-500**, 1984. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [32] **TS-500**, 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [33] **XTRACT**, 2001, Kesit Analiz Programı, Imbsen Software Systems.
- [34] **Priestley, M.J.N.**, 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, IUSS Press, Italy.

ÖZGEÇMİŞ

Pınar MALTAŞ, 1979 yılında İstanbul'da doğmuştur. İlk öğrenimini, Özel Çavuşoğlu İlkokulu'nda, ortaokul ve lise öğrenimini İstanbul Erkek Lisesi'nde tamamlamıştır. 1998 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazanmıştır. 2003 yılında lisans eğitimini tamamladıktan sonra, aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı'nda yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.