

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA PERFORMANSA  
DAYALI TASARIM KRİTERLERİ**

İnş. Müh. Gökhan ŞEN

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında  
Hazırlanan**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Tez Danışmanı : Prof. A. Zafer ÖZTÜRK**

**İSTANBUL, 2006**

# İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ .....	vi
KISALTMA LİSTESİ .....	viii
ŞEKİL LİSTESİ .....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ .....	xi
ÖNSÖZ .....	xii
ÖZET .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1 GİRİŞ .....	1
1.1 Mühendislik Sismolojisi ve Jeolojisi .....	2
1.1.1 Geçmişteki gelişmeler .....	2
1.1.2 Düşük ve orta sismik aktiviteli bölgelerde modelleme .....	3
1.1.3 Uniform sismik risk modeli .....	3
1.1.4 Gözönüne alınan maksimum deprem .....	4
1.1.5 Uzak mesafeli depremler .....	4
1.2 Mühendislik Sismolojisi .....	5
1.2.1 Response spectrum modelinde geçmişteki gelişmeler .....	5
1.2.2 Sismolojik modeldeki gelişmeler .....	5
1.3 Zemin Dinamiği .....	5
1.3.1 Geçmişteki gelişmeler ve mevcut uygulamalar .....	5
1.3.2 Zemin derinliğinin ve rezonans etkilerinin önemi .....	6
1.4 Sistem Dinamiği .....	7
1.4.1 Gerekli mukavemetin tahmini ve sismik olaylarla ilişkisi .....	7
2 YAPISAL SİSTEMLERİN PERFORMANSA DAYALI TASARIMI .....	10
2.1 Performans Seviyeleri .....	10
2.1.1 Taşıyıcı sistemlerde performans seviyeleri .....	10
2.1.1.1 Tümüyle işlevsel performans seviyesi .....	11
2.1.1.2 İşlevsel performans seviyesi .....	11
2.1.1.3 Can güvenliği performans seviyesi .....	12
2.1.1.4 Göçmeye yakın performans seviyesi .....	12
2.1.2 Taşıyıcı olmayan elemanlarda performans seviyeleri .....	12
2.1.2.1 Tümüyle işlevsel performans seviyesi .....	12
2.1.2.2 İşlevsel performans seviyesi .....	12
2.1.2.3 Can güvenliği performans seviyesi .....	13
2.1.2.4 Azaltılmış hasar performans seviyesi .....	13
2.2 Deprem Hareketleri .....	13
2.2.1 Kullanım depremi .....	14
2.2.2 Tasarım depremi .....	14
2.2.3 En büyük deprem .....	14
2.3 Performans Amaçları .....	16

2.3.1	Güvenlik açısından kritik tesisler .....	16
2.3.2	Kritik tesisler .....	17
2.3.3	Bina türü yapılar .....	17
3	ANALİZ HAKKINDA GENEL BİLGİLER .....	18
3.1	Analiz Yönteminin Seçilmesi .....	18
3.2	Matematiksel Modelleme .....	19
3.2.1	Ana kurallar .....	19
3.2.2	Diyafraflar .....	19
3.2.3	Yatay burulma etkileri .....	20
3.2.3.1	Toplam burulma momenti .....	21
3.2.3.2	Burulma etkilerinin gözönüne alınması .....	21
3.3	P- $\Delta$ Etkileri .....	22
3.3.1	Statik P- $\Delta$ etkileri .....	22
3.3.1.1	Doğrusal statik analizlerde P- $\Delta$ etkileri .....	22
3.3.1.2	Doğrusal olmayan statik analizlerde P- $\Delta$ etkileri .....	23
3.3.2	Dinamik P- $\Delta$ etkileri .....	23
3.4	Çok Doğrultulu Deprem Etkileri .....	23
3.4.1	Farklı doğrultulardaki deprem hareketlerinin etkileri .....	24
3.4.2	Düşey sismik etkiler .....	24
3.5	Yükleme Kombinasyonlarında Düşey Yüklerin Katkısı .....	24
3.6	Devrilme Etkileri .....	25
3.6.1	Doğrusal analiz yöntemlerinde devrilme etkileri .....	25
3.6.2	Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinde devrilme etkileri .....	26
4	ANALİZ PROSEDÜRLERİ .....	27
4.1	Doğrusal Statik Analiz .....	27
4.1.1	Analizin ana ilkeleri .....	27
4.1.2	Periyot hesapları .....	27
4.1.2.1	Analitik yöntem .....	28
4.1.2.2	Ampirik yöntem .....	28
4.1.2.3	Yaklaşık yöntem .....	28
4.1.3	Kuvvetlerin ve deformasyonların belirlenmesi .....	28
4.1.3.1	Pseudo yatay yükü .....	29
4.1.3.2	Deprem yüklerinin düşey dağılımı .....	29
4.1.3.3	Deprem yüklerinin yatay dağılımı .....	30
4.1.3.4	Diyafraflar .....	30
4.2	Doğrusal Dinamik Analiz .....	30
4.2.1	Prosedürün temeli .....	30
4.2.2	Modelleme ve analizde gözönüne alınması gereken hususlar .....	30
4.2.2.1	Genel .....	30
4.2.2.2	Yer hareketi karakteristiği .....	30
4.2.3	Deformasyonların ve kuvvetlerin hesaplanması .....	31
4.3	Doğrusal Olmayan Statik Analiz .....	31
4.3.1	Prosedürün temeli .....	31
4.3.2	Deplasman katsayıları metodu .....	32
4.3.2.1	Modelleme ve analizde gözönüne alınması gereken hususlar .....	32
4.3.2.2	Kontrol noktası .....	33
4.3.2.3	Yatay yüklerin dağılımı .....	33
4.3.2.4	İdealize edilmiş öteleme eğrisi .....	33
4.3.2.5	Periyot hesabı .....	34

4.3.2.6	Hedef deplasmanın hesaplanması.....	34
4.3.3	Kapasite spektrum metodu .....	36
5	ÇELİK YAPILARDA SİSMİK DİZAYN KURALLARI .....	39
5.1	Genel.....	39
5.2	Yapı Elemanları.....	39
5.2.1	Genel.....	39
5.2.2	Lokal burkulma.....	39
5.3	Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçevesel .....	42
5.3.1	Genel.....	42
5.3.2	Kiriş – kolon birleşimleri.....	42
5.3.3	Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri .....	42
5.3.3.1	Kayma dayanımı.....	43
5.3.3.2	Panel bölgesi kalınlığı .....	43
5.3.3.3	Panel bölgesi takviye levhaları .....	43
5.3.4	Kirişlerde ve kolonlarda kriterler .....	44
5.3.5	Sürekli levhaları .....	44
5.3.6	Kolon giriş moment oranı.....	44
5.3.7	Kiriş-kolon birleşim (Restraint).....	45
5.3.8	Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması.....	46
5.3.9	Kolon ekleri .....	46
5.4	Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçevesel .....	46
5.4.1	Genel.....	46
5.4.2	Kiriş – kolon birleşimleri.....	47
5.4.3	Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri .....	48
5.4.4	Kirişlerde ve kolonlarda kriterler .....	48
5.4.5	Sürekli levhaları .....	48
5.4.6	Kolon giriş moment oranı.....	48
5.4.7	Kiriş-kolon birleşim (Restraint).....	48
5.4.8	Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması.....	48
5.4.9	Kolon ekleri .....	48
5.5	Süneklik Düzeyi Düşük Moment Aktaran Çerçevesel .....	48
5.5.1	Genel.....	48
5.5.2	Kiriş – kolon birleşimleri.....	48
5.5.2.1	Tam rijit birleşimler.....	49
5.5.2.1	Yarı rijit birleşimler .....	49
5.5.3	Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri .....	49
5.5.4	Kirişlerde ve kolonlarda kriterler .....	49
5.5.5	Sürekli levhaları .....	49
5.5.6	Kolon giriş moment oranı.....	50
5.5.7	Kiriş-kolon birleşim (Restraint).....	50
5.5.8	Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması.....	50
5.5.9	Kolon ekleri .....	50
5.6	Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçevesel .....	50
5.6.1	Genel.....	50
5.6.2	Çapraz elemanlar .....	51
5.6.2.1	Narinlik değeri .....	51
5.6.2.2	Gerekli basınç mukavemeti .....	51
5.6.2.3	Genişlik / kalınlık oranları.....	51
5.6.2.4	Yapma elemanlar .....	52
5.6.3	Çapraz elemanların bağlantıları.....	52

5.6.3.1	Gerekli mukavemet.....	52
5.6.3.2	Kopma mukavemeti.....	52
5.6.3.3	Eğilme mukavemeti.....	52
5.6.3.4	Guse levhaları.....	53
5.6.4	Süneklik düzeyi yüksek çapraz sistemleri.....	53
5.6.4.1	V tipi ve ters V Tipi çapraz sistemleri.....	53
5.6.4.2	K tipi çapraz sistemleri.....	53
5.6.5	Kolonlar.....	53
5.7	Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeveler.....	53
5.7.1	Genel.....	53
5.7.2	Mukavemet.....	54
5.8	Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeveler.....	54
5.8.1	Genel.....	54
5.8.2	Bağ kirişleri.....	55
5.8.3	Bağ kirişi berkitmeleri.....	58
5.8.4	Bağ kirişi – kolon birleşimleri.....	60
5.8.5	Bağ kirişinin yanal burkulmaya karşı tutulması.....	60
5.8.6	Çapraz elemanlar ve kirişlerin bağ kirişi dışında kalan bölgeleri.....	60
5.8.7	Kiriş – kolon birleşimleri.....	60
5.8.8	Kolon mukavemeti.....	61
6	PER. DAYALI TASARIM İLE İLGİLİ ÖRNEK BİR ÇALIŞMA.....	62
6.1	Genel.....	62
6.2	Respons Spektrum Eğrisi.....	63
6.3	Sistem Modeli.....	64
6.4	Malzeme, Enkesit ve Asal Yükleme Bilgileri.....	72
6.5	Yüklemeler.....	72
6.6	Analizler.....	75
6.7	Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi.....	77
6.8	Talep Eğrisinin Elde Edilmesi.....	79
6.9	Hedef Deplasmanın Belirlenmesi.....	82
6.10	Plastik Mafsal Noktaları.....	83
6.11	Görelî Kat Ötelenmeleri ve Performans Değerlendirmesi.....	84
7	DEPL. KATS. METODU İLE SİSTEMİN PERFORMANS ANALİZİ.....	86
7.1	Periyot Hesabı.....	86
7.2	Üçgen Yükleme Şablonu İçin Hedef Deplasmanın Tayini.....	87
7.3	Düzgün Yükleme Şablonu İçin Hedef Deplasmanın Tayini.....	88
8	SONUÇLAR.....	91
	KAYNAKLAR.....	93
	ÖZGEÇMİŞ.....	94

## SİMGE LİSTESİ

$a_5, b$	Büyüküğü 5'ten fazla olan depremler için normalleştirilmiş Gutenberg–Richter katsayıları
$A_g$	Kolon enkesiti toplam alanı
$b_{cf}$	Kolon başlık genişliğı
$b_f$	Bağ kirişi başlık genişliğı
$C_m$	Efektif kütle katılım faktörü
$C_{vx}$	Düşey dağılım faktörü
$d_c$	Kolon enkesit yüksekliğı
$d_b$	Kiriş enkesit yüksekliğı
$d_z$	Sürekli levhaları arasında kalan panel bölgesi yüksekliğı
$e$	Bağ kirişi uzunluğı
$F_x$	Herhangi bir x katına etkiyen yanal deprem yükü
$F_y$	Panel bölgesi çeliğinin akma mukavemeti
$F_{yc}$	Kolon akma mukavemeti
$H$	Zemindeki tabakaların derinliğı
$H_b$	Sistem toplam yüksekliğı
$H_e$	Sistem efektif yüksekliğı
$h_i$	i. katta taban ile tavan arasındaki yükseklik
$h_x$	x. katta taban ile tavan arasındaki yükseklik
$K_e$	Yapının efektif yatay rijitliğı
$K_i$	Yapının elastik yatay rijitliğı.
$M$	Deprem büyüklüğü
$M_{OT}$	Sistemi devirmeye çalışan momentlerin toplamı
$M_{ST}$	Devrilmeye karşı koyan momentlerin toplamı
$P_i$	İlgili katın toplam kütlesi
$P_{uc}$	Kolon için gerekli aksenal basınç kuvveti mukavemeti
$R$	Yapı Davranış Katsayısı
$Q_G$	Zati yükler
$Q_L$	Efektif hareketli yük
$Q_G$	Efektif kar yükü
$S_a$	Doğal titreşim periyodundaki mukabele spektrumu ivmesi
$S_a$	TSDS'ye ait elastik ötesi spektral ivme
$S_d$	TSDS'ye ait elastik ötesi spektral deplasman

$T$	Binanın doğal titreşim periyodu
$T_i$	Elastik dinamik analiz yardımıyla bulunan doğal titreşim periyodu (sn).
$t_{cf}$	Kolon başlık kalınlığı
$T_g$	Rezonans doğal periyodu
$T_e$	Sistemin efektif hakim periyodu.
$T_s$	Tepki spektrumu karakteristik periyodu.
$t_p$	Doubler plateler de dahil olmak üzere panel bölgesi kalınlığı
$T_{rp}$	Tekrarlama periyodu
$T_S$	Mukabele spektrumu karakteristik periyodu
$t_w$	Bağ kirişi gövde kalınlığı
$V$	Pseudo yanal yükü
$V_i$	Gözönüne alınan doğrultuda ilgili kata ait kesme kuvveti
$V_n$	Bağ kirişi nominal kayma mukavemeti
$V_s$	Kayma dalgalarının yayılma hızı
$W$	Binanın depremde etkili efektif kütlesi
$w_i$	i. katın kütlesi
$w_x$	x. katın kütlesi
$w_z$	Kolon başlıkları arasında kalan panel bölgesi genişliği
$Z_c$	Kolonun plastik mukavemet momenti
$Z_b$	Kirişin plastik mukavemet momenti
$z_b$	Kirişin zayıflamış enkesitinde plastik mukavemet momenti
$\Delta_e$	Şekil değiştirmiş sistemin efektif deplasmanı
$\Delta_{roof}$	Çatı kotundaki maksimum deplasman
$\delta_i$	Kat rijitlik merkezinin görelî yatay ötelenmesi
$\delta_{max}$	Diyafram üzerindeki maksimum deplasman
$\delta_{ort}$	Diyafram üzerindeki ortalama deplasman olan
$\theta$	Stabilite katsayısı
$\theta_D$	Maksimum dönme
$\eta$	Deplasman katsayısı
$\Delta_w$	Plan üzerinde duvarların yaptığı deplasman
$\Delta_d$	Plan üzerinde diyaframın yaptığı deplasman

## KISALTIMA LİSTESİ

AISC	American Institute of Steel Construction
AO	Aşılma Olasılığı
DDA	Doğrusal Dinamik Analiz Yöntemi
DDT	Deplasmana Dayalı Tasarım
DODA	Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Yöntemi
DOSA	Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemi
DRS	Deplasman Mukabele Spektrumu
DSA	Doğrusal Statik Analiz Yöntemi
EÇÇ	Eksantrik Bağlı Çaprazlı Çerçevesler
EMS	Elastik Mukabele Spektrumu
IBC	International Building Code
KTD	Kapasite – Talep Diyagramı
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MAÇ	Moment Etkisi Alacak Şekilde ( rijit ) Tasarlanan Çerçevesler
MCE	Maksimum Deprem
M–R	Magnitude – Distance ( Büyüklük – mesafe ( kapsama alanı ) )
MSBD	Mukabele Spektrumuna Bağlı Deplasman
MSBİ	Mukabele Spektrumuna Bağlı İvme
MYİ	Maksimum Yer İvmesi
MYD	Maksimum Yer Deplasmanı
MYH	Maksimum Yer Hızı
OSRK	Olasılıkla Tanımlanmış Sismik Risk Katsayısı
PDT	Performansa Dayalı Tasarım
SDF	Single Degree of Freedom ( Tek serbestlik derecesi )
SDDMÇ	Süneklik Düzeyi Düşük Moment Aktaran Çerçevesler
SDNMÇ	Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçevesler
SDYMÇ	Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçevesler
SDNMÇÇ	Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçevesler
SDYMÇÇ	Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçevesler
SPFSSB	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings



## ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Sünek sistemler için performans ve yapısal deformasyon talebi .....	10
Şekil 2.2 Sünek olmayan sistemler için performans ve yapısal deformasyon talebi.....	11
Şekil 2.3 Performans seviyesi – maliyet ilişkisi .....	13
Şekil 3.1 Diyafram ve kat deplasmanları.....	19
Şekil 3.2 Flexible diyaframlar için uygun bir yük dağılımı şekli.....	20
Şekil 4.1 Doğrusal statik analizin ana ilkeleri.....	27
Şekil 4.2 İdealize edilmiş öteleme eğrisi .....	34
Şekil 4.3 Talep - kapasite spektrumu.....	37
Şekil 4.4 Öteleme - kapasite eğrileri .....	38
Şekil 5.1 Genişlik/kalınlık oranlarını hesaplamada kullanılan parametrelerin tanımı.....	39
Şekil 5.2 Gövde takviye levhalarının noktasal kaynakla birleştirilmesi. ....	42
Şekil 5.3 Gövde takviye levaları. ....	44
Şekil 5.4 Kolon – kiriş birleşimlerinden bazı örnekler.....	47
Şekil 5.5 Merkezi çaprazlı sistemlerden bazı örnekler.....	51
Şekil 5.6 Eksantrik çaprazlı sistemlerden bazı örnekler.....	55
Şekil 5.7 Bağ kirişi dönme açısı.....	56
Şekil 5.8 Çapraz elemanların I profil veya boru olması halinde bağ kirişi detayları. ....	59
Şekil 6.1 1. Derece deprem bölgesi için response spektrumu .....	63
Şekil 6.2 Çerçeve aks aralıkları ve kat yükseklikleri.....	64
Şekil 6.3 Çerçeve elemanlarına ait kesitler .....	65
Şekil 6.4 Çerçeve eleman numaraları.....	66
Şekil 6.5 Çerçeve kolon düğüm noktası numaraları.....	67
Şekil 6.6 Çerçeve kiriş düğüm noktası numaraları.....	68
Şekil 6.7 10002050080 Enkesite ait özellikler .....	69
Şekil 6.8 10002050050 Enkesite ait özellikler .....	69
Şekil 6.9 10002050040 Enkesite ait özellikler .....	70
Şekil 6.10 10002050030 Enkesite ait özellikler .....	70
Şekil 6.11 10002040040 Enkesite ait özellikler .....	71
Şekil 6.12 10002040030 Enkesite ait özellikler .....	71
Şekil 6.13 Sabit yük yüklemesi .....	73
Şekil 6.14 Hareketli yük yüklemesi.....	74
Şekil 6.15 Deprem yüklemesi.....	75
Şekil 6.16 Öteleme eğrisi .....	77

Şekil 6.17 Kapasite eğrisi .....	78
Şekil 6.18 Talep eğrisi .....	81
Şekil 6.19 Talep - kapasite eğrisi .....	82
Şekil 6.20 Hedef deplasmandaki plastik mafsal noktaları.....	84
Şekil 6.21 Hedef deplasmanda şekil değiştirmiş sistem.....	85
Şekil 7.1 Deplasman katsayıları metodu için öteleme eğrisi.....	86
Şekil 7.2 Üçgen yükleme şablonu .....	87
Şekil 7.3 Üçgen yükleme şablonu etkisinde şekil değiştirmiş sistem .....	88
Şekil 7.4 Düzgün yükleme şablonu .....	89
Şekil 7.5 Düzgün yükleme şablonu etkisinde şekil değiştirmiş sistem .....	90

## ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 1.1 Melbourne için tasarım depremi senaryoları.....	4
Çizelge 1.2 Zemin sınıfları ve özellikleri ( IBC 2000 ).....	6
Çizelge 1.3 Deprem kuvvetini karşılayan sistemler için davranış katsayıları.....	8
Çizelge 2.1 Performans seviyeleri için görel kat ötelenmeleri.....	13
Çizelge 2.2 Yapıların tasarımında gözönüne alınacak deprem parametreleri.....	14
Çizelge 2.3 Deprem etkisi – performans seviyesi ilişkisi.....	15
Çizelge 2.4 Güvenlik açısından kritik tesisler için performans amacı.....	17
Çizelge 2.5 Kritik tesisler için performans amacı.....	17
Çizelge 2.6 Bina türü yapılar için performans amacı.....	15
Çizelge 4.1 $C_0$ katsayısı için Fema 356’da tavsiye edilen değerler.....	36
Çizelge 4.2 $C_2$ Katsayısı için Fema 356’da tavsiye edilen değerler.....	36
Çizelge 5.1 LRFD’ de $\lambda_p$ için sınır değerler.....	40
Çizelge 5.2 Seismic Provisions for Structural Steel Building’ de $\lambda_{ps}$ için sınır değerler.....	41
Çizelge 6.1 Kesme duveti – deplasman değerleri.....	76
Çizelge 6.2 Sistem bilgileri.....	77
Çizelge 6.3 İtme eğrisi – kapasite eğrisi koordinatları.....	78
Çizelge 6.4 Talep eğrisi koordinatları.....	80
Çizelge 6.5 Görel kat ötelenmeleri.....	85

## ÖNSÖZ

Dünyamızda son yıllarda yaşanan depremlerin çok ciddi can ve mal kaybına yol açtığı aşikar bir şekilde görülmektedir. Mevcut deprem yönetmeliklerine göre tasarlanıp imal edilen yapıların can güvenliği açısından yeterli performansa sahip olmalarına rağmen daha üst seviyede performans amaçlarına ulaşamadıkları görülmüştür. Bu amaçla ortaya çıkan performansa dayalı tasarım çalışmaları mevcut deprem yönetmeliklerinin yetersiz kaldığı konuları ortadan kaldırmayı hedeflemektedir.

Bu çalışmada çok katlı çelik yapılarda performansa dayalı tasarım yöntemleri ve bina performansının değerlendirilmesi ilkeleri ele alınmıştır. Bununla birlikte taşıyıcı sistem seçiminde ve yapı elemanlarının boyutlandırılmasında gözönüne alınması gereken kriterlere de vurgu yapılmıştır.

Yukarıdaki bilgiler ışığında 10 katlı çelik bir çerçevenin performans değerlendirmesine yönelik örnek bir çalışma yapılmıştır. Bu değerlendirme aşamasında 'kapasite spektrum metodu' ve 'deplasman katsayıları metodu' kullanılmıştır.

Bu tezin hazırlanmasında değerli bilgilerini ve önerilerini esirgemeyen, iyi niyetiyle bana sürekli moral veren tez danışmanım Prof. Dr. A. Zafer ÖZTÜRK'e teşekkürlerimi sunarım.

## ÖZET

Son yıllarda yaşanan büyük depremlerden sonra yapı dünyası hem ekonomiyi hem de güvenli yapı tasarımını içinde barındıran yeni tasarım metodlarına ihtiyaç duymaktadır. Mevcut deprem yönetmeliklerinin bu ihtiyacı karşılayamaması üzerine deprem mühendisliğinde yeni tasarım yöntemleri ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmada çok katlı çelik yapıların performansa dayalı tasarım yöntemleri üzerinde durulmuştur. Örnek olarak 10 katlı çelik bir çerçeve ele alınmış, kapasite spektrum metodu ve deplasman katsayıları metodu kullanılarak performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Bununla birlikte taşıyıcı sistemin ve yapı elemanlarının sahip olması gereken nitelikler anlatılmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Performansa dayalı tasarım, performans analizi, kapasite spektrum metodu, deplasman katsayıları metodu , sismik tasarım kuralları.

## **ABSTRACT**

In recent years, after major earthquakes, structural designers need for the new design methods that consider both economy and safety. As a result of investigations and researches, current building codes have lack for achieving that solution. Thus, different design methods have been discussing in earthquake engineering.

In this study, it is aimed to review performance based seismic design of a high rise steel frame. A 10 storey moment resisting steel frame was selected for study, capacity spectrum method and displacement coefficient method were used to find the target performance of the frame. In addition, seismic provisions for the structural steel buildings were explained.

**Keywords:** Performance based seismic design, performance analyse, capacity spectrum method , displacement coefficient method , seismic provisions.

## 1. GİRİŞ

Geçtiğimiz 10 sene içinde yaşanan büyük depremler Northridge - California (1994), Kobe - Japonya (1995), Türkiye (1999), Tayvan (1999), Orta – Batı Hindistan (2001) ve Pakistan (2005) olarak sıralanabilir. Bu depremler çok büyük can ve mal kaybına sebep olmuş ve her türden mühendislik yapısına zarar vermişlerdir. Bu depremlerden sonra yapıların deprem etkisindeki performanslarını arttırıcı çalışmalara ve yayınlara olan ihtiyaç tekrar ortaya çıkmıştır. Bu tür çalışmaları ve prosedürleri Performansa Dayalı Tasarım ( PDT ) başlığı altında toplamak mümkündür. Sismik tasarımlarla ilgili mevcut yönetmelikler son 40 yıl içinde geliştirilmiştir. Bu gelişmeler aşağıdaki 5 konu altında toparlanabilir:

- Mühendislik sismolojisi ve jeolojisi ( Sismik aktivite modellemesi )
- Mühendislik sismolojisi ( Sismik risk modellemesi )
- Zemin dinamiği
- Yapı dinamiği
- Malzeme mekaniği

Son 25 yılda bu bilim dallarında önemli gelişmeler kaydedilmiştir. Mühendislik sismolojisi konusunda çok sayıda önemli mukabele spektrum modelleri geliştirilmiş, yer hareketlerinin önceden saptanabilmesi amacıyla deneysel ve gözlemsel dalga simülasyonu teknikleri üzerinde çalışılmıştır. Malzeme mekaniği biliminde artık yapısal sistemlerin şekil değiştirme (süneklik ) özellikleriyle ilgili daha fazla bilgi mevcuttur.

Günümüzde araştırmacılar artık tek bir konu üzerinde odaklanmak yerine iki veya daha fazla bilim dalı ile ilgilenip sonuçları birbirleriyle ilişkilendirmektedirler. Bununla ilişkili olarak yukarıda bahsedilen maddeler tek bir ana başlık altında toplandığında ortaya PDT çıkmaktadır.

Bu bilim dalları arasında birçok ortak nokta mevcuttur. Örneğin Mühendislik Sismolojisi ( Zemin Dinamiği ile beraber ) araştırmalarının ana sonucu MYİ'lere benzer formda ortaya çıkacak olan OSRK'ler , MYH'ler veya zemin karakteristik periyotlarındaki MSBİ'lardır. Son olarak bu OSRK'ler iki şekilde kullanılır. Bunlardan birincisi risk haritalarının ortaya çıkarılmasıdır. İkinci olarak OSRK'ler EMS'lerin tanımlanmasında yardımcı olurlar. Bu

EMS'ler tek serbestlik dereceli doğrusal elastik sistemlerin farklı doğal periyodları için maksimum mukabeleyi tanımlar.

Bu özelliklerinden dolayı OSRK'ler yukarıda bahsedilen bilim dalları arasında geçiş noktaları olarak kabul edilip "Nodal Points" olarak anılırlar.

OSRK'lere dayanılarak yapılan sismik risk tanımlamalarında , bölgenin coğrafi özellikleri ve zemin şartları önemli parametrelerdir. Bu durum yıllık AO'lerle birlikte OSRK'lere dayanılarak hazırlanan deprem risk haritalarıyla desteklenmiştir. Diğer yandan deprem , sismologlar tarafından çeşitli bilimsel özellikleri gözönüne alınarak çok iyi incelenmiş doğal bir olgudur. Ayrıca farklı bilim dalları da bu konu üzerine çalışmalar yapmaktadır.

PBSE konusunda 1990'ların başında başlayan yakın gelişmeler ile birlikte, DMS ve KTD'nin birlikte ortaya çıkışı EMS'nin muhteviyatına yada onun fundamental olarak OSRK'ye dayanmasında bir değişikliği değil EMS'nin sunum formatı üzerinde bir değişikliği ifade eder. Buna rağmen bu yeni mukabele spektrum formatları uzun dönemde daha doğru yaklaşımlara olan ihtiyaca işaret etmektedir. Yeni format ihtiyacına yönelik birkaç yeni model başarıyla geliştirilmiştir. Yinede yeni görüşlerin kabul edilir tasarımlar yada geçerli prosedürler haline gelerek olgunlaşması zaman alacaktır.

Sonuç olarak, bu çalışmaların yalnızca bir bilim dalı düzeyinde ne kadar ilerlediği çok önemli değildir. Belki de bu konuda en iyi örneğin USRS olduğu söylenebilir. Çünkü yıllık deprem olaylarının gözlemlenmesiyle oluşturulan USRS'nin , herbir risk parametresini tanımlamada veya OSRK'nin tanımında temel bazı eksiklikleri vardır. Bu da bize gösterir ki USRS yalnızca tek bir deprem olayı kullanılarak tanımlanamaz . Yani bir yapı bütün ömrü boyunca tek bir depreme maruz kalmayacaktır. Magnitude–Distance (M–R) kombinasyonlarıyla tanımlanan deprem senaryolarına yönelik OSRK'lerin toparlanması için Mühendislik Sismolojisinde bu konuda oldukça kesin prosedürler oluşturulmuştur . Bununla birlikte bu durum problemi daha da karışık hale getirmektedir.

## **1.1 Mühendislik Sismolojisi ve Jeolojisi (Sismik Aktivite Modellemesi )**

### **1.1.1 Geçmişteki gelişmeler**

Bir depremin aktivite seviyesi Gutenberg–Richter ( G–R ) büyüklük bağıntılarıyla tanımlanmıştır. Bu bağıntılar küçük büyüklüklü sık depremlerin davranışlarının



gözlenmesiyle elde edilmiştir. Böylece daha az sıklıkla meydana gelebilecek olan daha büyük depremlerin davranışlarının daha önceden tahmin edilebilmesi imkanı doğmuştur.

### 1.1.2 Düşük ve orta sismik aktiviteli bölgelerde modelleme

Düşük ve orta sismik aktiviteli bölgelerde, deprem aktivite seviyesinin küçük olması, o bölgeye ait sismik dataların eksik kalmasına sebep olmaktadır. Sonuç olarak her bir kaynağın potansiyelini ve aktivite seviyesini belirlemek oldukça zordur. Bundan dolayı, sismik hareket sadece birkaç hattın hareketinden ibaret değilse ve tüm bölgeyi etkiliyorsa bu tür fay hatları “ Alansal Kaynak Bölgeleri ” olarak gruplandırılırlar. Bu tür bölgelerdeki sismik aktiviteler çok geniş bölgelerdeki sismik kaynakların tanımlanmasıyla modellenenabilirler.

### 1.1.3 Uniform sismik risk modeli (dairesel kaynak bölgelerinde)

Şayet bir bölgenin sismik aktivitesinin uniform olduğu kabul edilirse sismik risk modelinin oluşturulması için ( C–M ) integrasyon işlemlerine ihtiyaç kalmaz. Bunun yerine Jacob tarafından geliştirilen basit dairesel kaynak bölgeleri modeli kullanılabilir. Sismik risk ile uyumlu olan Büyüklük – Uzaklık ( M–R ) çiftleri veya kombinasyonları aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir;

$$M=5 + [\log_{10}(2\pi R^2 T_{rp}) - 7 + a_5]/b \quad (1.1)$$

$T_{rp}$  : Tekrarlama periyodu

$a_5$  ,  $b$  : Büyüklüğü 5 ‘ten fazla olan depremler için Normalleştirilmiş Gutenberg – Richter katsayıları.

Bu basit dairesel kaynak bölgesi modeli , herhangi bir tekrarlama periyodu ile deprem tekrarı bağıntısı için ( G-R formunda ), olabirlik ihtimaline eşit olan deprem senaryolarının oluşturulmasını sağlar. Dairesel kaynak bölgesi modelinde non–uniform kaynak bölgelerinde ihtiyaç duyulan nümerik analizlere gerek kalmadan, daha gerçekçi deprem senaryoları üretilebilir.

Çizelge 1.1 Melbourne için tasarım depremi senaryoları (tekrarlama periyodu 2500 yıl)

Depremın Büyüklüğü ( M )	Fay Hattına Uzaklık ( km )
5	14
5.5	23
6	36
6.5	57
7	90

#### 1.1.4 Gözönüne alınan maksimum deprem (MD)

Şayet sonuçlara ulaşmak çok büyük bir uğraş gerektirecekse, yukarıda görülen tablodaki sonuçların büyüklüğü  $M=7$ 'den fazla olan depremleri de içermesi tartışılabilir. Bununla birlikte MD'nin en büyük limit değeri en büyük sismik riskin tahmininde kullanılır. Melbourne'de tecrübeli sismologlar, tekrarlanma periyodu 2500 yılı aşan ve büyüklüğü  $M=7$  den fazla olan depremlerin gerçekleşme olasılığı üzerine çalışmaktadırlar. Aktif fayların uzunluğuna bağlı olarak MD'lerin tahmini için ampirik bağıntılar geliştirilmiştir. Bununla birlikte yüksek aktiviteli sismik bölgelerde fay hattının tanımlanması ve boyunun ölçülmesi, düşük ve orta aktiviteli sismik bölgelerdekine nispeten oldukça kolay olmaktadır.

#### 1.1.5 Uzak mesafeli depremler

Yukarıdaki tabloda verilen değerler fay hattına 100-200km mesafede bulunan bölgeler için verilmiştir. Bu sınırlar içinde 2500 yıl periyodlu ve  $M=7$ 'den daha büyük bir deprem olma olasılığı çok küçük bir ihtimaldir. Fakat şu önemlidir ki , büyük depremler uzak mesafelere de yıkıcı titreşimler gönderebilirler. Yani fay hattından uzakta olduğu düşünülen bölgelerde (400-500 km ) bile bazı bilinmeyen fay hatlarının da ortaya çıkmasıyla büyük hasarlar meydana gelebilir. Örneğin 1985 yılında Mexico City'de  $M=8.1$  büyüklüğünde bir deprem de 400 km uzaklıkta olan bölgelerde bile yıkımlar görülmüştür.

Netice olarak, büyük depremler çok nadiren gerçekleşiyor olsalar bile mühendislik hesaplarında mutlaka dikkate alınmaları gerekir. Bununla birlikte bu depremler çok nadiren gerçekleştiği için , davranışları hakkında tahminde bulunmak da güçtür.

## **1.2 Mühendislik Sismolojisi (Sismik Risk Modellemesi )**

### **1.2.1 Response spectrum modelinde geçmişteki gelişmeler**

Newmark ve Hall 1970'lerdeki çalışmalarında elastik mukabele spectrum şeklini tanımlayan bir model geliştirmişlerdi. Bu modelde mukabele spektrumunun farklı periyod değerleri MYİ, MYH ve MYD'lerle birlikte değerlendirilmiştir.

Bu şekildeki değerlendirme sistemi ilk defa 1978 yılında Applied Technology Council tarafından geliştirilmiş ve bu yöntem 1994 yılında European Seismic Code'a dahil olmuştur.

### **1.2.2 Sismolojik modeldeki gelişmeler**

Deneysel modellerin geliştirilebilmesi amacıyla yapılan büyük yer hareketleri kayıtlarının yetersiz olduğu bölgelerde sismik risk tahminleri zayıf bağıntılarla yapılmaktadır ( benzer sismik bölgeler ). Bu gibi durumlarda benzer bölgelerin sismo–tektonik ve jeolojik özellikleri asıl bölgelere benzemelidir. Örneğin, Atkinson ve Boore'un keşfine göre Kuzey Batı Amerika ve Merkez–Kuzey Doğu Amerika'daki kaynakların karakteristikleri birbirine oldukça benzerdir.

## **1.3 Zemin Dinamiği**

Bir zeminin dinamik ve mekanik özellikleri, kayma dalgalarının yayılma hızına (  $V_s$  ) bağlı olarak tariflenmektedir. Response spektrum da bu parametrelere bağlı olarak şekillenmektedir.

### **1.3.1 Geçmişteki gelişmeler ve mevcut uygulamalar**

Kayma dalgalarının yayılma hızı zeminin karakteristiklerinin çıkarılmasında ve sismik risklerin belirlenmesinde en çok kullanılan bu parametre Standart Penetrasyon deneyleri sonuçları ve zemin kayma direnciyle ilişkilidir. IBC 2000'de ( International Building Code ) zeminin 30m derinliğine kadar kısmındaki kayma dalgalarının hızına bağlı olarak bir tablo oluşturulmuştur. Tabloların bu derinliğe bağlı olarak oluşturulmasının sebebi Amerika'daki mevcut kayıtların bu derinlikteki çalışmalar sonucunda oluşturulmuş olmasıdır.

Bu konudaki modeller 1994-1996 yılları arasında çeşitli kayma dalgası hızına sahip zeminlerin yer hareketlerinin dataları kullanılarak oluşturulmuştur. Kaya ve toprak zeminler  $V_s$  değerine bağlı olarak A - F arasında gruplanarak sınıflandırılmıştır.

Çizelge 1.2 Zemin sınıfları ve özellikleri ( IBC 2000 )

ZEMİN SINIFI	ZEMİN PROFİLİ	30m KALINLIKTAKİ ÜST TABAKAYA AİT ORTALAMA ÖZELLİKLER		
		Zemin Kayma Dalgası Hızı, $V_s$ , ( m/s )	Standart Penetrasyon Direnci, ( N )	Drene Edilmemiş Zemin Kayma Mukavemeti, $S_u$ , ( kg /cm <sup>2</sup> )
A	Sert Kaya	$V_s > 1524$	Uygun Değil	Uygun Değil
B	Kaya	$762 < V_s \leq 1524$	Uygun Değil	Uygun Değil
C	Yumuşak Kaya	$365.76 < V_s \leq 762$	$N > 50$	$S_u \geq 0.976$
D	Sıkı Toprak	$182.88 < V_s \leq 365.76$	$15 \leq N \leq 50$	$0.488 \leq S_u \leq 0.976$
E	Yumuşak Toprak	$182.88 < V_s$	$N < 15$	$S_u < 0.488$
F	-----	Aşağıdakilerden en az birine sahip olan zeminler bu gruba girer: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Deprem yükleri altında kolayca sıvılaşabilen yumuşak zeminler.</li> <li>2. Turbalı ve/veya yüksek oranda organik kil içeren, kalınlığı 3m'den fazla olan zemin tabakaları.</li> <li>3. Yüksek oranda plastik kil içeren ve kalınlığı 7.62m'den fazla olan zemin tabakaları.</li> <li>4. Kalınlığı 365m'den fazla olan orta sertlikte killi zemin tabakaları.</li> </ol>		

### 1.3.2 Zemin derinliğinin ve rezonans etkilerinin önemi

Zeminin rezonansa geçmesi, zemin mekaniği açısından oldukça önemli bir durumdur. Bazı kodlar bu konuda oldukça açık uyarılar yapmaktadır. Rezonans durumu özellikle süneklik düzeyi düşük olan yapılarda ve deplasmana dayalı tasarım şartlarında oldukça önem kazanmaktadır.

Rezonans doğal periyodu, zemindeki tabakalarının derinliğine ( H ) bağlıdır ve sismik dalgaların tabakalar arasında 4 defa gidip gelme süresine eşittir.

$$T_g = 4H/V_s \quad (1.2)$$

Zemin rezonansının etkileri kayma dalgaları analizleriyle görülebilmektedir. Bu analizler çeşitli bilgisayar programlarıyla ( SHAKE gibi ) yapılabilmektedir. Bu analizlerin yapılabilmesi için zemindeki tabaka kalınlıkları ve dalga hızlarını da içeren çeşitli parametrelere ihtiyaç vardır.

Kaya ve toprağın birlikte bulunduğu durumlarda ve özellikle yumuşak bir zeminde sünek olmayan bir yapının rezonansa girme riski varsa, zemin tabaka derinliği ve yerin doğal periyodu rezonans etkilerinin belirlenmesinde çok önemli parametrelerdir. Bununla birlikte eğer zemin çok yumuşak ve derin bir tabakadan oluşuyorsa, büyük periyodlu hareket yapar ve büyük yer değiştirmeleri yapmak ister.

Sonuç olarak, rezonans durumundaki deplasman mukabele spectrumunun şekli, zemin titreşimlerinden doğan yer değiştirme karakteristiklerinin belirlenmesi konusunda oldukça önemlidir.

## **1.4 Sistem Dinamiği**

### **1.4.1 Gerekli mukavemetin tahmini ve sismik olaylarla ilişkisi**

Yapı dinamiği binanın deprem etkisi altındaki davranışlarını inceler. Bu davranışların başlıcaları deplasman/kat ötelenmesi ve sistemde oluşan iç kuvvetlerdir ve malzeme özellikleriyle de ilişkilidirler. Mevcut yönetmeliklerde sistemin özelliklerine bağlı olarak kullanılan bir R yapı davranış katsayısı tanımlanmaktadır. Sistemler MAÇ (moment aktaran çerçeve), süneklik düzeyi normal MAÇ, süneklik düzeyi yüksek MAÇ, perdeli veya perdeli + MAÇ sistemler gibi gruplara ayrılmaktadır.

Çizelge 1.3 Deprem kuvvetini karşılayan sistemler için davranış katsayıları (IBC 2000 )

DEPREM KUVVETİNİ KARŞILAYAN SİSTEM	DAVRANIŞ KAYSAYISI, R
<b>1. Taşıyıcı Duvar Sistemleri</b>	
A. Süneklik düzeyi düşük çaprazlı çerçeveler	4
<b>2. Bina Çerçeve Sistemleri</b>	
A. Kiriş - Kolon Birleşimleri Moment Aktaran Eksantrik Çaprazlı Çerçeveler	8
B. Kiriş - Kolon Birleşimleri Moment Aktarmayan Eksantrik Çaprazlı Çerçeveler	7
C. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	6
D. Süneklik Düzeyi Düşük Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	5
E. Kompozit Çelik Levhalı Perdeler	6.5
<b>3. Moment Aktaran Çerçevesel Sistemler</b>	
A. Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçeveler	8
B. Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Makaslı Çerçeveler	7
C. Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçeveler	6
D. Süneklik Düzeyi Düşük Moment Aktaran Çerçeveler	4
<b>4. Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçevesel Sistemlerle Birlikte Çalışan Sistemler</b>	
A. Kiriş - Kolon Birleşimleri Moment Aktaran Eksantrik Çaprazlı Çerçeveler	8
B. Kiriş - Kolon Birleşimleri Moment Aktarmayan Eksantrik Çaprazlı Çerçeveler	7
C. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	8
D. Süneklik Düzeyi Düşük Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	6
<b>5. Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçevesel Sistemlerle Birlikte Çalışan Sistemler</b>	
A. Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	6
B. Süneklik Düzeyi Düşük Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	5
<b>6. Yukarıda Tanımlanan Sistemlerin Dışında Kalan Çelik Taşıyıcı Sistemler</b>	3

Yapılmış olan bazı çalışmalar sonucunda yüksek doğal periyoda sahip yapılar “eş deplasmanlı”, kısa periyodlu yapılar ise “eş ivmeli” sistemler olarak kategorilendirilmiştir. Küçük periyoda sahip yapıların süneklikleri çok küçüktür , dolayısıyla bu sistemlerde R=1 almak uygun olacaktır.

Teorik olarak bir sistemin sismik performansının anlaşılmasında en uygun metod Time -History ( Zaman – Tanım ) analizidir. Ancak bu metodun uygulanması pratik açıdan ve ihtiyaç duyulan bilgilerin temin edilebilmesi açısından kolay değildir. Bundan dolayı

basitleştirilmiş olarak deplasman talebi modeli geliştirilmiştir. Bu modelde iki ana unsur ortaya çıkmaktadır:

- a) Deplasmanların ve Göreli Kat Ötelenmelerinin Tahmin Edilmesi
- b) Efektif Deplasmanların Tahmin Edilmesi

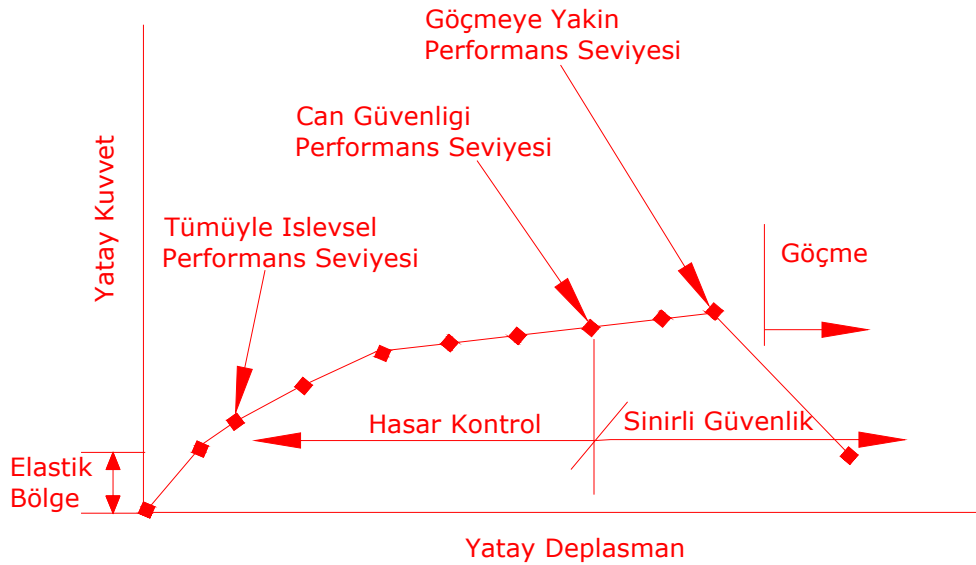
## 2. YAPISAL SİSTEMLERİN PERFORMANSA DAYALI TASARIMI

### 2.1 Performans Seviyeleri

Performans seviyeleri, bir yapıda belirli bir deprem etkisine maruz kaldıktan sonra ortaya çıkması öngörülen hasarın limit tanımlarıdır. Bu tanımlamalar binanın deprem sonrası kullanılabilirliği, tamir edilebilirliği ve can güvenliği ile ilgilidir. Performans seviyeleri taşıyıcı olan ve taşıyıcı olmayan elemanlar için ayrı ayrı tanımlanabilir.

#### 2.1.1 Taşıyıcı sistemlerde performans seviyeleri

Taşıyıcı sistem elemanlarında deprem etkisi ile meydana gelebilecek olası hasara, bu hasarın can güvenliğine etkisine ve deprem sonrasında binanın kullanım ihtiyacına bağlı olarak çeşitli performans seviyeleri ve aralıkları tanımlanmıştır.



Şekil 2.1 Sünek sistemler için performans ve yapısal deformasyon talebi





### 2.1.1.3 Can güvenliği performans seviyesi

Deprem sonrasında yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda orta dereceli hasar meydana gelebilir. Yapının yanal rijitliği ve yanal yüklere karşı mukavemeti önemli ölçüde azalmasına rağmen bölgesel veya toptan göçme gözlenmez. Yapıda göçmeyi önleyecek bir ek kapasite kalmıştır.

Binadan çıkmak mümkündür ancak asansörler ve elektrik sistemleri çalışmayabilir. Hasarlar hernekadar onarılabilir düzeyde olsa da, ekonomik olarak binayı onarmak çok rasyonel değildir.

### 2.1.1.4 Göçmeye yakın performans seviyesi

Yapıda ağır hasar meydana gelmiştir. Lokal veya toptan göçme tehlikesi mevcuttur. Taşıma kapasitesi hala düşey yükleri karşılayabilmektedir. Herhangi bir ardıcı deprem olması durumunda yapının yıkılması riski vardır. Yapının güçlendirilmesi hem teknik olarak hem de ekonomik olarak mümkün değildir.

## 2.1.2 Taşıyıcı olmayan elemanlarda performans seviyeleri

Yapının taşıyıcı olmayan elemanlarında deprem etkisi ile meydana gelebilecek olası hasara, deprem sonrasında bu elemanların kullanım ihtiyacına bağlı olarak çeşitli performans seviyeleri ve aralıkları tanımlanmıştır.

### 2.1.2.1 Tümüyle işlevsel performans seviyesi

Deprem sonrasında taşıyıcı olmayan elemanlar ile tesisat ve ekipmanda hasar oluşmaz veya ihmal edilebilecek kadar az hasar meydana gelir. Bu hasar yapının ve ekipmanların kullanımını engellemez.

### 2.1.2.2 İşlevsel performans seviyesi

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta hasar oluşabilir. Bazı eleman ve ekipmanların onarılması veya değiştirilmesi gerekebilir. Kullanım bakımından ortaya çıkabilecek kısıtlamalar kısa zamanda giderilerek yapı kullanılmaya devam eder.

### 2.1.2.3 Can güvenliği performans seviyesi

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta dikkate değer bir hasar olmasına karşılık, meydana gelen genel hasar yapının bölgesel veya toptan göçmesine sebep olmayacak mertebededir. Yapının içindeki veya dışındaki elemanlarda, yaralanmalara sebep olabilecek makine devrilmesi, kopmalar, düşmeler söz konusu değildir. Yaralanmalar muhtemel olmasına rağmen, can güvenliğini tehlikeye atacak yaralanmalar azdır. Taşıyıcı olmayan elemanlarda, tesisat ve ekipmanda onarım ve yenileme ihtiyacı doğabilir ve bunlar giderilmeden işlevsel bir kullanım durumu sağlanamayabilir.

### 2.1.2.4 Azaltılmış hasar performans seviyesi

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta ciddi hasar meydana gelebilir. Ancak, parapet, dış cephe duvarları veya kaplamaların yıkılma ve dökülmesi, asma tavanların düşmesi gibi insanların gruplar halinde yaralanmasına neden olabilecek hasar durumuna ulaşılmaz.

Çizelge 2.1 Performans seviyeleri için görelî kat ötelenmeleri

PERFORMANS SEVİYESİ	HASAR DURUMU	GÖRELİ ÖTELEME
Tümüyle İşlevsel, Hemen :Kullanım	Hasar, yok denecek kadar az	< 0.2 %
Kontrollü Hasar, İşlevsel	Tamir edilebilir hasar	< 0.5 %
Can Güvenliği	Onarılamaz	< 1.5 %
Göçme Önleme, Sınırlı Güvenlik	Şiddetli Hasar	< 2.5 %
Göçme		> 2.5 %

## 2.2 Deprem Hareketleri

Performansa dayalı tasarımda kullanılmak üzere farklı seviyelerde deprem hareketleri tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılıkları ve tekrarlama periyodları ile ifade edilirler. Bu iki parametre arasındaki ilişki aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Çizelge 2.2 Yapıların tasarımında gözönüne alınacak deprem parametreleri

Deprem Aşılma İhtimali	Gözönüne Alınan Zaman Aralığı ( yıl )	Tekrarlama Periyodu ( yıl )
%50	50	72
%20	50	225
%10	50	474
%2	50	2475

Bu parametreleri kullanılarak deprem hareketlerini üç sınıfa ayırmak mümkündür.

### 2.2.1 Kullanım depremi

Bu depremin 50 yıl içinde aşılma olasılığı % 50 , ortalama tekrarlama periyodu 72 yıldır.

Yapı ömrü boyunca en az bir kere bu deprem etkisine maruz kalır.

### 2.2.2 Tasarım depremi

Ortalama tekrarlama periyodu 474 yıl olan bu deprem hareketinin 50 yıl içinde aşılma olasılığı % 10'dur. Yapının ömrü boyunca bu deprem etkisine maruz kalma ihtimali düşüktür.

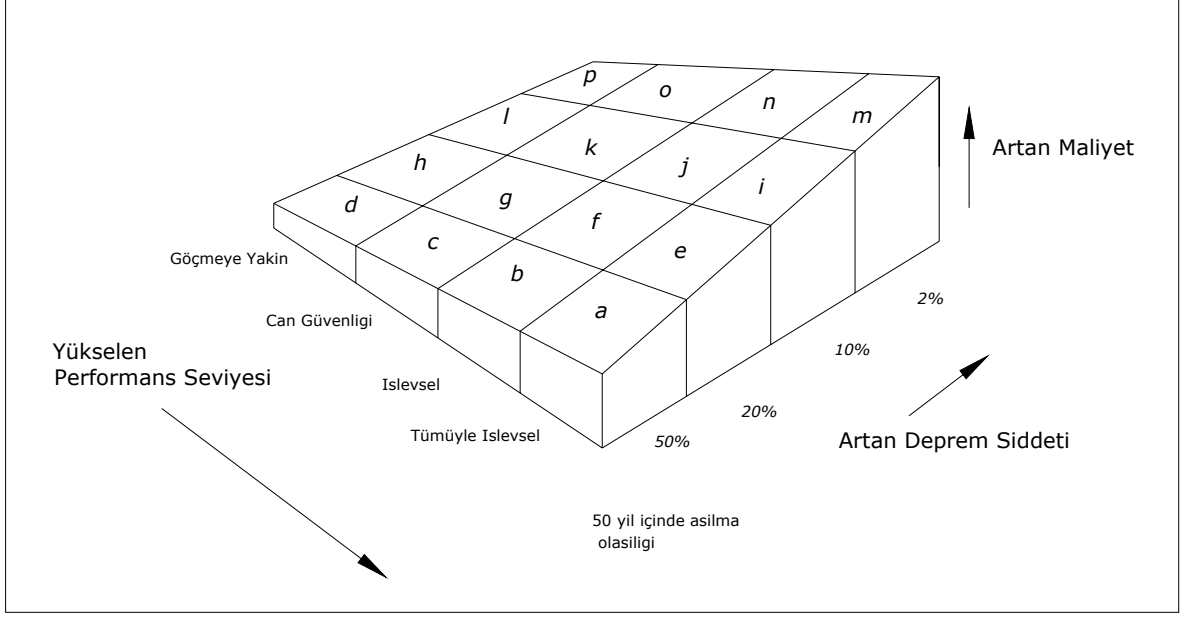
### 2.2.3 En büyük deprem

Belirli bir jeolojik bölgede ortaya çıkabileceği düşünülen en büyük depremdir. 50 yıllık aşılma olasılığı % 2 olan depremin ortalama tekrarlama periyodu 2475 yıldır.

Çizelge 2.3 Deprem etkisi – performans seviyesi ilişkisi

		Yapı Performans Seviyeleri			
		Tümüyle İşlevsel Performans Seviyesi	İşlevsel Performans Seviyesi	Can Güvenliği Performans Seviyesi	Göçmeye Yakın Performans Seviyesi
Deprem Etki Seviyesi	50% / 50 yıl	a	b	c	d
	20% / 50 yıl	e	f	g	h
	-10% / 50 yıl	i	j	k	l
	-2% / 50 yıl	m	n	o	p

Yapılar belirli bir deprem hareketi etkisinde bir performans seviyesi için tasarlanabileceği gibi, birden fazla deprem hareketi için ve birden fazla performans seviyesi için de tasarlanabilirler. Yukarıdaki tabloda deprem etkisine bağlı olarak seçilebilecek performans seviyeleri görülebilir. Aşıkarak söylenebilir ki yüksek deprem etkisine maruz kalacağı düşünülen bir yapının yine yüksek bir performans seviyesine göre tasarlanması maliyetleri yükseltecektir. Vurgulanmak istenen bu amaç aşağıdaki şekilde daha açık bir biçimde anlatılmaktadır.



Şekil 2.4 Performans seviyesi – maliyet ilişkisi

## 2.3 Performans Amaçları

Tasarım performans amacı, her tasarım depremi seviyesi için yapının istenen performans seviyesinin ifadesidir. Bu bölümde yapıların üç farklı kullanım amacı için önerilen minimum performans amaçları verilecektir. Bina sahipleri isterlerse bu bölümde tarif edilen performans amaçları dışında bir performans amacı belirleyebilirler. Ancak bu dört performans amacına da ulaşabilmek mevcut binalar için ekonomik olmayabilir.

### 2.3.1 Güvenlik açısından kritik tesisler

Bu tür tesisler etrafa yayılması halinde insanlar için çok ciddi tehlike arz eden malzemelerin (zehirli maddeler, patlayıcılar, radyoaktif maddeler vb..) büyük miktarda tutulduğu yapılardır.

Çizelge 2.4 Güvenlik açısından kritik tesisler için performans amacı

Deprem Tasarım Seviyesi	Minimum Performans Seviyesi
Sık	Tümüyle İşlevsel
Arasına	Tümüyle İşlevsel
Seyrek	Tümüyle İşlevsel
Çok Seyrek	İşlevsel

### 2.3.2 Kritik tesisler

Bu tür tesisler deprem sonrası çalışmalarını için kritik olan yapılardır. Bu tür tesislere örnek olarak hastaneler, polis merkezleri, itfaiyeler, iletişim merkezleri gösterilebilir.

Çizelge 2.5 Kritik tesisler için performans amacı

Deprem Tasarım Seviyesi	Minimum Performans Seviyesi
Sık	Tümüyle İşlevsel
Arasına	Tümüyle İşlevsel
Seyrek	İşlevsel
Çok Seyrek	Can Güvenliği

### 2.3.3 Bina türü yapılar

Yukarıda açıklanan iki gruba da girmeyen yapılardır.

Çizelge 2.6 Bina türü yapılar için performans amacı

Deprem Tasarım Seviyesi	Minimum Performans Seviyesi
Sık	Tümüyle İşlevsel
Arasına	İşlevsel
Seyrek	Can Güvenliği
Çok Seyrek	Göçmeye Yakın

### 3. ANALİZ HAKKINDA GENEL BİLGİLER

#### 3.1 Analiz Yönteminin Seçilmesi

Dört çeşit analiz yönteminden bahsetmek mümkündür. Bunların ikisinin doğrusal diğer ikisinin de doğrusal olmayan analiz yöntemi olduğu görülecektir.

1. Doğrusal statik analiz yöntemi ( DSA )
2. Doğrusal dinamik analiz yöntemi ( DDA )
3. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemi ( DOSA )
4. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi ( DODA )

Bu dört analiz yöntemi de gerekli şartları sağladıkları takdirde herhangi bir yapının analiz yöntemi olarak seçilebilirler.

Doğrusal yöntemler tahmini doğrusal olmama seviyesi düşük sistemler için kullanılabilirler. Bu seviye component demand to capacity ratio (DCRs) olarak tanımlanır. Bu oran 2.0'dan küçükse doğrusal olmama seviyesi düşük demektir.

Statik yöntemlerden birisini mod sayısı az olan sistemlerin analiz yöntemi olarak kabul etmek uygun olacaktır. Bu sistemler genellikle az katlı ve düzenli yapılar olarak karşımıza çıkmaktadır.

Dinamik yöntemler mod sayısı fazla olan yani çok katlı, düzensiz veya nonortogonal sistemler için kabul edilirler.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemi genellikle bina türü yapılar için kullanılmaktadır. Ancak yapının birinci modundaki kütle katılım oranı kontrol edilmelidir. Şayet bu oran küçükse analiz yöntemi olarak doğrusal dinamik analiz yönteminin seçilmesi daha uygun olacaktır.



## 3.2 Matematiksel Modelleme

### 3.2.1 Ana kurallar

Yapının modellenmesi ve analizlerinde hem sistem hemde sistem elemanları üç boyutlu olarak düşünölmelidir. Ancak yapının özellikleri aşğıdaki şartlardan birini sağlıyorsa iki boyutlu modellemeye ve analize izin verilebilir.

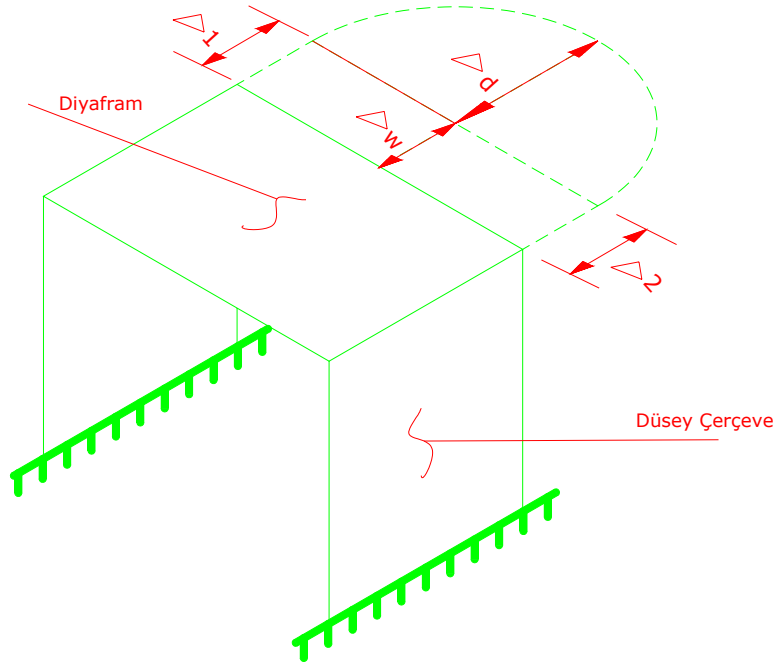
1. Yapıda rijit diyaframlar mevcut olmalıdır ve yatay burulma etkileri sınırları aşmamalıdır. Ancak bu etkiler tariflendiğı gibi hesaplara dahil edilirse iki boyutlu analize izin verilir.

2. Yapıda flexible diyaframlar mevcut olmalıdır.

Şayet yukarıdaki şartlara bağılı kalmak üzere iki boyutlu modelleme yapılacaksa sistemdeki tüm elemanlara ait rijitlik ve mukavemet değerleri üç boyutlu olarak gözönüne alınmalıdır.

### 3.2.2 Diyaframlar

Diyaframlar flexible , stiff ve rijit olmak üzere üç gruba ayrılırlar.

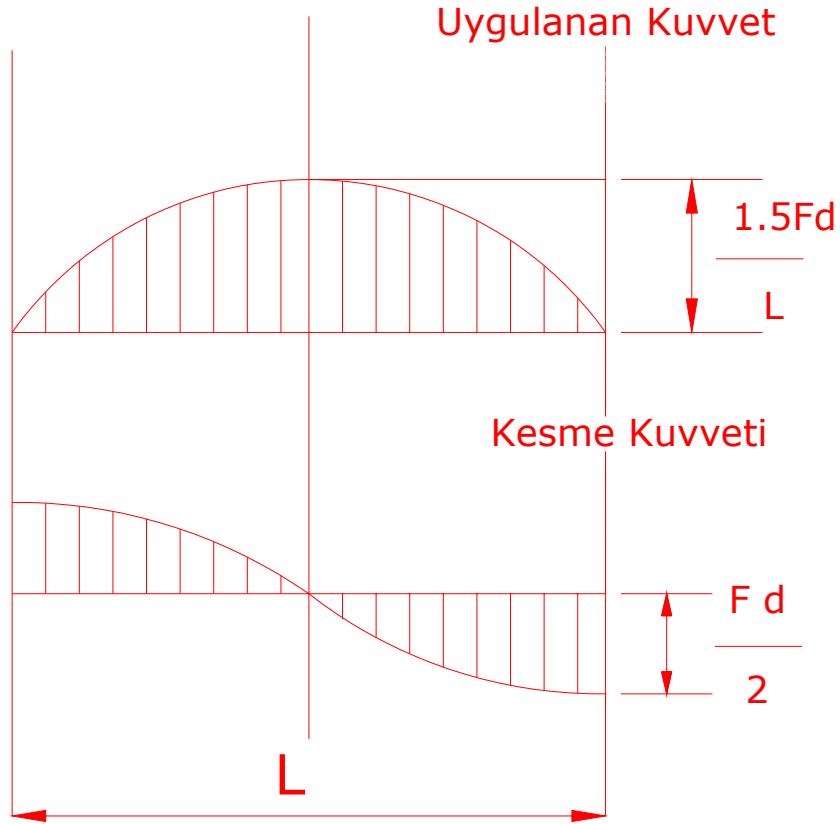


Şekil 3.1 Diyafram ve kat deplasmanları

*Flexible diyaframlar* : Diyafram üzerindeki maksimum rölâtif yatay deplasman o katın ortalama rölâtif yatay deplasmanının iki katından fazla ise bu diyafram flexible diyafram olarak tanımlanır. Şayet diyafram bodrum kat perdeleri üzerinde bulunuyorsa bir üst katın ortalama rölâtif yatay deplasmanı parametre olarak kullanılmalıdır.

*Rijit diyaframlar* : Diyafram üzerindeki maksimum rölâtif yatay deplasman o katın ortalama rölâtif yatay deplasmanının yarısından az ise bu diyafram rijit diyafram olarak tanımlanır.

*Stiff diyaframlar* : Ne flexible ne de rijit diyaframlar sınıfına giren diyaframlardır



Şekil 3.2 Flexible diyaframlar için uygun bir yük dağılımı şekli

### 3.2.3 Yatay burulma etkileri

Yatay burulma etkileri bu bölümde anlatıldığı gibi gözönüne alınmalıdır. Flexible diyaframlara sahip olan yapılarda bu etkilerin gözönüne alınmasına gerek yoktur.

### 3.2.3.1 Toplam burulma momenti

Bir kattaki toplam yatay burulma momenti o kata ait aktif burulma momentiyile ani burulma momentlerinin toplamına eşittir.

- Aktif burulma mometi : Bir kata ait kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasındaki deprem kuvvetine dik mesafe ile o kata ait kesme kuvvetinin çarpımıdır.
- Ani burulma mometi : Döşemenin kesme kuvvetine dik doğrultudaki uzunluğunun %5'i ile kat kesme kuvvetinin çarpımıdır.

### 3.2.3.2 Burulma etkilerinin gözönüne alınması

Yatay burulma momentinin etkileri aşağıdaki şartlara bağlı olarak gözönüne alınacaktır:

1. Her tür bina için aktif burulmaya bağlı olarak arttırılmış kuvvetler ve deplasmanlar hesaplanmalıdır.
2. Her döşeme için diyafram üzerindeki maksimum deplasmanın ortalama deplasmana oranı olan deplasman katsayısı ( $\eta = \delta_{\max} / \delta_{\text{ort}}$ ) hesaplanmalıdır. Deplasmanlar sisteme etkileyen (arttırılmamış) kuvvetler altındaki deplasmanlar olmalıdır.
3. Ani burulmaya bağlı olarak arttırılmış kuvvetler ve deplasmanlar hesaplanmalıdır. Ancak ani burulma momenti aktif burulma momentinin %25'inden küçükse veya ani burulma ve uygulama yükleri altında bulunan deplasman katsayısı ( $\eta$ ) her döşeme için 1.1'den küçükse bu hesaplara gerek yoktur.
4. Şayet toplam burulma momentine bağlı olarak bulunan deplasman katsayısı ( $\eta$ ) herhangi bir kat için 1.2'den büyükse ani burulma etkilerine ait kuvvetler ve deplasmanlar  $A_x$  katsayısıyla arttırılmalıdır.

$$A_x = (\eta_x / 1.2)^2 \leq 3.0 \quad (3.1)$$

5. Herhangi bir katta toplam burulma momentine ait deplasman katsayısı ( $\eta$ ) 1.5'den büyükse iki boyutlu modellemeye izin verilmez.
6. Ani burulma etkileri sisteme etkileyen kuvvetleri ve deplasmanları azaltacak şekilde düşünülemez.
7. Eğer iki boyutlu model kullanılacaksa aşağıdaki şartlar yerine getirilmelidir.
  - a) DSA ve DDA için kuvvetler ve deplasmanlar bina için hesaplanan en büyük deplasman katsayısı ( $\eta$ ) ile çarpılarak arttırılacaktır.

- b) DOSA için hedef deplasmanlar bina için hesaplanan en büyük deplasman katsayısı ( $\eta$ ) ile çarpılarak arttırılacaktır.
- c) DODA için yer ivmesi kayıtları bina için hesaplanan en büyük deplasman katsayısı ( $\eta$ ) ile çarpılarak arttırılacaktır.

### 3.3 P-Δ Etkileri

Yapıların tasarımlarında bu bölümde anlatıldığı gibi statik ve dinamik P-Δ etkilerinin gözönüne alınması gerekmektedir.

#### 3.3.1 Statik P-Δ etkileri

Statik P-Δ etkilerine sebep olan yükler düşey yüklerdir ve bu etkiler yatay deformasyonların artmasına neden olurlar.

##### 3.3.1.1 Doğrusal statik analizlerde P-Δ etkileri

DSA yöntemleri uygulanırken her kat için ve her deprem doğrultusu için stabilite katsayısı  $\theta$  hesaplanmalıdır:

$$\theta_i = (P_i \cdot \delta_i) / (V_i \cdot h_i) \quad (3.2)$$

$P_i$  = İlgili katın toplam kütlesi

$V_i$  = Gözönüne alınan doğrultuda ilgili kata ait kesme kuvveti

$\delta_i$  = Kat rijitlik merkezinin görelî yatay ötelenmesi

$h_i$  = Katın tavan ve taban döşeme eksenleri arasındaki mesafe

Şayet her kat için ayrı ayrı hesaplanan  $\theta_i$  değerleri 0.1'den küçükse P-Δ etkilerinin gözönüne alınmasına gerek yoktur.

Herhangi bir kattaki  $\theta_i$  değeri 0.1 ile 0.33 arasında ise o kata ait deprem kuvvetleri ve deformasyonlar  $[1 / (1 - \theta_i)]$  katsayısı ile arttırılır.  $\theta_i$  değeri 0.33 değerini aşıyorsa sistemin stabilitesinde problemler var olduğu düşünülür. Bu durumda taşıyıcı sistem tekrar gözden geçirilmelidir.

### 3.3.1.2 Doğrusal olmayan statik analizlerde P- $\Delta$ etkileri

NSA yöntemi uygulanırken matematik modelde normal kuvete maruz kalan tüm elemanlara ait kuvvet-deformasyon ilişkisi tanımlanmalı ve statik P- $\Delta$  etkilerinin tümü kombine edilmelidir.

### 3.3.2 Dinamik P- $\Delta$ etkileri

Dinamik P- $\Delta$  etkileri doğrusal analiz yöntemleri kısmında anlatılan  $C_3$  katsayısı kullanılarak hesaplara dahil edilmelidir.

Negatif akma rijitliği oluşması durumunda kat ötelenmeleri ve hedef deplasmanlar büyük ölçüde büyürler. Dinamik P- $\Delta$  etkileri bu ekstra ötelenmelerin de gözönüne alınmasıyla ortaya çıkarlar. Deplasmanların artmasına sebep olan dinamik P- $\Delta$  etkilerinin büyüklüğü aşağıdaki parametrelere bağlıdır:

1. Negatif akma rijitliğinin efektif elastik rijitliğe oranı ( $\alpha$ ).
2. Binanın doğal titreşim periyodu.
3. Mukavemet oranı ( $R$ ).
4. Her kat için çevrimsel yük – deformasyon ilişkisi.
5. Yer hareketlerinin frekans karakteristikleri.
6. Güçlü yer hareketinin sürekliliği.

Bahsedilen parametrelerin bu kadar çok sayıda olması dinamik P- $\Delta$  etkilerinin gözönüne alınmasını zorlaştırmaktadır.  $C_3$  katsayısı bu aşamada tüm bu parametreleri içerecek şekilde tasarım kolaylığı sağlamaktadır. Dinamik P- $\Delta$  etkileri DODA uygulanması halinde otomatik olarak gözönüne alınmaktadır.

## 3.4 Çok Doğrultulu Deprem Etkileri

Binalar her doğrultudaki deprem hareketleri gözönüne alınarak dizayn edilmelidir. Aşağıda belirtilen kriterlerden en az birini sağlayan binalar çok doğrultulu deprem etkilerinin aynı anda oluşması etkileri de gözönüne alınarak tasarlanmalıdır:

1. Planda düzensizliğe sahip olan yapılar.

2. En az bir kolonu birden fazla çerçevenin veya çaprazlı perdenin elemanı olan binalar.

Diğer tüm binalar ana akslar doğrultusunda olduğu düşünülen her deprem hareketi için bağımsız olarak dizayn edilebilirler.

### 3.4.1 Farklı doğrultulardaki deprem hareketlerinin etkileri

Yatay etkidiği düşünülen farklı iki doğrultudaki deprem hareketleri aynı anda gözönüne alınacaksa öncelikle yatay X ve Y eksenleri ortagonal olarak tespit edilmelidir. Yapının tüm elemanları bu X ve Y eksenleri doğrultusundaki deprem hareketlerinden ortaya çıkan kuvvetlerin ve deformasyonların kombinasyonlarına göre dizayn edilmelidir. Bu işlem yapılırken aşağıdaki kaidelere riayet edilmelidir.

1. DSA veya DDA analiz uygulanıyorsa bir doğrultudaki ( X ) kuvvetlerin ve deformasyonların tamamı ile diğer doğrultudaki ( Y ) kuvvetlerin ve deformasyonların % 30'u kombine edilmelidir. Aynı işlemler her iki aks için de uygulanmalıdır. Talep edilirse bu kombinasyonlar dışında farklı kombinasyonlar da uygulanabilir.
2. DOSA veya DODA analiz uygulanıyorsa bir doğrultudaki ( X ) kuvvetlerin ve deformasyonların tamamı ile diğer doğrultudaki ( Y ) kuvvetlerin ( deformasyonların değil ) % 30'u kombine edilmelidir. Aynı işlemler her iki aks için de uygulanmalıdır. Talep edilirse bu kombinasyonlar dışında farklı kombinasyonlar da uygulanabilir.

### 3.4.2 Düşey sismik etkiler

Fema356-Bölüm 2.6.11'de belirtildiği gibi düşey sismik etkilere maruz kalan yapı elemanları için düşey deprem etkileri ile yatay deprem etkilerinin aynı anda düşünülmesine gerek yoktur.

### 3.5 Yükleme Kombinasyonlarında Düşey Yüklerin Katkısı

Binaların tasarımlarında şüphesiz ki düşey yükler (  $Q_G$  ) ile deprem yüklerinin bir arada düşünüldüğü kombinasyonlar oluşturulmalıdır.

Düşey yükler ile deprem yükleri birbirlerini takviye edici yönde etki ediyorsa aşağıdaki şekilde bir yükleme kombinasyonu oluşturulmalıdır.

$$Q_G = 1.1 ( Q_D + Q_L + Q_S ) \quad (3.3)$$

Şayet düşey yükler ile deprem yükleri birbirlerini azaltıcı yönde etki ediyorsa aşağıdaki şekilde bir yükleme kombinasyonu oluşturulmalıdır.

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (3.4)$$

$Q_G$  = Zati yükler.

$Q_L$  = Efektif hareketli yük.

$Q_G$  = Efektif kar yükü.

### 3.6 Devrilme Etkileri

Yapıların deprem yükleri altında devrilme etkilerine karşı mukavemetleri kontrol edilmelidir. Burada hem doğrusal analiz yöntemleri için hem de doğrusal olmayan analiz yöntemleri için bu kontrollerin nasıl yapılacağı anlatılmıştır.

Yapılarda devrilme etkileri altında göçmeler çok nadir görülmekle beraber bu etkiler gerilmelerde çok büyük artışlara neden olmakta ve lokal veya global göçmeleri ortaya çıkarmaktadır.

#### 3.6.1 Doğrusal analiz yöntemlerinde devrilme etkileri

Tasarımda doğrusal analiz yöntemleri kullanılıyorsa devrilme yüklerine karşı zati yüklerin stabiliteyi sağlayıcı yönde etkileri göz önüne alınabilir. Zati yüklerin bu katkısı aynı zamanda kontrol edilen katın altında kalan ve yapısal olarak başka elemanlara bağlanan bir sistemle birlikte düşünülebilir.

Şayet zati yükler devrilme yüklerine karşı koyan tek yük olarak düşünülüyorsa aşağıdaki bağıntının sağlanması gerekir:

$$M_{ST} > M_{OT} / ( C_1.C_2.C_3.J )$$

$M_{OT}$  = Tahkik yapılan kattaki ve o katın üstündeki deprem kuvvetlerinden oluşan, sistemi devirmeye çalışan momentlerin toplamı.

$M_{ST}$  = Zati yüklerden oluşan ve devrilmeye karşı koyan momentlerin toplamı.

$C_1, C_2, C_3$  = Fema356-Bölüm 3.3.1.3'de tanımlanan katsayılar.

$J$  = Fema356- Bölüm 3.4.2.1.2'de tanımlanan katsayı.

Bu bağıntıya ek olarak aşağıdaki bağıntı da kontrol edilmelidir:

$$0.9M_{ST} > M_{OT} / ( C_1.C_2.C_3.R_{OT} )$$

$$\begin{aligned} R_{OT} &= 10.0 \text{ ( G\u00f6\u00e7meye yakın )} \\ &= 8.0 \text{ ( Can g\u00fcvenli\u011fi )} \\ &= 4.0 \text{ ( \u0130\u015fleysel )} \end{aligned}$$

\u015ayet bu iki bağıntı da sa\u011flanamıyorsa yapıya devrilmeye kar\u015fı koyacak ek elemanlar yerle\u015ftirilmeli ve bu elemanlar t\u00fcm y\u00fckleme kombinasyonlarına g\u00f6re tahkik edilmelidir.

### **3.6.2 Do\u011frusal olmayan analiz y\u00f6ntemlerinde devrilme etkileri**

Tasarımda do\u011frusal olmayan analiz y\u00f6ntemleri kullanılıyorsa sistemin kalkmaya \u00e7alışan bölgesindeki \u00e7ekme elemanlarının do\u011frusal olmayan davranışı analitik model i\u00e7inde tanımlanmalıdır.

Kalkma hareketinin olu\u015ftu\u011fu katın altında ve \u00fcst\u00fcnde kalan elemanların ( temeller de dahil olmak \u00fczere ) kuvvet da\u011fılımları tekrar g\u00f6zden ge\u00e7irilmelidir.



## 4. ANALİZ PROSEDÜRLERİ

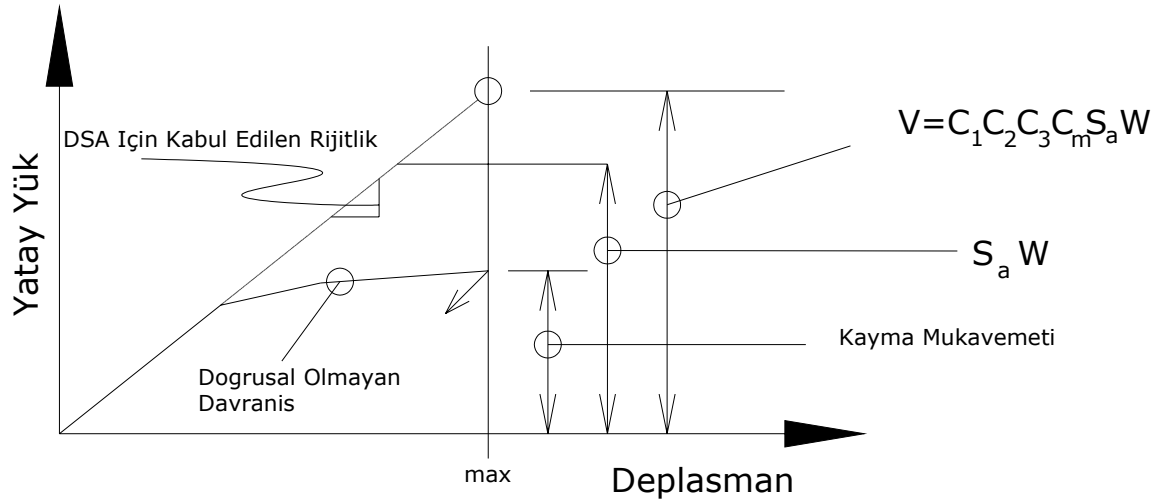
### 4.1 Doğrusal Statik Analiz

#### 4.1.1 Analizin ana ilkeleri

Şayet bir binanın analiz yöntemi olarak DSA seçildiyse deprem yükleri, bu yüklerin bina yüksekliğine bağlı olarak dağılımı, sistemde oluşan iç kuvvetler ve deplasmanlar doğrusal elastik ve statik analiz yapılarak hesaplanmalıdır.

Pseudo yatay yükleri Bölüm 4.1.3.1’de ifade edildiği gibi hesaplanmalı ve sistem iç kuvvetleri ile deplasmanların bulunmasında gözönüne alınmalıdır.

DSA uygulanarak elde edilen sonuçlar Fema356–Bölüm 3.4.2’de verilen kriterleri sağlamalıdır.



Şekil 4.1 Doğrusal statik analizin ana ilkeleri

#### 4.1.2 Periyot hesapları

Binanın doğal titreşim periyodu analitik, ampirik ve yaklaşık olmak üzere üç şekilde hesaplanabilir.

#### 4.1.2.1 Analitik yöntem

Sistemin matematik modeli oluşturulup dinamik analizi yapılır ve doğal titreşim periyodu bulunur.

#### 4.1.2.2 Ampirik yöntem

Binanın doğal titreşim periyodu aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanabilir:

$$T = C_t \cdot h_n^\beta \quad (4.1)$$

$T$  = Binaın doğal titreşim periyodu ( sn )

$h_n$  = Bina yüksekliği ( m )

$C_t$  = 0.085 ( Moment aktaran çelik çerçeveler )

= 0.073 ( Eksantrik çaprazlı çelik perdeler )

= 0.049 ( Diğer çelik sistemler )

$\beta$  = 0.80 ( Moment aktaran çelik çerçevesel sistemler )

= 0.75 ( Diğer çelik çerçevesel sistemler )

#### 4.1.2.3 Yaklaşık yöntem

- Herhangi bir bina için Rayleigh-Ritz metodu kullanılabilir.
- Tek katlı yapılar için aşağıdaki bağıntıdan istifade edilebilir:

$$T = ( 0.03937\Delta_w + 0.03071\Delta_d )^{0.5} \quad (4.2)$$

$\Delta_w$  = Plan üzerinde duvarların yaptığı deplasman ( cm )

$\Delta_d$  = Plan üzerinde diyaframın yaptığı deplasman ( cm )

### 4.1.3 Kuvvetlerin ve deformasyonların belirlenmesi

Kuvvetler ve deformasyonlar Pseudo yatay yükleri dikkate alınarak hesaplanmalıdır. Pseudo yatay yüklerinin sisteme nasıl etkitileceği Bölüm 4.1.3.2'den 4.1.3.4'e kadar olan kısımlarda açıklanmıştır.

#### 4.1.3.1 Pseudo yatay yükü

Herhangi bir yatay doğrultuda etkidiği düşünülen Pseudo yatay yükü aşağıdaki gibi hesaplanacaktır. Bu yük yatay yükleri temele aktaran düşey elemanların tasarımında kullanılacaktır.

$$V = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_m \times S_a \times W \quad (4.3)$$

$V$  = Pseudo yatay yükü

$$C_1 = 1.5 \quad T < 0.1 \text{sn} \quad \text{ise}$$

$$C_1 = 1.0 \quad T > T_s \text{ ise}$$

$T$  = Binanın doğal titreşim periyodu

$T_s$  = Mukabele spektrumu karakteristik periyodu

$C_1$  'in ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılabilir.

$C_2 = 1.0$  Doğrusal analiz yöntemleri için

$C_3 = 1.0$  Stabilite katsayısı ( $\theta_i$ ) tüm katlar için 0.1'den küçükse

$C_3 = 1 + 5 (\theta - 0.1) / T$  Diğer durumlarda

$\theta$  = Bütün katlar içinde maksimum olan  $\theta_i$  değeridir.

$C_m$  = Efektif kütle katılım faktörü. Fema356-Tablo3-1'den seçilecektir. Doğal titreşim periyodu ( $T$ ) 1.0sn'den büyükse 1.0 olarak kabul edilebilir.

$S_a$  = Doğal titreşim periyodundaki mukabele spektrumu ivmesi. Fema356-Bölüm 1.6'ya uygun olarak seçilecektir.

$W$  = Binanın depremde etkili efektif kütlesi. Zati yüklerin tamamını, diğer düşey yükleri ise yönetmeliklere uygun olarak çeşitli oranlarda içerir.

#### 4.1.3.2 Deprem yüklerinin düşey dağılımı

Herhangi bir x katına etkiyen yanal deprem yükü  $F_x$  aşağıdaki gibi hesaplanacaktır:

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (4.4)$$

$$C_{vx} = (w_x \times h_x^k) / (\sum w_i \times h_i^k) \quad (4.5)$$

$C_{vx}$  = Düşey dağılım faktörü

$$k = 2.0 \quad T \geq 2.5 \text{sn} \quad \text{ise}$$

$$k = 1.0 \quad T \leq 0.5 \text{sn} \quad \text{ise}$$

T'nin ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılarak k değeri hesaplanabilir.

$V$  = Pseudo yanal yükü

$w_i$  = i. katın kütlesi

$w_{ix}$  = x. katın kütlesi

$h_i$  = i. katta taban ile tavan arasındaki yükseklik ( ft )

$h_x$  = x. katta taban ile tavan arasındaki yükseklik ( ft )

#### 4.1.3.3 Deprem yüklerinin yatay dağılımı

Her kat için hesaplanan  $F_x$  deprem kuvveti o kattaki kütle dağılımına uygun olarak kat içinde dağıtılmalıdır.

#### 4.1.3.4 Diyaframlar

Diyaframlar , yatay kuvvetler ile diyaframın altında ve üstünde yerleştirilmiş bulunan çerçevelerin rijitlik değişimlerinden kaynaklanan yatay yüklerin kombinasyonlarını karşılayabilecek şekilde dizayn edilmelidir.

## 4.2 Doğrusal Dinamik Analiz

### 4.2.1 Prosedürün temeli

Eğer doğrusal dinamik analiz ( DDA ) yöntemi kullanılacaksa deprem yükleri, bu yüklerin yüksekliğe bağlı dağılımı, iç kuvvetler ve sistem deplasmanları doğrusal-elastik, dinamik analiz yapılarak hesaplanmalıdır. DDA sonuçları Bölüm 4.2.2' deki kriterlere uygun olmalıdır.

### 4.2.2 Modelleme ve analizde gözönüne alınması gereken hususlar

#### 4.2.2.1 Genel

Dinamik analiz için oluşturulan yer hareketi karakteristiği Bölüm 4.2.2.2'ye uygun olmalıdır. Analiz mukabele spektrumu yöntemiyle veya zaman – tanım aralığı yöntemiyle yapılabilir.

#### 4.2.2.2 Yer hareketi karakteristiği

Yer hareketi karakteristiği oluşturulurken Fema356-Bölüm 1.6'ya bağlı kalınmalı ve aşağıdakilerden bir tanesi seçilmelidir..

- Mukabele spektrumu.
- Bölge-spesifik mukabele spektrumu.

- Yer ivmesi zaman tanımı.

### 4.2.3 Deformasyonların ve kuvvetlerin hesaplanması

Gerek mukabele spektrumu yöntemiyle gerekse zaman – tanım aralığı yöntemiyle bulunan kuvvetler ve deformasyonlar Bölüm 4.1.3’de tanımlanan  $C_1, C_2, C_3$  katsayılarıyla büyütülmelidir.

## 4.3 Doğrusal Olmayan Statik Analiz

### 4.3.1 Prosedürün temeli

Yapı malzemelerinin orantı sınırından sonraki doğrusal olmayan davranışını ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini (ikinci mertebe etkisi) göz önüne alan ileri hesap yöntemlerinde son yıllarda meydana gelen gelişmeler, yapı sistemlerinin dış yükler altındaki gerçek davranışlarının daha yakından izlenebilmesine olanak sağlamışlardır. Bu olanağın etkili bir şekilde değerlendirilmesi sonucunda, yapı sistemlerinin belirli bir güvenlik altında ve en ekonomik şekilde tasarımı mümkün olmaktadır. Bunun yanında, doğrusal olmayan kurama dayanan ileri hesap yöntemlerinden yararlanarak, mevcut yapı sistemlerinin düşey yükler ve deprem etkileri altındaki gerçek güvenlikleri belirlenebilmekte, yeterli güvenliğe sahip olmayan yapılar uygun şekilde güçlendirilebilmektedir. Bazı özel durumlar dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genellenenin dışında kalan sistemler arasında narin yapılar, elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel zayıflıklar ve kararlılık yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinde, gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

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

Günümüzde, yapı mühendisliği alanında genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal kurama dayanan tasarım yaklaşımlarında yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerini hesaba katmak ve

burkulmaya karşı güvenlik sağlamak amacıyla, moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, doğrusal olmayan şekil değiştirmeler nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir.

Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini göz önüne almak, çok küçük olmayan yer değiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarını daha yakından izlemek ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde etmek mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durum ile karşılaşılmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin davranışındaki doğrusallığı bozan etkenlerin belirlenerek, sistem davranışını gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden hesap modelinin oluşturulması, ikincisi ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir.

#### **4.3.2 Deplasman katsayıları metodu**

##### **4.3.2.1 Modelleme ve analizde gözönüne alınması gereken hususlar**

Deplasman kontrolü için bir kontrol noktası seçilmelidir. Kontrol noktasının yanal ötelenmesi ile taban kesme kuvveti arasındaki bağıntı belirlenirken kontrol noktası deplasmanının sıfır ile hedef deplasmanın ( $\delta_t$ ) %150'si aralığında değişeceği düşünülmelidir.

Düşey yüklerin yatay yüklerle beraber etkiyeceği kombinasyonlar oluşturulmalı tüm yatay yük karşılayıcı elemanlar matematik modele dahil edilmelidir. Yatay yükler hem pozitif hem de negatif yönde sisteme etkitilmeli, deprem etkilerinin en elverişsiz durumu dizaynlarda kullanılmalıdır.

Tüm yatay yük karşılayıcı elemanlar matematik modele dahil edilmeli, tüm elemanların kuvvet – deplasman davranışı model içinde tanımlanmalıdır.

#### 4.3.2.2 Kontrol noktası

Kontrol noktası olarak binanın çatısında, kütle merkezindeki bir nokta seçilmelidir.

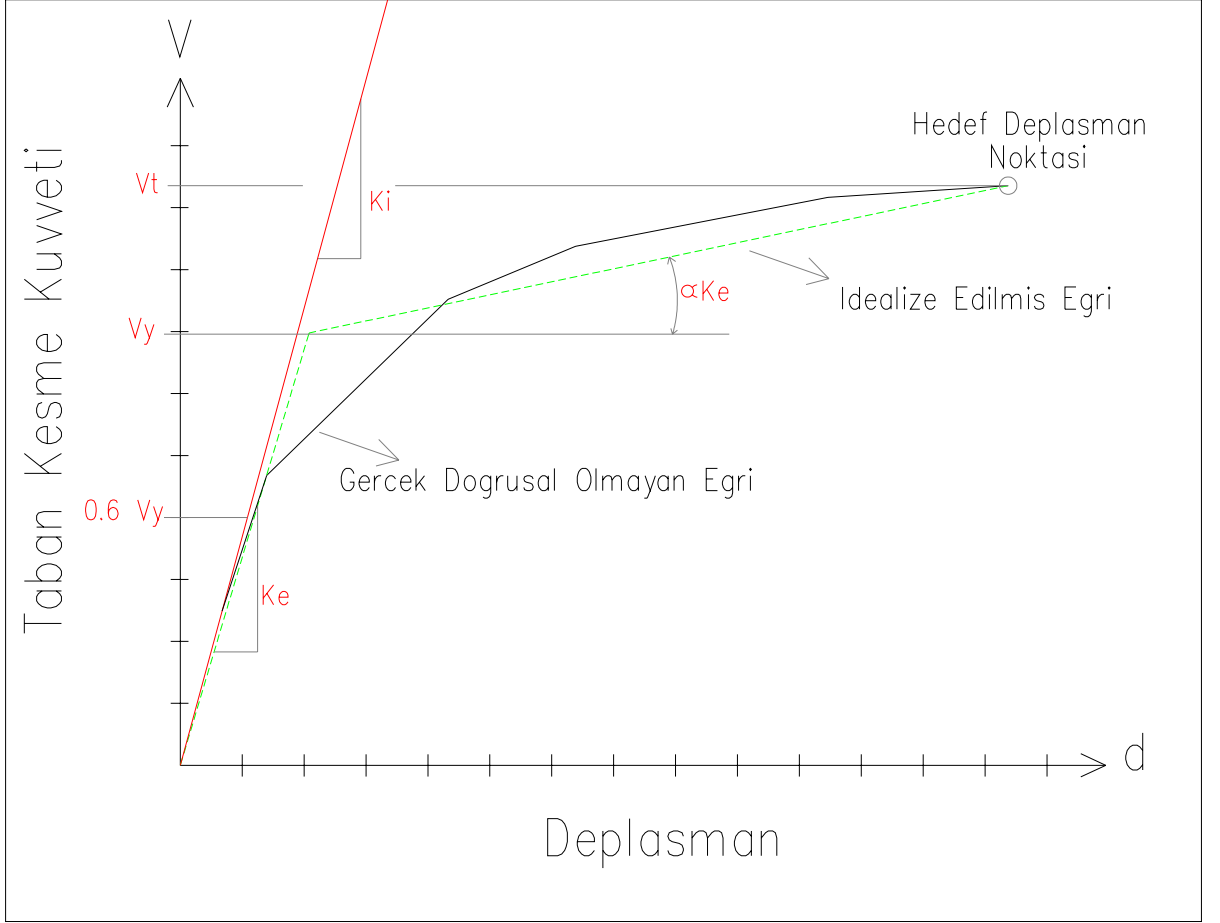
#### 4.3.2.3 Yatay yüklerin dağılımı

Yatay yükler, modelde her kattaki diyaframlarda oluşan iç kuvvetlerin dağılımına uygun olarak sisteme etkitilebilir. Her analiz için en az iki tür yanal yük dağılım şablonu uygulanmalıdır. Aşağıda tanımlanan yük dağılımlarını seçmek uygun olacaktır :

- Sistemin hakim mod şekline uygun bir yatay yük dağılımı kabul edilebilir. Bu durumda kütle katılım oranı en az %75 olmalıdır.
- Yatay yükün her kata kütlesi oranında etkidiği kabul edilebilir.

#### 4.3.2.4 İdealize edilmiş öteleme eğrisi

Sisemin itme analizi yapılarak elde edilen doğrusal olmayan öteleme eğrisi idealize edilmiş bir eğriye dönüştürülmelidir. Bu yolla sistemin efektif yatay rijitliği ve efektif akma mukavemeti bulunabilir. İdelize edilmiş eğri doğrusal olmayan eğri üzerine yerleştirildikten sonra ideal eğri ile doğrusal olmayan eğri arasında kalan alt ve üst parçaların alanları mümkün olduğunca birbirine eşit olmalıdır.  $K_e$  değeri için , akma mukavemetinin %60'ına denk gelen değer sekant rijitliği alınabilir.  $\alpha$  değeri ise doğrusal olmayan eğri üzerindeki hedef depasmana çizilen çizgi yardımıyla bulunabilir.



Şekil 4.2 İdealize edilmiş öteleme eğrisi

#### 4.3.2.5 Periyot hesabı

Efektif hakim periyot , bir önceki bölümde tarif edilen idealize edilmiş öteleme eğrisi yardımıyla hesaplanabilir :

$$T_e = T_i \times (K_i / K_e)^{0.5} \quad (4.6)$$

$T_i$  = Elastik dinamik analiz yardımıyla bulunan doğal titreşim periyodu (sn).

$K_i$  = Yapının elastik yatay rijitliği.

$K_e$  = Yapının efektif yatay rijitliği.

#### 4.3.2.6 Hedef deplasmanın hesaplanması

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \times (T_e^2 / 4\pi^2) \times g \quad (4.7)$$



$C_0$  = Tek serbestlik dereceli sistemin spektral deplasmanı ile çok serbestlik dereceli sistemin spektral deplasmanını ilişkilendiren katsayıdır. Fema356–Bölüm 3.3.3.3.2'de nasıl bulunacağı açıklanmıştır. Yine aynı bölümde verilen ve aşağıda görülen tablo yardımıyla hızlı bir şekilde de seçilebilir:

$C_1$  = Doğrusal elastik tepki için hesaplanan deplasmanlarla beklenen maksimum elastik ötesi deplasmanları ilişkilendiren katsayıdır.

$$T_e \geq T_s \text{ ise } C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \text{ ise } C_1 = [ 1.0 + ( R - 1 ) T_s / T_e ] / R$$

Bununla birlikte  $C_1$  değeri 1.0 'dan ve Fema356-Bölüm 3.3.1.3 'de tanımlanan değerden küçük olmamalıdır.

$T_e$  = Sistemin efektif hakim periyodu.

$T_s$  = Tepki spektrumu karakteristik periyodu.

$R$  = Elastik mukavemetin akma mukavemetine oranını gösteren katsayı.

$$R = S_a \times C_m / ( V_y / W )$$

$C_2$  = En büyük deplasman seviyesindeki dayanım ve rijitlik azalmalarını yansıtan katsayıdır. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri için 1.0 alınabilir. Diğer hallerde ise Fema356-Tablo3.3'ten hızlı bir şekilde seçilebilir.

$C_3$  = Dinamik P- $\Delta$  etkileri sonucu artan deplasmanlarla ilişkili katsayıdır. Sini yansıtan katsayıdır. Akma sonrası pozitif rijitliğe sahip yapılarda 1.0 kabul edilebilir. Akma sonrası negatif rijitliğe sahip yapılarda ise aşağıdaki bağıntı yardımıyla bulunur. Bununla birlikte kabul edilen değer Fema356-Bölüm3.3.1.3 'de tanımlanan değerden büyük olmamalıdır.

$$C_3 = 1.0 + | \alpha | ( R - 1 )^{3/2} / T_e$$

$S_a$  = Efektif hakim periyoda denk gelen tepki spektrumu ivmesidir.

$\alpha$  = Efektif elastik rijitliğin akma sonrası pozitif rijitliğe oranıdır.

$g$  = Yerçekimi ivmesi.

$V_y$  = Doğrusal olmayan analiz prosedürleri kullanılarak bulunan akma mukavemeti.

$W$  = Depremde etkili kütle.

$C_m$  = Etkili kütle katılım faktörü. Fema356-Tablo 3.1'den seçilebilir.

Çizelge 4.1  $C_0$  katsayısı için Fema 356'da tavsiye edilen değerler

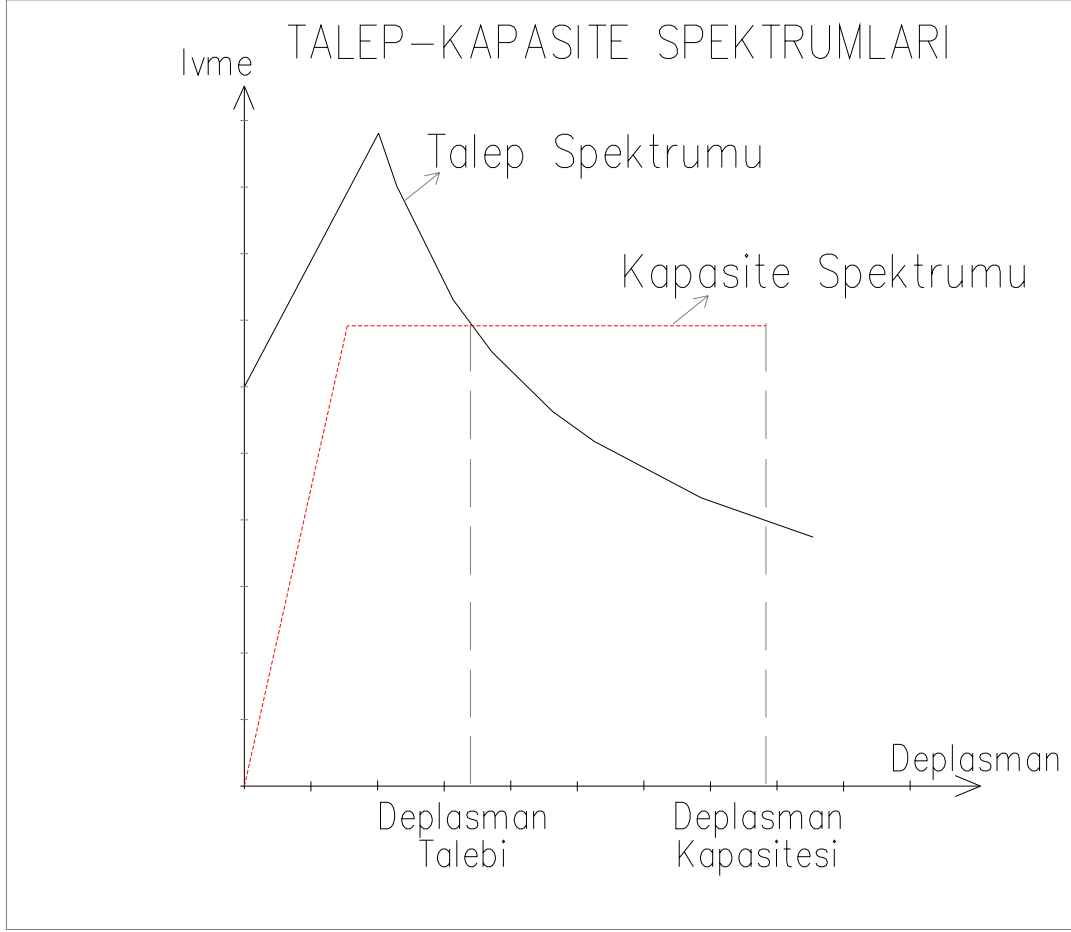
Kat Sayısı	Üçgen Yükleme Şekli	Üniform Yükleme Şekli
1	1.0	1.0
2	1.2	1.15
3	1.2	1.2
5	1.3	1.2
10+	1.3	1.2

Çizelge 4.2  $C_2$  katsayısı için Fema 356'da tavsiye edilen değerler

Performans Seviyesi	$T \leq 0.1sn.$		$T \geq T_s$	
	Çerçeve Tipi 1	Çerçeve Tipi 2	Çerçeve Tipi 1	Çerçeve Tipi 2
Hemen Yerleşim	1	1	1	1
Can Güvenliği	1.3	1	1.1	1
Göçme Önleme	1.5	1	1.2	1

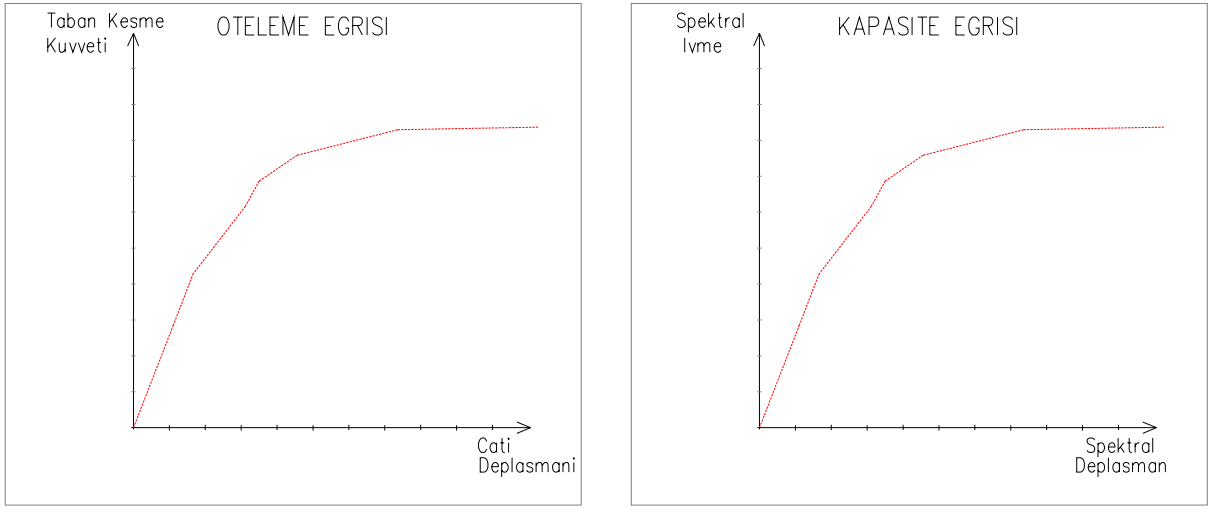
#### 4.3.3 Kapasite spektrum metodu

Yapının kapasitesiyle depremin talebini karşılaştırarak performans seviyesini belirleyen metoddur. Karşılaştırma işlemleri grafiksel yöntemlerle yapılır.



Şekil 4.3 Talep – kapasite spektrumu

Öteleme analizi sonucunda elde edilen kuvvet – deplasman eğrisi kullanılarak sistemin kapasite eğrisi elde edilir. Taban kesme kuvvetleri ve kontrol düğüm noktası deplasmanları eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral ivme ve deplasman değerlerine dönüştürülür. Elde edilen bu değerler kullanılarak kapasite eğrisi çizilir. Talep eğrisi ile kapasite eğrisinin kesiştiği nokta yardımıyla deprem hareketinin elastik ötesi ivme ve deplasman talebi elde edilir. Bu işlemler aşağıdaki bağıntılar yardımıyla yapılır.



Şekil 4.4 Oteleme – kapasite eğrileri

$$S_a = V_T / M_{\text{eff}} \quad (4.8)$$

$$S_d = u / (\Gamma \times \phi_i) \quad (4.9)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (4.10)$$

$$S_a(T) = A_0 \times I \times S(T) \times g \quad (4.11)$$

$$S_d(T) = S_a(T) / \omega^2 \quad (4.12)$$

## 5. ÇELİK YAPILARDA SİSMİK DİZAYN KURALLARI

### 5.1 Genel

Sismik dizayn kategorileri, sismik kullanma grupları, deprem bölgeleri, yükseklik ve düzensizlik ile ilgili kısıtlamalar ilgili kodlarda belirtildiği gibi dikkate alınmalıdır.

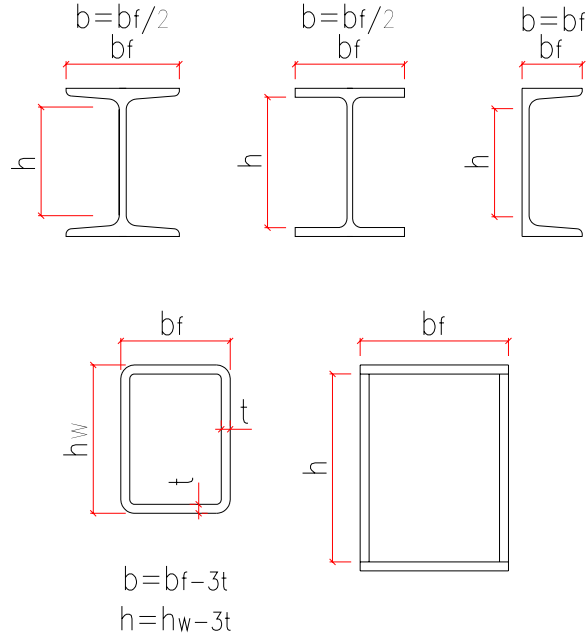
### 5.2 Yapı Elemanları

#### 5.2.1 Genel

Deprem yükünü karşılayan sistemlerin elemanları LRFD koduna göre tahkik edilmelidir.

#### 5.2.2 Lokal burkulma

Deprem yükünü karşılayan sistemlere ait olan elemanlarda lokal burkulmalar oluşmaması için LRFD Tablo B5.1'deki ( $\lambda_p$ ) ve Tablo I-8-1'deki ( $\lambda_{ps}$ ) kriterler sağlanmalıdır.



Şekil 5.1 Genişlik/kalınlık oranlarını hesaplamada kullanılan parametrelerin tanımı

Çizelge 5.1 LRFD' de  $\lambda_p$  için sınır değerler

( LRFD , TABLO B-1 )		BASINÇ	
ELEMANLARI İÇİN GENİŞLİK-KALINLIK ORANLARINDA ( $\lambda_p$ ) SINIR DEĞERLER			
Elemanın Tanımı		Genişlik-Kalınlık Oranı	Genişlik-Kalınlık Oranları İçin Kompaktlık Sınır Değerleri ( $\lambda_p$ )
Kiriş Elemanlar	I ve U enkesitli profillerin başlıkları.	b/t	$65 / \sqrt{F_y}$
	Kare ve dikdörtgen enkesitli kutuların başlıkları.	b/t	$190 / \sqrt{F_y}$
	Eğilmeden dolayı basınca maruz gövdeler.	h/t <sub>w</sub>	$640 / \sqrt{F_y}$
	Eğilme ile birlikte eksenel basınç kuvvetine maruz kalan gövdeler.	h/t <sub>w</sub>	$253 / \sqrt{F_y}$
Berktilmiş Elemanlar	I ve U enkesitli profillerin başlıkları ile basınç elemanı olarak tasarlanan plakalar.	b/t	$95 / \sqrt{F_y}$
	Eksenel basınç kuvveti etkisindeki gövdeler.	h/t <sub>w</sub>	$253 / \sqrt{F_y}$

Çizelge 5.2 Seismic Provisions for Structural Steel Building' de  $\lambda_{ps}$  için sınır değerler

( SPSSB , TABLO I-8-1 )		BASINÇ	
ELEMANLARI İÇİN GENİŞLİK-KALINLIK ORANLARINDA ( $\lambda_{ps}$ ) SINIR DEĞERLER			
Elemanın Tanımı		Genişlik-Kalınlık Oranı	Genişlik-Kalınlık Oranları İçin Kompaktlık Sınır Değerleri ( $\lambda_{ps}$ )
Berkitilmemiş Elemanlar	I enkesitli hadde profili veya yapma (kaynaklı) kirişlerin başlıkları. (a,b,f,h)	b/t	$0.3 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	I enkesitli hadde profili veya yapma (kaynaklı) kolonların başlıkları. (a,c)	b/t	$0.3 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	Hadde profili veya yapma (kaynaklı), I enkesitli , U enkesitli veya köşebent profilden yapılmış çapraz elemanların veya kirişlerin başlıkları. (a,d,h)	b/t	$0.3 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	I enkesitli hadde profili veya yapma (kaynaklı) kolonların başlıkları. (a,e)	b/t	$0.38 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	H enkesitli kazıkların başlıkları.	b/t	$0.45 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	Lamalar. (g)	b/t	2.5
	Tek parçalı veya çok parçalı (ara bağlantılı) köşebentlerin kolları veya T enkesitli profillerin başlıkları. (h)	b/t	$0.3 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	T enkesitli profillerin gövdeleri. (h)	d/t	$0.3 \sqrt{(E_s/F_y)}$
Berkitilmiş Elemanlar	Eğilmeden dolayı basınca maruz kalan kiriş gövdeleri (SDYMÇ). (a)	h/t <sub>w</sub>	$2.45 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	Eğilmeden dolayı basınca maruz kalan kiriş gövdeleri (SDYMÇ dışındaki sistemler). (a)	h/t <sub>w</sub>	$3.14 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	Eğilme ile birlikte eksenel basınç kuvvetine maruz kalan kiriş gövdeleri (SDYMÇ dışındaki sistemler). (a,b,c,d,e,f,h)	h/t <sub>w</sub>	$P_u/\Phi_b P_y \leq 0.125$ ise $3.14 [ \sqrt{(E_s/F_y)} ] ( 1 - 1.54 P_u / \Phi_b P_y )$ $P_u/\Phi_b P_y > 0.125$ ise $1.12 [ \sqrt{(E_s/F_y)} ] ( 2.33 - P_u / \Phi_b P_y )$
	Eksenel ve/veya eğilmeli basınç kuvvetine maruz kalan boru enkesitler. (d,h)	D/t	$0.044 E_s/F_y$
	Eksenel ve/veya eğilmeli basınç kuvvetine maruz kalan kutu enkesitler. (d,h)	b/t or h/t <sub>w</sub>	$0.64 \sqrt{(E_s/F_y)}$
	H enkesitli kazıkların gövdeleri.	h/t <sub>w</sub>	$0.94 \sqrt{(E_s/F_y)}$
a) Hibrit kirişlerde $F_y$ yerine $F_{yt}$ kullanılacak. b) SDYMÇ'lerde kirişler için verilen kurallara uyulacak. c) SDYMÇ'lerde kolonlar için verilen kurallara uyulacak. d) SDYMÇÇ'lerde kirişler ve çaprazlar için verilen kurallara uyulacak.		e) SDYMÇ'lerde ve EÇÇ'lerdeki kolonlar için LRFD-Tablo B5.1'de verilen $\lambda_p$ değeri kullanılabilir. f) EÇÇ'lerde Linkler için verilen kurallara uyulacak. g) SDYMÇ'lerde özel kısımdaki gövde diyagonalı. d) SDYMÇÇ'lerde başlık elemanı.	

### 5.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçeveseler ( SDYMÇ )

#### 5.3.1 Genel

Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çerçeveseler ( SDYMÇ ) deprem yükleri etkisinde büyük inelastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir.

#### 5.3.2 Kiriş – kolon birleşimleri

Deprem yükünü karşılayan sistemlerde tüm kolon – kiriş birleşimleri aşağıdaki şartları sağlamalıdır:

A. Birleşim en az 0.04 radyanlık bir kat ötelenme açısını karşılayabilecek kapasitede olmalıdır. ( interstory drift angle )

B. 0.04 radyan kat ötelenme açısı etkisinde, birleşimin kolon yüzündeki mukavemeti en az birleşimdeki kirişin nominal plastik momentinin %80'i kadar olmalıdır.

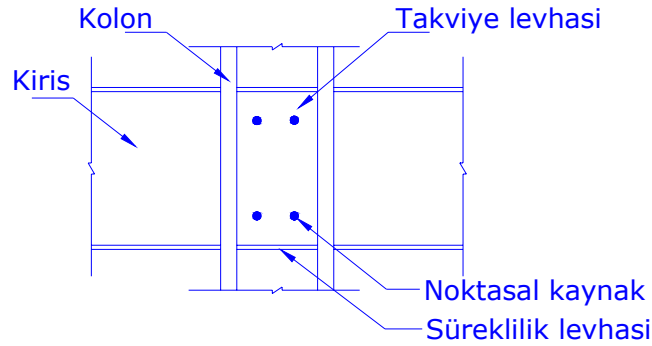
C. Birleşimin kayma mukavemeti en az  $V_u = V_{u1} + V_{u2}$  kadar olmalıdır.

$V_{u1}$  : ( 1.2D + 0.5L + 0.2S ) kombinasyonundan elde edilen kesme kuvveti.

$V_{u2}$  :  $2( 1.1R_y \times F_y \times Z / L )$  momentinden elde edilecek kesme kuvveti.

L : Plastik mafsallik noktaları arasındaki mesafe.

#### 5.3.3 Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri



Şekil 5.2 Gövde takviye levhalarının noktasal kaynakla birleştirilmesi



### 5.3.3.1 Kayma dayanımı

Panel bölgesinin tasarım kayma mukavemeti (  $\Phi_v \times R_v$  ) aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.  
( $\Phi_v = 1.0$  )

a)  $P_u \leq 0.75 \times P_y$  ise

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_p \times [ 1 + ( 3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2 ) / ( d_b \times d_c \times t_p ) ] \quad (5.1)$$

$t_p$  = Takviye levhaları da dahil olmak üzere panel bölgesi kalınlığı. ( mm )

$d_c$  = Kolon enkesit yüksekliği. ( mm )

$b_{cf}$  = Kolon başlık genişliği. ( mm )

$t_{cf}$  = Kolon başlık kalınlığı. ( mm )

$d_b$  = Kiriş enkesit yüksekliği. ( mm )

$F_y$  = Panel bölgesi çeliğinin akma mukavemeti. ( Mpa )

b)  $P_u \geq 0.75 \times P_y$  ise  $R_v$  değeri LRFD'deki K1-12 formülü ile hesaplanmalıdır.

### 5.3.3.2 Panel bölgesi kalınlığı

Kolon gövdesinin veya kullanıldıysa takviye levhalarının tek başına kalınlıkları aşağıdaki şartı sağlamalıdır. Eğer bu levhalar noktasal kaynak ile birbirlerine kaynatılmışlarsa levhaların toplam kalınlığı için bu şart irdelenmelidir.

$$t \geq ( d_z + w_z ) / 90 \quad (5.2)$$

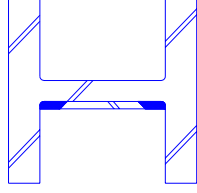
$t$  = Kolon gövdesinin veya takviye levhasının kalınlığı. ( mm )

$d_z$  = Süreklilik levhaları arasında kalan panel bölgesi yüksekliği. ( mm )

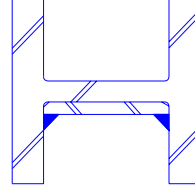
$w_z$  = Kolon başlıkları arasında kalan panel bölgesi genişliği. ( mm )

### 5.3.3.3 Panel bölgesi takviye levhaları

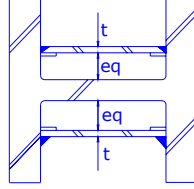
Takviye levhaları kolon başlıklarına tam penetrasyonlu küt kaynak ile veya köşe kaynak ile kaynatılmalıdır. Eğer levhalar kolon gövdesinden bir miktar uzağa yerleştirilecekse gövdeye göre simetrik olarak yerleşim yapılmalı ve takviye levhaları süreklilik levhalarına kaynatılmalıdır.



a) Küt kaynakli birlesim



b) Köse kaynakli birlesim



c) Küt kaynakli veya köse kaynakli çift takviye levhasi yerlesimi

Şekil 5.3 Gövde takviyeleri

### 5.3.4 Kirişlerde ve kolonlarda kriterler

Plastik mafsallık bölgesinde kiriş başlığı enkesitinde ani değişiklikler olmamalıdır. Plastik mafsallık oluşumuna katkı sağlayacağı testlerle gösterilebilirse başlıklara delik açmak veya başlık genişliğini azaltmak kabul edilebilir.

Kirişlerde ve kolonlarda genişlik/kalınlık oranları Tablo I-8-1'de verilen limitler içinde kalmalıdır.

### 5.3.5 Süreklilik levhaları

Birleşimde kuvvet akışını destekleyecek şekilde süreklilik levhaları tertip edilmelidir.

### 5.3.6 Kolon kiriş moment oranı ( Güçlü Kolon – Zayıf Kiriş )

Kolon – kiriş birleşimlerinde aşağıdaki bağıntı sağlanmalıdır:

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^* > 1.0 \quad (5.3)$$

$\Sigma M_{pc}^*$  = Kolonda, birleşim noktasının altında ve üstünde kalan kesitlerdeki nominal eğilme momenti kapasitelerinin toplamıdır. Bu momentler bulunurken normal kuvvettten oluşan gerilmelerin moment kapasitesini azaltacağı gözönüne alınmalıdır. Dolayısıyla bir kesit için moment kapasitesi şöyle hesaplanacaktır :

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \times ( F_{yc} - P_{uc} / A_g ) \quad (5.4)$$

$\Sigma M_{pb}^*$  = Birleşime dahil olan kirişlerin beklenen eğilme momenti kapasitelerinin toplamıdır:

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma ( 1.1 R_y \times F_{yb} \times Z_b + M_v ) \quad (5.5)$$

Bu formüldeki  $M_v$  plastik mafsal noktası ile kolon eksenini arasındaki kesme kuvvetlerinden oluşan ek momenttir. Şayet kiriş enkesitinde bir zayıflatma yapılmışsa hesaplarda bu zayıflatılmış enkesit gözönüne alınabilir:

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma ( 1.1 R_y \times F_{yb} \times z_b + M_v ) \quad (5.6)$$

$A_g$  = Kolon enkesiti toplam alanı. (  $mm^2$  )

$F_{yc}$  = Kolon akma mukavemeti. ( Mpa )

$P_{uc}$  = Kolon için gerekli aksenal basınç kuvveti mukavemeti. ( N )

$Z_c$  = Kolonun plastik mukavemet momenti. (  $mm^3$  )

$Z_b$  = Kirişin plastik mukavemet momenti. (  $mm^3$  )

$z_b$  = Kirişin zayıflatılmış enkesitinde plastik mukavemet momenti. (  $mm^3$  )

**İstisnai Durum :** Yukarıda anlatılan şartlar Bölüm 9.4'deki kriterleri sağlayan kolonlar için aşağıdaki durum dahilinde gözönüne alınmayabilir:

Tüm yükleme kombinasyonları için  $P_{uc} < 0.3 \times F_{yc} \times A_g$  bağıntısı sağlanıyorsa aşağıda tanımlanan kolonlar:

- Tek katlı yapıların kolonları veya çok katlı yapıların en üst katındaki kolonlar.

### 5.3.7 Kiriş-kolon birleşim (Restraint)

Şayet kolonun panel bölgesinin düzlem dışı davranışının elastik olduğu gösterilebilirse kiriş-kolon birleşiminde kolon başlıklarının yalnızca kiriş üst başlığı kotunda yanal desteklerle tutulması yeterli olacaktır. **SPFSSB-Formül 9-3'den** elde edilecek oranın 2'den büyük

olması kolonun panel bölgesindeki düzlem dışı davranışın elastik olduğunu gösterir. Şayet bu oran 2'den büyük değilse aşağıdaki şartlar yerine getirilmelidir:

- (1) Kolon başlıkları kirişin hem alt hem de üst başlıkları kotunda yanal desteklerle tutulmalıdır.
- (2) Her yanal desteğin mukavemeti en az kiriş başlığı nominal mukavemetinin  $(F_y \times b_f \times t_{bf})$  %2'si kadar olmalıdır.

### 5.3.8 Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması

Kirişlerin her iki başlığı da yanal burkulmaya karşı doğrudan veya dolaylı olarak tutulmalıdır. Yanal burkulmaya karşı tutulmamış kiriş boyu ( mesnetler arasındaki mesafe )  $0.086 \times r_y \times E_s / F_y$  değerini aşmamalıdır. Mesnet olarak kullanılan elemanların mukavemeti kiriş başlığı nominal mukavemetinin  $(F_y \times b_f \times t_f)$  %2'sinden az olmamalıdır.

Bunlara ek olarak yanal destekler tekil yüklerin bulunduğu noktalara, kiriş enkesitinin değiştiği noktalara ve SDYMÇ sistemlerde plastik mafsallık oluşacak noktalara yerleştirilmelidir.

### 5.3.9 Kolon ekleri

Kolon ekleri *SPFSSB-Bölüm 8.4. ve 7.3b.*'de verilen şartları sağlamalıdır. Ek elemanlarının moment taşıma kapasitesi en az eklenen elemanlardan küçük olanın moment taşıma kapasitesi kadar olmalıdır. Şayet ek elemanı olarak küt kaynak kullanıldıysa kaynaklar tam penetrasyonlu olmalıdır.

Gövde ekinin kayma kapasitesi en az  $2M_{pc} / H$  kadar olmalıdır.

## 5.4 Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçevesel ( SDNMÇ )

### 5.4.1 Genel

Süneklik Düzeyi Normal Moment Aktaran Çerçevesel ( SDNMÇ ) deprem yükleri etkisinde sınırlı inelastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir.

### 5.4.2 Kiriş – kolon birleşimleri

Deprem yükünü karşılayan sistemlerde tüm kolon – kiriş birleşimleri aşağıdaki şartları sağlamalıdır:

A. Birleşim en az 0.02 radyanlık bir kat ötelenme açısını karşılayabilecek kapasitede olmalıdır.

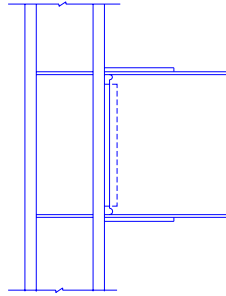
B. 0.02 radyan kat ötelenme açısı etkisinde, birleşimin kolon yüzündeki mukavemeti en az birleşimdeki kirişin nominal plastik momentinin %80'i kadar olmalıdır.

C. Birleşimin kayma mukavemeti en az  $V_u = V_{u1} + V_{u2}$  kadar olmalıdır.

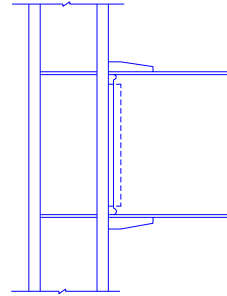
$V_{u1}$  : ( 1.2D + 0.5L + 0.2S ) kombinasyonundan elde edilen kesme kuvveti.

$V_{u2}$  :  $2( 1.1R_y \times F_y \times Z / L )$  momentinden elde edilecek kesme kuvveti.

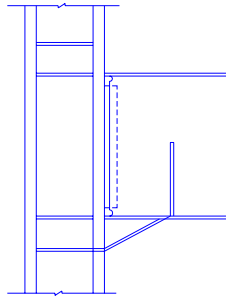
L : Plastik mafsalsal noktaları arasındaki mesafe.



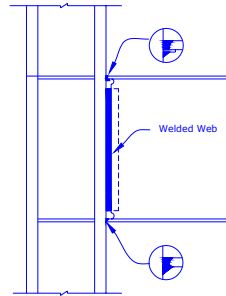
(a) Alt - üst baslık levhası ekli birleşim



(b) Berkitilmiş birleşim



(c) Guseli birleşim



(d) Doğrudan kaynaklı birleşim

Şekil5.4 Kolon – kiriş birleşimlerinden bazı örnekler

**5.4.3 Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

**5.4.4 Kirişlerde ve kolonlarda sağlanması gereken kriterler**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

**5.4.5 Süreklilik levhaları**

Süreklilik levhaları yapılan testlere uygun olarak teşkil edilmelidir.

**5.4.6 Kolon-kiriş moment oranı**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

**5.4.7 Kiriş – kolon birleşim (Restraint)**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

**5.4.8 Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

**5.4.9 Kolon ekleri**

Kolon ekleri *SPFSSB-Bölüm 8.4. ve 7.3b.*'de verilen şartları sağlamalıdır.

**5.5 Süneklik Düzeyi Düşük Moment Aktaran Çerçevesel ( SDDMÇ )****5.5.1 Genel**

Süneklik Düzeyi Düşük Moment Aktaran Çerçevesel ( SDDMÇ ) deprem yükleri etkisinde çok küçük inelastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir.

**5.5.2 Kiriş-kolon birleşimleri**

SDDMÇ sistemlerde kiriş-kolon birleşimleri kaynaklı veya yüksek mukavemetli bulonlarla yapılmış olmalıdır. Birleşimler tam rijit veya yarı rijit olarak tasarlanabilir. Her iki durum için gerekli kriterler aşağıda verilmiştir:

### 5.5.2.1 Tam rijit birleşimler

Tam rijit birleşimlerin moment aktarma kapasitesi en az  $M_u$  kadar olmalıdır.  $M_u$  değeri  $1.1 \times R_y \times M_p$  ile sistemden iletilen moment değeri arasından küçük olan değerdir.

Tam rijit birleşimin kayma mukavemeti en az  $V_u = V_{u1} + V_{u2}$  kadar olmalıdır.

$V_{u1}$  : (  $1.2D + 0.5L + 0.2S$  ) kombinasyonundan elde edilen kesme kuvveti.

$V_{u2}$  : Birleşimin taşıyabileceği maksimum momentten doğacak kesme kuvveti.

### 5.5.2.2 Yarı rijit birleşimler

Yarı rijit birleşimlere ancak aşağıdaki şartlar dahilinde izin verilir:

- i) Birleşimin nominal eğilme mukavemeti,  $M_n$ , en az  $0.5M_p$  kadar olmalıdır.  $M_p$  birleşime dahil olan kolon ve kirişin plastik eğilme kapasitelerinden küçük olmalıdır.
- ii) Yarı rijit birleşimler dizaynlarda aynen gözönüne alınmalı ve stabiliteye etkileri tahkik edilmelidir.

Yarı rijit birleşimin kayma mukavemeti en az  $V_u = V_{u1} + V_{u2}$  kadar olmalıdır.

$V_{u1}$  : (  $1.2D + 0.5L + 0.2S$  ) kombinasyonundan elde edilen kesme kuvveti.

$V_{u2}$  :  $2(1.1R_y \times F_y \times Z / L)$  momentinden elde edilecek kesme kuvveti.

$L$  : Plastik mafsalları arasındaki mesafe.

### 5.5.3 Kiriş – kolon birleşimlerinde panel bölgesi kontrolleri

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

### 5.5.4 Kirişlerde ve kolonlarda sağlanması gereken kriterler

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

### 5.5.5 Süreklilik levhaları

Tam rijit birleşimlerde şayet kiriş başlıkları veya bağlantı levhaları kolon başlıklarına direk bağlanıyorsa süreklilik levhaları tertip edilmelidir. Süreklilik levhaları kiriş başlığına etkiyen kuvvetleri kolon gövdesine aktaracak şekilde teşkil edilmelidir. Süreklilik levhalarının kalınlığı en az kiriş başlık kalınlığı kadar veya bağlantı levhası kalınlığı kadar olmalıdır.

Süreklilik levhalarını kolon başlığına bağlayan kaynakların mukavemeti en az kiriş başlığının mukavemeti kadar olmalıdır.

Sürekli levhalarını kolon gövdesine bağlayan kaynakların mukavemeti ise en az aşağıdaki değerlerin en küçüğü kadar olmalıdır:

- (a) Kolon başlığı ile süreklilik levhası arasındaki bağlantının tasarım mukavemeti.
- (b) Kolon gövdesine bağlanan levhanın tasarım kayma mukavemeti.
- (c) Panel bölgesinde oluşan kesme kuvvetleri.

#### **5.5.6 Kolon-kiriş moment oranı**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

#### **5.5.7 Kiriş – kolon birleşim (Restraint)**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

#### **5.5.8 Kirişlerin yanal burkulmaya karşı tutulması**

AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

#### **5.5.9 Kolon ekleri**

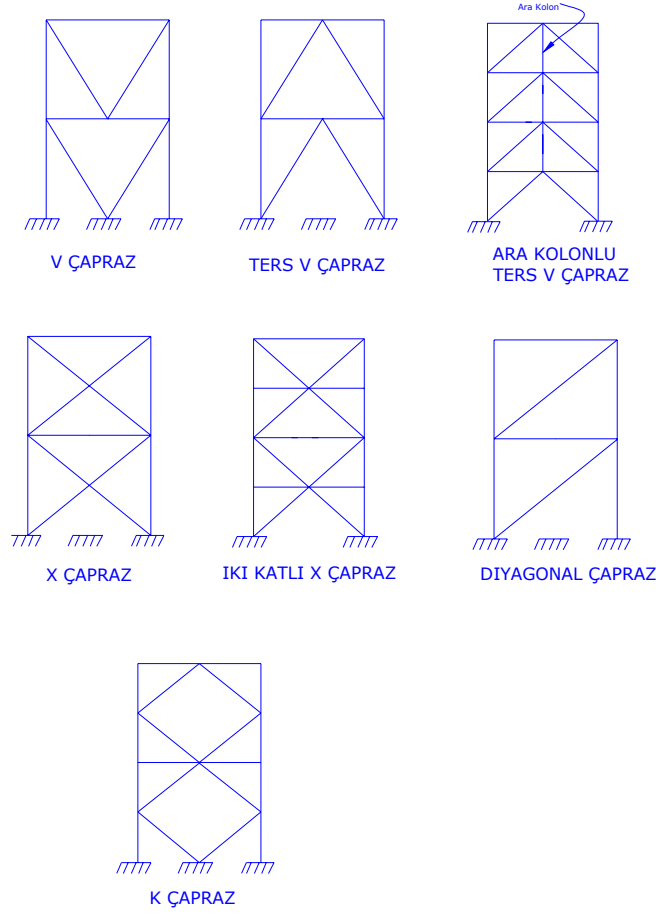
AISC LRFD kodundaki kriterler dışında herhangi bir şarta gerek yoktur.

### **5.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçevesel (SDYMÇÇ)**

#### **5.6.1 Genel**

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçevesel (SDYMÇÇ) deprem yükleri etkisinde büyük elastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir.





Şekil 5.5 Merkezi çaprazlı sistemlerden bazı örnekler

## 5.6.2 Çapraz elemanlar

### 5.6.2.1 Narinlik değeri

Çapraz elemanların narinlik değeri aşağıdaki bağıntıya göre kontrol edilmelidir:

$$Kl/r \leq 5.87\sqrt{(E_s / F_y)} \quad (5.7)$$

### 5.6.2.2 Gerekli basınç mukavemeti

Çapraz elemanların aksenal basınç kuvveti altında gerekli mukavemeti ( $\Phi_c \cdot P_n$ ) değerinden küçük olmamalıdır.

### 5.6.2.3 Genişlik / kalınlık oranları

Basınç elemanlarının genişlik/kalınlık oranları LRFD Tablo B5.1'de verilen kompaktlık kriterlerini sağlamalıdır. Bununla birlikte aşağıdaki kriterler de gözetilmelidir:

- (1) Korniyer kanatlarının genişlik/kalınlık oranları ( $\lambda_{ps}$ ) Tablo I-8-1'de verilen limitler içinde kalmalıdır.
- (2) I profiller ve [ profiller için  $\lambda_{ps}$  değeri Tablo I-8-1'de verilen limitler içinde kalmalıdır.
- (3) Round HSS elemanlarda dıştan dışa yarıçapın et kalınlığına oranı ( $\lambda_{ps}$ ) Tablo I-8-1'de verilen limitler içinde kalmalıdır. Şayet berkitme kullanılmışsa bu kontrole gerek yoktur.
- (4) Dikdörtgen HSS elemanlarda kenar genişliğinin et kalınlığına oranı ( $\lambda_{ps}$ ) Tablo I-8-1'de verilen limitler içinde kalmalıdır. Şayet berkitme kullanılmışsa bu kontrole gerek yoktur.

#### 5.6.2.4 Yapma elemanlar ( Çok Parçalı Elemanlar )

Her bir elemanın ara bağlantılar arasında kalan kısımlarının narinlik değeri çok parçalı elemanın narinlik değerinin 0.4 katından büyük olmamalıdır. Sayet çapraz elemanın burkulma sebebinin ara bağlantılarda oluşan kesme kuvveti olmadığı gösterilebilirse 0.4 katsayısı 0.75 olabilir.

Ara bağlantıların tasarım kayma dayanımı en az her bir elemanın tasarım kopma mukavemeti kadar olmalıdır. Ara bağlantılar en az iki adet olmak üzere uniform ( eşit aralıklarla ) yerleştirilmelidir. Şayet ara bağlantılar bulonlu yapılacaksa bulonlar çapraz elemanın ortasına veya  $\frac{1}{4}$  noktalarına denk gelmemelidir.

### 5.6.3 Çapraz elemanların bağlantıları

#### 5.6.3.1 Gerekli mukavemet

Çapraz elemanın bağlantı detayının taşıma gücü en az aşağıdakilerden küçük olanı kadar olmalıdır. Şayet çaprazlı sistemin bir parçasıysa kiriş bağlantı detayı da aynı şartları sağlamak zorundadır:

- a) Elemanın nominal aksenal kopma dayanımı ;  $R_y \times F_y \times A_g$
- c) Analiz sonucunda bulunan, sistemden çapraz elemana aktarılan maksimum yük.

#### 5.6.3.2 Kopma mukavemeti

Kopma mukavemetine ilişkin bilgiler LRFD-Bölüm J4'de anlatılmıştır.

#### 5.6.3.3 Eğilme mukavemeti

Birleşimin eğilme mukavemeti en az  $1.1 \times R_y \times M_p$  kadar olmalıdır. Burada  $M_p$  değeri çapraz elemanın burkulma aksına bağlı olarak bulunan plastik momentdir.

#### 5.6.3.4 Guse levhaları

Guse levhaları burkulma etkileri gözönüne alınarak tahkik edilmelidir.

### 5.6.4 Süneklik düzeyi yüksek çapraz sistemleri

#### 5.6.4.1 V tipi ve ters V Tipi çapraz sistemleri

V tipi ve ters V tipi çaprazlı sistemler aşağıdaki şartları sağlamalıdır:

- 1) Çapraz elemanlarla kesişen kirişler kolonlar arasında sürekli olmalıdır.
- 2) Çapraz elemanlarla kesişen kirişler ( çapraz elemanın kiriş altında mesnet gibi davranması halinde ) tüm düşey yük kombinasyonları etkisinde sanki çapraz eleman yokmuş gibi de tahkik edilmelidir.
- 3) Kirişin çapraz elemanlarla birleştiği bölgelerde , kiriş alt v üst başlıkları kiriş başlıklarının nominal mukavemetinin en az % 2'si kadar bir yanal kuvvete göre de dizayn edilmelidir.  $(0.02 \times F_y \times b_f \times t_{bf})$  .

**İstisnai Durum :** 2.madde tek katlı yapılar için ve çok katlı yapıların çatı katı için uygulanmak zorunda değildir.

#### 5.6.4.2 K tipi çapraz sistemleri

SDYMÇÇ'lerde K tipi çapraz sistemlerine izin verilmemektedir.

### 5.6.5 Kolonlar

SDYMÇÇ'lerde kolonlar aşağıdaki şartları sağlamalıdır:

Kolon ekleri birleşimdeki kolonlardan küçük kesitli olanın nominal kayma kapasitesine ve nominal eğilme kapasitesinin en az % 50'sine sahip olmalıdır.

Ayrıca kolon ekleri kolon temiz yüksekliğinin 1/3 noktalarında düzenlenmelidir.

## 5.7 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçevesel ( SDNMÇÇ )

### 5.7.1 Genel

Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçevesel (SDNMÇÇ) deprem yükleri etkisinde sınırlı elastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir.

### 5.7.2 Mukavemet

Çapraz elemanların haricindeki tüm elemanların ve birleşimlerin mukavemeti uygun yük kombinasyonlarından elde edilen kuvvetleri karşılayabilecek düzeyde olmalıdır. Çapraz elemanların bağlantıları ise en az elemanın kopma mukavemetine sahip olmalıdır. ( $R_y \times F_y \times A_g$ ).

V tipi veya ters-V tipi çaprazlı sistemlerde çapraz elemanın narinlik değeri

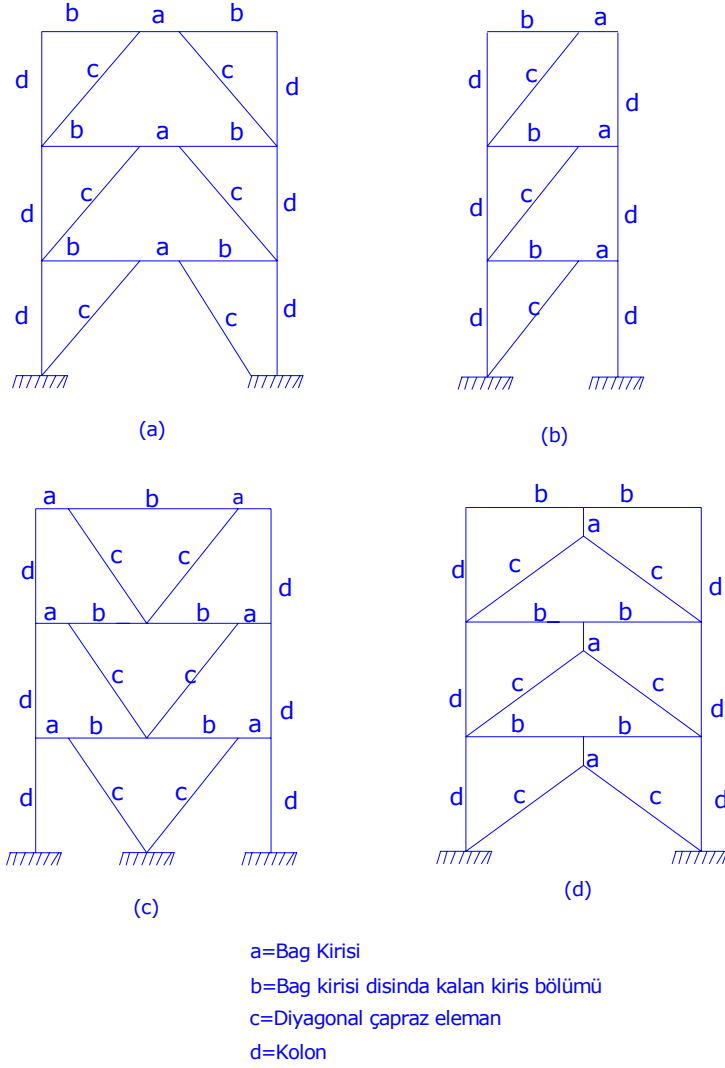
$$4.23\sqrt{(E_s / F_y)} \quad (5.8)$$

değerini aşmamalıdır.

## 5.8 Eksantrik Bağlı Çaprazlı Çerçevesler ( EÇÇ )

### 5.8.1 Genel

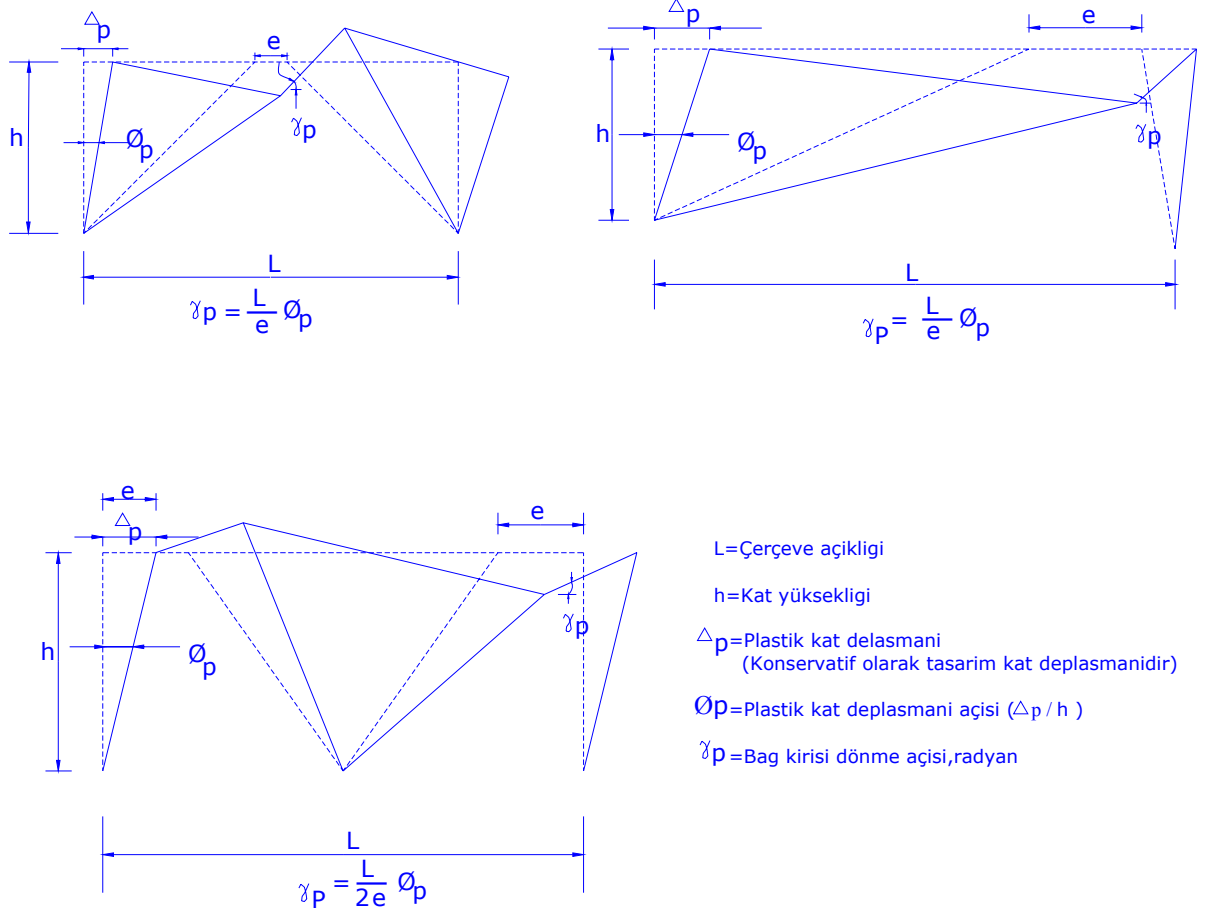
Eksantrik Çaprazlı Çerçevesler ( EÇÇ ) deprem yükleri etkisinde bağ kirişlerinde büyük elastik deformasyonlar yapabilen sistemlerdir. 5 kattan daha yüksek binalarda en üst kat SDYMÇÇ veya SDNMÇÇ olarak dizayn edilebilir. Bu durumda bina genel olarak EÇÇ sistem olarak kabul edilir.



Şekil 5.6 Eksantrik çaprazlı sistemlerden bazı örnekler

### 5.8.2 Bağ kirişleri

Bağ kirişleri Tablo I-8-1’de verilen genişlik/kalınlık oranlarını sağlamalıdır. Bağ kirişlerinde kullanılan çeliğin akma gerilmesi 345 Mpa’dan ( ST 52 ) fazla olmamalıdır. Bağ kirişlerin gövdeleri tek bir levhadan oluşmalıdır.



Şekil 5.7 Bağ kirişi dönme açısı

Aşağıda belirtilen durumlar haricinde bağ kirişlerin gerekli kayma mukavemeti  $V_u$ , tasarım kayma mukavemeti  $\Phi V_n$  değerini aşmamalıdır.

$$\Phi = 0.9$$

$V_n$  = Bağ kirişi nominal kayma mukavemeti ( N ). Bu değer  $V_p$  ile  $2M_p / e$  değerlerinden küçük olmalıdır .

$$V_p = 0.6 \times F_y \times A_w, ( N )$$

$$e = \text{Bağ kirişi uzunluğu, ( mm )}$$

$$A_w = ( d_b - 2t_f ) \times t_w$$

Şayet bağ kirişindeki gerekli normal kuvvet dayanımı  $P_u$  ,  $0.15 \times P_y$  değerinden küçük veya ona eşitse , normal kuvvetin bağ kirişi tasarım kayma mukavemetine etkisi gözönüne alınmayabilir. ( $P_y = F_y \times A_g$ ).

Şayet bağ kirişindeki gerekli normal kuvvet dayanımı  $P_u$  ,  $0.15 \times P_y$  değerinden büyükse aşağıdaki kriterler sağlanmalıdır:

(1) Bağ kirişi tasarım kayma mukavemeti  $\Phi V_{pa}$  ve  $2\Phi M_{pa} / e$  değerlerinden küçük olanı olmalıdır:

$$\Phi = 0.9$$

$$V_{pa} = V_p \sqrt{[1 - (P_u / P_y)]^2} \quad (5.9)$$

$$M_{pa} = 1.18 M_p [1 - (P_u / P_y)] \quad (5.11)$$

(2) Bağ kirişi uzunluğu aşağıdaki değerleri aşmamalıdır:

$$\rho^l (A_w / A_g) \geq 0.3 \text{ ise } [1.15 - 0.5\rho^l (A_w / A_g)] \times 1.6M_p / V_p \quad (5.12)$$

$$\rho^l (A_w / A_g) < 0.3 \text{ ise } 1.6M_p / V_p \quad (5.13)$$

$$A_w = (d_b - 2t_f) \times t_w \quad (5.14)$$

$$\rho^l = P_u / V_u$$

Bağ kirişi dönme açısı , toplam kat ötelenmesinin tasarım kat ötelenmesine ( $\Delta$ ) eşit olduğu anda ölçülen, bağ kirişi ile bağ kirişi dış çizgisi arasında kalan elastik açıdır. Bu dönme açısının aşağıdaki değerleri aşmaması gerekir:

( a ) 0.08 radyan. (Bağ kirişi uzunluğu  $1.6M_p / V_p$  değerinden küçük veya ona eşitse )

( b ) 0.02 radyan. (Bağ kirişi uzunluğu  $2.6M_p / V_p$  değerinden büyükse )

( c )  $1.6M_p / V_p$  ile  $2.6M_p / V_p$  değerleri arasında kalan bağ kirişi uzunlukları için yukarıda verilen iki değer arasında doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

### 5.8.3 Bağ kirişi berkitmeleri

Çaprazların bitiş yerlerinde, bağ kirişinin her iki yanında tüm gövde boyunca yerleştirilmiş olan berkitmeler bulunmalıdır. Berkitmelerin genişliği en az  $(b_f - 2t_w)$ , kalınlığı ise en az 10mm ile  $0.75t_w$  değerlerinden büyük olanı kadar olmalıdır.

$b_f$  = Bağ kirişi başlık genişliği

$t_w$  = Bağ kirişi gövde kalınlığı

Bağ kirişlerinde ayrıca aşağıda belirtildiği gibi ara bölgelerde gövde berkitmelerine ihtiyaç vardır:

(a) Bağ kirişi uzunluğu  $1.6M_p / V_p$  değerinden küçük veya ona eşitse ara mesafeleri maksimum  $L_s$  olmak üzere ara berkitmelere ihtiyaç vardır:

$$L_s = 30t_w - d / 5 \quad (0.08 \text{ radyan dönme açısı için})$$

$$L_s = 52t_w - d / 5 \quad (0.02 \text{ radyandan küçük veya ona eşit dönme açıları için})$$

0.08 radyan ile 0.02 radyan arasında kalan dönme açıları için yukarıda verilen iki değer arasında doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

(b) Bağ kirişi uzunluğu  $2.6M_p / V_p$  ile  $5M_p / V_p$  değerleri arasında ise, bağ kirişi her iki bitiş noktasından  $1.5b_f$  ötesine ara berkitmelr yerleştirilmelidir.

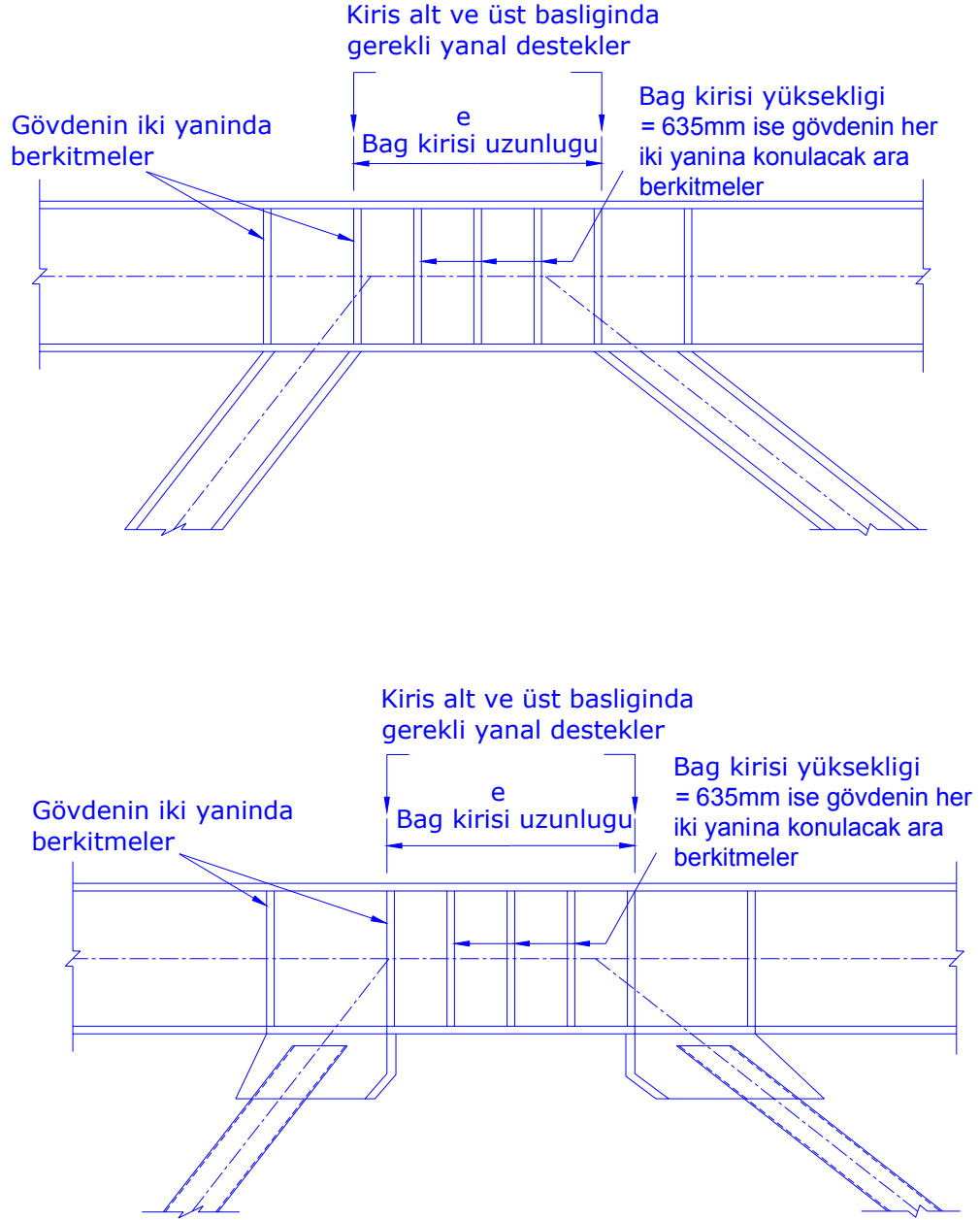
(c) Bağ kirişi uzunluğu  $1.6M_p^1 / V_p$  ile  $2.6M_p / V_p$  değerleri arasında ise , yukarıdaki 1 ve 2 nolu maddeleri karşılayacak şekilde ara berkitmeler yerleştirilmelidir.

(d) Bağ kirişi uzunluğu  $5M_p / V_p$  değerinden büyük ise ara berkitmelere ihtiyaç yoktur.

(e) Ara berkitmeler bağ kirişlerde tüm gövde yüksekliği boyunca tertip edilmelidir. Gövde yüksekliği 635mm'den az olan bağ kirişlerinde gövdenin yalnızca bir tarafına berkitme koymak yeterlidir. Bu durumda berkitme kalınlığı en az 10mm ve  $t_w$  değerlerinden büyük olanı kadar olmalıdır. Berkitme genişliği ise en az  $(b_f / 2) - t_w$  kadar olmalıdır. Gövde yüksekliği 635mm veya daha büyük olan bağ kirişlerde gövdenin her iki yanına aynı özellikte berkitmeler yerleştirilmelidir.



Berkitmeleri bağ kirişi gövdelerine bağlayan kaynakların gerekli mukavemetleri  $A_{st} \times F_y$  kadar olmalıdır. Berkitmeleri bağ kirişi başlıklarına bağlayan kaynakların gerekli mukavemeti ise  $A_{st} \times F_y / 4$  kadar olmalıdır.



Şekil 5.8 Çapraz elemanların I profil veya boru olması halinde bağ kirişi detayları

#### 5.8.4 Bağ kirişi – kolon birleşimleri

Bağ kirişi – Kolon birleşimi maksimum bağ kirişi dönme açısını karşılayabilecek yeterlikte olmalıdır. Kolon yüzündeki birleşimin mukavemeti en az bağ kirişi nominal kayma mukavemeti ( $V_n$ ) kadar olmalıdır.

#### 5.8.5 Bağ kirişinin yanal burkulmaya karşı tutulması

Yanal burkulmayı önlemek amacıyla tertiplenecek olan elemanlar, bağ kirişi uç noktalarında, hem alt hem de üst başlığı tutacak şekilde teşkil edilmelidir. Bu elemanların gerekli mukavemeti bağ kirişi başlıklarının nominal mukavemetinin en az % 6'sı kadar olmalıdır. ( $0.06 R_y F_y b_f t_f$ ).

#### 5.8.6 Çapraz elemanlar ve kirişlerin bağ kirişi dışında kalan bölgeleri

Kirişlerin bağ kirişi dışında kalan bölgelerinin dizaynında aşağıdaki maddelere dikkat edilmelidir:

- (1) Kirişin bağ kirişi dışında kalan bölgesinin gerekli mukavemeti bağ kirişinin nominal kayma mukavemetinin 1.1 katı kadar olmalıdır ( $1.1 R_y V_n$ ).  $V_n$  değeri Bölüm 5.8.2'de tanımlanmıştır.
- (2) Eğer analizler sonucunda ihtiyaç duyuluyorsa kirişin alt ve üst başlığı yanal burkulmaya karşı desteklenmelidir. Bu destek elemanların gerekli mukavemeti bağ kirişi başlıklarının nominal mukavemetinin en az % 2'si kadar olmalıdır ( $0.02 F_y b_f t_f$ ).

Çapraz eleman ile bağ kirişi birleşim noktalarında bu iki elemanın eksenlerinin kesiştiği nokta bağ kirişi bitiş noktasında veya içinde kalmalıdır.

Çapraz elemanın genişlik / kalınlık oranı ( $\lambda_p$ ) LRFD kodunda Tablo B5.1'de verilen sınırlar içinde kalmalıdır.

#### 5.8.7 Kiriş – kolon birleşimleri

Bağ kirişinden uzakta kalan kiriş – kolon birleşimlerinde birleşimin gövde düzleminde mafsal olarak çalışmasına izin verilmiştir. Ancak bu birleşimin kiriş eksenini etrafında oluşabilecek burulma momentlerini de karşılayabilmesi gerekir. Bu burulma momentinin , kiriş alt ve üst başlıklarına etkiyen, birbirine eşit ve zıt yönlü iki kuvvet tarafından oluşturduğu kabul edilir ( $F$ ).  $F$  kuvvetinin değeri en az kiriş başlıklarının nominal mukavemetinin 0.02'si kadar olmalıdır:

$$F = 0.02 F_y b_f t_f \quad (5.15)$$

### 5.8.8 Kolon mukavemeti

Bölüm 8’de anlatılan kriterlere ek olarak , kolon mukavemeti yükleme kombinasyonlarından ortaya çıkacak iç kuvvetleri karşılayabilecek yeterlikte olmalıdır. Ancak bağ kirişi–kolon veya diyagonal-kolon birleşimlerinden kolona aktarılan momentlerin ve aksel kuvvetlerin bağ kirişi nominal mukavemetinin 1.1 katından az olmaması gerekir. Bağ kirişi nominal mukavemeti  $R_y V_n$  olarak hesaplanmalıdır.  $V_n$  değeri Bölüm 5.8.2’de tanımlanmıştır.

## **6. PERFORMANSA DAYALI TASARIM İLE İLGİLİ ÖRNEK BİR ÇALIŞMA**

### **6.1 Genel**

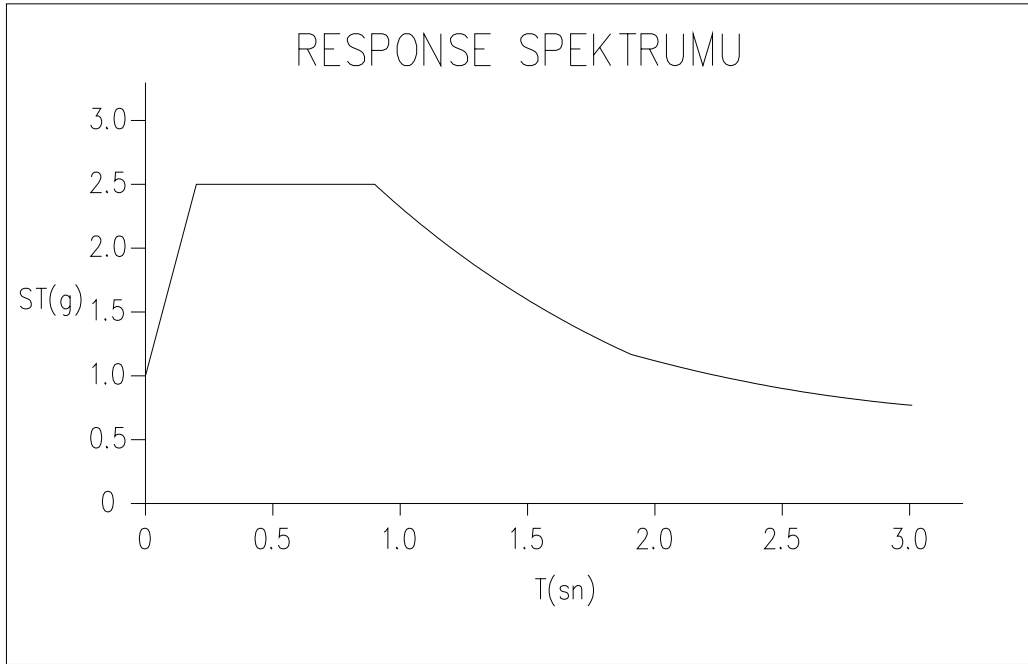
Bu bölümde, buraya kadar anlatılan yöntemler ve kurallar ışığında 10 katlı bir binaya ait çelik bir çerçevenin performans değerlendirme çalışması yapılacaktır. Yöntem olarak Kapasite Spektrum Metodu seçilmiştir.

Değerlendirilen sistem 10 katlı, çaprazsız, rijit bir çerçevedir. Tüm düğüm noktaları moment aktarabilecek şekilde tasarlanmıştır. Kat yükseklikleri 4.0m, çerçeve aralıkları 8.0m olarak seçilmiştir. Malzeme olarak ST 37 çeliği kullanılmıştır.

Yapının ABYYHY’de tanımlanan 1. derece deprem bölgesinde olduğu ve Z4 sınıfı zemin üzerine inşaa edildiği düşünülmüştür.

Analizler StaadPro 2004 programı yardımıyla yapılmıştır.

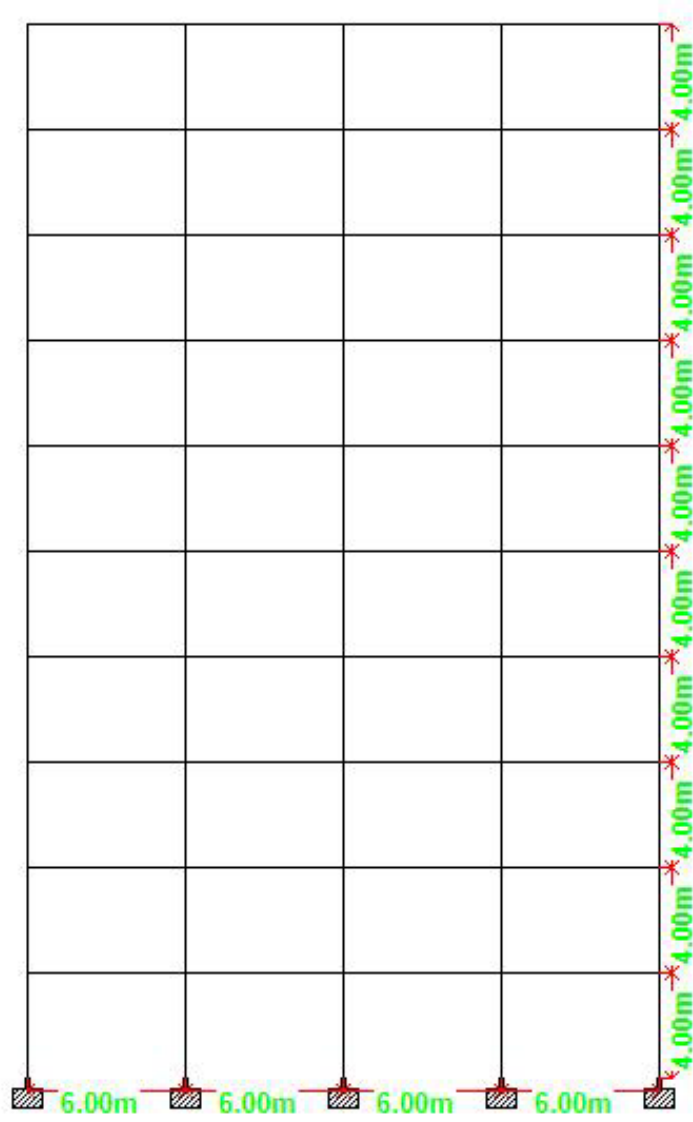
## 6.2 Response Spektrumu Eğrisi



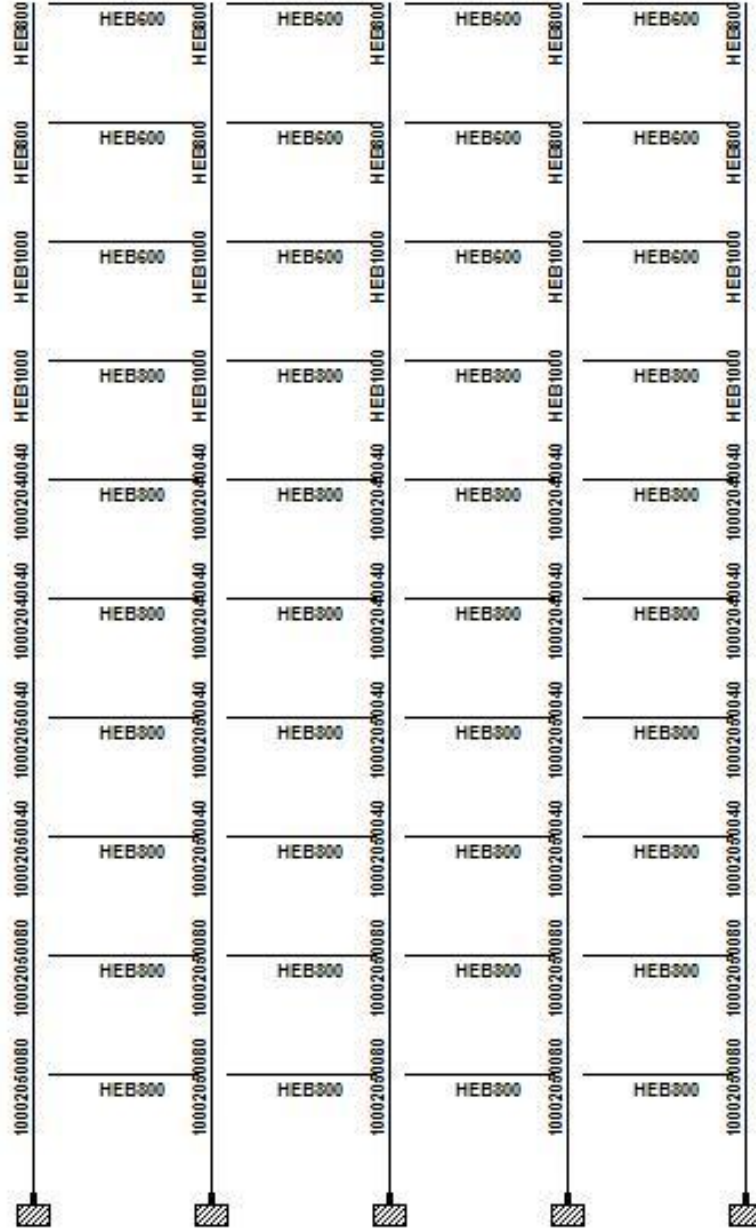
Şekil 6.1 1. Derece deprem bölgesi için response spektrumu

Zemin Sınıfı	:	Z4
Ta	:	0.2 sn
Tb	:	0.9 sn
Ao	:	0.4
I	:	1.0
n	:	0.3

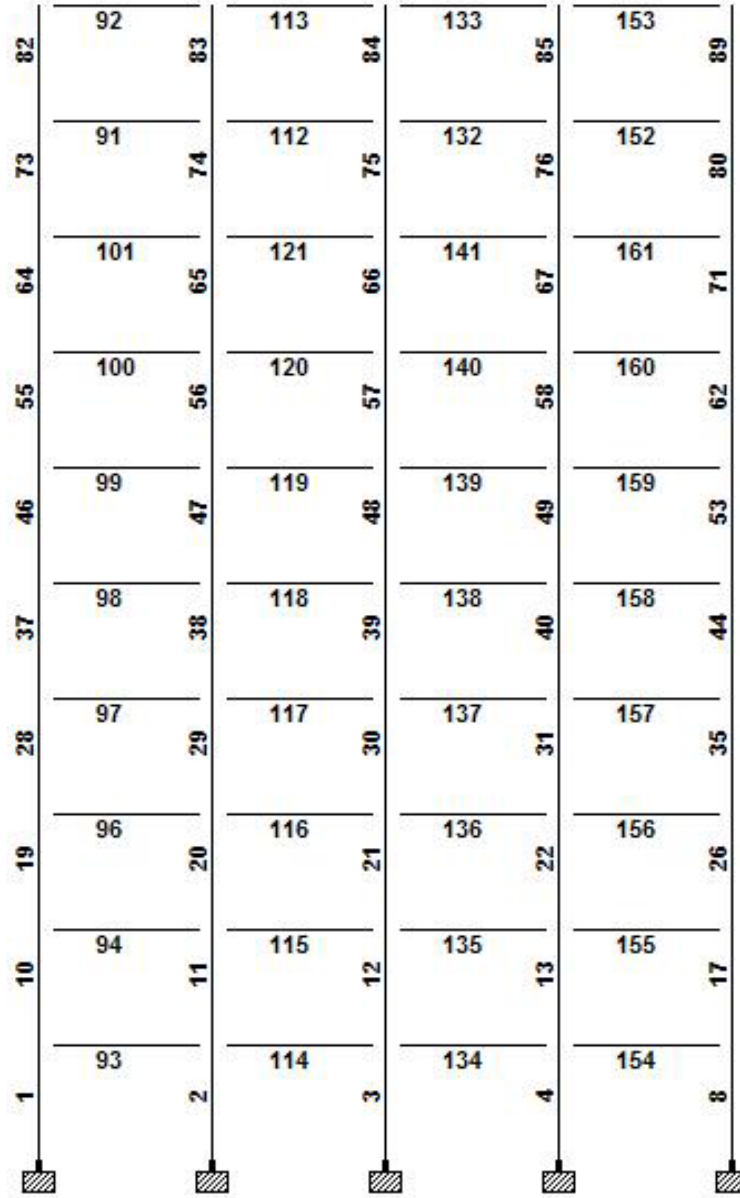
### 6.3 Sistem Modeli



Şekil 6.2 Çerçeve aks aralıkları ve kat yükseklikleri

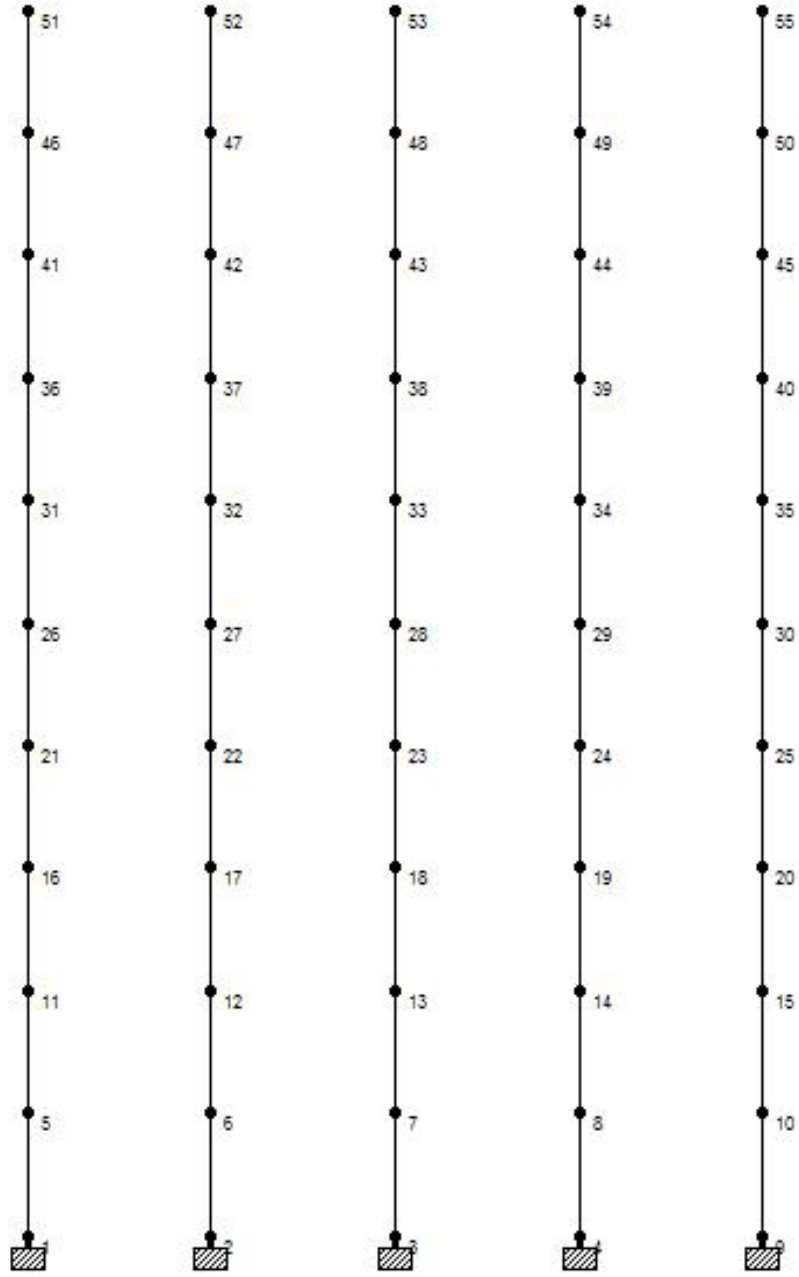


Şekil 6.3 Çerçeve elemanlarına ait kesitler

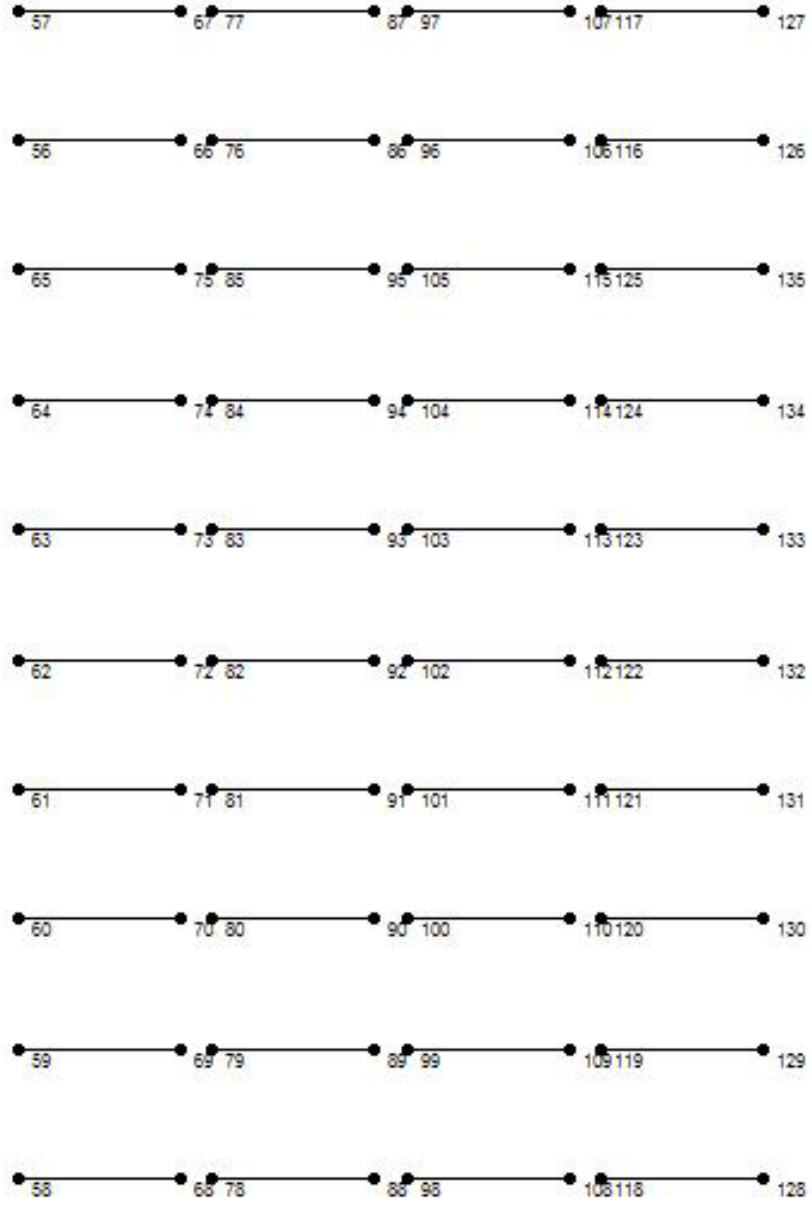


Şekil 6.4 Çerçeve eleman numaraları



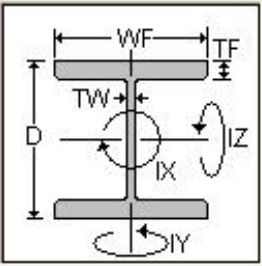


Şekil 6.5 Çerçeve kolon düğüm noktası numaraları



Şekil 6.6 Çerçeve giriş düğüm noktası numaraları

**Wide Flange**



Section Name : 10002050080

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.0968 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.0179585 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.00166723 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 0.000172907 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.0533333 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.08 m

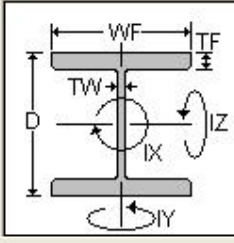
WF: 0.5 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.7 10002050080 Enkesite ait özellikler

**Wide Flange**



Section Name : 10002050050

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.068 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.0125067 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.00104227 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 4.40667e-005 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.0333333 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.05 m

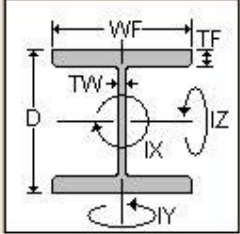
WF: 0.5 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.8 10002050050 Enkesite ait özellikler

**Wide Flange**



Section Name : 10002050040

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.0584 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.0105191 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.000833947 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 2.37867e-005 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.0266667 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.04 m

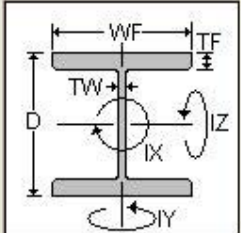
WF: 0.5 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.9 10002050040 Enkesite ait özellikler

**Wide Flange**



Section Name : 10002050030

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.0488 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.00844331 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.000625627 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 1.15067e-005 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.03 m

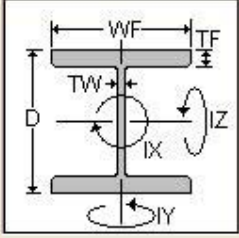
WF: 0.5 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.10 10002050030 Enkesite ait özellikler

**Wide Flange**



Section Name : 10002040040

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.0504 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.00867488 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.00042728 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 1.952e-005 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.0213333 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.04 m

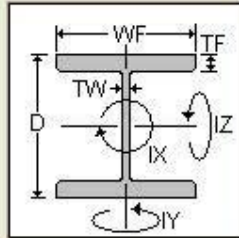
WF: 0.4 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.11 10002040040 Enkesite ait özellikler

**Wide Flange**



Section Name : 10002040030

Cross Section Area ( $A_x$ ) : 0.0428 m<sup>2</sup>

Inertia about local z ( $I_z$ ) : 0.00703151 m<sup>4</sup>

Inertia about local y ( $I_y$ ) : 0.000320627 m<sup>4</sup>

Torsional Constant ( $I_x$ ) : 9.70667e-006 m<sup>4</sup>

Shear Area in Y ( $A_y$ ) : 0.02 m<sup>2</sup>

Shear Area in Z ( $A_z$ ) : 0.016 m<sup>2</sup>

D: 1 m

TF: 0.03 m

WF: 0.4 m

TW: 0.02 m

OK Cancel Calculate

Şekil 6.12 10002040030 Enkesite ait özellikler

## 6.4 Malzeme , Enkesit ve Asal Yükleme Bilgileri

### Section Properties

Prop	Section	Area (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	Material
1	HEB600	270.000	13.5E 3	171E 3	610.754	STEEL
2	HEB800	334.000	14.9E 3	359E 3	855.761	STEEL
3	10002050080	968.000	167E 3	1.8E 6	17.3E 3	STEEL
4	10002050040	584.000	83.4E 3	1.05E 6	2.38E 3	STEEL
5	10002040040	504.000	42.7E 3	867E 3	1.95E 3	STEEL
6	HEB1000	400.000	16.3E 3	645E 3	1.15E 3	STEEL
7	HEB800	334.000	14.9E 3	359E 3	855.761	STEEL

### Materials

Mat	Name	E (kN/mm <sup>2</sup> )	v	Density (kg/m <sup>3</sup> )	α (1/°K)
1	STEEL	205.000	0.300	7.83E 3	12E -6
2	ALUMINUM	68.948	0.330	2.71E 3	23E -6
3	CONCRETE	21.718	0.170	2.4E 3	10E -6

### Basic Load Cases

Number	Name
1	DEAD
2	LIVE
3	DEPREM

## 6.5 Yükleme

Çerçeveye ait zati yükler Sabit Yük yüklemesi altında program tarafından otomatik olarak gözönüne alınmıştır.

Sabit Yük yüklemesi altında katlardaki döşeme yükü kirişlere etkilmiştir. Döşemede toplam 20cm kalınlığında betonarme plak olduğu düşünülürse :

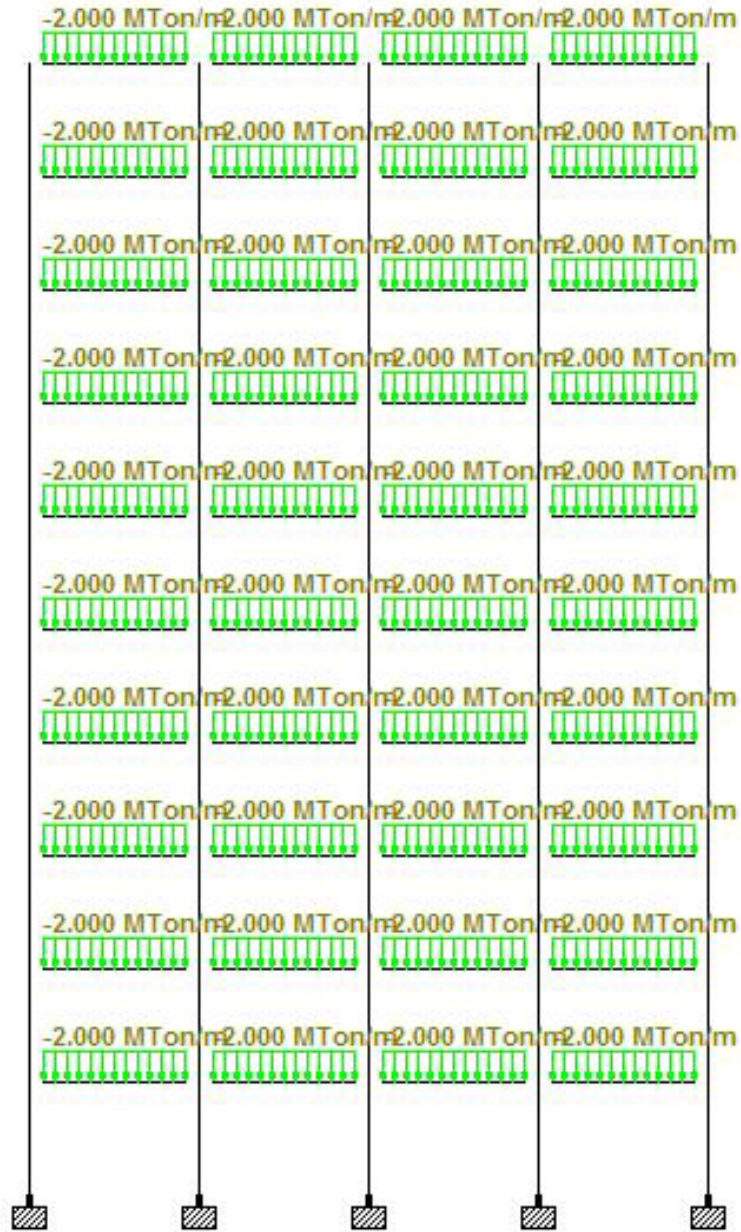
$0.2 \text{ m} \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 500 \text{ kg/m}^2$  yayılı yük elde edilir. Kirişlere etkileyen çizgisel yük ise :  
 $500 \text{ kg/m}^2 \times 8 \text{ m} = 4000 \text{ kg/m}$  olarak elde edilir.



Şekil 6.13 Sabit yük yüklemesi

Hareketli Yük yüklemesi altında katlardaki hareketli yük kirişlere etkilmiştir. Döşemede toplam  $250 \text{ kg/m}^2$  hareketli yük olduğu düşünülürse :

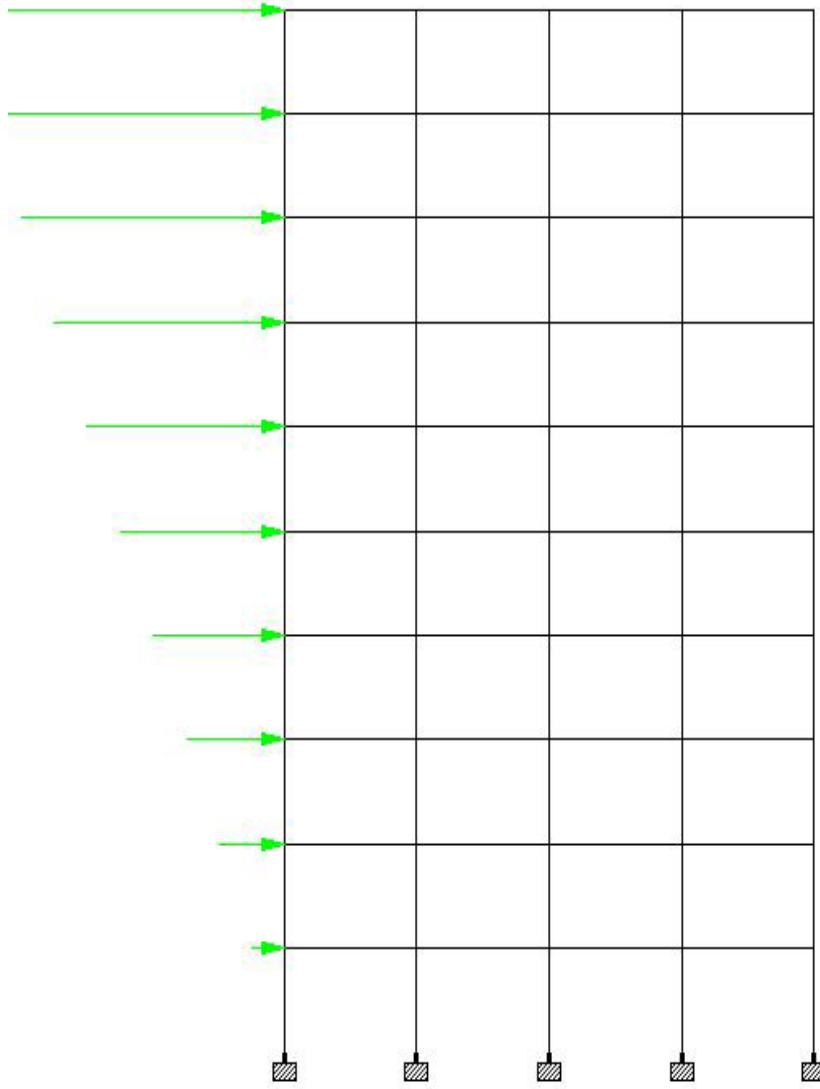
$$250 \text{ kg/m}^2 \times 8 \text{ m} = 2000 \text{ kg/m} \quad \text{çizgisel yük elde edilir.}$$



Şekil 6.14 Hareketli yük yükleme

Deprem yüklerinin sisteme etktilmesinde, kat yüksekliklerine ve kat kütlelerine bağlı olarak, üçgensel yük dağılımı kabul edilmiştir.





Şekil 6.15 Deprem yüklemesi

## 6.6 Analizler

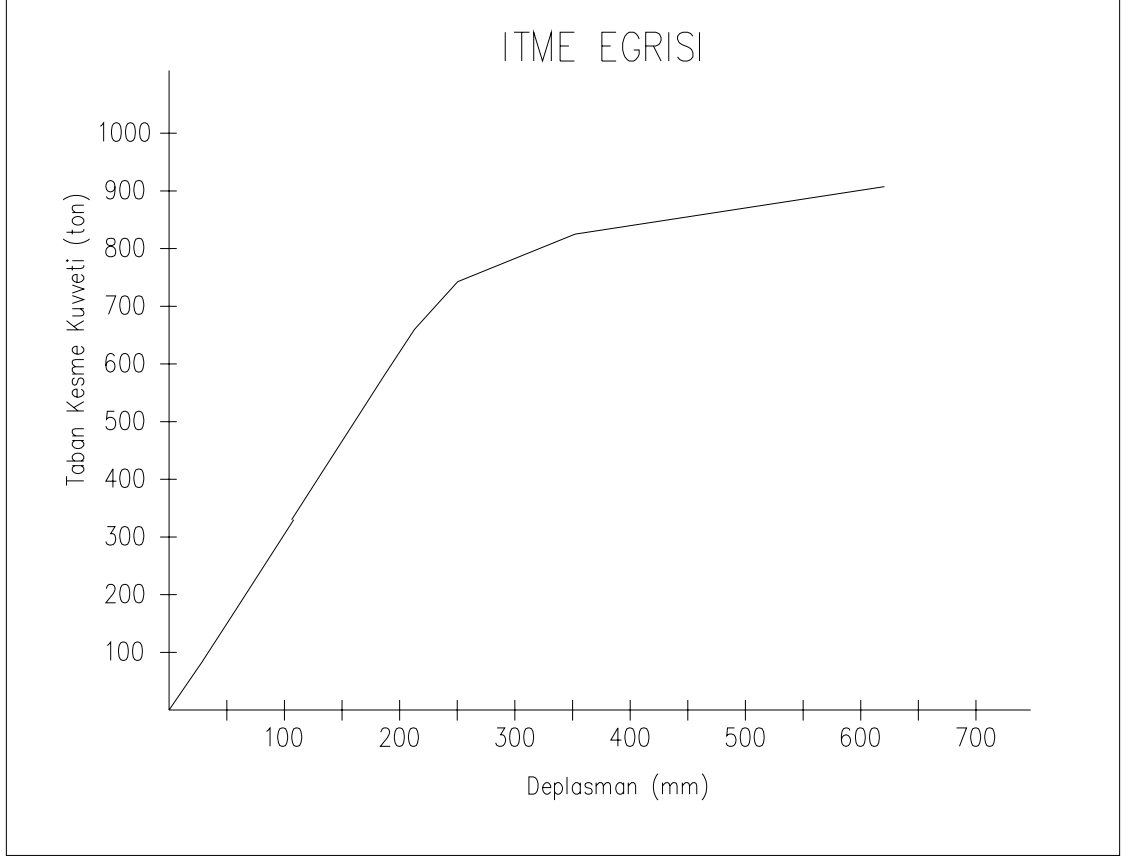
Analiz yöntemi olarak Doğrusal Olmayan Statik Analiz metodu seçilmiş ve  $P-\Delta$  etkileri de gözönüne alınmıştır. Sisteme öncelikli olarak düşey yükler etkililmiş, bu yükleme üzerine deprem yükleri altında öteleme analizi yapılmıştır.

Yatay yükler altındaki deplasman kontrolünü yapmak amacıyla çatı katındaki 53 nolu düğüm noktası Kontrol Düğüm Noktası olarak seçilmiştir. Hedef deplasman olarak 0.6 m seçilmiş, sistem bu deplasmana ulaşmaya kadar itilmiş ve sistemin öteleme eğrisi elde edilmiştir. Elde

edilen öteleme eğrisi kapasite eğrisine dönüştürülerek talep eğrisi ile karşılaştırılmış ve sistemin hedef deplasmanı elde edilmiştir. Sistem bu yeni belirlenen hedef deplasmana ulaşıncaya kadar yeniden öteleme analizi yapılmış ve sistemin performansı değerlendirilmiştir. Sistemde hakim mod olan 1.mod şekli yanal yükleme şablonu olarak seçilmiştir.

Çizelge 6.1 Kesme kuvveti – deplasman değerleri

<b>KESME KUVVETİ - DEPLASMAN DEĞERLERİ</b>		
<b>Adım</b>	<b>V (ton)</b>	<b>d (mm)</b>
0	0	0
1	82.50	26.48
2	165.00	53.23
3	247.50	79.75
4	330.00	106.26
5	412.50	132.78
6	495.00	159.29
7	577.50	185.81
8	660.00	212.87
9	742.50	250.33
10	825.00	352.20
11	907.5	620.65



Şekil 6.16 Öteleme eğrisi

### 6.7 Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

StaadPro 2004 programıyla yapılan analizler sonucunda sisteme ait öteleme eğrisi Şekil 6.16'da görüldüğü gibi elde edilmiştir. Sistemin performansını belirleyebilmek için, elde edilen bu eğri eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin kapasite eğrisine dönüştürülecektir.

Çizelge 6.2 Sistem bilgileri

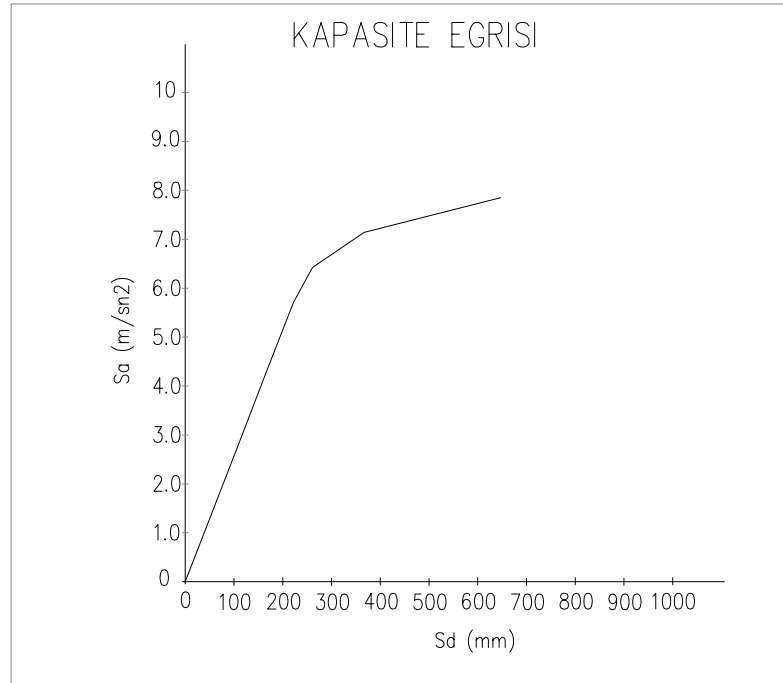
Modal Kütle Katılım Çarpanı	0.924
T (sn) (Periyot)	0.323
M (Kütle)	125.06
$M_{eff}$ (Etkili Kütle)	115.6
$\Gamma$ (Modal Katılım Çarpanı)	21
$\Phi_1$ (1. Mod Deplasmanı)	4.795E-02

$$S_{deş} = \frac{u}{\Gamma \phi_1}$$

$$S_{aeş} = \frac{V_T}{M_{eff}}$$

Çizelge 6.3 İtme eğrisi – kapasite eğrisi koordinatları

Adım	İTME EĞRİSİ		KAPASİTE EĞRİSİ	
	V (ton)	d (mm)	Sd (mm)	Sa (m/sn <sup>2</sup> )
0	0,00	0,00	0,000	0,000
1	82,50	26,48	27,612	0,714
2	165,00	53,23	55,506	1,427
3	247,50	79,75	83,160	2,141
4	330,00	106,26	110,803	2,855
5	412,50	132,78	138,457	3,568
6	495,00	159,29	166,100	4,282
7	577,50	185,81	193,754	4,996
8	660,00	212,87	221,971	5,709
9	742,50	250,33	261,032	6,423
10	825,00	352,20	367,258	7,137
11	907,50	620,65	647,185	7,850



Şekil 6.17 Kapasite eğrisi

### 6.8 Talep Eğrisinin Elde Edilmesi

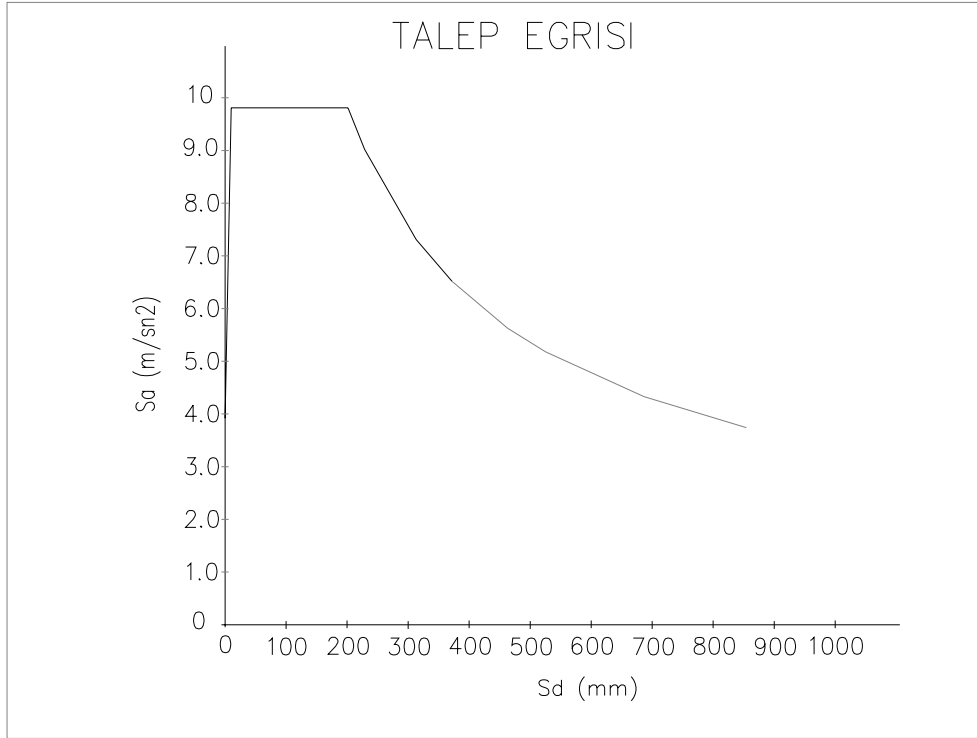
Daha önce belirtildiği gibi yapının 1. derece deprem bölgesi , Z4 sınıfı zemin üzerine inşaa edildiği kabul edilmiştir. Dolayısıyla kabul edilen özel tasarım ivme spektrumu bu parametrelere bağlı olarak oluşturulmuştur. Bu spektrum talep eğrisine dönüştürülürken aşağıdaki bağıntılardan istifade edilmiştir.

$$S_a(T) = A_0 I S(T) g$$

$$S_d(T) = \frac{S_a(T)}{w^2}$$

Çizelge 6.4 Talep eğrisi koordinatları

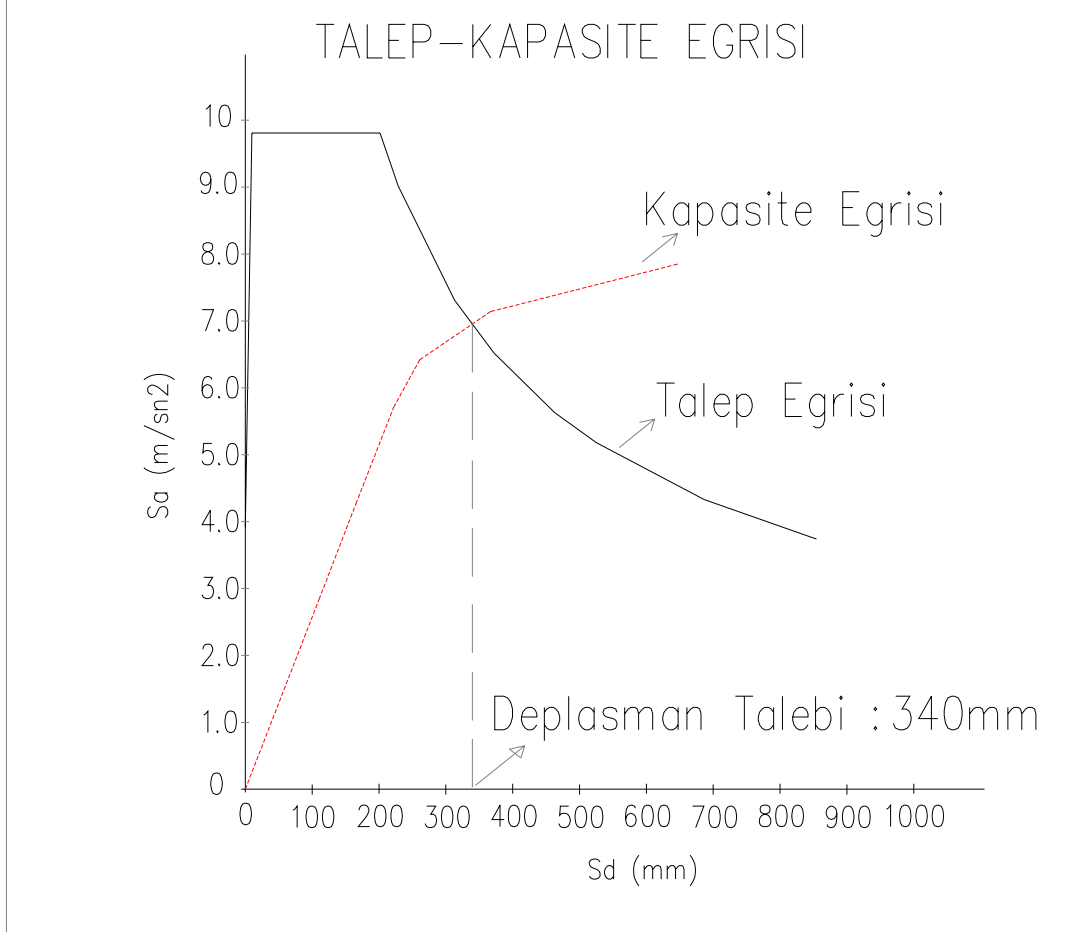
<b>TALEP EĞRİSİ</b>				
<b>T</b>	<b>S(T) g</b>	<b>Sa (T)</b>	<b>w</b>	<b>Sd (T)</b>
0,00	1,00	3,92	125,00	0,0003
0,05	1,38	5,40	125,60	0,0003
0,10	1,75	6,87	62,80	0,0017
0,15	2,13	8,34	41,87	0,0048
0,20	2,50	9,81	31,40	0,0099
0,30	2,50	9,81	20,93	0,0224
0,40	2,50	9,81	15,70	0,0398
0,50	2,50	9,81	12,56	0,0622
0,60	2,50	9,81	10,47	0,0895
0,70	2,50	9,81	8,97	0,1219
0,80	2,50	9,81	7,85	0,1592
0,90	2,50	9,81	6,98	0,2015
0,95	2,39	9,39	6,61	0,2150
1,00	2,30	9,02	6,28	0,2286
1,10	2,13	8,36	5,71	0,2563
1,20	1,99	7,79	5,23	0,2846
1,30	1,86	7,31	4,83	0,3132
1,40	1,76	6,89	4,49	0,3424
1,50	1,66	6,52	4,19	0,3719
1,60	1,58	6,19	3,93	0,4019
1,70	1,50	5,90	3,69	0,4322
1,80	1,44	5,63	3,49	0,4629
1,90	1,38	5,40	3,31	0,4939
2,00	1,32	5,18	3,14	0,5253
2,10	1,27	4,98	2,99	0,5569
2,20	1,22	4,80	2,85	0,5889
2,30	1,18	4,63	2,73	0,6212
2,40	1,14	4,48	2,62	0,6537
2,50	1,10	4,33	2,51	0,6865
2,60	1,07	4,20	2,42	0,7196
2,70	1,04	4,07	2,33	0,7530
2,80	1,01	3,96	2,24	0,7866
2,90	0,98	3,85	2,17	0,8204
3,00	0,95	3,74	2,09	0,8545



Şekil 6.18 Talep eğrisi

### 6.9 Hedef Deplasmanı Belirlenmesi

Hedef deplasmanı belirlemek amacıyla talep eğrisi ve tek serbestlik dereceli sisteme ait kapasite eğrisi aynı grafik üzerinde gösterilecektir. Kapasite eğrisinin deprem talep eğrisini kestiği nokta depremin elastik talebini vermektedir.



Şekil 6.19 Talep – kapasite eğrisi

Şekil 5.19’da görülebileceği gibi, kapasite eğrisi deprem talep eğrisini  $S_d=0.340m$  noktasında kesmektedir. Ancak bu deprem talebi, tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğu için bu değerin, çok serbestlik dereceli sisteme ait değere dönüştürülmesi gerekmektedir.

$$S_d = 340 \text{ mm}$$

$$S_{de\check{C}} = S_{de} \times \Gamma \times \Phi$$

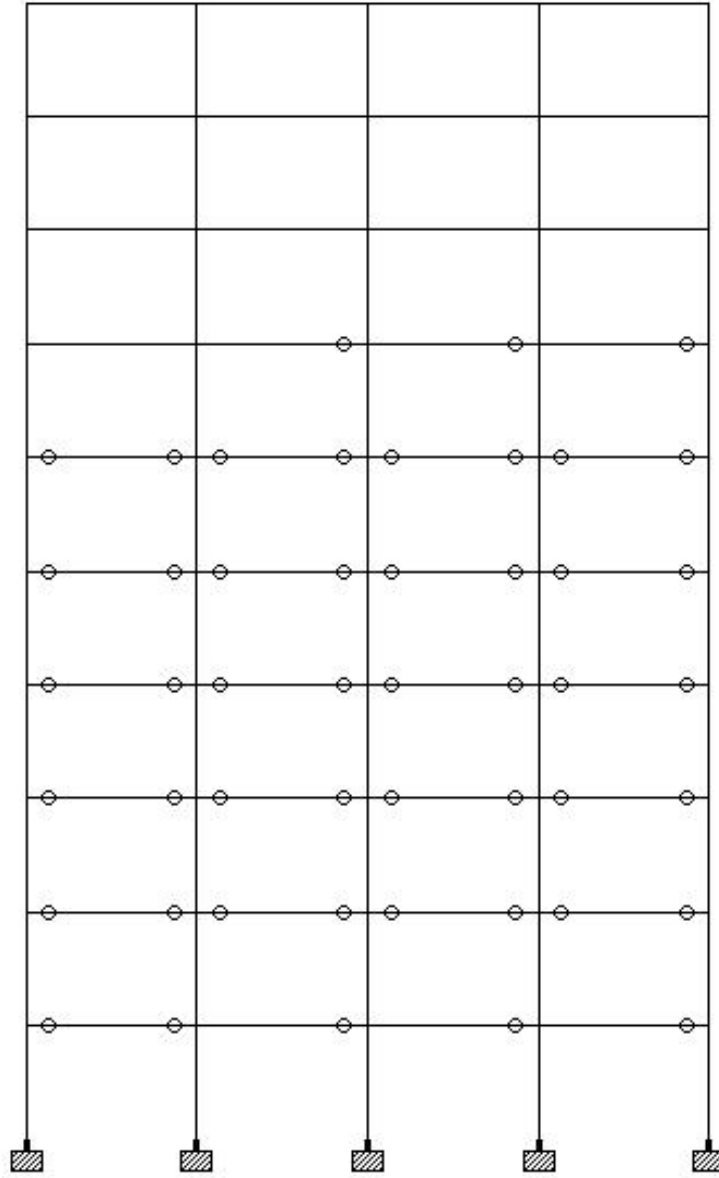
$$S_{de\check{C}} = 0.34 \times 21 \times 0.0479$$

$$S_{de\check{C}} = 0.342 \text{ m}$$

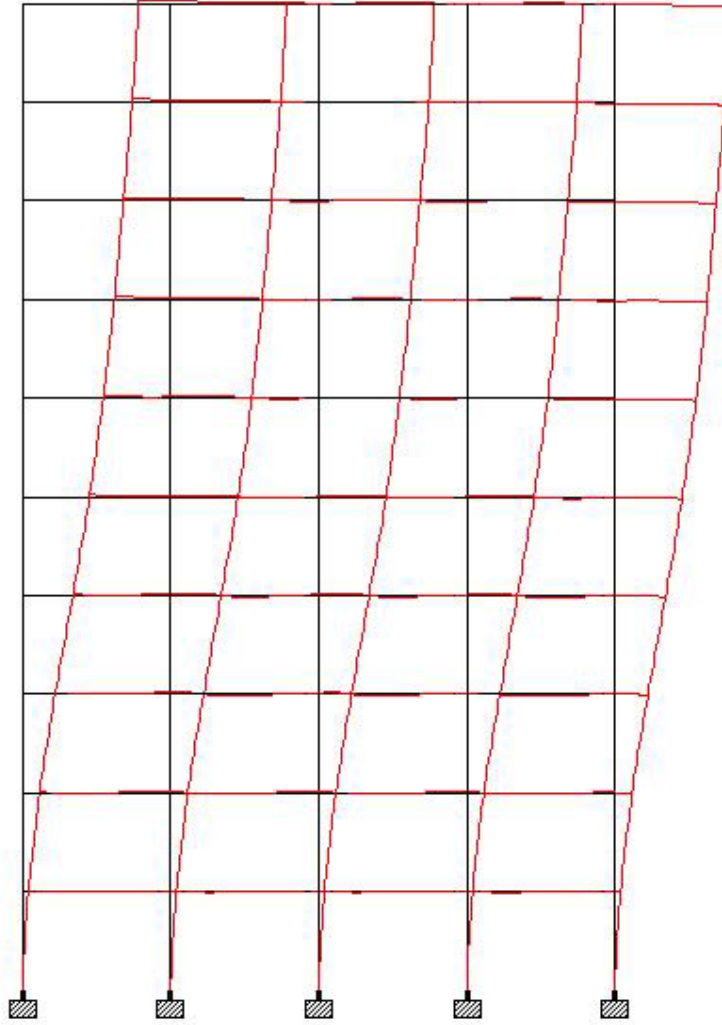


### 6.10 Plastik Mafsal Noktaları

Hedef deplasmanı baz alarak yapılan analizler sonucunda aşağıda gösterilen noktalarda plastik mafsallar oluşmuştur.



Şekil 6.20 Hedef deplasmanda plastik mafsal noktaları



Şekil 6.21 Hedef deplasmanda şekil değiştirmiş sistem

### 6.11 Göreli Kat Ötelenmeleri ve Performans Değerlendirmesi

Bu bölümde göreli kat ötelenmeleri hesaplanarak katların performansları, maksimum deplasman değeri kullanılarak sistemin performansı belirlenmiştir.

$$\Delta d_i = \frac{d_i - d_{i-1}}{\Delta h_i}$$

$$\Delta d_\zeta = \frac{\delta_{\max}}{H}$$

Çizelge 6.5 Görelî kat ötelenmeleri

KAT	$d_i$ (mm)	$d_{i-1}$ (mm)	$d_i - d_{i-1}$ (mm)	$h_i$ (mm)	$\Delta d_i$	PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ
1	17,20	0,00	17,20	4000	0,0043	İŞLEVSEL
2	51,67	17,20	34,47	4000	0,0086	CAN GÜVENLİĞİ
3	99,87	51,67	48,20	4000	0,0121	CAN GÜVENLİĞİ
4	153,32	99,87	53,45	4000	0,0134	CAN GÜVENLİĞİ
5	204,04	153,32	50,72	4000	0,0127	CAN GÜVENLİĞİ
6	245,87	204,04	41,83	4000	0,0105	CAN GÜVENLİĞİ
7	279,10	245,87	33,23	4000	0,0083	CAN GÜVENLİĞİ
8	307,28	279,10	28,18	4000	0,0070	CAN GÜVENLİĞİ
9	334,08	307,28	26,80	4000	0,0067	CAN GÜVENLİĞİ
10	351,68	334,08	17,60	4000	0,0044	İŞLEVSEL

$$\Delta d_c = 351.68 / 40000 = 0.00879$$

Sistemin genel performansı “Can Güvenliği – İşlevsel” seviyeleri arasında kalmaktadır.

## 7. DEPLASMAN KATSAYILARI METODU İLE SİSTEMİN PERFORMANS ANALİZİ

### 7.1 Periyot Hesabı

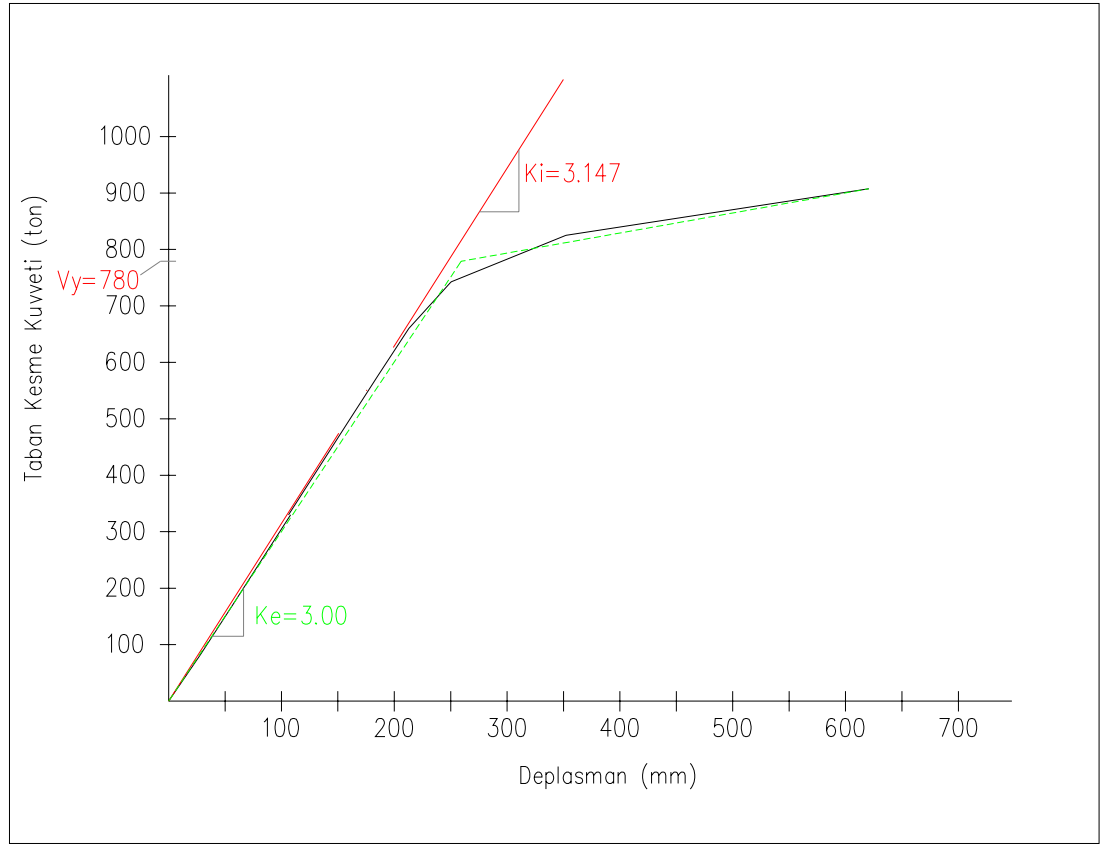
$$T_e = T_i \times (K_i / K_e)^{0.5}$$

$$T_i = 0.323 \text{ sn}$$

$$K_i = 3.147$$

$$K_e = 3.00$$

$$T_e = 0.331 \text{ sn}$$



Şekil 7.1 Deplasman katsayıları metodu için öteleme eğrisi

İlgili bölümde de anlatıldığı gibi ‘Deplasman Katsayıları Metodu’ ile performans değerlendirmesi yapılırken en az iki tür yanal yükleme şablonu kullanılacaktır.

## 7.2 Üçgen Yükleme Şablonu İçin Hedef Deplasmanın Tayini

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

$$C_0 = 1.3 \quad C_1 = 1.0 \quad C_2 = 1.0 \quad C_3 = 1.0$$

$$S_a = 2.5 \text{ m/sn}^2$$

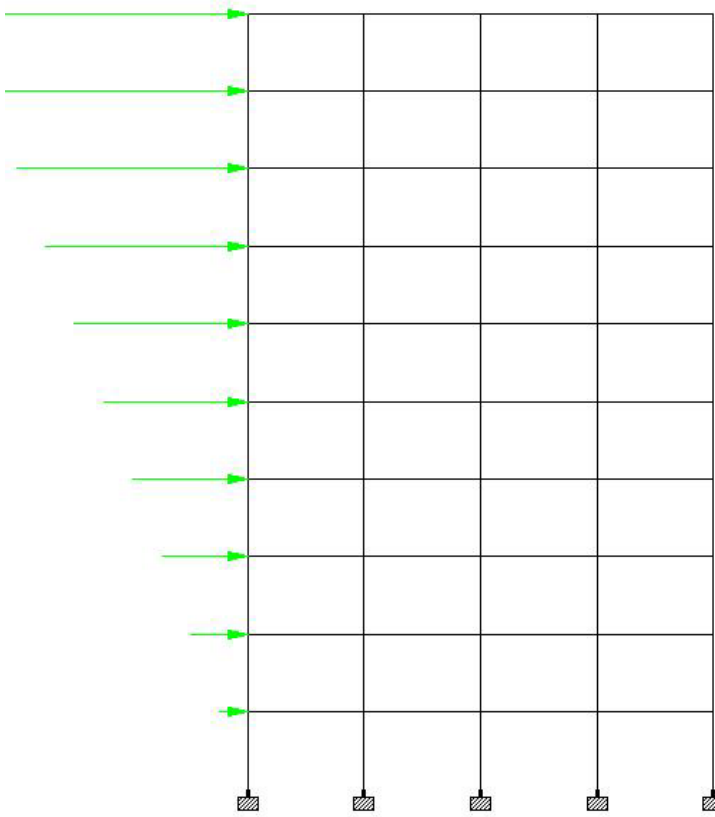
$$T_e = 0.331 \text{ sn}$$

$$g = 9.81 \text{ m/sn}^2$$

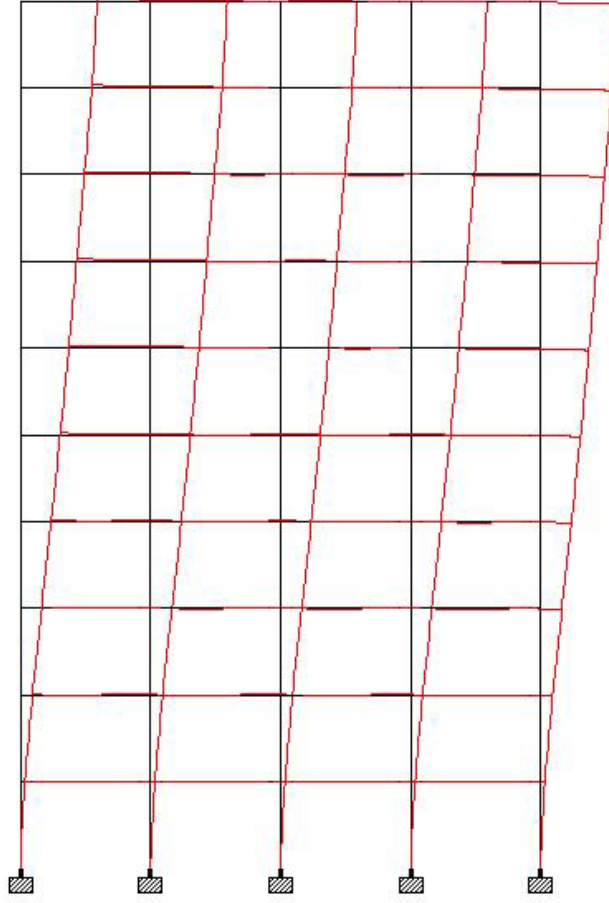
$$\delta_t = 0.0884 \text{ m} \quad \text{Öteleme analizi } 1.5 \delta_t \text{ değerine göre yapılacaktır :}$$

$$1.5 \times \delta_t = 1.5 \times 0.0884$$

$$= 0.1326 \text{ m ( V = 413 ton , Elastik Bölgede )}$$



Şekil 7.2 Üçgen yükleme şablonu



Şekil 7.3 Üçgen yükleme etkisinde şekil değiştirmiş sistem

### 7.3 Düzgün Yükleme Şablonu İçin Hedef Deplasmanın Tayini

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

$$C_0 = 1.2 \quad C_1 = 1.0 \quad C_2 = 1.0 \quad C_3 = 1.0$$

$$S_a = 2.5 \text{ m/sn}^2$$

$$T_e = 0.331 \text{ sn}$$

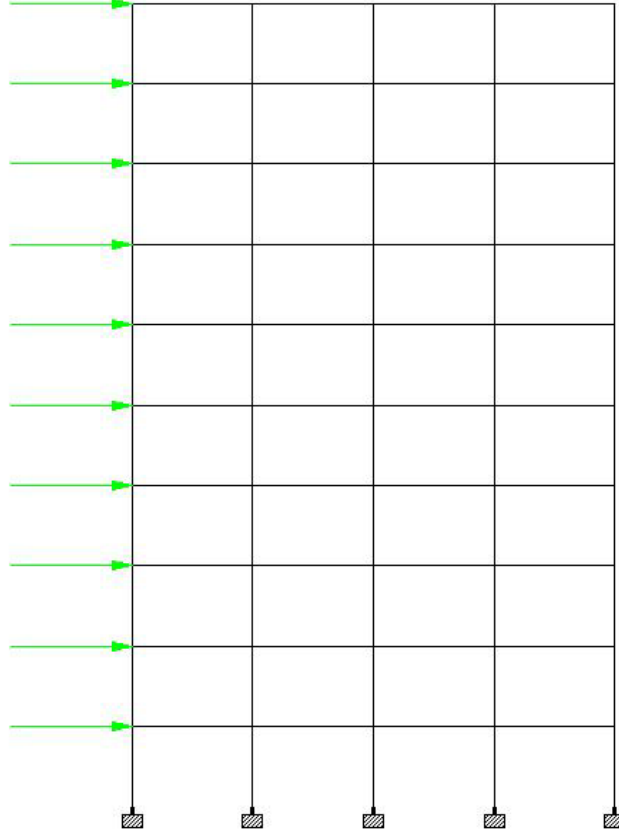
$$g = 9.81 \text{ m/sn}^2$$

$$\delta_t = 0.0816 \text{ m}$$

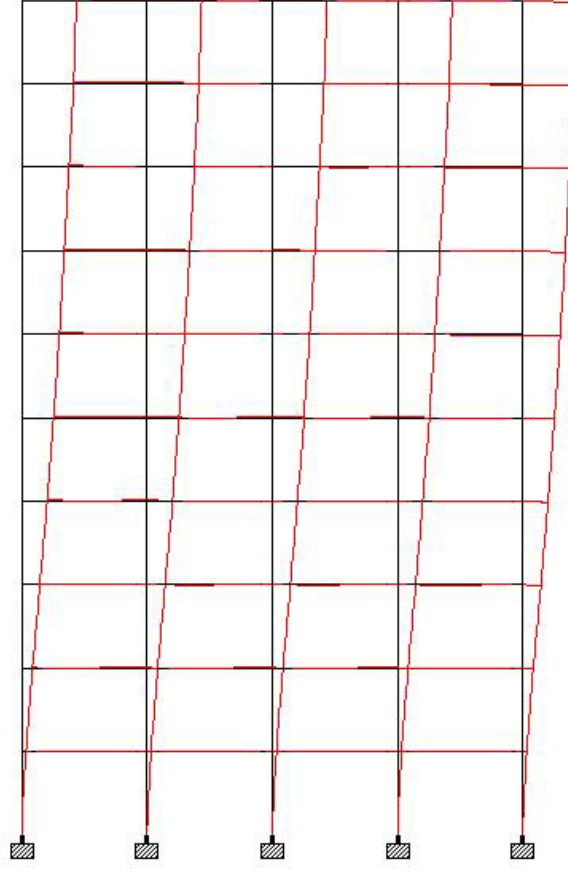
Öteleme analizi  $1.5 \delta_t$  değerine göre yapılacaktır :

$$1.5 \times \delta_t = 1.5 \times 0.0816$$

= 0.1224 m ( V = 500 ton , Elastik Bölgede )



Şekil 7.4 Düzgün yükleme şablonu



Şekil 7.5 Düzgün Yükleme Etkisinde Şekil Değiştirmiş Sistem



## 8. SONUÇLAR

Bu çalışmada 10 katlı, rijit, çelik bir çerçevenin performans değerlendirmesi yapılmış, analizlerde ‘kapasite spektrum metodu’ esas alınmıştır. Çerçevenin öteleme analizi yapılmış, bu analiz sonucunda elde edilen öteleme eğrisi yardımıyla kapasite eğrisi elde edilmiştir. Deprem talep eğrisi ile kapasite eğrisinin çakıştığı noktadan yola çıkılarak hedef deplasmana ulaşılmıştır.

Sistemin hedef deplasmanı ayrıca deplasman katsayıları metodu kullanılarak hesaplanmıştır. Bu metod dahilinde iki ayrı yükleme durumu için iki ayrı hedef deplasman tespit edilmiştir.

Yapılan dinamik analiz sonucunda çerçevenin hakim titreşim periyodunun 0.323 sn. olduğu görülmüştür. Kapasite spektrum metodu analizleri için talep eğrisi ile kapasite eğrisinin kesiştirilmesi sonucunda eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin hedef deplasmanının  $S_d=0.340m$ . olduğu görülmüştür. Gerçek sistemin hedef deplasmanı ise  $S_{deç} = 0.342m$ . olarak hesaplanmıştır.

Hedef deplasmana ulaşmaya kadar yapılan öteleme analizinde 7. kata kadar kat kirişlerinin uçlarında plastik mafsallar oluştuğu görülmüştür.

Görelî kat deplasmanlarının hesaplanması sonucu her katın performansı tahkik edilmiştir. Ayrıca sistemin çatısında oluşan en büyük deplasman değerinden yola çıkılarak çerçevenin genel performans değerlendirmesi yapılmış, bu değerlendirme sonucunda sistemin genel performansının ‘Can güvenliği – İşlevsel’ performans seviyeleri arasında kaldığı görülmüştür.

Aynı sistemin hedef deplasman değerleri deplasman katsayıları metodu için de hesaplanmıştır. Bu hesaplar sonucunda ‘üçgen yükleme şablonu’ için 0.1326m. , ‘düzgün yükleme şablonu’ için 0.1224m. hedef deplasman değerlerine ulaşılmıştır. Bu iki deplasman değeri için sistemin analizleri yapılmıştır. Ancak her iki analizde de deplasman değerlerinin elastik bölgede kaldığı ve sistemde hiç plastik mafsal oluşmadığı gözlemlenmiştir.

Kapasite spektrum metodunun nispeten tutarlı sonuçlara ulaştığı söylenebilir. Lakin deplasman katsayıları metodu için aynı şeyleri söylemek oldukça zordur.

Bu çalışma sonucunda anlaşılmıştır ki şu anda geliştirilmekte olan performans dayalı tasarım analiz metodlarından ‘kapasite spektrum metodu’ ve ‘deplasman katsayıları metodu’ kendi aralarında tutarlı sonuçlar vermemektedir. Zaten tüm yöntemlerin halen geliştirilmekte olduğu düşünülürse, kendi aralarında tutarlı sonuçlar veren metodlara ulaşılması için çok çalışılmasına ihtiyaç vardır.

Bununla birlikte unutulmamalıdır ki; genel tasarım yöntemi olarak olarak hangi metod seçilirse seçilsin, gerek genel taşıyıcı sistemin seçilmesinde ve boyutlandırılmasında gerekse her bir yapı elemanının ve birleşim detaylarının boyutlandırılmasında yürürlükte olan ilgili sismik tasarım kuralları ihmal edilmemelidir.

**KAYNAKLAR**

ABYYHY, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı , Ankara

AISC Design Guides

Allowable Stress Design (ASD) Specification for Structural Steel Buildings, AISC, December 27, 1999

Arda, T. S. 2000. Çelik Yapılar Ders Notları (yayınlanmamış), İTÜ, İstanbul.

ATC, (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC40, Applied Technology Council, Redwood City.

Celep, Z., Kumbasar, N., 2001. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, March 18, 2005

Dynamics of Structures , Chopra

FEMA-273, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA-356, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.

IBC 2000, International Building Code 2000.

Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings, AISC, December 27, 1999

Specification for Structural Steel Buildings, March 9, 2005

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - May 21, 2002

TS-498, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

TS-648, 1982. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Öztürk, A. Z., Çelik Yapılar.

Özer, E., 2000. Yapı Statiğinde Özel Konular Ders Notları (yayınlanmamış), İTÜ, İstanbul.

**ÖZGEÇMİŞ**

Doğum tarihi	23.11.1976	
Doğum yeri	Kocaeli	
Lise	1990-1995	Kocaeli Anadolu Teknik Lisesi
Lisans	1996-2000	İstanbul Teknik Üniversitesi – İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2002-2006	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enst. Yapı Mühendisliği Programı

**Çalıştığı kurumlar**

2000-2002	Ularte-Galvaçelik Sınai Yapı ve Tic. A.Ş.
2002-2005	Çakıt Müh. Müş. İnş. Tic. Ltd. Şti.
2005-2006	Baytur (Katar)