

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM
PERFORMANSLARININ FARKLI YÖNTEMLERLE
İRDELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Mehmet Caner SOYDAŞ

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM
PERFORMANSLARININ FARKLI YÖNTEMLERLE
İRDELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Caner SOYDAŞ
(501051076)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 02 Temmuz 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2008**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Nesrin YARDIMCI

Diğer Jüri Üyeleri Doç. Dr. Cavidan YORGUN

Yrd. Doç. Dr. Z. Canan GÜRHAN GİRGİN

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, TDY 2007' ye göre boyutlandırılmış çelik çerçeve sistemin doğrusal olmayan analizi farklı yöntemlerle yapılmıştır. Buna göre, yapının düğüm noktalarının farklı tasarım ilkelerine göre teşkil edilmesi halinde, yapının performansının nasıl değiştiği incelenmiştir. Yapılan çalışmada doğrusal olmayan analiz yöntemleri ve bu yöntemlerin hesap adımları ayrıntılı olarak anlatılmaya çalışılmış, böylelikle çalışmayı inceleyen mühendislerin performans analizi hakkında fikir edinmesi amaçlanmıştır.

Bu tezi hazırlamamda ve mühendislik bilinci edinmemde büyük katkıları olan bütün İTÜ İnşaat Fakültesi hocalarına ve kıymetli meslektaşlarıma, bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi olan aileme ve her koşulda yanımda olan sevgili eşime teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran, 2008

Mehmet Caner SOYDAŞ

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xiii
SUMMARY	
1. GİRİŞ	1
1.1 Giriş	1
1.2 Konu	2
1.3 Hesaba Esas Yapının Tanımı	3
1.4 Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi	4
1.4.1 Lineer Olmayan Sistemler	4
1.4.1.1 Malzeme Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	5
1.4.1.2 Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	7
1.4.1.3 Her İki Bakımdan Lineer Olmayan Sistemler	8
1.4.2 Lineer Olmayan Analiz Türleri	8
1.4.2.1 Kuvvet Kontrollü Analiz	8
1.4.2.2 Yerdeğiştirme Kontrollü Analiz	9
1.5 Statik İtme Analizi	10
1.5.1 Statik İtme Analizi Metotları	11
2. FEMA 356 YAKLAŞIMI	12
2.1 Giriş	12
2.2 Değerlendirme Yöntemleri	13
2.2.1 Deprem Hareketleri	13
2.2.2 Değerlendirme Kriterleri	14
2.2.3 Hedef Performans Seviyeleri	16
2.2.3.1 Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri ve Aralıkları	16
2.2.3.2 Taşıyıcı Olmayan Elemanlar için Performans Seviyeleri	18
2.2.3.3 Yapının Deprem Performansının Belirlenmesi	18
2.2.4 Sismik Risk	20
2.2.4.1 Sismik Riskin Belirlenmesinde Genel Yöntemler	20
2.2.4.2 İvme Değerlerinin Zemin Sınıfına göre Düzeltilmesi	21
2.2.4.3 Zemin Sınıfları	22
2.2.4.4 Spektral İvme Grafiğinin Elde Edilmesi	23
2.2.4.5 Yerel Geoteknik İncelemeler Sonucunda Riskin Belirlenmesi	24
2.2.4.6 İvme Kayıtları	25
2.3 Genel Şartlar	26
2.3.1 Analiz Yöntemleri	26
2.3.1.1 Lineer Statik Analiz	27
2.3.1.2 Lineer Olmayan Analiz	30
2.4 Analiz İşlemleri	35

2.4.1 Matematik Modelleme	35
2.4.1.1 Burulma Etkileri	35
2.4.1.2 Birincil ve İkincil Elemanlar	37
2.4.2 Diyaframlar	37
2.4.3 P-Δ Etkileri	38
2.4.3.1 Statik P-Δ Etkileri	38
2.4.3.2 Dinamik P-Δ Etkileri	38
2.4.4 Yapı-Zemin Etkileşimi	38
2.4.4.1 Basitleştirilmiş Yöntem	39
2.4.4.2 Kesin Hesap Yöntem	39
2.4.5 Çok Yönlü Deprem Etkileri	39
2.4.5.1 Çok Yönlü Deprem Etkilerinin Hesaplanması	39
2.4.6 Düşey Deprem Etkileri	40
2.4.7 Yük Kombinasyonları	40
2.4.8 Devrilme	40
2.4.9 Analiz Yöntemleri	41
2.4.9.1 Lineer Statik Yöntem	41
2.4.9.2 Lineer Dinamik Yöntem	46
2.4.9.3 Lineer Olmayan Statik Yöntem	47
2.4.9.4 Lineer Olmayan Dinamik Yöntem	53
2.4.9.5 Değerlendirme Kriterleri	53
2.5 Çelik	56
2.5.1 Çelik Çerçeveler	56
2.5.1.1 Tam Moment Aktaran Çerçeveler	56
2.5.1.2 Yarı Rijit Birleşimli Çerçeveler	61
3. ATC-40 YAKLAŞIMI	64
3.1 Zeminin Sismik Karakteristikleri	64
3.1.1 Deprem Bölgesi	64
3.1.2 Fay Hattına Olan Uzaklık	65
3.1.3 Sismik Katsayılar	65
3.2 Elastik Spektrum Grafiğinin Elde Edilmesi	66
3.2.1 Elastik Spektrum Eğrisinin Elde Edilmesi	66
3.3 Lineer Olmayan Statik Analiz Prosedürü	67
3.3.1 Kapasite Spektrum Yöntemine Göre Deprem Talebinin Belirlenmesi	68
3.3.1.1 Yöntem A Kullanılarak Performans Noktasının Belirlenmesi	68
3.3.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi Kullanılarak Deprem Talebinin Belirlenmesi	76
3.3.3 Performans Noktasının Kabul Kriterleri	76
4. SAYISAL ANALİZLER	78
4.1 Bina Bilgileri	78
4.2 Kolon Kiriş Birleşimleri ve Kolon Mesnetleri TDY 2007 ya göre	
Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistem	81
4.2.1 Eleman Davranış Kabullerinin Belirlenmesi	81

4.2.1.1 Kirişlerin Lineer Olmayan Davranışının Tanımlanması	81
4.2.1.2 Kolonların Lineer Olmayan Davranışının Tanımlanması	84
4.2.1.3 Kolon Mesnetlerinin Lineer Olmayan Davranışının Tanımlanması	87
4.2.2 Yapının Performansının İrdelenmesi	89
4.3 Kolon Kiriş Birleşimleri TDY 2007 ya göre, Kolon Mesnetleri ise Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin BSE-1 Depremi Etkisinde Performansının İrdelenmesi	92
4.3.1 Eleman Davranış Kabullerinin Belirlenmesi	92
4.3.2 FEMA 356 Standardına Göre Yapının İncelenmesi	92
4.3.2.1 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi	92
4.3.2.2 Hedef Deplasmanın Belirlenmesi	94
4.3.3 ATC-40 Standardına Göre Yapının İncelenmesi	96
4.3.3.1 Yapının Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi	96
4.3.3.2 Response Spektrum Grafiğinin Belirlenmesi	97
4.3.3.3 Kapasite Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi	98
4.3.3.4 Response Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi	100
4.3.3.5 Performans Noktasının Belirlenmesi	101
4.3.4 Yapının Performansının İrdelenmesi	103
4.4 Kolon Kiriş Birleşimleri ve Kolon Mesnetleri TDY 2007 ya göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin BSE-2 Depremi Etkisinde Performansının İrdelenmesi	104
4.4.1 FEMA 356 Standardına Göre Yapının İncelenmesi	104
4.4.1.1 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi	104
4.4.1.2 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi	104
4.4.2 ATC-40 Standardına Göre Yapının İncelenmesi	106
4.4.2.1 Yapının Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi	106
4.4.2.2 Response Spektrum Grafiğinin Belirlenmesi	106
4.4.2.3 Kapasite Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi	106
4.4.2.4 Response Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi	107
4.4.2.5 Performans Noktasının Belirlenmesi	107
4.4.3 Yapının Performansının İrdelenmesi	109
4.5 Kolon Kiriş Birleşimleri ve Kolon Mesnetleri Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin Performansının İrdelenmesi	111
4.5.1 Eleman Davranış Kabullerinin Belirlenmesi	111
4.5.2 Yapının Performansının İrdelenmesi	112
5. SONUÇLAR	114
KAYNAKLAR	117
EK A	119
ÖZGEÇMİŞ	151

KISALTMALAR

ATC	: Applied Technology Council
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
ADRS	: Acceleration-Displacement Response Spectra (İvme-Yer Değişirme Tepki Spektrumu)
CSM	: Capacity Spectrum Method (Kapasite Spektrum Yöntemi)
NP	: Nonstructural Performance (Yapısal Olmayan Performans)
SP	: Structural Performance (Yapısal Performans)
BSE	: Basic Safety Earthquake (Temel Güvenlik Depremi)
BSE-1	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem
BSE-2	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem
LSP	: Lineer Statik Yöntem
LDP	: Lineer Dinamik Yöntem
NSP	: Lineer Olmayan Statik Yöntem
NDP	: Lineer Olmayan Dinamik Yöntem
TGH	: Temel Güvenlik Hedefi
IO	: Immediate Occupancy (Hemen Kullanım)
LS	: Life Safety (Can Güvenliği)
CP	: Collapse Prevention (Yapısal Stabilité)
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
TGH	: Temel Güvenlik Hedefi
AGH	: Arttırılmış Güvenlik Hedefi
SGH	: Sınırlandırılmış Güvenlik Hedefi
TDY-2007	: 2007 Türk Deprem Yönetmeliği
(DBYBHY-07)	

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. : Yapı Sistemlerinin Davranışları	5
Tablo 2.1. : Deprem Hareketleri ve Dönüş Periyotları.....	13
Tablo 2.2. : Çok Seviyeli Performans Hedefleri	16
Tablo 2.3. : Hedef Performans Seviyeleri.....	17
Tablo 2.4. : Taşıyıcı ve Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyelerinin Olası Kombinasyonları.....	19
Tablo 2.5. : Uzun Periyot Spektral İvme Değerlerine göre Belirlenen F_v Değerleri.....	22
Tablo 2.6. : Kısa Periyot Spektral İvme Değerlerine göre Belirlenen F_a Değerleri.....	22
Tablo 2.7. : Efektif Sönüm Oranlarına göre B_s ve B_1 değerleri.....	24
Tablo 2.8. : Kuvvet Kontrollü ve Deformasyon Kontrollü Davranışlar.....	32
Tablo 2.9. : Lineer Olmayan Analiz için Eleman.....	34
Tablo 2.10. : Lineer Analiz için Eleman Kapasiteleri.....	34
Tablo 2.11. : C_m Katsayıları.....	44
Tablo 2.12. : C_0 Katsayıları.....	51
Tablo 2.13. : C_2 Katsayıları.....	52
Tablo 3.1. : Deprem Bölge Katsayısı.....	64
Tablo 3.2. : Kaynağa Uzaklık Katsayısı.....	65
Tablo 3.3. : Deprem Katsayısı, C_A	65
Tablo 3.4. : Deprem Katsayısı, C_V	66
Tablo 3.5. : κ Katsayıları.....	73
Tablo 3.6. : SR_A ve SR_V Katsayılarının Minimum Değerleri.....	73
Tablo 3.7. : SR_A ve SR_V Katsayılarının β_0 a göre değişimi.....	73
Tablo 3.8. : Yapı Davranış Tipleri.....	73
Tablo 3.9. : Deplasman Sınırları.....	77
Tablo 4.1. : Titreşim Mod Periyotları ve Katılım Oranları.....	96
Tablo 4.2. : 2. Mod Modal Katılım Oranları.....	96
Tablo 4.3. : 5. Mod Modal Katılım Oranları.....	97
Tablo 4.4. : 8. Mod Modal Katılım Oranları.....	97
Tablo 4.5. : 11. Mod Modal Katılım Oranları.....	97
Tablo 4.6. : Modal Kütle Katılım Oranları.....	98
Tablo 4.7. : Modal Şekil Faktörleri.....	99
Tablo 4.8. : Spektral İvme ve Spektral Deplasmanların Elde Edilmesi.....	99
Tablo A.1. : Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri.....	124
Tablo A.2. : Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri.....	124
Tablo A.3. : Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	127
Tablo A.4. : (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	132
Tablo A.5. : (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	132
Tablo A.6. : Taşıyıcı Sistem Elemanları Enkesit Profilleri.....	141

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. : Yapının Tipik Kat Planı	3
Şekil 1.2. : Moment-Eğrilik Bağıntısı (Gerçek sistem)	6
Şekil 1.3. : Plastik Mafsallık Kabulü	6
Şekil 1.4. : Kuvvet ve Yer Değiştirme Kontrollü Analiz Yöntemlerinin Karşılaştırılması	10
Şekil 2.1. : Spektral İvme Grafiğinin Elde Edilmesi.....	23
Şekil 2.2. : Düşey Elemanların Bir Aks Üzerinde Olmama Düzensizliği	28
Şekil 2.3. : Düşey Elemanların Farklı Akslara Kaydırılması Düzensizliği.....	29
Şekil 2.4. : Eleman Davranış Tipleri.....	31
Şekil 2.5. : Deformasyon Kontrollü Davranış için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği.....	33
Şekil 2.6. : Oransal Olarak İfade Edilmiş Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği...	33
Şekil 2.7. : Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği ve Eleman Performans Seviyeleri.....	34
Şekil 2.8. : Diyafram ve Kat Deplasmanları Terminolojisi.....	43
Şekil 2.9. : İdealleştirilmiş Taban Kesme Kuvveti-Deplasman Grafiği.....	49
Şekil 2.10. : İdealleştirilmiş Kuvvet-Deplasman Grafiği.....	57
Şekil 3.1. : $S_a - T$ Spektrum Eğrisi.....	66
Şekil 3.2. : Eşit Yerdeğiştirme İlkesi.....	68
Şekil 3.3. : Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrisinin Aynı Grafikte Çizilmesi.....	69
Şekil 3.4. : Rölatif Kat Deplasmanlarının Modal Katsayılarına Etkisi.....	70
Şekil 3.5. : İvme Spektrumundan Talep Spektrumunun Elde Edilmesi.....	70
Şekil 3.6. : 3. Adım Sonrası Kapasite Spektrum Grafiği.....	71
Şekil 3.7. : Kapasite Spektrum Grafiğinin Bilineer Hale Getirilmesi.....	71
Şekil 3.8. : 4. Adım Sonrası Kapasite Spektrum Grafiği.....	72
Şekil 3.9. : İndirgenmiş İstem Spektrumu.....	74
Şekil 3.10. : 5. Adım Sonunda Kapasite Spektrum Grafiği.....	74
Şekil 3.11. : 6. Adım Sonunda Kapasite Spektrum Grafiği.....	75
Şekil 3.12. : Performans Noktasının Kabul Edilebilir Sınırlarda Olduğunun Kontrolü.....	75
Şekil 4.1. : Yapının 3B Model Görünüşü.....	79
Şekil 4.2. : Kiriş Kolon Birleşim Detayı.....	81
Şekil 4.3. : Deformasyon Kontrollü Eleman Davranışı.....	83
Şekil 4.4. : Kiriş Eleman Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı.....	83
Şekil 4.5. : Kolon Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı.....	86

Şekil 4.6.	: Kolonların Moment-Normal Kuvvet İlişkisinin Matematik Modeldeki Tanımı.....	86
Şekil 4.7.	: Temel Bağlantı Detayı.....	87
Şekil 4.8.	: Kolon Ayağı Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı.....	89
Şekil 4.9.	: Kolon Ayağının Farklı Tasarım İlkelerine Göre Taban Kesme Kuvveti- Kontrol Noktası Deplasmanı Grafiği.....	90
Şekil 4.10.	: Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Kolon Mesnetlerine Sahip Yapının Elemanlarındaki Plastikleşmeler.....	91
Şekil 4.11.	: Arttırılmış Deprem Etkilerine Göre Tasarlanmış Kolon Mesnetlerine Sahip Yapının Elemanlarındaki Plastikleşmeler.....	91
Şekil 4.12.	: TDY 2006 Z2 Zemin Sınıfı Spektrum Grafiği	92
Şekil 4.13.	: FEMA 356 Yöntemi için BSE-1 Depremi Elastik Spektral İvme- Periyot Grafiği.....	94
Şekil 4.14.	: Binanın Kapasite Eğrisi.....	94
Şekil 4.15.	: BSE-1 Depremi için Bilineerleştirilmiş Kapasite Eğrisi.....	95
Şekil 4.16.	: ATC-40 Yöntemi için BSE-1 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot	98
Şekil 4.17.	: Spektral İvme-Spektral Deplasman Grafiği.....	100
Şekil 4.18.	: Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrilerinin Aynı Grafikte Gösterilmesi.....	100
Şekil 4.19.	: Bilineerleştirilmiş Kapasite Spektrum Grafiği.....	101
Şekil 4.20.	: Performans Noktasının Belirlenmesi.....	102
Şekil 4.21.	: BSE-1 Depremi Performans Noktasındaki Plastikleşmeler.....	103
Şekil 4.22.	: FEMA 356 Yöntemi için BSE-2 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği.....	104
Şekil 4.23.	: BSE-2 Depremi için Bilineerleştirilmiş Kapasite Eğrisi	105
Şekil 4.24.	: ATC-40 Yöntemi için BSE-2 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği.....	106
Şekil 4.25.	: Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrilerinin Aynı Grafikte Gösterilmesi.....	107
Şekil 4.26.	: Bilineerleştirilmiş Kapasite Spektrum Grafiği.....	108
Şekil 4.27.	: Performans Noktasının Belirlenmesi.....	109
Şekil 4.28.	: BSE-2 Depremi Performans Noktasındaki Plastikleşmeler.....	110
Şekil 4.29.	: Kiriş Eleman Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı.....	112
Şekil 4.30.	: Farklı Tasarım Felsefelerine Göre Tasarlanmış Yapının Kapasite Eğrileri.....	113
Şekil A.1.	: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli	120
Şekil A.2.	: Normal Kat Sistem Planı.....	120
Şekil A.3.	: Tipik Sistem Enkesiti (A aksı çerçevesi).....	121
Şekil A.4.	: Kiriş-Kolon Birleşim Detayı.....	142
Şekil A.5.	: Kolon Ek Detayı.....	146
Şekil A.6.	: Temel Bağlantı Detayı.....	147

SEMBOL LİSTESİ

A_x	: İç kuvvet ve deplasman arttırma katsayısı
a_y	: İdealleştirilmiş kapasite spektrum eğrisinin akma anındaki spektral ivme değeri
a_{pi}	: i. ardışık yaklaşım için seçilen spektral ivme değeri
B_S	: Kısa periyot spektral ivme değeri için etkili sönüm oranına bağlı olarak bulunan bir değer
B_1	: Bir saniye periyodu spektral ivmesi için etkili sönüm oranına bağlı olarak bulunan bir değer
C_A	: Sabit ivme bölgesinde sismik çarpan
C_V	: Sabit hız bölgesinde sismik çarpan
C_0	: Tek serbestlik dereceli sistemden elde edilen spektral yer değiştirmeyi, çok serbestlik dereceli sistemin hedef yer değiştirmesi ile ilişkilendiren bir katsayı
C_1	: Beklenen en büyük elastik ötesi yer değiştirmeyi, doğrusal elastik varsayımı ile hesaplanan yer değiştirme ile ilişkilendiren bir katsayı
C_2	: Deprem etkisi ile oluşan çevrimsel davranış şeklinin en büyük yer değiştirmeye olan etkisini temsil eden bir katsayı
C_3	: Dinamik P-Δ etkisiyle yer değiştirmelerdeki artışı göz önüne alan bir katsayı
DCR	: Etki / Kapasite oranı
d_b	: Kiriş yüksekliği
d_y	: İdealleştirilmiş kapasite spektrum eğrisinin akma anındaki spektral yer değiştirme değeri
d_{pi}	: i. ardışık yaklaşım için seçilen spektral yer değiştirme değeri
d_p	: i. ardışık yaklaşım sonucu bulunan spektral yer değiştirme değeri
E	: Elastisite Modülü
E_θ	: Eşdeğer dönme rijitliği
F_a	: Kısa periyot spektral parametresine ve zemin sınıfına bağlı olarak bulunan bir değer
F_v	: Bir saniye periyodu spektral parametresine ve zemin sınıfına bağlı olarak bulunan bir değer
F_{ye}	: Malzeme akma gerilmesi (σ_a)
g	: Yerçekimi ivmesi
h	: Ortalama kat yüksekliği
I_b	: Kiriş atalet momenti
K_i	: İlk rijitlik
K_{eff}	: Etkili rijitlik
K_s	: Pekleşme bölgesi rijitliği
K_e	: Hesap yapılan doğrultudaki elastik rijitlik
M	: Eğilme momenti

M_e	: Elastik eğilme momenti
M_{CE}	: Moment taşıma kapasitesi
N	: Normal kuvvet
N_A	: Sabit ivme bölgesi kaynağa uzaklık katsayısı
N_V	: Sabit hız bölgesi kaynağa uzaklık katsayısı
P_{Limit}	: Limit yük parametresi
P_G	: Göçme yükü parametresi
P_i	: İşletme yükü, i. kata gelen toplam düşey yük
ΣP_i	: i. adım sonunda bulunan toplam yatay yük parametresi
P_{CE}	: Birleşimin başlığının çekme kuvveti taşıma kapasitesi
PF_1	: Birinci doğal moda ait modal katılım çarpanı
Q_{CE}	: Elemanın taşıma kapasitesi
Q_{UD}	: Düşey ve yatay yüklerin ortak etkisinde eleman iç kuvvetleri
R	: Gerekli olan elastik dayanımın akma dayanımına oranı
S_e	: Etkili T_e periyoduna karşı gelen spektral ivme
S_a	: İvme spektrumu
S_d	: Yer değiştirme spektrumu
S_1	: Bir saniye periyodu spektral parametresi
S_{X1}	: Bir saniye periyodu ivme parametresi
S_s	: Kısa periyot spektral parametresi
S_{XS}	: Kısa periyot ivme parametresi
T	: Yapının birinci doğal titreşim periyodu
$T_A=T_0, T_s$	: Spektrum karakteristik periyotları
T_e	: Efektif doğal periyot
T_i	: Hesap yapılan doğrultudaki elastik periyot
t_p	: Başlık levhası kalınlığı
V	: Toplam yatay kuvvet, Taban kesme kuvveti
V_t	: Hedef yer değiştirme için taban kesme kuvveti
V_y	: İdealleştirilmiş kapasite eğrisinin akma dayanımı
V_i	: i. kata etkiyen kat kesme kuvveti
W	: Yapının toplam ağırlığı
w_i	: i. kata ait ağırlık
Z	: Deprem bölge katsayısı
α	: Kapasite eğrisinde negatif eğimli davranış için bir çarpan
α_1	: Birinci doğal moda ait modal kütle katsayısı
α_i	: i. kata ait yatay yük dağıtma çarpanı
β	: Sönüm oranı
β_0	: Çevrimsel (eşdeğer viskoz) sönüm oranı
β_{eq}	: Etkili sönüm oranı
Δ	: Kat ötelemesi, Kesitin toplam (elastik+plastik) uzama miktarı
Δ_y	: Kesitin akma anındaki uzaması
Δl	: Boy değişmesi
Δl_e	: Elastik boy değişmesi
Δl_p	: Plastik boy değişmesi
Δ_{roof}	: En üst katın yatay ötelemesi
δ	: Yer değiştirme (d)
δ_t	: Hedef yer değiştirme
κ	: Yapının davranışına bağlı düzeltme çarpanı
η_x	: Burulma düzensizliği katsayısı

θ_i	: İkinci merteye gösterge değeri
φ	: Dönme
φ_p	: Plastik mafsalsal dönmesi
$\mathbf{maks}\varphi_p$	: En büyük plastik mafsalsal dönmesi
$\Phi_{1,roof}$	: En üst katta birinci modun genliği
θ	: Kesitin toplam (elastik+plastik) dönme miktarı ($\Sigma\theta_{(k)} \text{ iPM}$)
θ_y	: Kesitin akma anındaki dönmesi
μ	: Süneklik oranı
ν	: Poisson oranı

ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM PERFORMANSLARININ FARKLI YÖNTEMLERLE İRDELENMESİ

ÖZET

Sunulan bu tez çalışmasında TDY 2007' ye göre boyutlandırılmış ve yönetmelik maddelerinin açıklanması amacıyla yayınlanan “Örnekler Kitabı”nda yer verilen “Her iki Doğrultuda Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çerçeve” örneğinin deprem yükleri altındaki performansı çeşitli açılardan irdelenmiştir.

Birinci bölüm konuya giriş ve yapılan genel kabuller ile performans analizinin temellerini içermektedir.

İkinci bölümde FEMA 356 Yaklaşımı'nın performans analizi ile ilgili bölümleri ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır. Bu yaklaşım binaların doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle performansa dayalı tasarım ve değerlendirmesini anlatmaktadır. Çalışmada deprem istemlerinin nasıl tanımlanacağı, matematik modelin nasıl oluşturulacağı, analiz ve değerlendirme süreçleri ayrıntılı olarak verilmiştir.

Üçüncü bölümde ATC 40 Yaklaşımı'nın analiz ve değerlendirme yöntemleri ile ilgili bölümleri özetlenmiştir.

Dördüncü bölümde, sözkonusu yapının deprem performansı, iki farklı deprem istemi için (BSE-1 ve BSE-2), iki farklı yöntemle (FEMA 356, ATC 40) belirlenmiş, sonuçların bu iki yöntemde nasıl değiştiği ve binanın çoklu performans hedefini yakalayıp yakalamadığı irdelenmiştir. Ayrıca yapının, tam moment aktaran düğüm noktalarının, farklı tasarım ilkelerine göre teşkil edilmesi durumunda yapının performansının nasıl değiştiği incelenmiştir. Bu bağlamda, süneklik düzeyi normal sistem olarak tasarlanan yapının tam moment aktaran kolon-kiriş çerçeve birleşimleri ve kolon mesnetleri, deprem yüklerinin arttırılması ile elde edilen iç kuvvetlerin elverişsiz olanına göre tasarlanmıştır. Yapının performansı bu haliyle incelendikten sonra, yapının önce sadece kolon mesnetlerinin ve daha sonra da bütün tam moment aktaran kolon kiriş birleşimlerinin kapasite ilkesine göre tasarlanması durumları ayrı ayrı incelenmiştir.

Çalışmanın sonunda, sözkonusu üç çelik binanın doğrusal olmayan analiz sonuçları ve kullanılan yöntemler karşılaştırılmış, yapının performansındaki değişimler incelenmiştir.

EXAMINATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL FRAMES BY VARIOUS METHODS

SUMMARY

This thesis presents the assessment of seismic performance of steel frame structure defined as “Ordinary Steel Moment Frame Structure” in “Examples Book”, issued to clarify some code sections in TEC '07, by various methods .

The first section contains the brief introduction of the subject, applied general assumptions and the principles of performance analysis.

The second section of the thesis, describes the parts of FEMA 356 approach related to performance based evaluation, in detail. This approach describes the design and assessment of buildings by performance based design, both by linear and non-linear analysis methods. This study identifies in detail the approach to define earthquake demand, construct the mathematical model and analysis and assessment procedures.

Section three summarizes the analysis and assessment methods of ATC 40 approach.

In the fourth section the seismic performance of the structure is assessed by using two different approaches (FEMA 356, ATC 40) under two different earthquake demands (BSE-1 and BSE-2). The changes in the results and the multiple performance objectives of the structure are identified.

The change in the performance of the structure is observed when fully restraint column-beam connections are modelled with different design philosophies. Three structures are modelled and analyzed: Ordinary steel moment frame structure presented in the examples book, the same frame modelled with fully restraint column supports and with fully restraint column beam connections both designed to capacity approach .

In the conclusion section, the non-linear analysis results and the applied techniques are compared and the changes in the performance of the structure are examined.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş

Ülkemiz gibi nüfusun büyük bölümünün aktif faylara yakın yerleşim bölgelerinde yaşadığı ülkeler için çoğu zaman yatay deprem yükleri, düşey yüklere göre yapı taşıyıcı sisteminin belirlenmesinde daha etkin rol oynamaktadır. Ancak bu rol inşaat mühendisleri açısından, gelişen yeni teknolojilerle birlikte deprem hareketi ve yapı üzerindeki etkisinin daha fazla incelenmesi ile her geçen gün daha da artmaktadır.

Deprem hareketi ve yapıya etkisi hakkında oldukça az bilgiye sahip olunan 20. yy ın ilk yarısında, deprem yükleri yatay statik bir yük gibi algılanmış ve yatay rüzgar etkileri ile kıyaslanarak yapının ağırlığının %5-10 u oranında yapıya etkilmiştir [16]. Özellikle ülkemizde inşaat mühendisliği alanında Alman ekolünün hâkim olduğu bu yıllarda yapılan birçok bina türü betonarme yapı incelendiğinde; projelendirmenin düşey yüklere göre yapıldığı, yatay yüklerde ise bir nevi kontrolün yapıldığı ve binanın yatay yüklere karşı gerekli dayanımı göstereceğinin hesapla kanıtlandığı görülür.

Ancak ilerleyen yıllarda yapılan araştırmalar göstermiştir ki; deprem etkileri, özellikle büyük depremlerde tahmin edilenden çok daha fazladır ve bu etkiler altında yapıların bütün elemanlarının elastik kalması ya mümkün değildir ya da ekonomik olmayacaktır. Bu nedenle yapıların büyük deprem etkileri altında, bazı elemanlarında büyük hasarlar oluşması böylece deprem etkilerinin daha fazla sönümlenmesi, ancak binanın deprem etkisi sonunda ayakta kalması amaçlanmıştır. Böylelikle bugün de yönetmeliklerimizde hala kullandığımız, yapıların elastik ötesi davranışını simgeleyen “R” katsayıları belirlenmiş, taşıyıcı sistemin tipine göre deprem yükleri bu katsayılarla azaltılmış ve yine lineer-elastik hesap yapılmaya devam edilmiştir[16].

Ancak bu yöntemin de hala eksikleri bulunmaktadır. Örneğin; ““R” katsayılarının belirlenmesi tablolarda verildiği kadar kesin midir?” veya “Mal sahibi, yapısı için

yönetmelikte istenilen performanstan daha fazlasını isterse deprem yükleri hangi oranda arttırılmalıdır?” gibi özellikle yapıların hangi büyüklükteki depremlerde nasıl bir performans sergileyeceği ile ilgili sorulara yanıt bulmakta zorlanır. Bu nedenlerle günümüzde yapı mühendisliğinin deprem hesabı ile ilgili geldiği nokta bizi performans yaklaşımı ile tanıştırır.

Bu bölümde öncelikle performans yaklaşımının gelişimi kısaca anlatılacak daha sonra da yapılan çalışmanın özellikleri ve bu yaklaşımların nasıl kullanıldığı, amaçlarının neler olduğundan bahsedilecektir.

1.2 Konu

Bu çalışmada TDY 2007’ ye göre yönetmelik “Örnekler Kitabı”nda verilen “Her iki Doğrultuda Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çerçeve” örneğinin deprem yükleri altındaki performansı çeşitli açılardan irdelenmiştir [2].

Yapı süneklik düzeyi normal sistem olarak tasarlandığından, tam moment aktaran kolon-kiriş çerçeve birleşimleri ve kolon mesnetleri deprem yüklerinin arttırılması ile elde edilen kombinasyonların elverişsiz olanına göre tasarlanmıştır. Yapılan tez çalışmasında göz önüne alınan yapının performansına bu şekilde bakıldığı gibi ayrıca kolon ayaklarının kapasite ilkesine göre tasarlanması durumunda ve bütün tam moment aktaran kolon-kiriş çerçeve birleşimlerinin kapasite ilkesine göre tasarlanması durumunda yapının performansında olması beklenen değişiklikler irdelenmiştir.

Yapıların performansı hem FEMA 356 da verilen katsayılar yöntemi ile hem de ATC 40 ta verilen kapasite spektrumu yöntemi ile belirlenmiş ve her iki yöntemle belirlenen performans noktaları karşılaştırılmıştır.

Ayrıca yapıların hem deprem yönetmeliğinde verildiği gibi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminde (BSE-1), hem de 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan en büyük depremde (BSE-2) performansları kontrol edilmiş, böylelikle yapının çoklu performans hedeflerini yakalayıp yakalamadığı irdelenmiştir.

Çalışmanın içeriği aşağıdaki şekildedir.

1. Bölüm’ de konu ve çalışmanın amacı özetlenmiş, performans analizinin amaçları ve genel prensiplerinden bahsedilmiştir.

1.4 Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi

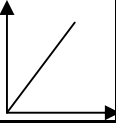
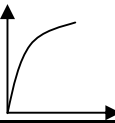
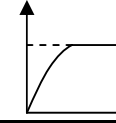
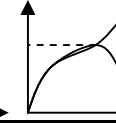
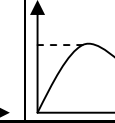
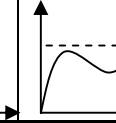
1.4.1 Lineer Olmayan Sistemler

Sistemlerin lineer (doğrusal) olmaması iki sebepten kaynaklanır. Birincisi, malzemenin lineer elastik olmaması nedeniyle gerilme şekil değiştirme (bünye denklemleri) bağıntılarının lineer olmamasıdır. İkincisi, geometri değişimlerinin büyük olduğu kabul edilen sistemlerde denge ve geometrik uygunluk şartlarının lineer olmamasıdır [14]. Bir sistemin lineer olmaması için bu nedenlerden biri yeterlidir. Bazı sistemlerde her iki sebepten dolayı lineer olmama söz konusu olabilir. Bahsedilen durumlar ayrıntılı bir şekilde Tablo 1.1 de görülebilir.

Denge denklemlerinde, “yer değiştirmeler küçük” demek denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde yazılacağı, “küçük değil demek” denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılacağı anlamına gelir. Benzer şekilde geometrik süreklilik denklemlerinde “yer değiştirmeler küçük” demek geometrik süreklilik denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde yazılacağı, “küçük değil” demek geometrik süreklilik denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılacağı anlamına gelir. Tablodan da anlaşılacağı üzere, doğrusal olmayan davranış gösteren yapı sistemleri üç türdür:

1. Malzeme bakımından lineer olmayan sistemler
2. Geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler
3. Her iki bakımdan lineer olmayan sistemler [14].

Tablo 1.1: Yapı Sistemlerinin Davranışları

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Yerdeğiştirme Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Yerdeğiştirme Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekil Değiştirme Bağlılıkları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik Değil
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük	Küçük Değil
P- δ Bağlılıkları						

1.4.1.1 Malzeme Bakımından Lineer Olmayan Sistemler

Bu tür sistemlerde, malzemenin lineer elastik olmaması nedeni ile gerilme şekil değiştirme bağıntılarının lineer olmaması durumu vardır. Hesap yöntemi olarak ardışık yaklaşım yöntemi uygulanır. Buna göre, ilk adımda lineer elastik hesap yapılır. Elde edilen sonuçlara bağlı olarak, lineerleştirme tekniklerinden biri ile ikinci adıma ait EI rijitlik ve χ dönme değerleri bulunur. Benzer adımlar ardışık olarak tekrarlanır. Ardışık iki adımda bulunan sonuçlar yeter derece yakın olduğu zaman hesaba son verilir.

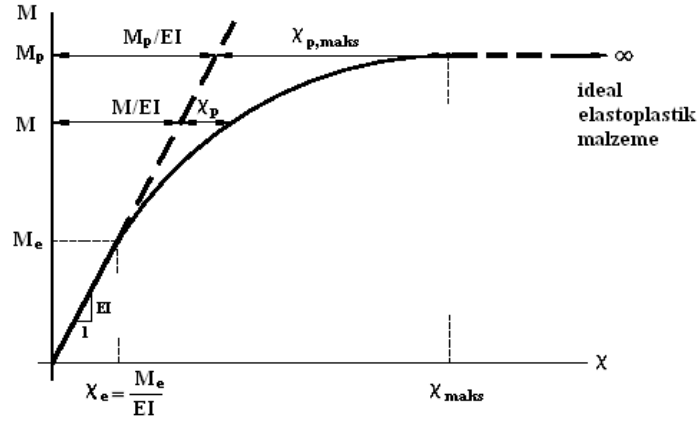
Lineerleştirme teknikleri

- Başlangıç teğeti yöntemi
- Başlangıç kirişi yöntemi
- Teğet yöntemi
- Kiriş yöntemi

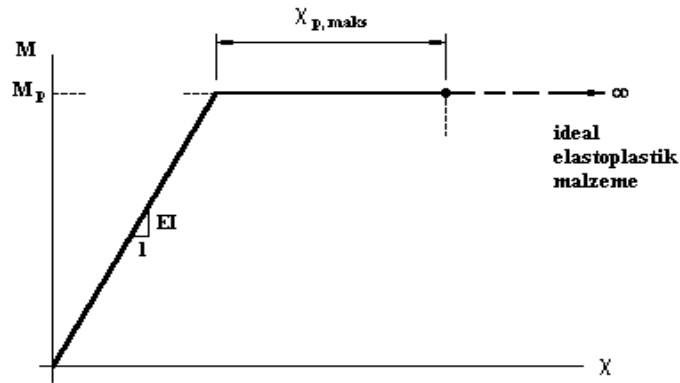
Bu yöntemlere ilişkin detaylı bilgiye ilgili kaynaklardan bakılabilir [14].

Plastik Mafsal Teorisi

Bu hipotezde yeter derecede süneklik özelliği gösterebilen, oluşması muhtemel plastik mafsal bölgelerinin çok büyük olmadığı sistemlerde lineer olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal adı verilen kesitlerde toplandığı, diğer bölümlerde ise lineer davranışın devam ettiği kabul edilir.



Şekil 1.2: Moment-Eğrilik Bağlantısı (Gerçek Sistem)



Şekil 1.3: Moment-Eğrilik Bağlantısı (Plastik Mafsal Teorisi)

Plastik mafsalın dönmesi, dönme kapasitesi adı verilen bir değere ulaşıncaya o kesitte güç tükenmesi meydana gelir.

$$\text{Dönme kapasitesi } \varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p d_s$$

Plastik mafsal hipotezine göre:

- Eğilme momenti artarak M_p ye ulaşınca plastik mafsal oluşur. Daha sonra $M=M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. χ dönmesi, dönme kapasitesine eşit olunca kesitte güç tükenmesi olur.
- Plastik mafsallar arasında eleman bölümleri lineer elastik davranır.
- Kesitte moment ve normal kuvvet birlikte ise M_p plastik momenti yerine akma koşullarından bulunan moment sınır değeri olarak kullanılabilir.

Yük Artımı Yöntemi ile Plastik Mafsal Teorisine Göre Hesap

Yükler aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılır. Her plastik mafsalın oluşumundan sonra o noktaya eğilme momentine uygun bir plastik mafsal koymak, ve M_p momentini dış yük olarak etkilemek suretiyle elde edilen sistem lineer elastik teoriye göre hesaplanır. Sistem belirli sayıda plastik mafsal oluşumundan sonra tümüyle veya bölgesel mekanizma durumuna gelir. Bu duruma karşı gelen yüke “limit yük” denir. Bazen limit yükten önce plastik mafsallardaki dönmelerin kapasitelerini aşması, sistemde büyük yer değiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlakların meydana gelmesi suretiyle sistem geçebilir. Bu durumda $P_{göçme} < P_{limit}$ olabilir [13-15].

1.4.1.2 Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler

Yer değiştirmelerin yeter derece küçük olmadığı sistemlerde denge denklemlerinin şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin göz önüne alındığı bu teoriye “II. Mertebe Teorisi” denir. II. Mertebe teorisinde yer değiştirmelerin geometrik süreklilik denklemlerine etkisi terk edilmektedir. Bu etkilerin göz önüne alındığı hesap yöntemine “Sonlu Yerdeğiştirme Teorisi” denir.

Bu yöntemde de bir ardışık yaklaşım yapılmaktadır. Çünkü şekil değiştirmiş eksen başta bilinmemektedir. Ardışık iki adımda kullanılan eksenler yeter derecede birbirine yakın olunca hesaba son verilir. Hesaplar iki şekilde yapılabilir:

- Yaklaşık Yöntem
- Fiktif Kesme Kuvvetleri ile Hesap

Her adımda şekil değiştirmiş eksen üzerinde denge denklemleri yazmak yerine yüksüz eksen esas alınabilir. Bu durumda her adımda “ $N \frac{\delta}{L} 2\lambda$ ” fiktif kesme kuvvetleri dikkate alınır.

N = Normal kuvvet

δ = II. Mertebe moment oluşturan mesafe

L = Moment kolu

Buradaki λ terimi elastik eğrinin doğrusal olmamasından kaynaklanmaktadır.

Genellikle $1.0 \leq \lambda \leq 2.0$ arasındadır.

1.4.1.3 Her İki Bakımdan Lineer Olmayan Sistemler

Bu tür sistemlerde, hem malzeme bakımından hem de yerdeğiştirme bakımından lineer olmama durumu vardır. Hesap yöntemi olarak ardışık yaklaşım yapılır. Her adımda, denge denklemleri yer değiştirmiş eksen üzerinde yazılır. Bununla beraber her adıma ait bünye bağıntıları olarak lineerleştirme tekniklerinden biri kullanılarak elde edilen değerler kullanılır.

1.4.2 Lineer Olmayan Analiz Türleri

Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistemlerin artan dış yükler altındaki davranışının belirlenebilmesinde iki yöntem uygulanır:

- Kuvvet kontrollü analiz
- Yerdeğiştirme kontrollü analiz

1.4.2.1 Kuvvet Kontrollü Analiz

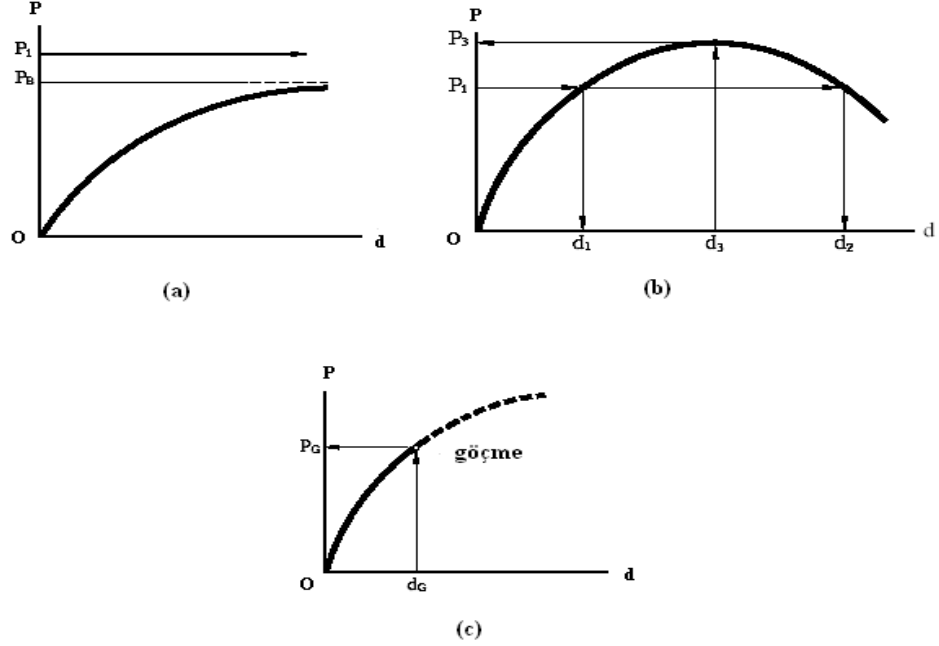
Hesabın başlangıcında yük parametresi seçilir ve ardışık yaklaşımın her adımında bu yük parametresi esas alınarak hesap yapılır. Bu durumda elde edilecek çözüm, sistemin başlangıçta seçilen yük parametresi için çözümüdür [15].

1.4.2.2 Yerdeğiştirme Kontrollü Analiz

Hesabın başlangıcında, sisteme ait bir büyüklük seçilir. Bu büyüklük yer değiştirme, şekil değiştirme veya iç kuvvet olabilir. Ardışık yaklaşımın her adımında, seçilen değere karşı gelen yük parametresi hesabı amaçlanır. Bu durumda, ardışık yaklaşımın sonunda bulunan yük parametresi sistemde seçilen büyüklüğü meydana getiren değere eşit olacaktır. Elde edilen iç kuvvet, şekil değiştirme ve yer değiştirmeler ise sistemin bu yük parametresi için çözümünü vermektedir [15].

İki analiz türü karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılır:

- Tek serbestlik dereceli sistemlerde, seçilen herhangi bir büyüklük sistemin iç kuvvet, şekil değiştirme ve yerdeğiştirme durumunu tanımlamak için yeterli olduğundan, yerdeğiştirme kontrollü analiz sonuçları kesindir. Tek adımda sonuca ulaşılmış olur. Çok serbestlik dereceli sistemlerde ise, ardışık yaklaşımın birinci adımında elde edilen çözüm artan yükler altında sistemdeki büyüklüklerin aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişeceği varsayımı ile problemin yaklaşık çözümünü vermektedir.
- şekil 1.4a dan görüleceği üzere, sistemin taşıma gücünü aşan yük parametreleri için, kuvvet kontrollü analiz sonuç vermemektedir. Buna karşın, yerdeğiştirme kontrollü analizde seçilen her yer değiştirme değeri için aranan çözüm bulunabilmektedir.
- şekil 1.4b den de anlaşılacağı üzere, (P-d) eğrisi bir maksimum değerden geçen sistemlerde, seçilen tek yük parametresine birden fazla yerdeğiştirme karşı geldiği halde, her yerdeğiştirme değeri için tek bir yük parametresi elde edilmektedir. Bu özellik dikkate alınacak olursa, yer değiştirme kontrollü analiz ile elde edilen çözümlerin, limit yükün bulunması için daha kullanışlı niteliğe sahip olduğu görölmektedir.
- Göçmenin kırılma, büyük yer değiştirmeler veya büyük plastik şekil değiştirmeler nedeniyle meydana gelmesi halinde, söz konusu kritik büyüklüğün seçilen sınır değeri için hesap yapmak suretiyle, yerdeğiştirme kontrollü analizde göçme yükü doğrudan doğruya elde edilebilmektedir. (şekil 1.4c)



Şekil 1.4: Kuvvet ve Yer Değiştirme Kontrollü Analiz Yöntemlerinin Karşılaştırılması

1.5 Statik İtme Analizi

Statik itme analizi genel olarak, bir yapının deprem etkileri altındaki dayanım ve deformasyon kapasitelerini belirlemek için kullanılan bir yöntem olarak tanımlanabilir. Bu yöntemde teori olarak plastik mafsalları teorisi kullanılır, yani malzeme bakımından lineer olmama durumunun sistem içerisinde belirli kritik kesitlerde toplanacağı kabulü yapılır. Bu kesitler genellikle deprem yüklerindeki kritik kesitler olan kolon ve kiriş uçlarıdır.

Statik itme analizi sonucunda, göz önüne alınan deprem etkisinde, yapıdan istenen deplasmanlar, kat ötelemeleri ve eleman bazında gerilme-deformasyon diyagramının hangi bölgelerinde kaldığı gibi deformasyon istemleri ile, yapının göçme mekanizmasının ne olacağı, elemanların hangi hasar seviyelerinde kalacakları gibi dayanım istemleri de belirlenir.

Statik itme analizi aslında bir doğrusal olmayan analizdir. Çünkü her bir plastik mafsalları oluşumundan sonra yüklerin yeniden dağılımı ve yapının dinamik karakteristiklerinin değişeceği görülmektedir. Bu nedenle bir yapı üzerinde statik itme analizi uygulanacaksa, ilk plastik mafsalları oluşması durumuna kadar sistemin

elastik kalacağı kabul edilerek elastik hesap yapılırken, ilk plastik mafsallın oluşması ile beraber, daha sonra oluşacak her bir plastik mafsall için, o noktada M_p plastik momentini taşıyabilecek bir mafsall eklenerek yapının yüklerinin yeniden dağılımı ve yeni dinamik karakteristiklerinin belirlenmesi gerekir. Ancak pratikte bu uygulama nadiren yapılır. Özellikle az katlı yapılarda plastik mafsalların oluşması yapının özellikle dinamik karakteristiklerine çok az etkilediğinden, genellikle statik itme analizi bilgisayar programları yardımı ile tek seferde yapılarak oluşan plastik mafsallar belirlenir [3].

Malzeme bakımından lineer olmama durumunun yanında, geometri bakımından lineer olmama durumu da yine bilgisayar programlarında tanımlanabilir. Ancak bu durum da yine yüksek yapılar için etkin olacaktır.

Statik itme analizinin en büyük önemi, yapının yatay yükler altındaki davranışının belirlenmesi ve yapının olası mekanizma durumları hakkında tasarımcıya fikir vermesidir.

1.5.1 Statik İtme Analizi Metotları

Statik itme analizinin yapılışı ve yapının deprem performansının belirlenmesi ile ilgili çok farklı yöntemler önerilmiştir. Bunların en bilinenleri ve kabul görmüş olanları ise; FEMA 356’ da verilen deplasman katsayıları yöntemi ve ATC-40 ta verilen kapasite spektrum yöntemidir. Bu yöntemler ilerleyen bölümlerde ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Bu yöntemlerin dışında, çalışmaları devam eden farklı yöntemler de vardır. Örneğin farklı yatay yük dağılımlarının birleştirilerek statik itme analizinde göz önüne alınması ile geliştirilen “Adapte Edilmiş Statik İtme Analizi” ile özellikle yüksek yapılarda önem kazanmaya başlayan yüksek modların etkisini dikkate alan “Çok Modlu Statik İtme Analizi” bunlardan bazılarıdır. Bu konularla ilgili ayrıntılı bilgi ilgili kaynaklardan araştırılabilir [8-10].

2. FEMA 356 YAKLAŞIMI

2.1 Giriş

FEMA 356, önceleri FEMA 273 olarak bilinen, binaların deprem etkilerine karşı güçlendirmesinde ve performanslarının belirlenmesinde kullanılan dökümanın geliştirilmesi ile oluşturulmuştur [5]. FEMA 356 dokümanı, çelik, betonarme, ahşap, yığma yapılar ve bu yapıların taşıyıcı özellikleri dikkate alınmayan elemanlarının sismik etkiler altındaki performanslarının belirlenmesi amacıyla geliştirilmiş, ayrıca doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlemeleri de kapsamıştır.

Dökümanda binaların performanslarının belirlenmesi için; lineer statik, lineer dinamik, lineer olmayan statik ve lineer olmayan dinamik yöntemler tanımlanmış ve her yöntem için izlenmesi gereken prosedür ayrıntılı olarak verilmiştir. Ayrıca farklı yapı elemanlarından teşkil edilmiş sistemlerde, elemanların doğrusal olmayan karakteristiğinin nasıl belirlenmesi gerektiği gibi deneysel bilgilere de yer verilmiştir.

FEMA 356 da performans noktasının belirlenmesi için katsayılar yöntemi kullanılmaktadır. Bu katsayılar yapının dinamik karakteristikleri göz önünde bulundurularak tablolardan belirlenir. Belirlenen katsayılar, tek serbestlik dereceli sistemde bulunması gereken değerlerin, yapının gerçek halinin, yani çok serbestlik dereceli sistem durumunun değerlerine dönüştürmek amacıyla kullanılmaktadır.

Ancak gerçekte FEMA356’ da verilen tablolar bu katsayıları gerçekçi olarak belirlemekte yetersiz kalırlar. Bu yetersizliği gidermek maksadıyla ATC 55 projesi kapsamında FEMA 440 raporu hazırlanmış ve bu katsayıların nasıl daha gerçekçi tahmin edilebileceği üzerine çalışmalar yapılmıştır [21].

FEMA 356 da verilen analiz ve değerlendirme yöntemlerinin uygulanabilmesi için, dökümanın, bu tezin konusu kapsamına giren kısımları ile genel anlamda

performans analizinin yöntemleri ile ilgili kısımları bu bölümde ayrıntılı olarak incelenmiştir. Daha fazla ayrıntı için ilgili kaynağa bakılmalıdır [4].

2.2 Değerlendirme Yöntemleri

FEMA 356 prensip olarak, binanın sahibi veya binanın yapım ve projelendirme şartnamesini hazırlayan kişiler tarafından; binanın, farklı seviyelerdeki deprem riskleri altında nasıl bir performans hedefi yakalaması gerektiğini belirler.

2.1.1 Deprem Hareketleri

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

FEMA 356 projesinde dört farklı seviyede deprem hareketi tanımlanmıştır. Diğer bir deyişle, dört ayrı sismik risk seviyesi göz önüne alınmaktadır. Aşağıda, Tablo 2.1’de, FEMA 356’ da tanımlanan deprem hareketleri açıklanmıştır.

Tablo 2.1: Deprem Hareketleri ve Dönüş Periyotları

Deprem Hareketinin Oluşma Olasılığı	Dönüş Periyodu (Yıl)
50%/50 year	72
20%/50 year	225
10%/50 year	474
2%/50 year	2,475

1- Servis (kullanım) depremi: FEMA 356’ da iki ayrı servis depremi tanımlanmıştır. Bunlar, 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan ve 50 yılda aşılma olasılığı % 20 olan yer hareketleridir. Bunlardan ilki düşük şiddetli depreme, ikincisi ise orta şiddetli depremlere karşı gelmektedir. Bu depremlerin yaklaşık dönüş periyotları 72 ve 225 yıldır. Ancak bu dönüş periyotları yuvarlatılarak 75 ve 225 yıl olarak göz önüne alınır.

2- Tasarım depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 500 yıldır. 2007 Türk deprem yönetmeliğinde de esas alınan bu deprem FEMA 356 da Temel Güvenlik Depremi-1 (BSE-1) olarak isimlendirilir.

3- En büyük deprem: Belirli bir bölgede, jeolojik veriler çerçevesinde, meydana gelebilecek en büyük deprem hareketidir. 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2500 yıldır. Etkisi tasarım depreminin 1.5 katı dolaylarında olan bu deprem Temel Güvenlik Depremi-2 (BSE-2) olarak isimlendirilir.

2.2.2 Değerlendirme Kriterleri

Bir yapıda, belirli bir deprem hareketi altında tek bir performans hedefi öngörülebileceği gibi, birden fazla yer hareketi altında çok seviyeli performans hedefleri de esas alınabilir. Aşağıda bu çok seviyeli performans hedefleri anlatılmıştır. Tablo 2.2 de çok seviyeli performans hedefi ile ilgili bir örnek verilmiştir.

Temel Güvenlik Hedefi (TGH): FEMA 356 ya göre temel güvenlik hedefi, yapının, BSE-1 depreminde “Can Güvenliği” performans seviyesini, BSE-2 depreminde ise “Göçmenin Önlenmesi” performans seviyesini yakalamasıdır. Temel güvenlik hedefini yakalamış olan binaların, sıkça görülebilen orta şiddetli depremleri ufak hasarlarla, şiddetli büyük depremleri ise ciddi hasarlarla ancak göçmenin oluşmayacağı şekilde atlatması beklenir. Bu ciddi hasarlar öyle bir seviyede olabilir ki, binanın onarım ve güçlendirilmesi yeni bir bina yapmaktan daha maliyetli hale gelebilir.

Arttırılmış Güvenlik Hedefi (AGH): Binanın performansının TGH den daha iyi olduğu çoklu performans durumudur. Aşağıdaki iki durumdan biri veya her ikisinin de sağlanması durumunda bu hedefe ulaşılır.

1. BSE-1 ve BSE-2 depremlerinden birinde veya her ikisinde binanın performans hedefinin TGH den daha fazla seçildiği durumlar (veya incelenen binalar için performansın daha yüksek çıktığı durumlar).

2. Deprem risk seviyeleri BSE-1 ve BSE-2 depremlerinden daha fazla olan, daha şiddetli depremlere göre bina analiz ediliyorsa; bu depremlerin birinde veya her ikisinde binanın performansının TGH yi aştığı durumlar.

Sınırlandırılmış Güvenlik Hedefi (SGH): Binanın performansının TGH den daha kötü olduğu çoklu performans durumudur. Aşağıda sıralanan durumlarda bu hedefe ulaşılır.

1. Güçlendirme sonrası binanın performans seviyesinde bir düşüş görülmüyorsa,
2. Güçlendirme sonrasında yeni düzensizlikler eklenmediyse veya var olan düzensizlikleri arttırmadıysa,
3. Güçlendirme sonrası, herhangi bir elemana mevcut hali ile taşıyamayacağı, eski durumdan daha fazla deprem kuvveti etkimiyorsa,
4. Bütün yeni ve güçlendirilmiş elemanların detayları bu standartta belirtildiği gibi yapılmışsa.

Azaltılmış Güvenlik Hedefi : Güçlendirilmiş bir bina için TGH den daha az bir güvenlik hedefi öngörülmesi durumudur. Bu hedefte değişik deprem risk seviyeleri için aşağıdaki hedeflerden biri veya birkaçı öngörülmüştür.

1. BSE-1 depremi için; Can Güvenliği Performans Seviyesi (3-C)
2. BSE-2 depremi için; Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi (5-E)
3. BSE-1 den daha küçük depremler için 4-C, 4-D, 4-E, 5-C, 5-D, 5-E, 6-D veya 6-E seviyeleri.

Bölgesel Güvenlik Hedefi : Yanal yük taşıyıcı sisteme bir katkısı olmayan ancak bölgesel olarak bazı elemanların kapasitelerini arttırmaya yönelik bir hedef öngörülmüşse

Tablo 2.2: Çok Seviyeli Performans Hedefleri

		Bina Performans Seviyeleri			
		Kullanıma Devam (1-A)	Hemen Kullanım (1-B)	Can Güvenliği (3-C)	Göçmenin Önlenmesi (5-E)
Deprem İstemi	%50 / 50 yıl	a	b	c	d
	%20 / 50 yıl	e	f	g	h
	BSE-1 (%10 / 50 yıl)	i	j	k	l
	BSE-2 (%2 / 50 yıl)	m	n	o	p

$k + p = TGH$

$k + p + a, e, i, b, f, j$ veya $n = AGH$

Yalnız $o, n, m = AGH$

Yalnız $k, p = SGH$

$c, g, d, h, l = SGH$

2.2.3 Hedef Performans Seviyeleri

FEMA 356' da yapının performans seviyesi hedefleri yapısal ve yapısal olmayan elemanların performans seviyelerinin bir kombinasyonu olarak tanımlanmıştır. Bütün performans seviyeleri de deprem istemi karşısında yapıda oluşacak hasarların mertebesi göz önüne alınarak belirlenmiştir.

2.2.3.1 Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri ve Performans Aralıkları

FEMA 356' da 3 farklı performans seviyesi ve 2 performans aralığı tanımlanmıştır. Aşağıda bu performans seviyeleri ve performans aralıkları Tablo 2.3 de gösterilmiş ve ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Tablo 2.3: Hedef Performans Seviyeleri

Performans seviyesi	Performans aralığı	Kod
Hemen kullanım (immediate occupancy)		S-1
	Hasar kontrol (damage control)	S-2
Can güvenliği (life safety)		S-3
	Sınırlı güvenlik (limited safety)	S-4
Göçmenin önlenmesi (collapse prevention)		S-5

Hemen kullanım performans seviyesi (S-1)

Taşıyıcı sistem hasarı çok azdır. Mevcut yapının deprem öncesindeki dayanım, rijitlik ve sünekliği deprem sonrasında da aynen korunmaktadır.

Hasar kontrol performans aralığı (S-2)

Deprem sonrasında yapıda oluşan hasarın, hemen kullanım ile can güvenliği performans seviyeleri arasında bulunduğu performans aralığıdır.

Can güvenliği performans seviyesi (S-3)

Taşıyıcı sistemde önemli hasar oluşabilir. Buna karşılık, bölgesel veya toptan göçme söz konusu değildir. Deprem sırasında yaralanmalar olabilir. Ancak, bu yaralanmalar yapısal hasarlar ile ilgili değildir. Yapısal hasar kaynaklı ölüm riski çok düşüktür.

Sınırlı güvenlik performans aralığı (S-4)

Bu aralıkta taşıyıcı elemanların performansları tamamen can güvenliği koşullarını sağlamayabilir, ancak göçmenin önlenmesi performans seviyesinden daha yüksektir.

Göçmenin önlenmesi (stabilitenin korunması) performans seviyesi (S-5)

Yapıyı bölgesel veya toptan göçme sınırına getiren ağır hasar durumunu temsil eder. Taşıyıcı elemanlarda büyük hasar oluşmuş, dayanım ve rijitliklerde önemli azalmalar meydana gelmiştir. Bununla beraber, yapının taşıma kapasitesi düşey yükleri taşımaya devam etmek için yeterlidir. Yapı stabilitesini korumakla birlikte, önemli oranda can güvenliği riski bulunmaktadır.

2.2.3.2 Taşıyıcı Olmayan Elemanlar için Performans Seviyeleri

Taşıyıcı olmayan yapı elemanları için FEMA 356'da tanımlanan performans seviyeleri Tablo 2.3'de gösterilmiş ve aşağıda açıklanmıştır.

Kullanıma devam performans seviyesi (N-A)

Taşıyıcı olmayan elemanlar ile tesisatta ve diğer ekipmanda hasar oluşmaz veya ihmal edilebilecek kadar az hasar meydana gelir. Bu hasar, yapının ve ekipmanın kullanımını engellemez.

Hemen kullanım performans seviyesi (N-B)

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

Can güvenliği performans seviyesi (N-C)

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta hasar oluşabilir. Ancak, binanın içinde veya dışındaki ağır elemanlarda, yaralanmalara neden olabilecek makine devrilmesi, kopmalar, düşmeler söz konusu değildir. Tesisat ve ekipmanda onarım ihtiyacı doğar.

Azaltılmış hasar performans seviyesi (N-D)

Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta ciddi hasar meydana gelebilir. Ancak, dış cephe kaplamalarının dökülmesi, asma tavanların düşmesi gibi insanların gruplar halinde yaralanmalarına neden olabilecek hasar oluşmaz.

Performansın dikkate alınmadığı seviye (N-E)

Bazı hallerde, yapının davranışını ve kullanımını etkilemeyen bazı ikincil elemanlar için performansın dikkate alınmasına gerek olmayabilir.

2.2.3.3 Yapının Deprem Performansının Belirlenmesi

Binanın toplam yapısal performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Tablo 2.4 te bu performans seviyelerinin olası kombinezonları yer almaktadır. Tabloda KÖ ile belirtilen kombinezonlar, kullanılması önerilmeyen performans seviyelerini göstermektedir.

Tablo 2.4: Taşıyıcı ve Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyelerinin Olası Kombinasyonları

Taşıyıcı Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri	Taşıyıcı Elemanların Performans Seviyeleri				
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5
N-A	1-A	2-A	K.Ö.	K.Ö.	K.Ö.
N-B	1-B	2-B	3-B	K.Ö.	K.Ö.
N-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C
N-D	K.Ö.	2-D	3-D	4-D	5-D
N-E	K.Ö.	K.Ö.	3-E	4-E	5-E

Tabloda verilen performans kombinezonlarının başlıcalar aşağıda sıralanmıştır. Bir binaya ait performans hedefinin belirlenmesinde, çok kere bu performans birleşimlerinden biri esas alınmaktadır.

1-A : Kullanıma devam (operational) yapısal performans seviyesi (S-1 + N-A)

Binada hasar yoktur veya kolaylıkla onarılabilecek düzeyde sınırlı hasar mevcuttur. Yapı sistemi deprem öncesi dayanım, rijitlik ve sünekliğini aynen korumaktadır. Bina kullanıma devam edilebilecek durumdadır.

1-B : Hemen kullanım (immediate occupancy) performans seviyesi (S-1 + N-B)

Oldukça az yapısal hasar vardır. Yapı orijinal dayanım ve rijitliğini önemli ölçüde korumaktadır. Yapısal olmayan elemanlar güvenlidir ve genellikle çalışabilir durumdadır. Deprem sırasında yaralanma riski oldukça düşüktür.

3-C : Can güvenliği (life safety) performans seviyesi (S-3 + N-C)

Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda belirli ölçülerde hasar mevcuttur. Yapı deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin bir bölümünü kaybetmiş durumdadır. Ancak yapısal ve yapısal olmayan elemanların can güvenliğini tehdit etmesi söz konusu değildir. Yapı onarılmaya muhtaçtır ve onarılmadan kullanılması uygun değildir.

5-E : Göçmenin önlenmesi-yapısal stabilitenin korunması (collapse prevention) performans seviyesi (S-5 + N-E)

Yapı taşıyıcı sistemi ancak düşey yükler altında stabilitesini korumaktadır. Binanın artçı depremlere karşı dayanımı kalmamıştır ve kullanılmaması gerekir. Onarılması da çok kere pratik veya ekonomik bakımdan uygun değildir.

2.2.4 Sismik Risk

Sismik risk; bir yapının deprem etkisi altında; üzerine etkiyen yüklerin ve yapacağı deformasyonların hangi mertebede olacağı ve bunun binanın taşıyıcı sistemi için ne ölçüde risk oluşturacağıdır. Ancak bunun yanı sıra deprem durumunda; fay kırığının binanın bulunduğu bölgeden geçmesi, zemin sıvılaşması, zemin kayması veya tsunami gibi yapının davranışı dışındaki bazı etmenlerde sismik risk oluşturur. Sismik risk; bir yapının bulunduğu bölgenin faya yakınlığına, fay kırığı ile yapının bulunduğu bölge arasındaki bölgelerin zemin koşulları ile yapının oturduğu yerel zemin özelliklerine ve seçilen sismik risk seviyesine; yani göz önüne alınacak olan depremin büyüklüğüne bağlıdır.

FEMA 356 deprem etkisinden oluşacak riski istatistiksel ve deneysel metodlarla belirlemeye çalışmıştır. İstatistiksel olarak depremlerin dönüş periyotları belirlenmiştir. Deneysel olarak ise; aktif olan bir fayda meydana gelebilecek en büyük ivmeye sahip deprem ve bu ivme kayıtlarının responsunun alınması ile oluşturulmuş spektrum grafiği belirlenmiştir.

Göz önüne alınacak olan sismik risk seviyesi ivme spektrumu şeklinde veya bir ivme kaydı olarak, ivme-zaman grafiği şeklinde tanımlanabilir.

Yerel zemin özellikleri, aşağıdaki koşullardan birinin sağlanması durumunda mutlaka kullanılmalıdır.

1. Yerel zemin grubu E ise ve BSE-2 depreminin kısa periyodu (S_s) 2.0g yi geçtiğinde
2. Yerel zemin grubu F ise (S_s 0,2g' den küçük olursa zemin cinsi olarak E grubu zemini kullan)
3. Sismik risk seviyesi bir ivme kaydı olarak belirlendi ise

2.2.4.1 Sismik Riskin Belirlenmesinde Genel Yöntemler

Herhangi bir deprem etkisine ait spektral grafiğin elde edilebilmesi için; %5 sönümlü, kısa periyodu 0,2 s ve uzun periyodu 1 s olan, kabul görmüş bir grafik kullanılabilir.

Kısa periyoda karşı gelen response ivme (S_S) ile uzun periyoda karşı gelen response ivme (S_I) aşağıdaki şekilde belirlenir.

1. Eğer tasarım depremi, kabul görmüş tasarım depremlerine ait grafiklerle uyuyorsa; değerler direk bu grafiklerden alınır.
2. Eğer tasarım depremi, kabul görmüş tasarım depremlerine ait grafiklerle uyumuyorsa; değerleri benzer grafiklerden logaritmik interpolasyon veya ekstrapolasyon yaparak elde edilir.
3. Elde edilen değerler yerel zemin sınıfına göre ilerde anlatılacağı üzere revize edilecektir.
4. Eğer tasarım depremi seviyesi BSE-2 ise değerler ilerde verilecektir.
5. Eğer tasarım depremi seviyesi BSE-1 ise değerler ilerde verilecektir.

BSE-2 Depremi için tanımlanan, kısa periyoda karşı gelen ivme değeri, S_{XS} , ile 1s periyoduna karşı gelen ivme değeri olan, S_{XI} “Project 97” projesi kapsamında oluşturulan MCE ivme-spektrum grafiklerindeki S_S ve S_I değerlerinin yerel zemin sınıflarına göre revize edilmesi ile elde edilecektir. Bu değerler A.B.D. için verilen değerlerdir [4].

BSE-1 Depremi için tanımlanan, kısa periyoda karşı gelen ivme değeri, S_{XS} , ile 1s periyoduna karşı gelen ivme değeri olan, S_{XI} aşağıda belirtilen değerlerin küçüğü olarak alınabilir.

1. “Project 97” projesi kapsamında oluşturulan MCE ivme-spektrum grafiklerinin yerel zemin sınıflarına göre revize edilmesi ile elde edilecektir. (Bu değerler A.B.D. için verilen değerlerdir)
2. BSE-2 depremi için belirlenen değerlerin 2/3 ü.

2.2.4.2 İvme Değerlerinin Zemin Sınıfına göre Düzeltilmesi

$$S_{XS} = F_a S_S \quad (2.1)$$

$$S_{XI} = F_v S_I \quad (2.2)$$

Kısa periyoda karşı gelen response acceleration değeri S_S ile uzun periyoda karşı gelen S_I değerleri yukarıdaki formülasyonda görüldüğü gibi; zemin sınıfına bağlı olarak Tablo 2.5 ve 2.6 ten alınan F_a ve F_v katsayılarıyla çarpılarak kullanılırlar.

Tablo 2.5:Uzun Periyot Spektral İvme Değerlerine göre Belirlenen F_v Değerleri

Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

Tablo 2.6: Kısa Periyot Spektral İvme Değerlerine göre Belirlenen F_a Değerleri

Zemin Sınıfı	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

2.2.4.3 Zemin Sınıfları

Zemin sınıfları aşağıdaki gibi tanımlanmıştır [4].

A Sınıfı: Sert kaya, kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; $V_s > 1500$ m/s

B Sınıfı: Kaya, kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; $750 \text{ m/s} < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$

C Sınıfı: Çok sert zemin ve kaya, kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; $365 \text{ m/s} < V_s \leq 750 \text{ m/s}$ veya SPT sayısı; $N > 50$ veya drenajsız kayma mukavemeti; $s_u > 100 \text{ kN/m}^2$

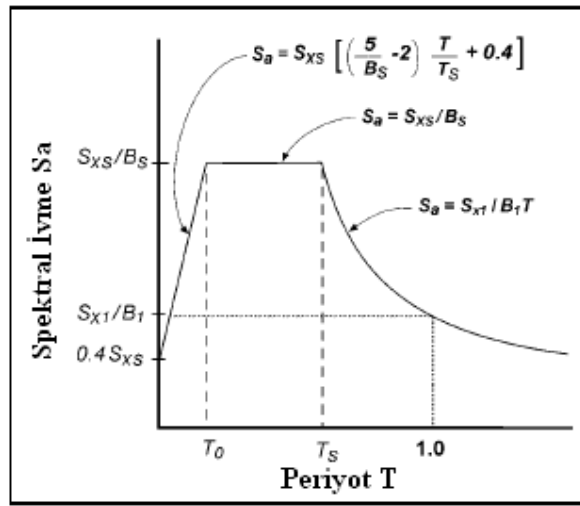
D Sınıfı: Konsolide zemin, kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; $185 \text{ m/s} < V_s \leq 365 \text{ m/s}$ veya SPT sayısı; $15 < N \leq 50$ veya drenajsız kayma mukavemeti; $50 \text{ kN/m}^2 < s_u \leq 100 \text{ kN/m}^2$

E Sınıfı: 3m'den fazla kalınlıkta kısmının plastisite indeksi; $PI > 20$ veya du oranı $w > \%40$ ve; drenajsız kayma mukavemeti; $s_u < 25 \text{ kN/m}^2$ veya kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; $V_s < 185 \text{ m/s}$

F Sınıfı: Geoteknik araştırma yapılmalıdır. Bu tip zeminler şu özellikleri gösterirler;

1. Özellikle sismik yükler altında kolay çökebilecek; akışkan ve konsolide olamamış zeminler.
2. 3m de daha fazla kalınlıkta organik kil tabakası içeren zeminler.
3. Yüksek plastisiteli killeri (7,5 m den daha fazla kalınlıktaki tabakada $PI > 75$)
4. Konsolide olamamış yumuşak killeri ($H > 36$ m tabakalar)

2.2.4.4 Spektral İvme Grafiğinin Elde Edilmesi



Şekil 2.1 : Spektral İvme Grafiğinin Elde Edilmesi

Şekil 2.1 de görüldüğü gibi yatay spektral ivme değerleri aşağıdaki formüllerle hesaplanabilir.

$$0 < T < T_0 \quad \text{için}; \quad S_a = S_{xs} \left[\left(\frac{5}{B_s} - 2 \right) \frac{T}{T_s} + 0.4 \right] \quad (2.3)$$

$$T < T_s \quad \text{için}; \quad S_a = S_{xs} / B_s \quad (2.3a)$$

$$T > T_s \quad \text{için}; \quad S_a = (S_{x1} / (B_1 T)) \quad (2.3b)$$

T_s ve T_0 değerleri ise aşağıdaki formüllerden elde edilebilir.

$$T_s = (S_{x1} B_s) / (S_{xs} B_1) \quad (2.4)$$

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.5)$$

B_s ve B_1 değerleri ise Tablo 2.7 den alınabilir.

Düşey ivme değerleri ise yatay ivme değerlerinin 2/3 ü olarak alınabilir.

Sönüm Oranları

Aşağıdaki durumlar dışında %5 sönümlü spektrum grafiği kullanılabilir.

1. Dış cepheleri kapalı olmayan yapılarda; viskoz sönüm oranı, β , kritik sönümün %2' si olarak alınabilir.
2. Ahşap diyaframları olan yapılar, sistemin dönme merkezine uzaklığı maksimum 12 m olan ve her diyafram seviyesine bağlanan çaprazlı perdelerle sahip sistemler için; viskoz sönüm oranı, β , kritik sönümün %10' u olarak alınabilir.
3. Sismik izolatörler veya enerji yutucular kullanılarak tasarlanmış veya güçlendirilmiş yapılar için; viskoz sönüm oranı, β , ileride açıklanacağı gibi hesaplanmalıdır.

Efektif sönüm oranına bağlı olarak kullanılacak B_S ve B_1 değerleri Tablo 2.7 de verilmiştir.

Tablo 2.7: Efektif Sönüm Oranlarına göre B_S ve B_1 değerleri

Efektif Viskoz Sönüm	B_S	B_1
≤ 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥ 50	3.0	2.0

2.2.4.5 Yerel Geoteknik İncelemeler Sonucunda Riskin Belirlenmesi

Eğer dizayn yönetmeliklerinde veya bu yönetmelikte çeşitli sebeplerden ötürü (örneğin; zemin sınıfı) yerel geoteknik inceleme yapılması gerekiyorsa veya yapının bulunduğu bölgenin öngörülen tasarım (veya değerlendirme) depreminde, ivme değerleri yok ise (A.B.D. nin bütün bölgelerinde BSE-1 ve BSE-2 depremi için ivme haritaları bulunmaktadır ancak Türkiye için henüz kamuya sunulmuş bilinen bir çalışma yoktur.) yukarıda genel olarak açıklanan değerler aşağıda açıklandığı gibi elde edilecektir, diğer tüm kurallar yukarıda açıklandığı gibi uygulanacaktır [4].

Kısa periyoda karşı gelen response ivme (S_{XS}), yerel geoteknik inceleme sonucu 0,2 s periyoduna karşı gelen ivme değeri olarak alınabilir. Ancak bu değer en büyük ivme değerinin %90'ından daha az alınamaz.

Uzun periyoda karşı gelen response ivme (S_{XI}) de yine aynı şekilde 1 s periyoduna karşı gelen ivme değeri olarak alınabilir. $S_a = S_{XI} / T$ değeri bu değer kullanılarak elde edilir ancak buradan elde edilen değerler; her bir periyot değeri için, geoteknik inceleme sonucu bulunan değerlerin %90'ından az olamaz. T_S değeri ise aşağıdaki formülden elde edilir.

$$T_S = S_{XI} / S_{XS} \quad (2.6)$$

Yerel Zemin Koşullarına göre BSE-2 İvme Spektrum Grafiğinin Elde Edilmesi

BSE-2 deprem risk seviyesi için spektral ivme değerleri aşağıdaki değerlerin küçüğü olarak alınabilir.

1. 50 yılda aşılma olasılığı %2'den fazla olan değerler
2. Orta olasılıktaki değerlerin %150'si

Yerel Zemin Koşullarına göre BSE-1 İvme Spektrum Grafiğinin Elde Edilmesi

BSE-2 deprem risk seviyesi için spektral ivme değerleri aşağıdaki değerlerin küçüğü olarak alınabilir.

1. 50 yılda aşılma olasılığı %10'den fazla olan değerler
2. BSE-2 depremi için alınan ivme değerlerinin 2/3'ü

2.2.4.6 İvme Kayıtları

Zaman tanım alanında analiz yapabilmek için öncelikle en az 3 farklı deprem kaydı olması gereklidir. Bu kayıtların her birinin 2 yatay doğrultu bileşeni için de; eğer düşey deprem etkisi göz önüne alınacaksa 1 de düşey doğrultu bileşeni bulunmalıdır. İvme kayıtları deprem hareketini tanımlayacak; büyüklük, faya olan uzaklık ve fay kırılmasının tipini ifade edebilmelidir. Yapay deprem yer hareketlerinde ise depremin süresi daha önce o bölgede oluşmuş olan depremlerden kısa olmayacaktır. Her bir deprem kaydının ilgili periyoda ait %5 sönümlü spektrum değerleri SRSS (Karelerinin Toplamının Karekökü) yöntemiyle

birleştirilecektir. SRSS yöntemiyle elde edilecek spektrum değerlerinin; 0.2 T ve 1.5 T periyotları aralığına karşı gelen ivme değerleri %5 sönümlü spektrum grafiğindeki değerlerin 1,4 katından daha az olmamalıdır (T = Binanın 1. doğal titreşim modu).

Deprem Şiddetleri

Deprem aktivitesine göre 3 farklı çeşit bölge tanımlanmıştır; Yüksek sismik aktiviteli bölgeler, orta sismik aktiviteli bölgeler, düşük sismik aktiviteli bölgeler,

Yüksek Sismik Aktiviteli Bölgeler: BSE-1 depremi için;

$$S_{XS} \geq 0.5 \text{ g ve} \quad (2.7)$$

$$S_{XI} \geq 0.2 \text{ g} \quad (2.8)$$

Orta Sismik Aktiviteli Bölgeler: BSE-1 depremi için;

$$0.167 \text{ g} \leq S_{XS} \leq 0.5 \text{ g ve} \quad (2.9)$$

$$0.067 \text{ g} \leq S_{XI} \leq 0.2 \text{ g} \quad (2.10)$$

Düşük Sismik Aktiviteli Bölgeler: BSE-1 depremi için;

$$S_{XS} \leq 0.167 \text{ g ve} \quad (2.11)$$

$$S_{XI} \geq 0.067 \text{ g} \quad (2.12)$$

2.3 Genel Şartlar

FEMA 356 da mevcut bir yapının değerlendirilmesi için öncelikle binadan yapısal unsurlarla ilgili bilgi toplanılması gerekmektedir. Bu bilgilere göre binayı ne kadar iyi tanıdığımız ortaya çıkacaktır. Benzer bilgiler TDY 2007 de de olduğu için bu çalışma içerisinde ayrıntılı olarak bu konular açıklanmayacaktır [1]. Ancak genel olarak açıklamak gerekirse, FEMA 356 da da 3 farklı bilgi düzeyi tanımlanmıştır. Bunlar; Sınırlı Bilgi Düzeyi, Orta Bilgi Düzeyi ve Kapsamlı Bilgi Düzeyidir. Yine her bir analiz tipi için, bu bilgi düzeylerine göre malzeme kapasiteleri bilgi düzeyi katsayısı ile azaltılmaktadır.

2.3.1 Analiz Yöntemleri

Bir yapının sismik performansının belirlenebilmesi için üç analiz yöntemi önerilmektedir:

Lineer Statik Analiz: Geleneksel olarak kullanılan doğrusal elastik hesap yöntemidir.

Nonlinear Statik Analiz: “Pushover Analizi” diye bilinen hesap yöntemidir.

Nonlinear Dinamik Analiz: “Nonlinear Time History Analizi” olarak bilinen hesap yöntemidir.

2.3.1.1 Lineer Statik Analiz

Bu analiz yöntemi düzensizliği olmayan binalar için uygulanır. Ancak aşağıda açıklanan DCR oranı ile ilgili koşullar sağlanırsa, bir ya da daha fazla düzensizliği bulunan yapılar için de uygulanabilir.

Düzensizliği bulunan yapılarda, deprem durumunda elastik olmayan şekil değiştirmeler, yatay kuvvet taşıyıcı sisteme ait elemanlara düzgün bir şekilde yayılamayacağı için; bu tip yapıların performansını belirlemek için lineer statik yöntem kullanılmamalıdır. Kullanılması durumunda, eğer yapının bir çok elemanı deprem etkisinde lineer-elastik davranış göstermiyorsa, çok yanlış sonuçlar verebilir. Aynı şekilde lineer dinamik analiz için gerekli düzensizlik kontrolleri bu bölümde açıklandığı gibi yapılacaktır.

Elastik olamayan etkilerin büyüklüğü ve dağılımını göz önüne alabilmek için “etki-kapasite oranı (DCR)” tanımlanmıştır.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (2.13)$$

Q_{UD} : Bir elemanda, düşey ve yatay deprem yüklerinin ortak etkisinden meydana gelen iç kuvvetler.

Q_{CE} : Elemanın taşıma kapasitesi

DCR her bir yatay kuvvet taşıyıcı sistem elemanında, her bir iç kuvvet bileşeni (moment, normal kuvvet, kesme kuvveti gibi) için hesaplanır. Hesaplanan etki-kapasite oranlarından en elverişsiz olanı en büyük olanıdır.

Her bir kattaki her bir eleman için bu oranlar belirlendikten sonra lineer analizin uygulanıp uygulanmayacağına aşağıdaki koşullara göre karar verilir.

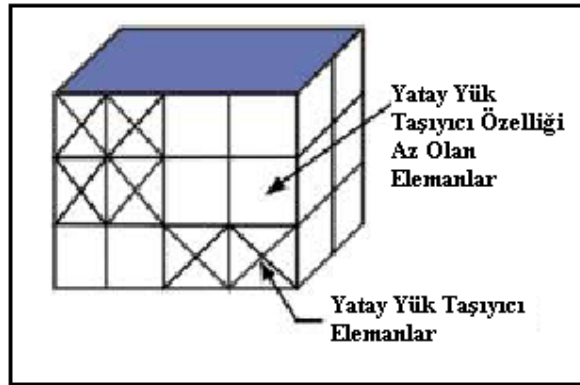
1. Eğer bütün elemanlarda $DCR \leq 2.0$ koşulu sağlanıyorsa lineer analiz uygulanabilir.
2. Eğer bir ya da bir kaç elemanda $DCR 2.0'$ ı aşıyorsa ve yapıda hiç bir düzensizlik yok ise lineer analiz uygulanabilir.
3. Eğer bir ya da bir kaç elemanda $DCR 2.0'$ ı aşıyorsa ve yapıda herhangi bir düzensizlik var ise lineer analiz uygulanamaz.

Şunu unutmamak gerekir ki bulunan bu DCR değerleri, ilgili yapısal elemanın deprem etkisi sonucu direk olarak durumunu belirten bir oran değildir. DCR oranı yalnızca yapısal düzensizliklerin seviyesini belirlemek amacı ile kullanılır.

Ancak şu söylenebilir: Bir elemanın bütün DCR oranları $1.0'$ den küçük ise, eleman deprem etkisinde elastik davranıyordur. Bir veya birkaç DCR oranı $1.0'$ i geçmişse elemanın davranışı elastik olmayan bölgeye kaymış demektir.

Düşey Elemanların Bir Aks Üzerinde Olmama Düzensizliği:

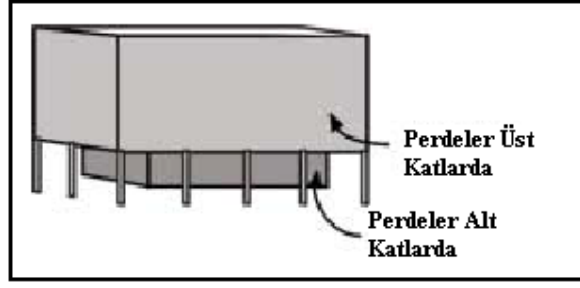
Herhangi bir yatay kuvvet taşıyıcı sistem elemanının bir aks üzerinde aynı açıklığın bütün katlarında bulunmaması durumu Şekil 2.2 de özetlenmiştir.



Şekil 2.2 : Düşey Elemanların Bir Aks Üzerinde Olmama Düzensizliği

Düşey Elemanların Farklı Akslara Kaydırılması Düzensizliği:

Bir aks üzerindeki herhangi bir yatay kuvvet taşıyıcı sistem elemanının bir ya da bir kaç katta farklı bir aks üzerinde devam ettirilmesi durumu.



Şekil 2.3 : Düşey Elemanların Farklı Akslara Kaydırılması Düzensizliği
Zayıf Kat Düzensizliği:

Yapının her iki doğrultusu için, herhangi bir katında hesaplanan ortalama kesme DCR oranının komşu katlarda hesaplananının 1.25 katından fazla olması durumu. Ortalama kesme DCR oranını aşağıdaki formülle hesaplanır:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (2.14)$$

$\overline{DCR}$: İlgili katın ortalama kesme DCR oranı

DCR_i : İlgili kattaki i nci elemanın maksimum kesme DCR oranı

V_i : İlgili kattaki i nci elemana etkiyen, elastik deprem yüklerinden meydana gelen, toplam yatay kesme kuvveti

n : İlgili kattaki toplam eleman sayısı

Burulma Düzensizliği:

Yapının herhangi bir katında, herhangi bir doğrultu için, rijitlik merkezinin bir tarafındaki kritik elemanların DCR oranlarının, rijitlik merkezinin diğer tarafındakilere oranının 1.5' u aşması durumu.

Lineer statik analiz aşağıdaki koşulların biri veya birkaçının sağlanması durumunda uygulanamaz.

1. Binanın 1. doğal titreşim modu T , T_s ' nin 3.5 katından büyükse,
2. Binanın herhangi bir katının, herhangi bir doğrultuda, plandaki boyutunun, komşu katlarının aynı doğrultudaki plandaki boyutuna oranının 1.4' ü aşıyorsa,

3. Binanın herhangi bir katında burulma düzensizliği olması durumunda. Burulma düzensizliği, binanın herhangi bir katında oluşacak maksimum deplasmanın ortalama deplasmana oranının 1.5 i geçmesi durumunda da oluşur.
4. Binada ani kütle ve veya rijitlik değişimleri var ise. Eğer binanın herhangi bir katında oluşan ortalama yatay deplasman komşu katlarınkinin 1.5 katından daha fazla ise bu durum söz konusudur.
5. Bina ortagonal bir yatay yük taşıyıcı sisteme (çerçeveye) sahip değilse.

Herhangi bir yapı için lineer analiz uygulanabiliyor, ancak lineer statik yöntem uygulanamıyorsa; lineer dinamik yöntem uygulanabilir.

2.3.1.2 Lineer Olmayan Analiz

Lineer olmayan analiz, lineer analizin uygulanamadığı bütün binalara uygulanabilir.

Yüksek modların katkılarının belirgin olmadığı, genel olarak 1. mod salınımının etkin olduğu binalara uygulanır. Bunun belirlenebilmesi için öncelikle binanın titreşim hareketinin en az %90 ını tanımlayacak kadar mod tanımlanmalıdır. Bu modların birleştirilmeleri sonucu herhangi bir katta oluşan kat kesme kuvveti, 1. modda o katta oluşacak kat kesme kuvvetinin 1.3 katından daha fazla olmamalıdır. Eğer diğer modların katkıları gözardı edilmeyecek kadar fazla ise, NSP bazı kriterleri de sağlamak şartıyla LDP ile desteklenerek yapılabilir.

NSP, bir yapının performansının belirlenmesi için daha güvenilir bir yöntemdir. Ancak unutulmamalıdır ki, kesin çözüm değildir çünkü, dinamik analiz sonuçlarının, yapının hasara uğramaya başlaması durumunda eleman rijitliklerinin değişmesi ve yüksek modların katkılarının ihmal edilmesi nedeniyle değiştiğini gözardı etmektedir.

NDP bütün yapılara uygulanabilir.

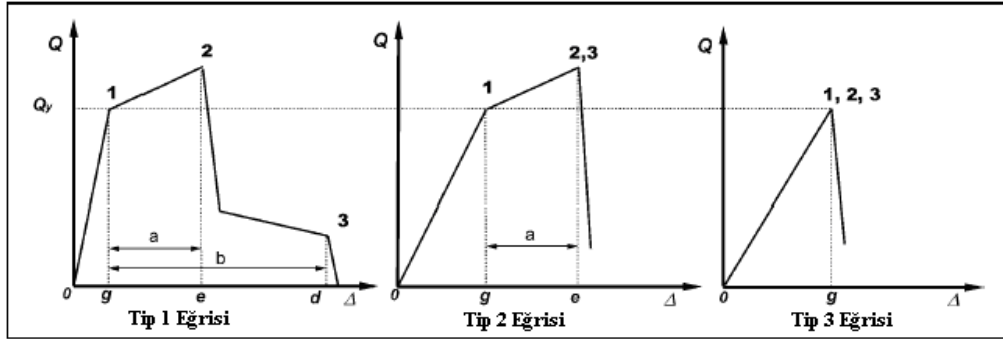
Kabul Koşulları

2.5’ de anlatılan kabul şartları belirlendikten sonra, elemanlar birincil ve ikincil yapı elemanları olarak sınıflandırılırlar ve herbirinin gerilme deformasyon davranışlarının kuvvet kontrollü (gevrek) mü yoksa deformasyon kontrollü (sünek) mü olduğu belirlenir.

Burada birincil eleman olarak bahsedilenler, binanın deprem yüklerine karşı direnmesine yardımcı olan taşıyıcı elemanlardır. Diğer elemanlar ise ikincil elemanlardır.

Deformasyon ve Kuvvet Kontrollü Davranışlar

Elemanların gerilme-deformasyon davranışları aşağıdaki grafiklere göre kuvvet kontrollü veya deplasman kontrollü olarak sınıflandırılacaklardır. Şekil 2.4 te elemanların davranış biçimleri grafikler üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 2.4 : Eleman Davranış Tipleri

Tip-1 grafiği sünek bir davranışı göstermektedir. Grafikte, 0-1 aralığı elastik bölgeyi, 1-3 aralığı ise plastik bölgeyi temsil eder. Görüldüğü üzere bu plastik bölge boyunca gözardı edilemeyecek bir dayanım kaybı oluşmuştur. 3 noktası düşey yüklerin taşınabileceği son noktadır. Plastik bölge, pekleşme bölgesi (1-2) ve güç tükenmesi (2-3) bölgelerinden oluşur. Bu gerilme deformasyon davranışını gösteren ve $e > 2g$ koşulunu sağlayan birincil elemanlar deformasyon kontrollü olarak sınıflandırılırlar. Bu koşulu sağlamayanlar ise kuvvet kontrollüdürler. İkincil elemanlarda bu tip bir davranış gösterenler e/g oranına bakılmaksızın deformasyon kontrollü olarak sınıflandırılırlar.

Tip-2 grafiği de sünek bir davranışı göstermektedir. Grafikte, 0-1 aralığı elastik bölgeyi, 1-2 aralığı ise plastik bölgeyi temsil eder. 2 noktası düşey yüklerin taşınabileceği son noktadır ve bu noktadan sonra ciddi güç tükenmesi olmaktadır.

Bu gerilme deformasyon davranışını gösteren ve $e > 2g$ koşulunu sağlayan birincil ve ikincil elemanlar deformasyon kontrollü olarak sınıflandırılırlar. Bu koşulu sağlamayanlar ise kuvvet kontrollüdürler.

Tip-3 grafiği ise gevrek bir davranışı göstermektedir. Grafikte, 0-1 aralığı elastik bölgeyi temsil etmektedir. 1 noktasından itibaren ise düşey yükler taşınamaz ve güç tükenmesi görülür. Bu gerilme deformasyon davranışını gösteren birincil ve ikincil elemanlar kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılırlar.

Bir elemanın davranışının deformasyon kontrollü olarak kabul edilebilmesi için m faktörlerinin veya lineer olmayan deformasyon kapasitelerinin belirlenmesi gerekir.

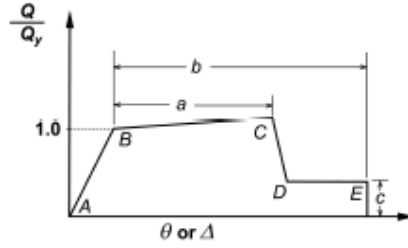
Aşağıda Tablo 2.8 de taşıyıcı sistem elemanlarının hangi etkiler altında genellikle nasıl bir davranış sergilediği gösterilmiştir.

Tablo 2.8: Kuvvet Kontrollü ve Deformasyon Kontrollü Davranışlar

Elemanlar	Deformasyon Kontrollü Davranış	Kuvvet Kontrollü Davranış
Moment Çerçevesi		
Kirişler	Moment (M)	Kesme (V)
Kolonlar	M	Normal Kuvvet (P), V
Kir-Kol Birleşimleri	---	V^1
Perdeler	M, V	P
Çaprazlı Çerçeveler		
Çaprazlar	P	---
Kirişler	---	P
Kolonlar	---	P
Bağlantı Kirişleri	V	P, M
Birleşimler	P, V, M^2	P, V, M
Diyaframlar	M, V	P, V, M

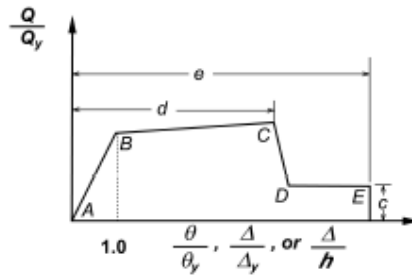
1. Çelik moment çerçeveleri için, kesme davranışı, deformasyon kontrollü bir davranış olabilir.
2. Normal kuvvet, kesme ve moment bazı çelik ve ahşap birleşimler için deformasyon kontrollü olabilir.

Aşağıda Şekil 2.5 te deformasyon kontrollü davranış için, idealleştirmeler sonucunda belirlenmiş bir kuvvet deformasyon grafiği görülmektedir. A-B arasında elastik bölgesi bulunan, B-C arasındaki pekleşme bölgesini ufak bir eğimle geçen grafikte, C noktasından sonra güç tükenmesi başlamıştır. Grafiğin C-D arasındaki kısmının eğimi bazı durumlarda çok dik olabilir. Ancak bu tip durumlarda bilgisayar programlarının hata yapma oranı yükselir. Bu nedenle idealleştirilmiş diyaframda bu kısmın eğimi daha az olarak girilmelidir. E noktası ise kopma uzamasının olduğu noktadır.



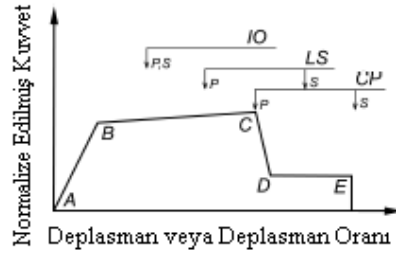
Şekil 2.5 : Deformasyon Kontrollü Davranış için Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği

Bazı durumlarda malzeme davranışını deplasman, dönme veya ötelemelerin oranları ile de ifade etmek daha kolay olabilir (Şekil 2.6) . Her iki tür grafik için de verilen a, b, c, d ve e değerleri malzeme davranışını tanımlamak amacıyla ileriki bölümlere göre belirlenecektir.



Şekil 2.6 : Oransal Olarak İfade Edilmiş Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği

Birincil ve ikincil elemanlar için idealleştirilmiş kuvvet-deformasyon veya deformasyon oranı grafiği, ileriki bölümlere göre belirlenecek olana hedef performans seviyeleri ile birlikte Şekil 2.7 de gösterilmiştir.



Şekil 2.7 : Tipik Kuvvet-Deplasman Grafiği ve Eleman Performans Seviyeleri

Eleman Kapasiteleri

Lineer ve lineer olmayan yöntem kullanılması durumunda elemanların kuvvet ve deformasyon kapasitelerinin ne alınması gerektiği aşağıda Tablo 2.9 ve 2.10 da özetlenmiştir.

Tablo 2.9: Lineer Olmayan Analiz için Eleman Kapasiteleri

Parametreler	Deformasyon Kontrollü	Kuvvet Kontrollü
Mevcut Elemanın Deformasyon Kapasitesi	κ . Deformasyon limit	N/A
Yeni Elemanın Deformasyon Kapasitesi	Deformasyon limit	N/A
Mevcut Elemanın Dayanım Kapasitesi	N/A	κ . Q_{CL}
Yeni Elemanın Dayanım Kapasitesi	N/A	Q_{CL}

Tablo 2.10: Lineer Analiz için Eleman Kapasiteleri

Parametreler	Deformasyon Kontrollü	Kuvvet Kontrollü
Mevcut Malzeme Dayanımı	Pekleşmeyi de göz önüne alarak hesap edilmiş taşıma kapasitesi	Alt Sınır Gerilmesi
Mevcut Hesap Dayanımı	κ . Q_{CE}	κ . Q_{CL}
Yeni Malzeme Dayanımı	Malzemenin Beklenen Dayanımı	Malzemenin Beklenen Minimum Dayanımı
Yeni Hesap Dayanımı	Q_{CE}	Q_{CL}

2.4 Analiz İşlemleri

Analiz işlemleri daha önce de değinildiği gibi lineer veya lineer olmayan yöntemlerle yapılabilir. Lineer yöntemlerde malzeme lineer elastik kabul edilir. Yani malzeme bakımından bir nonlinearlik tanımlanamaz ancak elemanların çatlamış kesit özellikleri kullanılarak bir anlamda etkileri göz önüne alınır. Yatay deplasmanların artması ile beraber düşey yüklerin sebep olacağı geometrik nonlinearlik ise tanımlanabilir. Lineer olmayan analizlerde ise hem malzeme ve hem de geometri bakımından doğrusal olmama tanımlanabilir.

2.4.1 Matematik Modelleme

Yapı 2 veya 3 boyutlu olarak modellenebilir. Ancak 2 boyutlu olarak modellenebilmesi için aşağıdaki koşullardan birinin sağlanması gerekir.

1. Yapı bu bölümde tanımlandığı gibi bir rijit diyaframa sahip olmalıdır. Planda burulma etkileri verilen limitleri geçmemelidir.
2. Yapı sınır koşullara uymak kaydıyla esnek diyaframlara sahip olmalıdır.

Lineer olmayan yöntemler kullanılırken, bir düğüm noktası, birleşen elemanların kapasitelerinden daha az kapasiteye veya sünekliğe sahipse, mutlaka modellenmelidir.

2 boyutlu modellerde, elemanlar 3 boyutlu durumdaki özellikleri ile modellenmelidirler. Örneğin, “L” veya “T” şeklindeki betonarme perdelerin dayanım ve rijitlik özellikleri hem gövde ve hem de başlıkları göz önüne alınarak hesaplanmalıdır.

2.4.1.1 Burulma Etkileri

Bir yapıya planda etkiyecek toplam burulma momenti aşağıda açıklanan ana burulma momenti ve ek burulma momentlerinin toplamıdır.

Ana burulma momenti: Bir kattaki kesme kuvvetinin kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasındaki kuvvete dik doğrultu ile çarpılması sonucu bulunur.

Ek burulma momenti: Bir kattaki kesme kuvvetinin, binanın o kuvvetin etkidiği doğrultusuna dik doğrultudaki uzunluğunun %5 i ile çarpımından bulunan momenttir.

Burulma momentleri aşağıdaki durumlarda göz önüne alınmalıdır.

1. Ana burulmadan dolayı artacak olan kuvvetler ve deplasmanlar hesaplanmalıdır.
2. Deplasman arttırım katsayısı η , arttırılmamış yüklere göre hesaplanan kattaki maksimum deplasmanın ortalama deplasmana oranı ($\delta_{\max} / \delta_{\text{ort}}$) olarak hesaplanmalıdır.
3. Ek burulma momentleri, ana burulma momentinin %25 inden az değilse veya binaya etki eden yükler ve ek burulma momentleri etkisi altında her kat için bulunan η değerleri 1.1 den küçük değilse; ek burulma momentinden dolayı oluşan kuvvet ve deplasmanlar arttırılmalıdır.
4. Yapının performansının belirlenmesi için lineer analiz kullanılıyorsa, herhangi bir kat için toplam burulma momenti etkisinde bulunan η değerinin 1.2 yi aşması durumunda, ek burulmadan kaynaklanan kuvvet ve deplasmanlar A_x faktörü ile arttırılmalıdır.

$$A_x = \left(\frac{\eta_x}{1.2} \right)^2 \leq 3.0 \quad (2.15)$$

5. Toplam burulma momentinden kaynaklanan η değerleri herhangi bir katta 1.50 yi aşarsa, iki boyutlu analiz kullanılamaz, 3 boyutlu analizde ise kütle ve rijitlik sistemde özel olarak tekrar yayılmalıdır.
6. İki boyutlu analiz kullanılıyorsa burulma etkilerinin göz önüne alınması için aşağıdakiler hesaplanmalıdır.
 - LSP ve LDP de kuvvet ve deplasmanlar hesaplanan η değerlerinin maksimumu ile büyütülmelidir.
 - NSP de hedef deplasman hesaplanan η değerlerinin maksimumu ile büyütülmelidir.
 - NDP de kaydedilen deprem kaydına ait ivme değerleri hesaplanan η değerlerinin maksimumu ile büyütülmelidir.
7. Ek moment tesirleri elemanların kuvvet ve deplasmanlarını azaltacak şekilde hesaba katılmamalıdır

2.4.1.2 Birincil ve İkincil Elemanlar

Daha önceden sınıflandırılan yapı elemanlarından birincil elemanlar, deprem ve düşey yük kombinasyonlarında oluşan iç kuvvet ve deformasyonlara göre değerlendirilirler. İkincil elemanlar ise yine deprem ve düşey yük kombinasyonlarında sadece deformasyonlara göre değerlendirilirler.

Lineer analiz yöntemlerinin kullanılması durumunda matematik modelde yalnızca birincil elemanlar bulunabilir. Ancak ikincil elemanların toplam yatay rijitliği, birincil elemanlarınkinin %25' inden fazla ise, bazı ikincil yapı elemanları, birincil olarak tekrar sınıflandırılmalıdır. Böylelikle bu oran %25' in altına düşürülmelidir. Ancak ikincil elemanların modelde bulunmaması, birincil elemanlarda bir iç kuvvet veya deformasyon azalmasına neden oluyorsa, ikincil elemanlar da modelde yer almalıdır.

Lineer olmayan analiz yöntemlerinin kullanılması durumunda ise matematik modelde birincil ve ikincil elemanlar beraber bulunmalıdır. Birincil ve ikincil elemanlardaki dayanım ve rijitlik bozulması net bir şekilde modellenmelidir. Fakat basitleştirilmiş NSP de 2.4.9.3. de anlatıldığı gibi yalnızca birincil elemanlar modellenebilir.

Yapısal olmayan elemanlar matematik modelde, ancak yatay rijitlikleri, toplam rijitliğin %10 undan fazla olması durumunda modellenmelidir.

2.4.2 Diyaframlar

Diyaframlar esnek, yarı rijit ve rijit olarak sınıflandırılırlar.

Herhangi bir diyafram seviyesindeki maksimum yatay deplasmanının binanın uzunluğuna oranı, o kat ile bir alt katın arasındaki görelî ortalama kat deplasmanının kat yüksekliğine bölümünün iki katından fazla ise o diyafram esnek diyafram olarak sınıflandırılır. Eğer bu değeri, ortalama kat deplasmanının kat yüksekliğine bölümünün yarısından küçükse o diyafram rijit olarak sınıflandırılır. Bu değerlerin arasında kalan durumlarda ise diyafram yarı rijit diyafram olarak sınıflandırılır.

2.4.3 P-Δ Etkileri

2.4.3.1 Statik P-Δ Etkileri

Lineer Yöntem için:

Aşağıdaki formülde verilen, ikinci mertebe gösterge değeri her kat seviyesi için hesaplanacaktır.

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (2.16)$$

P_i :Binanın i. katının ölü yüklerin tamamı, sürekli hareketli yüklerin tamamı ve geçici hareketli yüklerin %25 i alınarak hesaplanan ağırlığı.

V_i :Binanın i. katının, ilgili doğrultuda hesaplanan toplam deprem kat kesme kuvveti

h_i :Binanın i. katının, ortalama kat yüksekliği

δ_i :i katının rijitlik merkezinin görelî kat ötelemesi

Formülle hesaplanan θ_i değeri bütün katlarda 0.1 den küçük ise P-Δ etkileri göz önüne alınmayabilir. Eğer değer 0.1 ile 0.33 arasında ise ilgili kattaki kuvvet ve deformasyon değerleri $1/(1-\theta_i)$ değeri ile arttırılacaktır. Eğer değer 0.33 ü aşıyorsa, yapının yanal ötelemeleri istenmeyen seviyededir, yapının güçlendirilmesi gerekmektedir.

Lineer Olmayan Yöntem için:

Lineer olmayan analizde ikinci mertebe etkiler matematik modelde dikkate alınır.

2.4.3.2 Dinamik P-Δ Etkileri

Dinamik P-Δ etkileri lineer ve lineer olmayan yöntemlerde kullanılan C_3 katsayısının kullanılması ile hesaba katılmaktadır.

2.4.4 Yapı-Zemin Etkileşimi

Yapı-zemin etkileşimi (SSI), binanın doğal titreşim periyodunun artması sonucu buna karşı gelen spektral ivme değerlerini de arttırıyor ise göz önüne alınmalıdır. Aksi takdirde göz önüne alınmasına gerek yoktur. Eğer analiz yöntemi olarak LSP

kullanılacaksa, basitleştirilmiş yöntemin uygulanması önerilir. LDP, NSP ve NDP yöntemlerinden biri kullanılacak ise kesin model yöntemi kullanılmalıdır. SSI in hesaba katılmasında sönüm oranlarının kullanılmasına gerek yoktur.

2.4.4.1 Basitleştirilmiş Yöntem

Basitleştirilmiş yöntemde SSI nın hesabı efektif temel titreşim periyodu ve yapı-zemin etkileşiminin sönüm oranı kullanılarak ASCE 7 ye göre yapılır. Ancak hesaplanan etkiler, SSI uygulanmadan bulunan etkilerin %75 inden küçük olmamalıdır.

2.4.4.2 Kesin Hesap Yöntem

Bu yöntemde zeminin her elemanın rijitlik ve sönüm değerleri tam olarak modellenmelidir. Zemin parametreleri 2.3.5 ye göre belirlenecektir. Burada efektif sönüm oranı β basitleştirilmiş yöntemde göre belirlenir. Her bir eleman için kullanılacak olan sönüm oranları elastik durumdaki değerleri aşmamalıdır. Analiz yöntemi olarak NSP kullanılıyorsa efektif sönüm oranı hesaplanırken spektral etkiler dikkate alınır. Eğer efektif sönüm oranı basitleştirilmiş yöntem kullanılarak belirlenecekse bulunan değerler, SSI uygulanmadan bulunan etkilerin %75 inden küçük olmamalıdır.

2.4.5 Çok Yönlü Deprem Etkileri

Çok yönlü deprem etkileri yapının aşağıdaki koşullardan birinde bulunması durumunda göz önüne alınmalıdır.

1. Yapının göre planda düzensizlikleri varsa.
2. Binanın bir ya da birkaç kolonuna farklı açılardan iki veya daha fazla çerçeve elemanı birleşiyorsa.

2.4.5.1 Çok Yönlü Deprem Etkilerinin Hesaplanması

Deprem etkileri X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı hesaplanacak ve aşağıdaki hususlar göz önüne alınacaktır.

1. LSP ve LDP için elemanlar her bir doğrultuda; o doğrultu için bulunan iç kuvvetlerin tamamı ile, diğer doğrultuda bulunan kuvvet ve deformasyonların %30 u göz önüne alınarak değerlendirilecektir.
2. NSP ve NDP için elemanlar her bir doğrultuda; o doğrultu için bulunan deformasyon ile, diğer doğrultuda bulunan deformasyonların %30 undan kaynaklanan kuvvetler (deformasyonlar değil) göz önüne alınarak değerlendirilecektir.

2.4.6 Düşey Deprem Etkileri

Düşey deprem etkileri 2.2.4 e göre hesaplanır. Yatay ve düşey deprem etkilerinin beraber göz önüne alınmasına gerek yoktur.

2.4.7 Yük Kombinasyonları

Göz önüne alınacak aşağıdaki yük kombinasyonlarından elverişsiz olanı deprem yüklemeleri ile birlikte göz önüne alınmalıdır.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (2.17)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (2.18)$$

Q_D :Ölü yük (Kaplama+Zati Yük)

Q_L :Efektif hareketli yük (tasarım hareketli yükünün %25'i ancak gerçek hareketli yükten az alınamaz)

Q_S :Efektif Kar Yüğü (3.3.1.3.1' de açıklanacak)

2.4.8 Devrilme

Devrilme etkileri her kat seviyesinde hesaplanacak ve yapının, o kat seviyesi ve üzerinden yapıya etkiyecek yatay yüklere karşı koyacak olması istenecektir.

Lineer Yöntem için; Lineer yöntemde, yapının ölü yükleri veya ölü yüklü kombinasyonlarının devrilme momentini dengeleyici etkisinin, göze alınan kat seviyesinde devrilme momentlerinden belirli bir güvenlikle büyük olması şartı aranacaktır.

$$M_{ST} > M_{OT} / (C_1 C_2 C_3 J) \quad (2.19)$$

$$0,9M_{ST} > M_{OT} / (C_1 C_2 C_3 R_{OT}) \quad (2.20)$$

M_{OT} : Kat seviyesi ve üzerindeki deprem yüklerinin etkisiyle göz önüne alınan kat seviyesindeki toplam devrilme momenti

M_{ST} : Ölü yüklerden meydana gelen dengeleyici moment

$C_1 C_2 C_3$: 2.4.9.1 de tanımlanan katsayılar

J : 2.4.9.5 de tanımlanan katsayı

R_{OT} : Göçmenin önlenmesi performans seviyesi için: 10
Can güvenliği performans seviyesi için: 8
Hemen kullanım performans seviyesi için: 4

Eğer yukarıda verilen eşitsizlikler sağlanmıyorsa, elemanların (kolonların) göz önüne alınan kat seviyesinin üstündeki ve altındaki elemanların pozitif katkısı göz önüne alınabilir. Eğer göz önüne alınan kat seviyesi temel seviyesi ise, temel ile zemin arasındaki pozitif etki göz önüne alınabilir.

Lineer Olmayan Yöntem için: depremde çekme alacak elemanlar için modelde bu lineer olmayan davranış tanımlanmalıdır.

2.4.9 Analiz Yöntemleri

2.4.9.1 Lineer Statik Yöntem

Bu yöntemde, modellenen sistem elemanlarının uygulanan yükler karşısında lineer elastik kalacağı kabulüne dayanır. Bu nedenle elemanların her durumda lineer elastik rijitlikleri ile hesap yapılır. İç kuvvet ve deplasmanların hesaplanması için “Psuedo Yanal Yüğü” deprem yükü olarak göz önüne alınıp katlara dağıtılır.

Periyodun Belirlenmesi

Bir yapının 1. mod doğal titreşim periyodu analitik, ampirik veya yaklaşık yöntemlerle belirlenebilir.

Metot 1: Analitik Yöntem:

Matematik modelde özdeğer-özvektörler kullanılarak yapılacak bir dinamik analiz tanımlanabilir.

Metot 2: Ampirik Yöntem:

Bir yapının 1. mod doğal titreşim periyodu aşağıda verilen formül yardımıyla belirlenebilir.

$$T = C_t h_n^\beta \quad (2.21)$$

T :	Yapının 1. mod doğal titreşim periyodu	(saniye)
C_t :	Moment aktaran çelik çerçeveler için:	0.035
	Moment aktaran betonarme çerçeveler için:	0.018
	Dışmerkez çelik çaprazlı çelik çerçeveler için:	0.030
	Ahşap yapılar için:	0.060
	Diğer Tip çerçeveler için:	0.020
h_n :	Binanın temel seviyesinden itibaren yüksekliği	(feet)
β :	Moment aktaran çelik çerçeveler için:	0.80
	Moment aktaran betonarme çerçeveler için:	0.90
	Diğer Tip çerçeveler için:	0.75

Metot 3: Yaklaşık Yöntem:

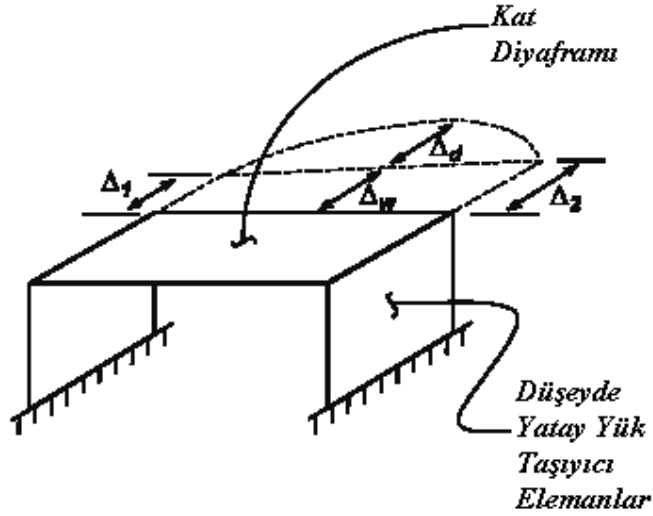
1. Bir yapının 1. mod doğal titreşim periyodu, her tip yapı için, Rayleigh-Ritz Metodu ile belirlenebilir.
2. Tek katlı, tek açıklıklı, esnek diyaframlı yapılarda aşağıdaki formül yardımıyla 1. mod doğal titreşim periyodu hesaplanabilir.

$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (2.22)$$

Şekil 2.8 de formülasyonda kullanılan terimler şekil üzerinde gösterilmiştir.

Δ_w : Kat çerçevelerinin yaptığı ortalama deplasman (inch)

Δ_d : Kat döşemesini plan düzleminde yaptığı rölatif deplasman (inch)



Şekil 2.8 : Diyafram ve Kat Deplasmanları Terminolojisi

3. Tek katlı, çok açıklıklı yapılarda da aynı formül kullanılabilir. Ancak bunun için; deprem yükü her açıklığa ağırlığı oranında dağıtılacak ve her bir açıklıkta bulunan periyot değerlerinin psuedo yatay kuvvetini maksimum yapan kullanılacaktır.
4. Tek açıklıklı, esnek diyaframlı, 6 ve daha az katlı, yığma yapılarda 1. mod doğal titreşim periyodunun belirlenmesi için aşağıdaki formül kullanılabilir.

$$T = (0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (2.23)$$

İç Kuvvet ve Deplasmanların Belirlenmesi

İç kuvvet ve deplasman değerleri her bir elemanın tüm kesit rijitlikleri kullanılarak hesaplanan pseudo yatay yüküne göre hesaplanacaktır.

Pseudo Yatay Yükü

Binanın plandaki yatay doğrultularından biri için Pseudo yatay yükü aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanır.

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (2.24)$$

V : Pseudo yatay yükü

C_1 : Beklenen maksimum elastik olmayan deplasmanın, lineer elastik durumdaki karşılığını bulmak amacıyla kullanılan bir katsayıdır.

$$T < 0.10 \text{ için; } C_1 = 1.5$$

$$T \geq T_S \text{ için; } C_1 = 1.0$$

Aradaki değerler için lineer interpolasyon yapılmalıdır.

T : Yapının 1. mod doğal titreşim periyodu. SSI uygulanması durumunda daha elverişsiz sonuç veriyorsa göz önüne alınmalıdır.

T_S : Spektrum grafiğinin 2.2.4 e göre belirlenen karakteristik periyodu

C_2 : Elemanların çevrimsel yükleme altındaki histerik gerilme-deformasyon davranışını, rijitlik bozulmasını ve güç kaybını temsil etmek amacıyla kullanılan bir katsayıdır. Lineer yöntemde $C_2 = 1$ alınabilir.

C_3 : P-Δ etkilerinden dolayı artacak olan yatay deplasmanı temsil eden katsayı. 2.4.3.1. e göre hesap edilen θ_i katsayısı bütün katlarda 0.1 den küçükse $C_3=1$ alınabilir. Aksi halde $C_3 = 1 + 5(\theta - 0.1)/T$ hesaplanacaktır. Bu formülasyondaki θ , bütün katlar için bulunan değerlerin maksimumudur.

C_m : Efektif kütle katılım katsayısı. Yüksek modların etkilerini göz önüne almak için kullanılır. Tablo 2.11 den alınır. Eğer yapının 1. doğal titreşim mod periyodu $T > 1.0$ ise; $C_m = 1.0$ alınabilir.

Tablo 2.11: C_m Katsayıları

Kat Sayısı	Betonarme Çerçeve	Betonarme Perde	Betonarme Perde	Çelik Çerçeve Sistem	Çelik Merkezi Çaprazlı Sistem	Çelik Dışmerkez Çaprazlı Sistem	Diğerleri
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

T Titreşim periyodu 1.0s den büyükse C_m 1.0 alınabilir

S_a : Yapının uygun sönüm oranında, 1. Mod periyodunda karşı gelen spektral ivme değeri.

W : Deprem yüküne esas yapı ağırlığı; ölü yükün tamamı ve hareketli yükün bir kısmı alınarak hesaplanır.

1. Depo olarak kullanılan alanlarda hareketli yükün %25 i alınabilir. Park alanları ve garajlarda böyle bir yük katkısına gerek yoktur.

2. Kaplama yükü aynen alınabilir veya bütün kat alanında minimum 50 kg/m² olarak alınabilir.
3. Kalıcı ekipmanların ağırlığının tamamı alınır.
4. Çatılar için kar yükü 150 kg/m² ye kadar göz önüne alınmaz, eğer kar yükü bu değerden fazla ise efektif kar yükü, bu değer %20 si olarak alınır.

Deprem Yükünün Katlara Dağıtılması

Yığma yapılar dışındaki bütün yapılarda pseudo yatay yükünün katlara dağıtılması için aşağıdaki formüller kullanılacaktır.

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.25)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.26)$$

C_{vx} : Dağıtma katsayısı

k : $T \geq 2.5s$ için $k = 2.0$

$T \leq 1.0s$ için $k = 1.0$

Aradaki değerler için lineer interpolasyon yapılacaktır.

V : Pseudo yatay yükü

w_i : i katının depreme esas ağırlığı

w_x : x katının depreme esas ağırlığı

h_i : i katının temelden olan yüksekliği (feet)

h_x : x katının temelden olan yüksekliği (feet)

Deprem Yükünün Düzlem İçerisinde Dağıtılması

Yukarıda verilen formüllere göre hesap edilen kat deprem kuvveti, kat içerisinde kütlelerin dağılımı ile orantılı olarak dağıtılacaktır.

Diyaframlar

Diyaframlar F_{px} nedeniyle meydana gelen iç kuvvetler ve diyaframın üst ve altında bulunan düşey taşıyıcılardaki rijitlik farkı nedeniyle oluşacak iç kuvvetlerin ortak etkisine karşı koyacak şekilde tasarlanmalıdırlar.

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{w_x}{\sum_{i=x}^n w_i} \quad (2.27)$$

F_{px} : Diyaframa etkiyecek kuvvet

F_i : Kata etkiyen pseudo yatay yük bileşeni

w_i : i katının depreme esas ağırlığı

w_x : x katının depreme esas ağırlığı

2.4.9.2 Lineer Dinamik Yöntem

Bu yöntemde de modellenen sistem elemanlarının, uygulanan yükler karşısında lineer elastik kalacağı kabulü vardır. Ancak analiz statik değil dinamik bir analizdir. Bu nedenle elemanların her durumda lineer elastik rijitlikleri ile hesap yapılır. LDP sonuçları 2.5.9.5 deki sınır koşullara (acceptance criteria) göre değerlendirilir.

LDP yöntemine lineer elastik spektral ivmeler kullanılır ve bulunan deplasmanlar yine LSP de olduğu gibi dizayn depreminde oluşacak maksimum deplasmanlardır denilebilir. Ancak böyle bir depremde bir çok kesit akmaya ulaşacağı, enerji yutumları olacağı ve yüklerin yapı içerisine tekrar dağılacağı düşünülürse, bulunan iç kuvvetler gerçekte oluşacak iç kuvvetlerden fazla olacaktır. Bu nedenle değerlendirme koşullarında bu değerler azaltma katsayıları ile azaltılır.

Dinamik analiz için yatay deprem kuvveti üç şekilde temsil edilebilir.

1. Zemin sınıfına göre bir spektrum grafiği ile mod birleştirme yöntemi kullanılarak
2. Zemine özel olarak hazırlanmış spektrum grafiği ile mod birleştirme yöntemi kullanılarak
3. İvme-Zaman tanım alanında oluşturulmuş veya kaydedilmiş bir deprem kaydı ile.

Bu yöntemlerle bulunan sonuçlar C_1 , C_2 ve C_3 katsayıları ile çarpılmalıdır.

Mod Birleştirme Yöntemi

Mod birleştirme yönteminde planda her iki doğrultu için de kütle katılımının %90 dan fazla olması gerekir. Kullanılan spektrum grafiğinin sönüm oranı elastik sönüm oranı olacaktır.

Mod birleştirmede kullanılacak yöntem CQC veya SRSS olabilir.

Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Eğer planda her iki doğrultu için 3 veya daha fazla deprem kaydı kullanılacaksa bulunan değerlerin maksimumu; 7 veya daha fazla deprem kaydı kullanılacaksa bulunan değerlerin ortalaması esas alınacaktır.

Diyaframlar

Diyaframlar aşağıdaki yüklere göre tasarlanmalıdır.

1. LDP ile hesap edilen deprem yüklerine göre
2. Diyaframın üstünde ve altında kalan düşey elemanların rijitlik farklarından kaynaklanan iç kuvvetlere göre

LDP ile hesap edilen yükler, denklem 2.24 de bulunan değerlerin %85 inen az olamaz.

2.4.9.3 Lineer olmayan Statik Yöntem

Bu analizde, matematik modeldeki her eleman için gerilme-deformasyon ilişkisi tanımlandıktan sonra, hedef deplasmana ulaşana kadar yapıya etkiyen yatay yükler arttırılır. Analiz sonucunda taban kesme kuvveti ve kontrol noktası arasındaki ilişkiyi veren bir grafik çizilir. Kontrol noktası çatı döşemesinin ağırlık merkezidir. Bu grafikteki deplasman değerleri hedef deplasman (δ_t) nin 1.5 katına ulaşınca kadar analiz devam etmelidir.

Düşey ölü ve hareketli yüklerin hangi oranlarda matematik modelde olması gerektiği daha önce açıklanmıştı. Yatay yükler planda bir doğrultunun her iki yönü için de uygulanabilir.

Bütün yatay yük taşıyıcı birincil ve ikincil elemanlar matematik modelde bulunmalıdır.

Bütün elemanların tanımlanan gerilme deformasyon eğrilerinde pekleşme, güç bozulması ve güç tükenmesi kısımları mutlaka olmalıdır.

Bu yöntemin uygulanmasının bir başka yolu; basitleştirilmiş NSA dır. Basitleştirilmiş NSA da sadece birincil elemanlar modellenir ve bu elemanların gerilme deformasyon eğrileri bilineerdir ve güç bozulması kısmı modellere konulmaz. Eğer elemanlar birincil eleman şartlarına uymuyorsa, ikincil eleman olarak değerlendirilip modelden çıkartılır.

NSP analizini yaparken şu gözden kaçırılmamalıdır. Eğer analiz süresince güç tükenmesine veya akmaya veya ciddi güç kaybına uğrayan elemanlar nedeniyle yapının dinamik karakteri değişiyorsa, NSP bunu göz önünde bulunduramaz.

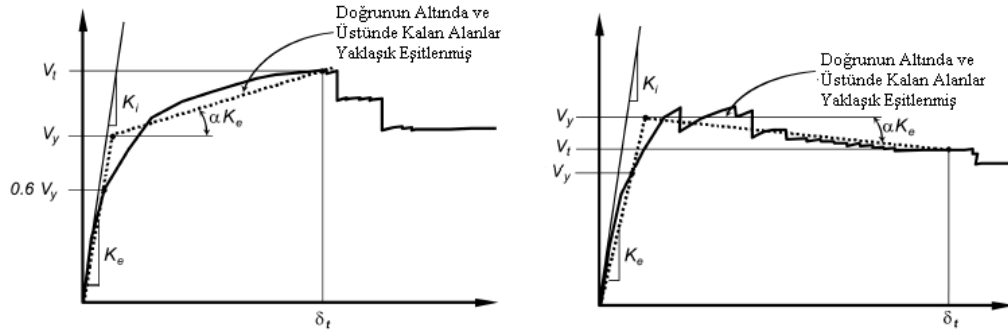
Yatay Yükün Katlara Dağılımı

Yatay yükün katlara dağılımı için her iki doğrultuda da en az iki farklı yöntem uygulanmalıdır. Her bir yöntem aşağıdaki maddelerden birinden seçilecektir.

1. Modal katılım yöntemi aşağıdakilerden biri olarak seçilecektir.
 - Formül 2.26 de verilen C_{vx} katsayısına göre. Bu dağılım yalnızca, dikkate alınan doğrultudaki kütle katılımının %75 den fazla olduğu durumlarda kullanılmalıdır.
 - Düşey dağılım etkin modun, mod şekline göre belirlenebilir. Bu madde için de gerek şart; etkin modun, toplam kütle katılımının %75 ini sağlamasıdır.
 - Düşey dağılım mod birleştirme yöntemine göre de yapılabilir. Bu madde için şart; uygun spektrum fonksiyonu altında toplam kütle katılımının %90 ının sağlanmasıdır bu yöntem etkin modu 1.0 s den büyük olan yapılarda kullanılmalıdır.
2. İkinci yöntem aşağıdakilerden seçilecektir.
 - Yatay yük her katın kütlesi oranında dağıtılacaktır.
 - Orjinal yük dağılımının plastikleşmelere bağlı olarak değişmesi göz önünde tutularak yapılacak bir yük dağılımı

Taban Kesme Kuvveti-Deplasman Grafiğinin İdealleştirilmesi

Deprem yükü ile kontrol noktasının yatay deplasmanı arasındaki ilişkiyi gösteren grafik çizildikten sonra, efektif rijitlik K_e ve efektif akma yükü V_y nin bulunabilmesi için, idealleştirilmelidir. Bu idealleştirme bilineer bir grafikte yapılır ve başlangıç eğimi K_e yi, ikinci doğrunun (akma sonrası) eğimi ise αK_e yi verir (Şekil 2.9). İdealleştirilmiş bu grafik, iki eğri arasında kalan alanların, eğrinin üzerinde kalan kısmı ile altında kalan kısımlarının toplamı birbirini dengeleyecek şekilde belirlenir. İlk doğrunun eğimi, yani efektif rijitlik (K_e), idealleştirilmiş kısmın ilk doğru parçasının, efektif akma gerilmesinin %60 ında asıl grafik ile kesişmesi ile bulunur. Akma sonrası doğrusunun eğimi ise, ilk doğru parçasının akma gerilmesi ucundan hedef deplasmana çizilen bir doğru parçası yardımıyla bulunur. Ancak efektif akma yükü, hiç bir şekilde gerçek grafikte verilen maksimum yükten fazla alınamaz.



Şekil 2.9 : İdealleştirilmiş Taban Kesme Kuvveti-Deplasman Grafiği

Periyodun Belirlenmesi

Yapının efektif etkin periyodu aşağıdaki formül yardımıyla belirlenir.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.28)$$

T_i : Göz önüne alınan doğrultuda hesaplanan elastik etkin mod periyodu

K_i : Göz önüne alınan doğrultuda hesaplanan elastik yatay rijitlik

K_e : Göz önüne alınan doğrultuda hesaplanan efektif yatay rijitlik

Matematik Modellerin Oluşturulması

Üç boyutlu analizde her iki doğrultudaki çerçeveler tam olarak modellenecek, iki boyutlu analizlerde ise her iki doğrultudaki çerçevelerin herbiri ayrı ayrı modellenecektir. Burulma etkilerinin göz önüne alınıp alınmayacağı 2.5.1.1 ye göre belirlenecektir. Eğer çok doğrultulu analiz uygulanmayacaksa, üç boyutlu modellerde her bir doğrultu için ayrı hesap yapılacaktır.

İç Kuvvet ve Deformasyonların Belirlenmesi

Her kat seviyesinde rijit diyaframa sahip yapılarda hedef deplasman, δ_t , aşağıda verilen formül ile hesaplanır.

Eğer kat diyaframları rijit değil ise, diyaframın esnek karakteri modellerde tanımlanmalıdır. Hedef deplasman ise; aynı formülle hesaplanan değerin; çatı katındaki maksimum deplasmanın, çatı katının kütle merkezinin deplasmanına oranı ile çarpılarak elde edilir ($\delta_{max} / \delta_{cm}$). δ_{max} ve δ_{cm} mod birleştirme yöntemi ile belirlenecektir. Bu şekilde hesaplanan hedef deplasman, denklemle hesaplanandan küçük olmayacaktır. Bütün çerçeveler hedef deplasmana göre değerlendirilecektir (hedef deplasmanı aşacaktır).

Alternatif olarak, esnek diyaframlara sahip yapıların her bir çerçevesi ayrı ayrı değerlendirilip, herbiri hedef deplasmana ulaşacak şekilde analiz edilebilir. Bu tip analiz aynı rijit diyaframlı bir yapının iki boyutlu analizi gibi yapılabilir.

Analiz sonuçlarının değerlendirmesi 2.5.9.5 deki değerlendirme kriterlerine göre yapılacaktır.

Hedef Deplasman

Hedef deplasman aşağıdaki formüle göre belirlenecektir.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.29)$$

C_0 : Tek serbestlik dereceli sistem deplasmanını çok serbestlik dereceli sistem deplasmanına çevirmek için katsayı. Aşağıdaki yöntemlerden biri kullanılarak belirlenir.

- Kontrol noktasındaki 1. modun katılım oranı

- Kontrol noktasındaki 1. mod şeklinin kontrol noktasındaki şekil katsayısı. Bu yöntem yatay yük dağılımının 2.2 ye göre belirlenmesi durumunda kullanılır.
- Tablo 2.12 deki uygun değer.

Tablo 2.12: C_0 Katsayıları¹

Kat Sayısı	Kesme Yapıları ²		Dİğer Binalar
	Üçgen Yük Dağılımı	Düzgün Yük Dağılımı	Dİğer Yük Dağılımları
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Değerler arasında lineer interpolasyon yapılabilir

2. Bütün katlarında, görece kat deplasmanının bina yüksekliği boyunca küçülen binalar

C_1 : Beklenen maksimum elastik olmayan deplasmanın, lineer elastik durumdaki karşılığını bulmak amacıyla kullanılan bir katsayıdır.

$$T_e \geq T_S \text{ için; } C_1 = 1.0 \quad (2.30)$$

$$T_e < T_S \text{ için; } C_1 = (1.0 + (R-1) T_S / T_e) / R \quad (2.31)$$

2.4.9.1 de verilen değerden fazla ve 1.0 den az alınamaz.

T_e : Yapının efektif doğal titreşim periyodu.

T_S : Spektrum grafiğinin karakteristik periyodu.

R : Aşağıda formülle belirlenen elastik mukavemetin plastik mukavemete çevirmek için kullanılan katsayı

C_2 : Elemanların çevrimsel yükleme altındaki histerik gerilme-deformasyon davranışını, rijitlik bozulmasını ve güç kaybını temsil etmek amacıyla kullanılan bir katsayıdır. Tablo 2.13 den alınabilir veya lineer yöntemde olduğu gibi $C_2 = 1$ alınabilir.

Tablo 2.13: C_2 Katsayıları

Bina Performans Seviyesi	$T \leq 0.1$ saniye ³		$T \geq T_S$ saniye ³	
	Tip 1 ¹ Çerçevesi	Tip 2 ² Çerçevesi	Tip 1 ¹ Çerçevesi	Tip 2 ² Çerçevesi
Hemen Kullanım	1.0	1.0	1.0	1.0
Can Güvenliği	1.3	1.0	1.1	1.0
Göçmenin Önlenmesi	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Kat kesme kuvvetinin %30 undan daha fazlasının sıralanan yatay yük taşıyıcı sistemlerden biri veya birkaçıyla taşınan yapılar; sünedik düzeti normal moment çerçeveleri, merkezi çelik çaprazlı çerçeveler, yarı rijit birleşimli moment çerçeveleri, yalnız çekmeye çalışan çaprazlı sistemler, yığma duvarlı sistemler, betonarme veya yığma yapılarıdaki kesmeye çalışan perde duvarlar.
2. Tip 1 Çerçevesi sınıfına girmeyen diğer yatay yük taşıyıcı çerçeveler.
3. T periyotlarının ara değerleri için lineer interpolasyon yapılabilir.

C_3 : P-Δ etkilerinden dolayı artacak olan yatay deplasmanı temsil eden katsayı.

İdealleştirilmiş, biliner, deprem yükü-yerdeğiştirme grafiğinin ikinci doğru parçasının eğimi pozitif ise $C_3 = 1.0$ alınır. Eğim negatif ise C_3 denklem 2.33 formülü ile hesaplanır fakat bu değer 2.4.9.1 de hesaplanan değeri geçemez.

S_a : Yapının efektif periyot ve sönümdeki ivme değeri.

g : Yerçekimi ivmesi

Dayanım oranı R aşağıdaki formülle hesaplanır:

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2.32)$$

V_y : 3.3.3.2.4 e göre hesaplanan binanın efektif akma yükü

W : Deprem yüküne esas yapı ağırlığı 2.4.9.1 e göre hesaplanır.

C_m : Efektif kütle katılım katsayısı. Yüksek modların etkilerini göz önüne almak için kullanılır. Tablo 2.11 den alınır.

Deprem yükü-yerdeğiştirme grafiğinin ikinci doğru parçasının eğimi negatif ise C_3 aşağıdaki formül ile hesaplanır.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.33)$$

α : Bilineer şekilde idealleştirilmiş yük-deplasman grafiğinin, ikinci doğru parçasının eğiminin (akma sonrası rijitliği, αK_e), ilk doğru parçasının eğimine (efektif yatay rijitlik, K_e) oranı.

Hedef deplasman burulma etkilerini göz önünde bulundurmak amacıyla arttırılabilir.

Diyaframlar LDP ve LSP için göz önüne alınan kuvvetlere göre tasarlanacaktır.

2.4.9.4 Lineer olmayan Dinamik Yöntem

Bu analizde de, matematik modeldeki her eleman için gerilme-deformasyon ilişkisi tanımlanır. Yükleme ise bir time-history (ivme kaydı) yardımıyla yapılır. İvme kaydı daha önceden oluşmuş bir depremin kaydı olabileceği gibi yapay olarak da oluşturulabilir. Yapıya etki ettirilecek deprem kayıtları ile ilgili bilgiler daha önceki bölümlerde verilmişti. Ayrıca 3 boyutlu modellerde her iki doğrultudan etki edecek deprem kaydı çifti ile de analiz yapılabilir.

2.4.9.5 Değerlendirme Kriterleri

Öncelikle elemanlar daha önce, yapıdaki işlevlerine göre birincil veya ikincil; gerilme-deformasyon davranışına göre de, kuvvet kontrollü veya deformasyon kontrollü olarak sınıflandırılmışlardı. Şimdi analiz sonuçlarına göre değerlendirilecekler.

Lineer Yöntem

Tasarım İç Kuvvet ve Deformasyonları

Deformasyon Kontrollü Analiz:

Deformasyon kontrollü analizde iç kuvvetler aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanır.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (2.34)$$

Q_E :Lineer yönteme göre hesap edilmiş deprem yüklerinden meydana gelen iç kuvvetler.

Q_G :Tasarım ölü yüklerinden meydana gelen iç kuvvetler.

Q_{UD} :Deformasyon kontrollü tasarım için kesitlerde oluşacak maksimum iç kuvvet.

Burada bulunan iç kuvvetlerin büyük bir çoğunluğu elemanın kapasitesinde fazla çıkacaktır. Ancak lineer analizde elemanların lineer olmayan davranışlarının göz önüne alınmadığı belirtilmelidir. Bu nedenle elemanlar ileride açıklanacağı gibi m katsayıları ile değerlendirilirler.

Kuvvet Kontrollü Analiz:

Deformasyon kontrollü analizde kullanılacak iç kuvvetler, Q_{UF} aşağıdaki yöntemlerden biri yardımıyla belirlenir.

1. Q_{UF} elemanın, gerilme ve deformasyon sınır değerleri de göz önünde tutularak bulunan maksimum tesirdir.
2. Bir diğer yöntem ise Q_{UF} nin aşağıda verilen formülle bulunmasıdır.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (2.35)$$

Q_{UF} : Kuvvet kontrollü tasarım için kesitlerde düşey yükler ve depremin ortak etkisinde oluşacak maksimum iç kuvvetler.

J : Kuvvet kontrollü analiz için azaltma katsayısı (≥ 1). Eleman için bulunan DCR değerlerinden en küçüğü olarak alınabilir.

DCR kullanılmak istenilmemesi durumunda, J yüksek sismik aktiviteli bölgeler için 2.0, orta sismik aktiviteli bölgeler için 1.5, düşük sismik aktiviteli bölgeler için 1.0 alınabilir. Hemen kullanım performans seviyesi için J 1.0 alınmalıdır. Bulunan Q_{UF} kuvvetleri ile elemanhala elastik bölgede kalıyorsa J 1.0 alınmalıdır.

Kuvvet kontrollü analizde, elemanlarda elastik ötesi davranış görülmediğinden yaklaşım, deformasyon kontrollü analizden farklıdır. Elemanlarda elde edilen iç kuvvetler elemanın kapasitesini geçmemelidir.

Bir diğer yöntem matematik modelde elemanların elastik olmayan davranışlarının tanımlanmasıdır. Bu yöntem her zaman güvenli tarafta sonuç verir. Eğer böyle bir analiz yapılamıyorsa 3-19 formülü yardımıyla tasarım sonuçları değerlendirilmelidir.

Lineer Yöntem için Değerlendirme Kriterleri

Deformasyon Kontrollü Analiz:

Deformasyon kontrollü analizde birincil ve ikincil elemanlar aşağıdaki eşitsizliği sağlamalıdır.

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (2.36)$$

m : Eleman etki azaltma katsayısı. Elemanın göstereceği sünek davranışa ve istenilen performans seviyesine göre belirlenir.

Q_{CE} : Elemanın belirlenen deformasyon seviyesindeki taşıma kapasitesi

κ : Bilgi Düzeyi Katsayısı

Kuvvet Kontrollü Analiz:

Kuvvet kontrollü analizde birincil ve ikincil elemanlar aşağıdaki eşitsizliği sağlamalıdır.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (2.37)$$

Q_{CL} : Elemanın belirlenen deformasyon seviyesindeki alt sınır taşıma kapasitesi

Tasarım Sonuçlarını Doğrulama:

Eğer herhangi bir kirişte düşey yüklerden dolayı oluşan moment elemanın moment kapasitesinin %75 inden fazla ise, elemanın gerilme deformasyon davranışı yalnızca iki ucunda değil, bu iki uç arasında oluşabilecek plastik mafsallara da tanımlanmalıdır.

Lineer Olmayan Yöntem

Değerlendirme Kriterleri

Deformasyon Kontrollü Analiz:

Hedef deplasmana ulaşıldığında elemanlardaki deformasyonlar deformasyon kapasitelerini aşmamalıdır. İlgili değerler ileriki bölümlerde verilmiştir. Birincil ve ikincil elemanların etkileri, seçilen performans seviyesinde ikincil elemanlar için verilen sınır değerlerine göre değerlendirilecektir.

Hedef deplasmandaki taban kesme kuvveti V_t , yapının akma dayanımı V_y nin %80 ini aşmamalıdır.

Deformasyon Kontrollü Basitleştirilmiş Lineer Olmayan Statik Analiz:

Hedef deplasmana ulaşıldığında elemanlardaki deformasyonlar deformasyon kapasitelerini aşmamalıdır. İlgili değerler ileriki bölümlerde verilmiştir. Birincil

elemanların etkileri, seçilen performans seviyesindeki birincil elemanlar için verilen sınır değerlerine göre değerlendirilecektir. Diğer elemanların etkileri ise, seçilen performans seviyesindeki ikincil elemanlar için verilen sınır değerlerine göre değerlendirilecektir.

Kuvvet Kontrollü Analiz:

Elemanın belirlenen deformasyon seviyesindeki iç kuvvetler, elemanın alt sınır taşıma kapasitesini aşmamalıdır.

2.5 Çelik

2.5.1 Çelik Çerçeveler

Çelik çerçevelerin davranışını genellikle birleşim detayının davranışı belirler. Kiriş kolon birleşimleri tam moment aktaran birleşim ve kısmi moment aktaran birleşim olmak üzere ikiye ayrılmıştır. FEMA 356, Tablo 5-4 te birçok tipik birleşimin hangi grupta değerlendirilmesi gerektiği gösterilmiştir.

2.5.1.1 Tam Moment Aktaran Çerçeveler

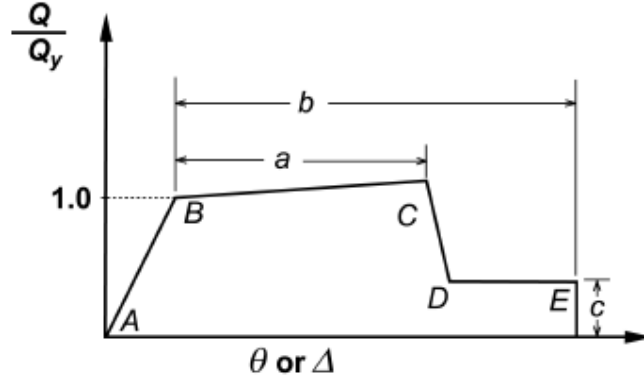
FEMA 356, Tablo 5-4 te bulunmayan birleşim tiplerini sınıflandırmak için şu kriterler göz önüne alınmalıdır; çerçevenin yatay deformasyonunun %10 undan fazla deformasyon yapmayan birleşimlerdir. Ayrıca bu birleşimlerin taşıma kapasitesi düğüm noktasına birleşen en zayıf elemandan daha kuvvetli olmalıdır. Eğer bu koşullar sağlanmıyorsa birleşim kısmi moment aktaran birleşimdir.

Rijitlik

Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Yöntem

1. Modellemede elastik kesit özellikleri dikkate alınacaktır.
2. Elemanların plastik davranışları kirişler için moment eğrilik, kolonlar için ise normal kuvvet-moment etkileşim diyagramları ile tanımlanacaktır.
3. Panel bölgesinin lineer ya da lineer olmayan davranışı matematik modelde yer alacaktır.

Çelik moment çerçeveleri için kullanılacak genelleştirilmiş kuvvet deformasyon grafiği Şekil 2.10 de verilmiştir. Bu grafikte yer alan a, b, c değerleri de FEMA 356 da Tablo 5-6 ve 5-7 de verilmiştir. Bu grafiğe, pekleşme bölgesi ilave edilmek istenirse şu düzeltmelerin yapılması gerekmektedir.



Şekil 2.10 : İdealleştirilmiş Kuvvet-Deplasman Grafiği

- Pekleşme bölgesinin eğimi test ile kanıtlanmadıkça %3 olarak kabul edilecektir.
- Panel bölgesinin akması oluşuyorsa %6 eğim kabul edilebilir.

Şekil 2.10 daki parametreler; Q ve Q_{CE} genelleştirilmiş yük ve genelleştirilmiş dayanımı temsil etmektedir. Kiriş ve kolonlar için θ kiriş veya kolondaki toplam elastik ve plastik dönmeyi θ_y akma anındaki dönmeyi Δ toplam elastik ve plastik deplasmanı Δ_y akma anındaki deplasmanı temsil etmektedir. Panel bölgesi için θ_y radyan cinsinden açısal kayma deformasyonunu ifade eder. Kirişin ucunun dönme değeri; akma dönmesi θ_y ye plastik dönmenin veya görel kat ötelenmesinin eklenmesiyle bulunabilir. Kiriş veya kolon ortasındaki olası büküm noktasında oluşacak akma dönmesi θ_y 2.38 ve 2.39 eşitliklerinden hesap edilebilir.

$$\text{Kirişlerde ; } \theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \quad (2.38)$$

$$\text{Kolonlarda ; } \theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (2.39)$$

Eğilme etkisindeki kiriş ve kolonlarda Q_{CE} aşağıdaki denklemlerle hesap edilen plastik moment kapasitesine karşı gelir.

$$\text{Kirişlerde ; } Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (2.40)$$

$$\text{Kolonlarda ; } Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (2.41)$$

Panel bölgeleri için Q_{CE} panel bölgesinin plastik kesme kapasitesini ifade eder.

$$\text{Panel bölgelerinde } Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (2.42)$$

Dayanım

Lineer Statik ve Dinamik Yöntem

1. Kirişler: Kirişlerin davranışı deformasyon kontrollü olarak kabul edilebilir. Eğilme kapasitesi Q_{CE} , AISC1997 [6] şartnamesine göre $\phi=1$ ve F_{ye} yerine F_y değerleri kullanılarak bulunan M_p değeri olarak alınabilir. Tabii ki plastik momentin hesabında kirişin yanal burkulma, lokal burkulma ve kesme akmasından dolayı oluşabilecek olası taşıma gücü kayıplarının da dikkate alınması gerekmektedir.

Eğer kirişin taşıma kapasitesini, berkitilmiş gövdenin kesme dayanımı kontrol

ediyorsa ve $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ ise Q_{CE} aşağıdaki ifadeye göre belirlenmelidir.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}A_w \quad (2.43)$$

Eğer $\frac{h}{t_w} > \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ ise V_{CE} AISC1997 şartnamesine göre hesap edilmelidir.

2. Kolonlar: kolonların davranışı kuvvet kontrollü kabul edilebilir. normal kuvvet etkisi altındaki kolonların alt sınır kapasitesi Q_{CL} , kolonun burkulması lokal başlık burkulması veya lokal gövde burkulması sınır durumlarının en küçük değeri olarak alınır. Bu efektif dizayn kapasitesi P_{CL} AISC1997 şartnamesine göre $\phi=1$ ve akma kapasitesi yerine, alt sınır kapasitesi F_{yLB} kullanılarak hesaplanabilir.

3. Panel bölgesi: Panel bölgesinin kapasitesi 2.42 denkleminde göre hesaplanabilir.

4. Tam rijit kiriş kolon birleşimleri: FEMA351'e göre belirlenebilir.

5. Kolon taban plakasının, beton kolon ayağına veya temele birleşimleri: Kolon ile kolon ayağı veya temel arasındaki birleşimlerin taşıma kapasitesi; kolonun

kapasitesi, taban plakasının taşıma kapasitesi ve ankraj bulonlarının taşıma kapasitesi değerlerinin küçük olanından daha büyük olmalıdır. Taban levhasının taşıma kapasitesi de; kaynak veya bulonların taşıma kapasitesinden, betonun taşıma kapasitesinden ve taban plakasının akma gerilmesi F_{ye} değerlerinin küçük olanı olarak alınmalıdır.

Ankraj bulonlarının taşıma kapasitesi; ankraj bulonlarının kayma veya burulma akma gerilmesi, ankraj bulonu ve beton arasındaki kenetlenme kapasitesi ve betonun ezilme gerilmesi değerlerinden küçük olanından daha büyük olmalıdır. Ankraj bulonlarının bütün bu sınır gerilmeleri *IBC* kısım 1913 e göre $\phi=1$ alınarak hesap edilebilir [7].

Lineer Olmayan Statik Yöntem

Yük deformasyon grafiğindeki bütün değerler lineer yöntem için anlatılanlara göre yapılacaktır.

Kabul Koşulları

Elemanların analiz sonucunda çıkan değerleri burada ve daha önce verilen sınırlar içerisinde kalmalıdır.

Lineer Statik ve Dinamik Yöntem

Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Yöntem

Önerilen maksimum deformasyon değerleri FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 de verilmiştir.

- 1. Kirişler:** Eğilmeye çalışan kirişler deformasyon kontrollü olarak sınıflandırılırlar. 2.5.1.1 e göre hesap edilen θ_y değerleri FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 ye göre kontrol edilecektir.
- 2. Kolonlar:** Normal kuvvete çalışan kolonlar kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılırlar. Normal kuvvet taşıma kapasitesinin alt sınırı P_{CL} daha önce verilen bilgilere göre hesaplanır.

Hedef deplasmana ulaşıldığı anda kolondaki normal kuvvet P_{CL} değerinin %50 sinden daha az ise, deformasyon kontrollüdür. Bu durumda önerilen maksimum plastik dönme değerleri, kesitin normal kuvvet ve kompaktlık değerlerine göre, FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 de verilmiştir.

Hedef deplasmana ulaşıldığında kolondaki normal kuvvet P_{CL} değerinin %50 sini aşıyorsa, kuvvet kontrollü olarak değerlendirilir ve lineer statik veya dinamik yöntemle tahkik edilmelidir.

3. **Tam Rijit Birleşim Panel Bölgesi:** Panel bölgesindeki plastik dönmeler FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki sınır değerlere göre değerlendirilmelidir.
4. **Tam Rijit Kiriş-Kolon Birleşimleri:** Tam rijit kiriş-kolon birleşimlerinde, analiz sonucu elde edilen plastik dönme değerleri, aşağıda verilen dört sınır koşuluna göre, düzeltilerek; FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki sınır koşullarına göre değerlendirilir. Sınır koşullar; süreklilik levhasının detaylandırılması, panel bölgesinin kapasitesi, kirişin açıklık-derinlik oranı ve kiriş gövde ve başlıklarının kompaktlığıdır. Bu koşulların her biri için elde edilen düzeltme değeri ayrı ayrı uygulanacaktır.

- 1) Aşağıdaki koşulların herhangi biri sağlanmıyorsa FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki plastik dönme sınır değeri 0,8 ile çarpılmalıdır.

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2} \quad \text{veya,}$$

$$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2} \quad \text{ve süreklilik plakaları} \quad t \geq \frac{t_{bf}}{2} \quad \text{veya,}$$

$$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \quad \text{ve süreklilik plakaları} \quad t \geq t_{bf}$$

- 2) Aşağıdaki koşul sağlanmıyorsa, FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki plastik dönme sınır değeri 0,8 ile çarpılmalıdır.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} < 0.9$$

$$V_y = 0.55 F_{ye(col)} d_c t_{cw} \quad (2.44)$$

V_{PZ} plastik mafsal oluşma noktasındaki etkiye göre panel bölgesinde hesaplanan kesme kuvvetidir. Kolonun yüzündeki nokta için bu değer M_{ye} dir.

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_y \text{ kiriş}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \quad (2.45)$$

- 3) Eğer kirişin temiz açıklık-yükseklik oranı, L/d , 8 den küçükse, FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki plastik dönme sınır değeri $0.5 \left[\frac{8-L/d}{3} \right]$ değeri ile çarpılmalıdır.

- 4) Eğer kiriş gövde ve başlıklarının kompaktlık oranları aşağıdaki sınırlar içerisinde kalıyorsa FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki plastik dönme sınır değerleri aynen kullanılabilir.

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} < \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$$

Eğer kiriş başlık veya gövdesinin kompaktlık değerleri her ikisi de aşağıda verilen sınırları aşıyorsa FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 deki plastik dönme sınır değerleri 0.5 ile çarpılmalıdır.

Arada kalan değerler için lineer interpolasyon yapılmalı ve bulunan değerleri küçük olanı kullanılmalıdır.

2.5.1.2 Yarı Rijit Birleşimli Çerçeveler

FEMA 356 Tablo 5-4 te bulunmayan birleşim tiplerini sınıflandırmak için şu kriterler göz önüne alınmalıdır; çerçevenin yatay deformasyonunun %10 undan fazla deformasyon yapan birleşimlerdir. Ayrıca bu birleşimlerin taşıma kapasitesi düğüm noktasına birleşen en zayıf elemandan daha zayıftır. Yarı rijit birleşimlerde bir çok nedenden ötürü güç tükenmesi görülebilir. Bunların en küçüğü birleşimin davranışını belirler.

Rijitlik

Lineer Statik ve Dinamik Yöntem

- Kirişler, Kolonlar ve Panel Bölgeleri:** Normal kuvvet ve kesme alanları ile atalet momentleri ve panel bölgesinin rijitliği ile ilgili tam moment aktaran çerçevelerle ilgili verilen koşullar aynen geçerlidir.

- 2. Birleşimler:** Yarı rijit birleşimlerin dönme rijitliği K_θ , deneylerle veya ayrı bir dönme analizi ile belirlenmediği müddetçe bu bölüme göre belirlenecektir. Buna göre K_θ aşağıdaki formüle göre belirlenir.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \quad (2.46)$$

Formülasyondaki M_{CE} aşağıda sıralanan yarı rijit birleşimlerin moment taşıma kapasitesidir.

1. Betona ankrajlanan yarı rijit birleşimlerde M_{CE} kompozit etkinin de dikkate alınması ile belirlenir.
2. Yığma yapılara ankrajlanan yarı rijit birleşimlerde M_{CE} hesaplanırken herhangi bir kompozit çalışma dikkate alınmaz.
3. Sadece çelik elemanlarla oluşturulmuş yarı rijit birleşimler.

Yukarıda sıralanmayan herhangi bir yarı rijit birleşim için dönme rijitliği K_θ ,

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.003} \quad \text{ile hesaplanır.}$$

Basitleştirilmiş bir diğer yaklaşım ise, birleşimi tam moment aktaran birleşim olarak modellemek fakat kiriş rijitliğini, EI_b , aşağıda verilen formülasyona göre değiştirilir.

$$EI_b = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \quad (2.47)$$

Lineer Olmayan Statik Yöntem

Lineer olmayan statik analizde aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır.

1. Elemanlar anlatıldığı gibi elastik kesit özellikleri ile modellenmelidir.
2. Lineer olmayan moment-eğrilik, kuvvet-deplasman grafikleri ile panel bölgeleri modellenmelidir.
3. Kuvvet-deplasman grafiğini, a, b, c parametreleri FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 de yarı rijit birleşimlerin moment-dönme davranışını tanımlayacak şekilde seçilmelidir. 2.46 denkleminde uygun birleşimler için θ_y değeri 0.005, diğer birleşimler için ise 0.003 olarak alınabilir.

Dayanım

Lineer Statik ve Dinamik Yöntem

Yarı rijit birleşimlerin taşıma kapasitesi değerleri Q_{CE} , aksi belirtilmedikçe AISC LRFD standardına göre yapılabilir. Burada yalnızca bu tez için hesaplarda kullanılan birleşimin taşıma kapasiteleri incelenecektir.

Bulonlu Başlık Plakası: Bu birleşim eğer; birleşimin kapasitesi, birleşen kirişin kapasitesini aşıyorsa, tam rijit birleşim olarak değerlendirilebilir. Birleşimin kapasitesi aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanabilir.

$$Q_{CE} = M_{CE} = P_{CE}(d_b + t_p) \quad (2.48)$$

3. ATC-40 YAKLAŞIMI

ATC-40 dökümanında da genel olarak performans yaklaşımı, deprem hareketleri, binaların yapısal ve yapısal olmayan elemanlarından beklenen performans seviyeleri ile çok seviyeli performans hedefleri FEMA 356'da tanımlandığı şekilde verilmiştir. Bu nedenle bu kısımlara tekrar değinilmeyecektir.

ATC-40 yaklaşımında 3 farklı sismik risk seviyesi tanımlanmıştır. Bunlar; servis depremi, tasarım depremi (BSE-1) ve şiddetli depremdir (BSE-2). Bununla birlikte zemin sınıfları ve bunların özellikleri FEMA 356 dökümanındaki gibi tanımlanmıştır.

Ancak depremin talebinin belirlenebilmesi için oluşturulması gereken spektrum eğrisinin oluşturulması için zeminin özellikleri ve fay hattı ile olan ilişkisinin doğru bir şekilde tanımlanması gerekmektedir. ATC-40 ta bu konu ile ilgili verilen bilgiler bu bölümde özetlenmiştir [17].

3.1 Zeminin Sismik Karakteristikleri

Zemin sismik karakteristیکleri genel olarak; yapının bulunduğu deprem bölgesine, aktif faylara olan uzaklığına ve zeminin profiline bağlıdır.

3.1.1 Deprem Bölgesi

Binanın bulunduğu yerin, hangi deprem bölgesine girdiğı belirlenip Z (A_0) katsayısı belirlenir. Bu katsayılar Tablo 3.1 de verilmiştir.

Tablo 3.1: Deprem Bölge Katsayısı

Bölge	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

3.1.2 Fay Hattına Olan Uzaklık

Her bölge için, faya olan uzaklığı ve aktif fayların oluşturabilecekleri depremlerin büyüklüklerine göre Tablo 3.6 da N katsayıları tanımlanmıştır.

Tablo 3.2: Kaynağa Uzaklık Katsayısı

Deprem Kaynağı Türü	Deprem Kaynağına Uzaklık							
	≤ 2 km		5 km		10 km		≥ 15 km	
	N _A	N _V	N _A	N _V	N _A	N _V	N _A	N _V
A: Büyük Deprem Oluşturan Kaynak	1.5	2.0	1.2	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0
B: Orta Deprem Oluşturan Kaynak	1.3	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
C: Küçük Deprem Oluşturan Kaynak	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Ancak aktif faya çok yakın bazı yapılarda, fay kırığına dik doğrultudaki yer ivmesi Tablo 3.6 da verilen değerlerin %50 daha fazlasına kadar çıkabilir.(Somerville 1996)

3.1.3 Sismik Katsayılar

Her bina için, belirlenen etkin yer ivmesi katsayısı ve zemin sınıfına göre, C_a ve C_v katsayıları Tablo 3.3 ve 3.4 e göre belirlenir.

Tablo 3.3: Deprem Katsayısı, C_A

CA	Deprem Katsayısı : ZEN					
Zemin	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	> 0.40
SA	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0*ZEN
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0*ZEN
SC	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	1.0*ZEN
SD	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1*ZEN
SE	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36	0.90*ZEN
SF	Yerel Zemin İncelemesi Gerekli					

($E=0.5$ kullanım depremi, $E=1.0$ tasarım depremi, $E=1.25$ veya 1.5 maksimum deprem)

Tablo 3.4: Deprem Katsayısı, C_v

CV	Deprem Katsayısı : ZEN					
Zemin Sınıfı	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	> 0.40
SA	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0*ZEN
SB	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0*ZEN
SC	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4*ZEN
SD	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64	1.6*ZEN
SE	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96	2.4*ZEN
SF	Yerel Zemin İncelemesi Gerekli					

($E=0.5$ kullanma depremi, $E=1.0$ tasarım depremi, $E=1.25$ veya 1.5 maksimum deprem)

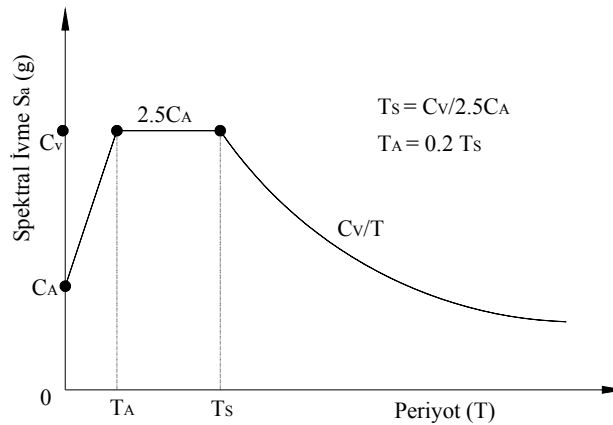
3.2 Elastik Spektrum Grafiğinin Elde Edilmesi

Elastik Spektrum grafiği aşağıdaki yöntemlerden biri kullanılarak elde edilebilir.

- C_a ve C_v katsayıları kullanılarak
- Spektral kontur haritalarından (A.B.D. için)
- Site-specific analizi sonucunda.

3.2.1 Elastik Spektrum Eğrisinin Elde Edilmesi

Elastik spektrum eğrisi C_A ve C_V katsayıları kullanılarak elde edilmek isteniyorsa; aşağıda verilen basit şekle (Şekil 3.1) ve bu kısımda yapılan açıklamalara göre gerekli işlemler yapılmalıdır. C_A katsayısı efektif pik ivme değerini (EPA) ifade eder. C_A katsayısının yaklaşık 2,5 katı ise %5 sönümlü sistemin kısa periyoda ait pik değerlerinin ortalama responsudur. C_V katsayısı ise uzun periyoda karşılık gelen hız bazındaki ivme respons değerleridir.

**Şekil 3.1:** ($S_a - T$) Spektrum Eğrisi

3.3 Lineer Olmayan Statik Analiz Prosedürü

Genel olarak üç farklı basitleştirilmiş lineer olmayan statik analiz yöntemi vardır. Bunlar; kapasite eğrisiyle indirgenmiş response spektrum grafiğinin kesişim noktası olan maksimum deplasmanın göz önüne alındığı kapasite spektrum yöntemi (CSM) , eşit yerdeğiştirme ilkesinin düzeltilmiş bir versiyonu olan ve statik itme analizi sonucu belirli katsayılar yardımıyla hedef deplasmanın bulunduğu deplasman katsayıları yöntemi (FEMA 356) ve secant rijitliklerinin kullanıldığı Secant yöntemi olarak verilebilir.

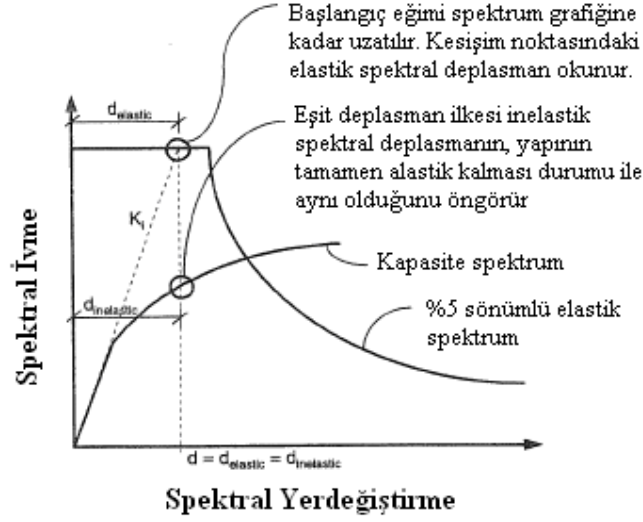
ATC 40 dokümanında bu yöntemler içerisinde kapasite spektrum yöntemine vurgu yapılmıştır.

Kapasite spektrum yönteminde talep deplasmanı yani deprenin istemi performans noktası ile belirlenir. Performans noktası ise yapının sismik kapasitesi ile depremin isteminin dengelendiği nokta olarak tanımlanabilir.

FEMA 356da tanımlanan deplasman katsayıları yöntemi ise bir çok tek serbestlik dereceli sistemin zaman tanım alanındaki deprem ivme kayıtları yardımıyla analiz edilmesi sonucu elde edilen istatistiksel verilerin belirli katsayılara dönüştürülmesi sonucu ortaya çıkmıştır. Bu yöntemdeki talep deplasman ise hedef deplasman olarak tanımlanır.

Bu yöntemlerin dışında performans noktasını bulabilmek için hızlı bir tahmin yapmak açısından eşit deplasman ilkesi gibi bazı basit örneklerden de söz etmek gerekir. Bu yöntemde elastik olmayan spektral yerdeğiştirme değerinin binanın tamamen elastik olması durumundaki yerdeğiştirmeye eşit olduğu yaklaşımı yapılır. Bu yaklaşım birinci mod periyodu $T > 1\text{sn}$ olan binalar için kapasite spektrum ve deplasman katsayıları yöntemine çok yakın sonuçlar vermektedir. 1.mod periyodu $T < 0,5\text{sn}$ olan yapılarda ise kapasite spektrum ve deplasman katsayıları yöntemlerinden daha küçük sonuçlar vermektedir.

Eşit deplasman ilkesi yaklaşımı performans noktasının ilk tahmini için ideal bir yöntemdir. Bu yöntem Şekil 3.2' de özetlenmiştir.



Şekil 3.2: Eşit Yerdeğiştirme İlkesi

Deplasman katsayıları yönteminden bulunan hedef deplasman; tek serbestlik dereceli sistemde eşit deplasman ilkesine göre bulunan deplasmanın çeşitli katsayılarla düzeltilmesi sonucu elde edilir.

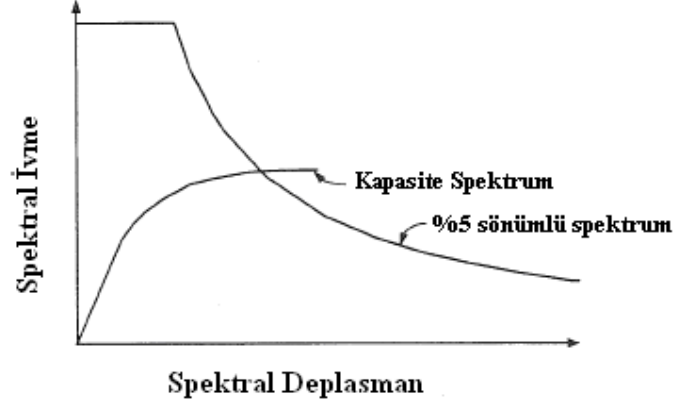
3.3.1 Kapasite Spektrum Yöntemine Göre Deprem Talebinin Belirlenmesi

ATC 40 dokümanında deprem talebinin belirlenmesi için üç farklı yöntem tanımlanmıştır. Ancak burada yalnızca hesaplarda kullanılacak olan yöntem anlatılacaktır.

3.3.1.1 Yöntem A Kullanılarak Performans Noktasının Belirlenmesi

Bu yöntemde el ile veya bilgisayarda hazırlanmış basit bir programlama ile bir veya birkaç adet iterasyon yapılarak performans noktası belirlenir. Bu yöntemin uygulanmasında aşağıdaki adımlar sırasıyla izlenir.

- 1- Zemin sınıfına göre belirlenmiş %5 sönümlü response spektrum grafiği elde edilir.
- 2- Kapasite eğrisi Şekil 3.3’de görüldüğü gibi kapasite spektrum eğrisine çevrilerek %5 sönümlü response spektrum eğrisi ile aynı grafikte çizilir.



Şekil 3.3: Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrisinin Aynı Grafikte Çizilmesi

Kapasite eğrisi, taban kesme kuvveti ile tepe deplasmanının bir grafik üzerinde simgelandığı grafikdir. Ve performans noktasının bulunabilmesi için bu eğrinin spektral ivme-spektral deplasman formatına (ADRS) çevrilmesi gereklidir. Bunun için gerekli formülasyon aşağıda verilmiştir.

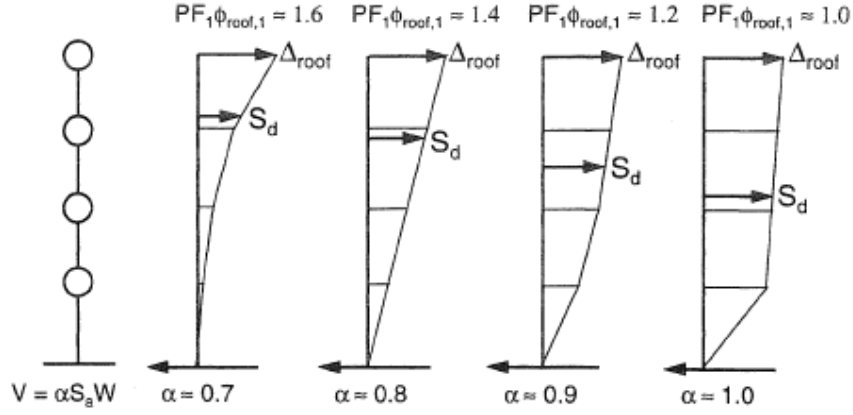
$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (3.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.2)$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (3.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (3.4)$$

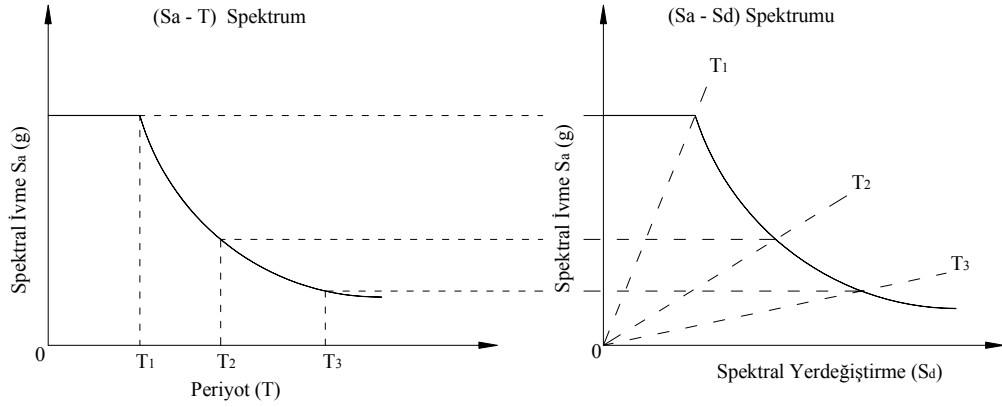
Bu formülasyonda görüldüğü gibi modal kütle katsayıları ile modal katılım oranlarının belirlenmesi önemli rol oynamaktadır. Şekil 3.4’de görüldüğü gibi yatay kuvvet etkisi altında rölatif kat deplasmanlarının farklılığı bu katsayıları değiştirmektedir. Örneğin katlar arasındaki rölatif deplasmanların binanın yüksekliği boyunca lineer olarak arttığı durumda $\alpha \approx 0.8$ ve $PF_1 \phi_{roof,1} \approx 1.4$ tür.



Şekil 3.4: Rölatif Kat Deplasmanlarının Modal Katsayılara Etkisi

Ayrıca daha önce elde edilmiş spektral ivme-periyot (S_a - T) grafiğinin de spektral ivme spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) formatına çevrilmesi gereklidir. Şekil 3.5’de aynı spektrum grafiğinin iki farklı formatta çizilmiş hali görülmektedir. Yine aynı şekilde periyot değerlerinin spektral yer değıştirme değerlerine çevrilebileceği de

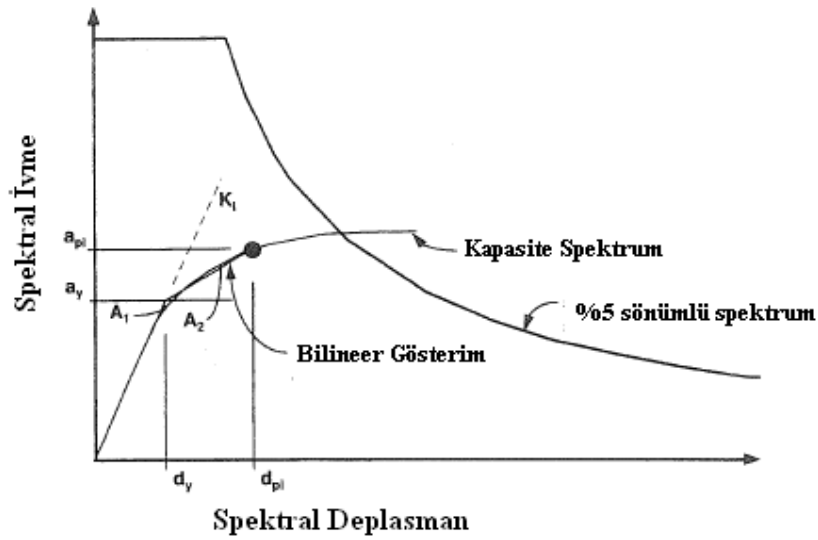
formülasyonda verilmiştir. $S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$



Şekil 3.5: İvme Spektrumundan Talep Spektrumunun Elde Edilmesi

$$S_d(T) = \frac{1}{w^2} g S_a(T) \approx \frac{T^2}{4\pi^2} g S_a(T) \quad (3.5)$$

Bu adımın sonunda oluşacak olan grafik Şekil 3.8 de verilmiştir.



Şekil 3.8: 4. Adım Sonrası Kapasite Spektrum Grafiği

5- Aşağıdaki 3.6 ve 3.7 eşitliklerine göre spektral azaltma katsayıları hesaplanır.

$$\begin{aligned}
 SR_A &= \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \\
 &= \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \\
 &\geq \text{Tablo 3.6 degeri}
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

$$\begin{aligned}
 SR_V &= \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \\
 &= \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \\
 &\geq \text{Tablo 3.6 degeri}
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Formülasyonlardaki κ katsayıları Tablo 3.5 e göre belirlenir. Tablodaki yapı tipleri Tablo 3.8 den belirlenebilir. Belirlenen yapı tiplerine göre alınabilecek minimum SR_A ve SR_V katsayıları Tablo 3.6 da verilmiştir. Tablo 3.7 de bu katsayıların sönüm oranına bağlı olarak değişimleri görülmektedir.

Tablo 3.5: κ Katsayıları

Yapı Davranış Tipi	β_0 (yüzde)	κ
TİP A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TİP B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TİP C	Tüm Değerler için	0.33

Tablo 3.6: SR_A ve SR_V Katsayılarının Minimum Değerleri

Yapı Davranış Tipi	SR_A	SR_V
TİP A	0.33	0.50
TİP B	0.44	0.56
TİP C	0.56	0.67

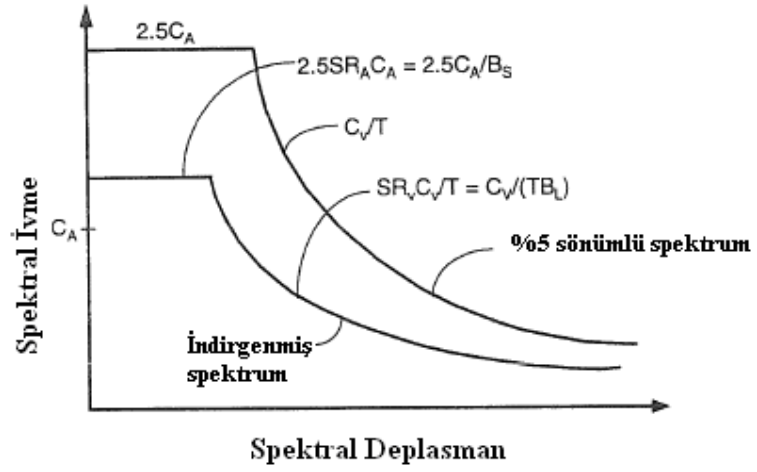
Tablo 3.7: SR_A ve SR_V Katsayılarının β_0 a göre değişimi

β_0 (yüzde)	TİP A			TİP B			TİP C		
	β_{eff}	SR_A (1/ B_s)	SR_V (1/ B_u)	β_{eff}	SR_A (1/ B_s)	SR_V (1/ B_u)	β_{eff}	SR_A (1/ B_s)	SR_V (1/ B_u)
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥ 45	40	0.33	0.50 ²	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67 ²

Tablo 3.8: Yapı Davranış Tipleri

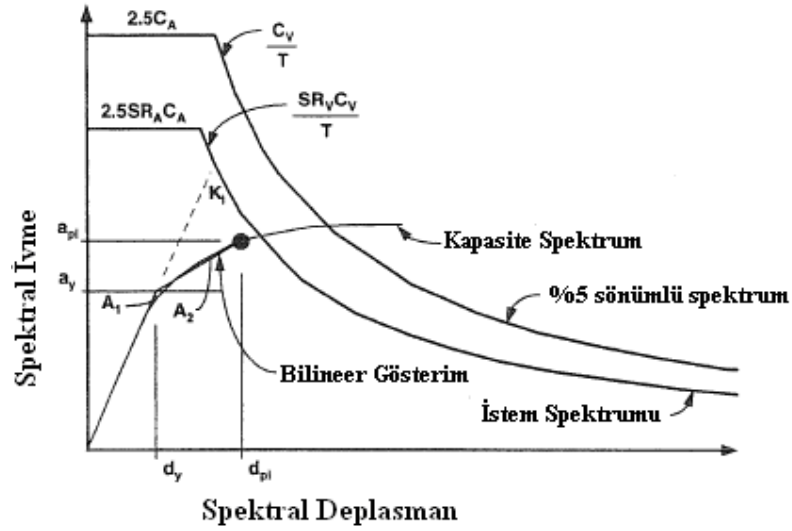
Sarsıntı Süresi	Yeni Tasarlanmış Binalar	Ortalama Mevcut Binalar	Zayıf Mevcut Binalar
Kısa	TİP A	TİP B	TİP C
Uzun	TİP B	TİP C	TİP C

Şekil 3.9 da verildiği gibi indirgenmiş istem spektrumu elde edilir.



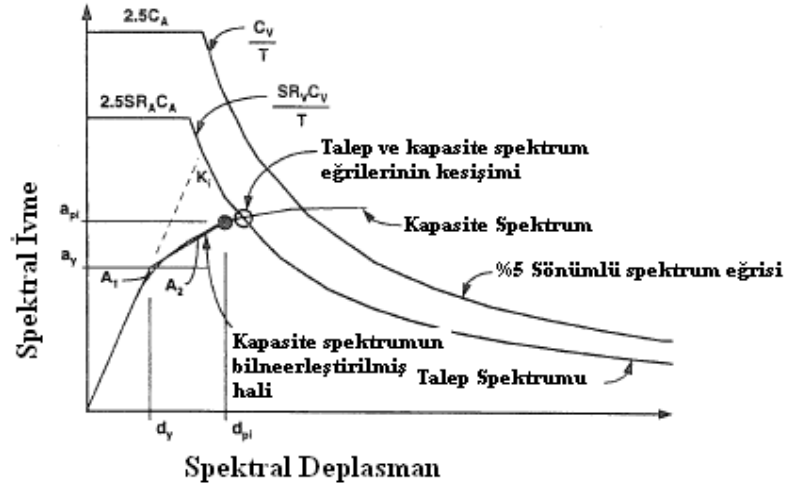
Şekil 3.9: İndirgenmiş İstem Spektrumu

Elde edilen istem spektrumu Şekil 3.10 da gösterildiği gibi kapasite spektrumuyla aynı grafiğe işlenir.



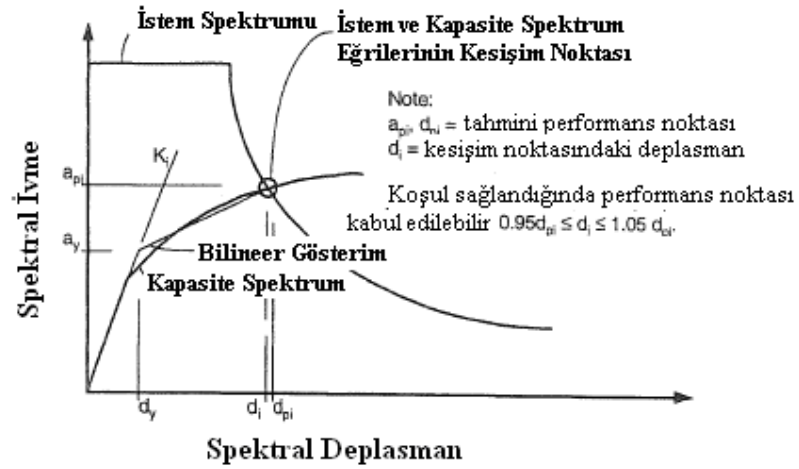
Şekil 3.10: 5. Adım Sonunda Kapasite Spektrum Grafiği

6- Şekil 3.11 daki grafik elde edilir. Grafikten istem spektrumunun kapasite spektrumuyla kesiştiği noktasının, a_{pi} , d_{pi} noktasıyla Şekil 3.12 de görüldüğü gibi %5 kabul edilebilir hata sınırı içerisinde çakışıp çakışmadığı kontrol edilir.



Şekil 3.11: 6. Adım Sonunda Kapasite Spektrum Grafiği

7- Eğer istem spektrumu kapasite spektrumu ile kabul edilebilir sınırlar içerisinde kesişmiyorsa 4. adıma geri dönlür.



Şekil 3.12: Performans Noktasının Kabul Edilebilir Sınırlarda Olduğunun Kontrolü

8- Eğer istem spektrumu kapasite spektrumu ile kabul edilebilir sınırlar içerisinde kesişiyorsa tahmin edilen performans noktasının a_{pi} , d_{pi} değerleri, performans noktasının a_p , d_p değerleri olarak belirlenir. d_p değeri göz önüne alınan deprem risk seviyesindeki binanın beklenen maksimum deplasmanıdır.

3.3.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi Kullanılarak Deprem Talebinin Belirlenmesi

Bu yöntem FEMA 356 dokümanı hakkında bilgi verilirken anlatılmıştı. Ancak burada kapasite spektrum yöntemi ile deplasman katsayıları arasında belirtilmesi gereken fark FEMA 356 da açıklanan hedef deplasmanın ATC 40 dokümanında anlatılan performans noktasına karşılık gelmesidir. Ayrıca FEMA 356 da tanımlanan göçmenin önlenmesi performans seviyesi, ATC 40 da yapısal stabilite performans seviyesine karşılık gelmektedir.

3.3.3 Performans Noktasının Kabul Kriterleri

Performans noktasının bulunmasından sonra, bu noktanın bina için öngörülen performans seviyesini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir. Öngörülen hedeflerin sağlanamaması durumunda performans seviyesinin değiştirilmesi veya taşıyıcı elemanların dayanımlarının artırılması gerekmektedir. Söz konusu sınır değerler iki ana grupta toplanmaktadır.

- Bina için öngörülen kabul kriterleri
- Elemanlar için öngörülen kabul kriterleri

Bina için öngörülen kabul kriterleri, binanın düşey yük taşıma kapasitesi, yatay yüklere karşı dayanım ve yatay yer değiştirme ile ilgili sınırlarını içermektedir.

Düşey Yük Taşıma Kapasitesi: Bina taşıyıcı sisteminin düşey yük taşıma kapasitesini, her bir performans seviyesinde sürdürebilmelidir.

Yatay Yüklere Karşı Dayanım: Binanın performans noktasındaki toplam yatay yük taşıma kapasitesinin, ilerleyen yükleme adımlarında oluşan plastik mafsallarla beraber, %20 den daha fazla azalmaması gerekir. Böylece, deprem etkisindeki ardışık yükleme sonucu oluşan dayanım azalması sınırlandırılmış olur.

Yatay Yer Değiştirmeler: Performans seviyelerine bağlı olarak rölatif kat ötelemelerinin sınırlandırılması gerekir. Bu konuda ilgili sınır değerler Tablo 3.9

den görülebilir. Tabloda yer alan V_i ifadesi “i.” kata ait kat kesme kuvvetini, P_i ifadesi de “i.” kattaki toplam düşey yükü temsil etmektedir.

Tablo 3.9: Deplasman Sınırları

Katlar Arası Yerdeğiştirme / Kat Yüksekliği Sınırı	Performans Seviyesi			
	Hemen Kullanım	Hasar Kontrolü	Can Güvenliği	Yapısal Stabilite
Maksimum Toplam Oranı	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33V_i/P_i$
En Büyük Elastik Ötesi Yerdeğiştirme Oranı	0.005	0.005-0.015	sınır yok	sınır yok

Yapıların elemanları taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar şeklinde ikiye ayrılır. Benzer şekilde taşıyıcı elemanlar da kendi aralarında birincil ve ikincil olarak sınıflandırılırlar. Kapasite eğrisi üzerinde elde edilen performans noktasında her eleman üzerindeki gerilmeler ve şekil değiştirmeler hesaplanarak, kabul edilen performans noktasının koşullarını sağlayıp sağlamadıkları ve gerekli sınırlar altında kalıp kalmadıkları kontrol edilir. Elemanlar için uygulanan kabul kriterleri, elemanların türüne ve bunlardaki güç tükenmesini meydana getiren etkinin şekline bağlı olarak saptanır. Kiriş veya kolonlarda oluşan plastik mafsallı dönmelerinin, sınır değerleri dikkate alınarak kontrol edilmesi gerekir. Söz konusu sınır değerler için ilgili kaynağa bakılabilir [3].

4. SAYISAL ANALİZLER

4.1 Bina Bilgileri

Proje parametrelerini belirlemeden önce önemli bir notu belirtmek gerekir. Projesi incelenen yapının modelinde bir hata yapılmıştır; yapının zati ağırlığı (kolonlar da dahil edilerek) döşeme üzerine yayılı yük olarak verilmiştir. Böylece döşeme ve kat kirişleri fazladan kolon ağırlıklarının da eklenmiş hali ile boyutlandırılmıştır. Bu durum binanın periyodunun artmasına ve kirişlerin fazla düşey yüklere göre tasarlanmasına neden olmuştur. Ancak buradaki hesaplarda da aynı yüklemeler göz önüne alınacak ve döşemelerin üzerinde 0,8 kN/m² lik ek bir kaplama yükü varmış gibi hesaplar sürdürülecektir. Binanın elastik titreşim periyod değerleri önceki değerlerden daha farklı olabilir, çünkü hareketli yük katılım katsayısı değişmektedir.

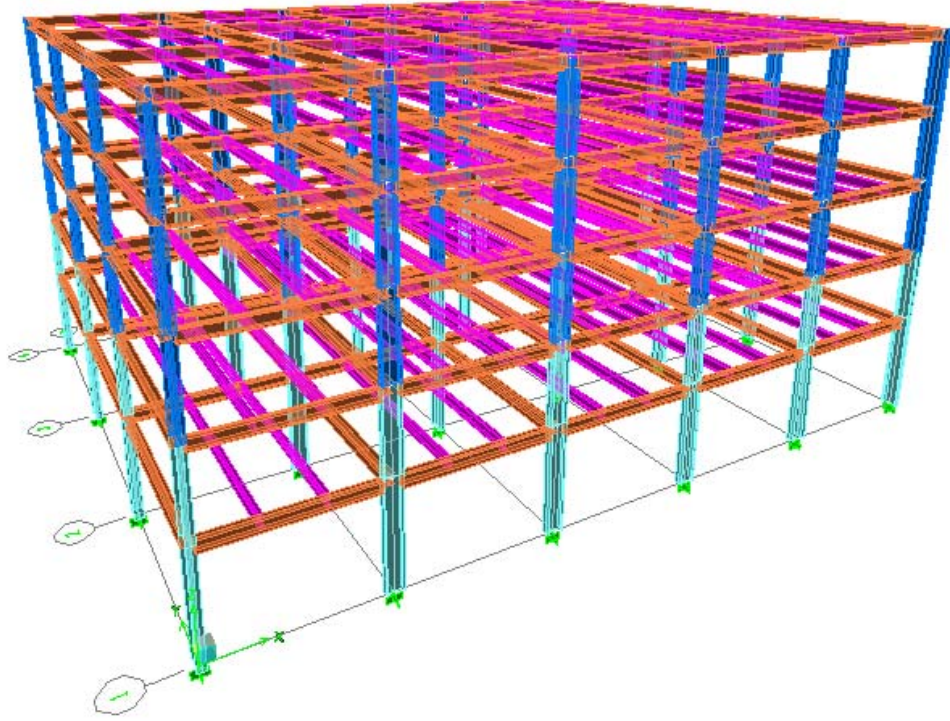
Ayrıca yine kolon ayağı hesaplamasında da bir hata yapılmış, bulonların taşıyabileceği çekme kuvveti, bulon net enkesit alanına göre değil, brüt enkesit alanına göre hesaplanmıştır. Bu durum ile ilgili ayrıntılı açıklama hesaplamalarda verilmiştir.

İncelenen yapı 4 katlı, her iki doğrultuda süneklik düzeyi normal olarak tasarlanmış çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Bina birinci derece deprem bölgesinde ve Z2 zemin sınıfı özelliklerine göre tasarlanmıştır. Yapının tasarım hesapları Ek A'da verilmiştir.

Bina ETABS programı kullanılarak modellenmiş ve statik itme analizleri yapılmıştır [20]. Yapının 3 boyutlu model görüntüsü Şekil 4.1 de verilmiştir. Burada itme analizinin adımları; kapasite spektrum yöntemi (CSM) ve deplasman katsayıları yöntemi ile adım adım ve hesaplamaları açıkça yapılarak incelenmiştir.

Bina 2007 Türk Deprem Yönetmeliğine göre hazırlandığından, sismik etkiler altında binanın temel güvenlik hedefini (TGH) yakalaması beklenmektedir [1]. Yani bina, BSE-1 depreminde “Can Güvenliği” performans seviyesini, BSE-2 depreminde ise

“Göçmenin Önlenmesi” performans seviyesini yakalamalıdır. Bina proje aşamasında olmasından ve dolayısıyla henüz taşıyıcı olmayan elemanları oluşturulmadığından yalnızca taşıyıcı elemanlarının performansına göre değerlendirilecektir.



Şekil 4.1: Yapının 3B Model Görünüşü

Statik itme analizinde kullanılan bazı kabuller aşağıda sıralanmıştır.

- Binanın performansını belirlemek için Lineer Olmayan Statik Analiz Yöntemi seçilmiştir.
- Bina henüz proje aşamasında olduğundan herhangi bir bilgi düzeyi katsayısı kullanılmayacaktır.
- Binanın yalnızca taşıyıcı sistemi projelendirildiğinden bütün elemanlar birincil eleman olarak modellenecektir.
- Binanın, düşeyde herhangi bir süreksizliği olmadığı görülmektedir. Burulma düzensizliği de olmayacağı aşikardır. Bu nedenle bu düzensizlikler ayrıntılı olarak incelenmeyecektir.

- Kat düzlemlerindeki kompozit döşemenin rijit diyafram olarak çalıştığı kabul edilecektir.
- Matematik modelde P-Δ etkileri (geometrik lineer olmama) dikkate alınmayacaktır.
- Yapı-zemin etkileşimi olumsuz sonuç doğurmayacağından dikkate alınmayacaktır.
- Çok yönlü deprem etkileri dikkate alınmayacaktır.
- Düşey deprem etkileri dikkate alınmayacaktır.
- $Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$ ve $Q_G = 0.9Q_D$ kombinasyonları deprem yüklemesi ile birlikte göz önüne alınacaktır.
- Yapının devrilme riski matematik modelde göz önünde bulundurulacak, deprem etkisinde çekme alacak elemanların davranışları da modele yansıtılacaktır.
- Yatay yükün katlara dağılımında statik yöntemde olduğu gibi üçgen dağılım kullanılacaktır.
- Binanın elastik doğal titreşim periyotlarının belirlenebilmesi için hareketli yük katılım oranı 0,25 alınmıştır.

$$W = G + 0,25Q$$

Ayrıca kar yükü 150 kg/m² den daha düşük olduğundan periyodun belirlenmesinde göz önüne alınmamıştır.

Sabit düşey yük kombinasyonu olarak 3.2.8 e göre;

$$Q_G = 1,1G + 1,1 \times 0,25Q = 1,1G + 0,275Q \quad \text{ve}$$

$$Q_G = 0,9G$$

- Binanın yalnızca planda yatay (X) doğrultusunda performansı kontrol edilmiştir.

81

Birleşimin taşıma kapasitesi ise FEMA 356 ya göre belirlenir.

$$Q_{CE} = M_{CE} = P_{CE} (d_b + t_p)$$

Burada P_{CE} başlık plakasındaki kaynakların, veya başlık plakasının net enkesit alanının veya da bulonların kesme kapasitelerinin küçük olanıdır. Tam penetrasyonlu küt kaynakların taşıma kapasitesinin başlık levhasının brüt enkesit alanının taşıma kapasitesi kadar bir kuvveti taşıyabileceği kabul edildiğinden hesaplarda incelemeye gerek yoktur.

Levhanın net enkesit alanının taşıma kapasitesi:

$$A_{net} = 20^{mm} \times (300^{mm} - 2 \times 25^{mm}) = 5000 mm^2$$

$$P_{levha} = \sigma_a A_{net} = 235000 \text{ kN} / m^2 \times 0,0050 m^2 = 1175 kN$$

Yüksek mukavemetli öngerilmeli bulonların taşıma kapasitesinde; bulonların kesme gerilmesi taşıma kapasitesi kopma gerilmesinin %40 ı olarak alınacaktır (AISC 2005 Specification) buna göre bir bulonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi;

$$\sigma_v = 0,4 \times \sigma_u = 0,4 \times 1000 \text{ N} / mm^2 = 400 \text{ N} / mm^2$$

$$F_v = 400 \text{ N} / mm^2 \times 10^{-3} \times \left(\frac{\pi \times (24^{mm})^2}{4} \right) = 181 kN$$

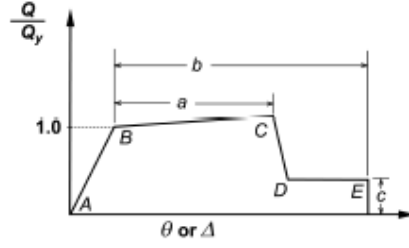
Böylece 8 bulon ile taşınabilecek maksimum kesme kuvveti;

$$\sum F_v = 181 \times 8 = 1448 kN \quad \text{olarak hesaplanır.}$$

Görülmektedir ki davranışı başlık levhası kontrol etmektedir. Birleşimin moment taşıma kapasitesi;

$$M_{CE} = P_{CE} (d_b + t_p) = 1175^{kN} \times (0,40^m + 0,02^m) = 493,5 kNm$$

Birleşimin moment kapasitesi, kirişin moment kapasitesinden daha küçük olduğundan, plastikleşme birleşimde oluşacaktır. Birleşimin lineer olmayan davranışı FEMA 356 Tablo 5-6 ya göre belirlenecektir.



Şekil 4.3: Deformasyon Kontrollü Eleman Davranışı

Elemanın lineer olmayan davranışı için kullanılacak Şekil 4.3 de görülen değerler aşağıda verilmiştir.

$$a = 0,030 \quad b = 0,030 \quad c = 0,80$$

Böylece kirişler için kullanacağımız normalize edilmiş gerilme deformasyon eğrisi;

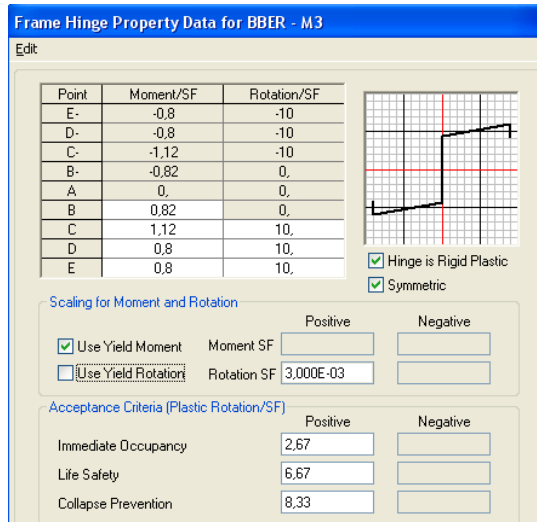
Normalize edilmiş akma gerilmesi değeri olarak;

$$\frac{M_{CE}}{M_p} = \frac{493,5}{602,1} = 0,82$$

θ_y akma dönmesi de 0,003 olarak alınmıştır.

$$\text{Böylece } c \text{ değeri: } \frac{0,03}{0,003} = 10$$

Pekleşme bölgesinin eğimi %3 olarak alınırsa grafik Şekil 4.4’de görüldüğü gibi matematik modelde tanımlanmıştır.



Şekil 4.4: Kiriş Eleman Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı

Plastik dönme açıları FEMA 356 Tablo 5-6 ise;

IO: 0,008 LS: 0,02 CP: 0,025

Normalize edilmiş açı sınır değerleri ise aşağıdaki gibi alınmıştır;

IO: 2,67 LS: 6,67 CP: 8,33

4.2.1.2 Kolonların Lineer Olmayan Davranışının Tanımlanması

Matematik modelde kolonların moment eğrilik ilişkisi ile beraber, normal kuvvet moment eğrilik ilişkisi de tanımlanacaktır.

Moment-eğrilik ilişkisi şu şekilde tanımlanacaktır. Daha önce de belirtildiği gibi; hedef deplasmana ulaşıldığı anda kolondaki normal kuvvet P_{CL} değerinin %50 sinden daha az ise, deformasyon kontrollüdür. Bu durumda önerilen maksimum plastik dönme değerleri, kesitin normal kuvvet ve kompaktlık değerlerine göre, FEMA 356 Tablo 5-6 ve 5-7 de verilmiştir.

Hedef deplasmana ulaşıldığında kolondaki normal kuvvet P_{CL} değerinin %50 sini aşıyorsa, kuvvet kontrollü olarak değerlendirilir ve lineer statik veya dinamik yöntemle tahkik edilmelidir.

Buna göre akma normal kuvveti P_{CL} ;

$$\text{HEA 600 için; } P_{CL} = \sigma_a A_g = 235000 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 0,0266 \text{ m}^2 = 5311 \text{ kN}$$

$$\text{HEB 600 için; } P_{CL} = \sigma_a A_g = 235000 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 0,027 \text{ m}^2 = 6345 \text{ kN}$$

Olarak hesaplanır. İlk yaklaşım olarak hedef deplasmana ulaşıldığı anda kolondaki normal kuvvetlerin 0,2 P_{CL} değerinden daha küçük olduğu tahmini yaparak karakteristik davranış değerleri belirlenecektir. Daha sonra kolonlardaki normal kuvvet değerleri kontrol edilecektir.

Buna göre sınır koşullar kontrol edilerek moment-eğrilik diyagramı elde edilecektir.

HEA 600 Kolon Kesitleri için;

$$P < 0,2P_{CL}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 25} = 6 < \frac{52}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{52}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 8,9$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{590}{13} = 45,4 < \frac{300}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{300}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 51,4$$

HEB 600 Kolon Kesitleri için;

$$P < 0,2P_{CL}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 30} = 5 < \frac{52}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{52}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 8,9$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{600}{15,5} = 38,7 < \frac{300}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{300}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 51,4$$

Böylece normalize edilmiş değerler aşağıdaki gibi elde edilir.

$$a = 90_y \quad b = 110_y \quad c = 0,6$$

Normalize edilmiş açı sınır değerleri ise aşağıdadır;

$$\text{IO: } 1 \quad \text{LS: } 6 \quad \text{CP: } 8$$

Böylece kolon davranışı Şekil 4.5 te görüldüğü gibi matematik modelde tanımlanmıştır.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.6	-11
D-	-0.6	-9
C-	-1.27	-9
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.27	9
D	0.6	9
E	0.6	11

☒ Hinge is Rigid Plastic
☒ Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF: Positive Negative

☒ Use Yield Rotation Rotation SF: Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: 1 Negative:

Life Safety Positive: 6 Negative:

Collapse Prevention Positive: 8 Negative:

Axial Load - Displacement Relationship

☒ Proportional to Moment - Rotation
☐ Elastic - Perfectly Plastic

Define/Show Interaction...
OK
Cancel

Şekil 4.5: Kolon Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı

Normal kuvvet-moment ilişkisi ise FEMA 356 da tanımlandığı gibi;

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \text{ formülüne göre tanımlanacaktır.}$$

Steel, AISC-LRFD Equations H1-1a and H1-1b with phi = 1
Expected Yield Strength:

☒ Steel, FEMA 273 Equation 5-4
Expected Yield Strength: 235000

Concrete, ACI 318-95 with phi = 1

User Definition
☒ Doubly Symmetric about M2 and M3
Number of Curves:

Define/Show Surface...
OK
Cancel

Şekil 4.6: Kolonların Moment-Normal Kuvvet İlişkisinin Matematik Modeldeki Tanımı

bulonlarda kontrol yapılacaktır. Şekil 4.7’de görülen kolon ayağının tasarım hesapları Ek A’da verilmiştir.

Bulonların moment taşıma kapasitesinin belirlenmesi:

1 M24 10.9 bulonunun çekme kapasitesi;

$$F_v = 900^{N/mm^2} \times 10^{-3} \times \left(\frac{\pi \times 353^{mm^2}}{4} \right) = 250kN$$

4 M24 10.9 bulonunun çekme kapasitesi;

$$F_v = 4 \times 250kN = 1000kN$$

4 M24 10.9 bulonu ile taşınabilecek moment;

$$M_{kap} = 1000kN \times 0,675m = 675kNm$$

Taban plakasının moment taşıma kapasitesinin belirlenmesi:

Taban plakasında akma oluşması durumunda oluşacak beton basınç gerilmesi;

$$\sigma_a = \frac{m}{W} \rightarrow m = 235N/mm^2 \times \frac{1 \times 50^2}{6} = 97916Nmm/mm$$

$$\sigma_c = \frac{97916 \times 4}{130 \times 150} = 20N/mm^2$$

Betonda bu gerilmenin oluşması için bulonda oluşması gereken çekme kuvveti;

$$T_b = 20N/mm^2 \times 150mm \times 600mm \times 10^{-3} = 1800kN$$

Görüldüğü gibi bu değer 4 bulonun taşıma kapasitesinden büyüktür.

$$1800kN > 1000kN$$

Dolayısıyla kolonun davranışını bulonlar kontrol eder ve kolonun mesnedinin taşıma kapasitesi;

$$M_{kap} = 1000kN \times 0,675m = 675kNm \text{ olarak bulunur.}$$

Kolon mesnet birleşimi için yapılan hesaplamalarda bulon net enkesit alanı yerine brüt enkesit alanı kullanıldığından, bulon emniyetli çekme gerilmesi yüksek çıkmıştır;

$$T_b = 360N/mm^2 \times \frac{\pi \times 452^{mm^2}}{4} \times 10^{-3} = 127kN$$

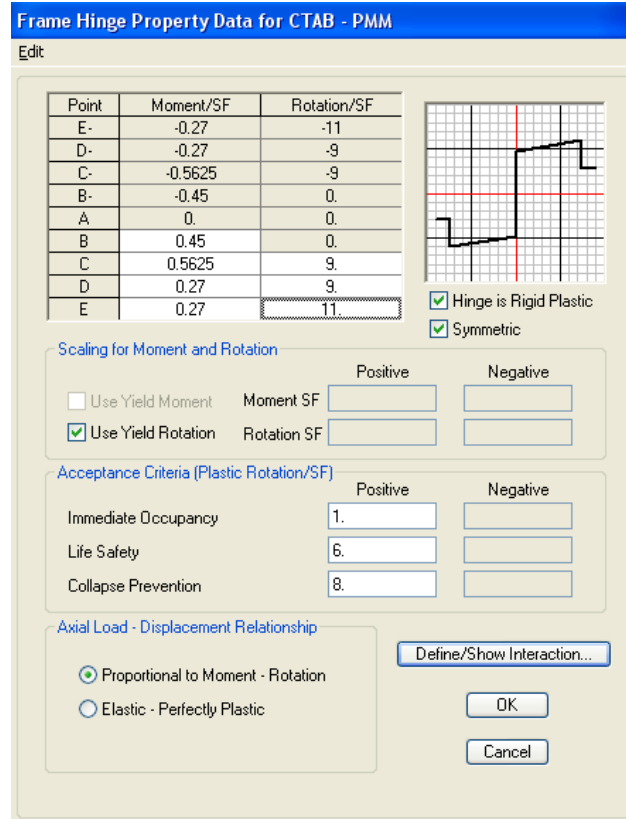
FEMA 356 kısım yalnızca Q_{CE} değerinin mesnet dayanım kapasitesi oranında düşürülmesi gerektiği belirtilmiştir. Dönme değerleri ise kolonunki gibi alınacaktır.

$$M_{kap}^{kol} = W_p \times \sigma_a = 6425000mm^3 \times 235N/mm^2 = 1510kNm$$

Normalize edilmiş akma gerilmesi değeri olarak;

$$\frac{M_{kap}}{M_{kol}} = \frac{675}{1510} = 0,45 \quad \text{değeri alınacaktır.}$$

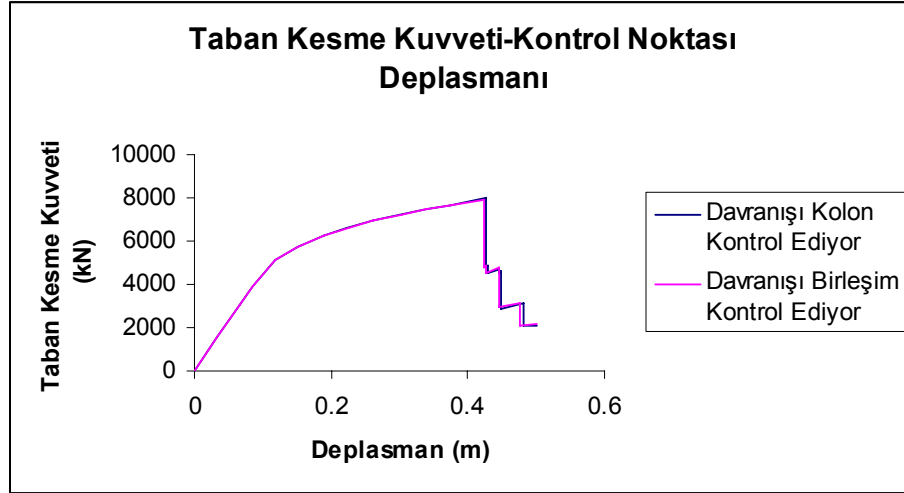
Böylece gerilme deformasyon grafiği Şekil 4.8 daki hali alır;



Şekil 4.8: Kolon Ayağı Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı

4.2.2 Yapının Performansının İrdelenmesi

Yapılan analizler sonucunda; kolon mesnedinin davranışının kolon tarafından veya birleşim tarafından kontrol edilmesi arasında dikkate alınabilecek bir fark bulunamamıştır. Bunun nedeni; kolon ayaklarında, kolonun taşıma kapasitesinden daha küçük kapasiteye sahip bir birleşim oluşturulmasına rağmen, birleşimin lineer olmayan davranışında yalnızca taşıma kapasitesinin düşürülmesi buna karşılık deformasyon kapasitesinin değiştirilmemesi olabilir. Ancak bu konu ile ilgili pratik veya teorik açık bilgi ne FEMA 356 da ne de referans gösterilen diğer literatürlerde bulunamamıştır. Aşağıda her iki durum için de taban kesme kuvveti-kontrol noktası deplasmanı verilmiştir.

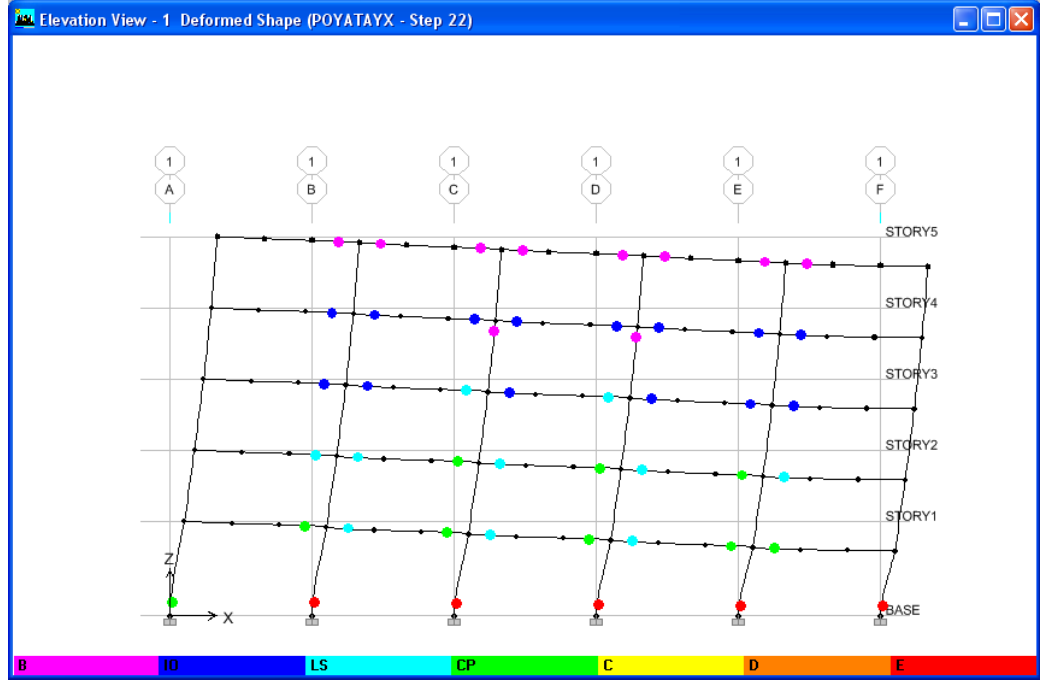


Şekil 4.9: Kolon Ayağının Farklı Tasarım İlkelerine Göre Taban Kesme Kuvveti-Kontrol Noktası Deplasmanı Grafiği

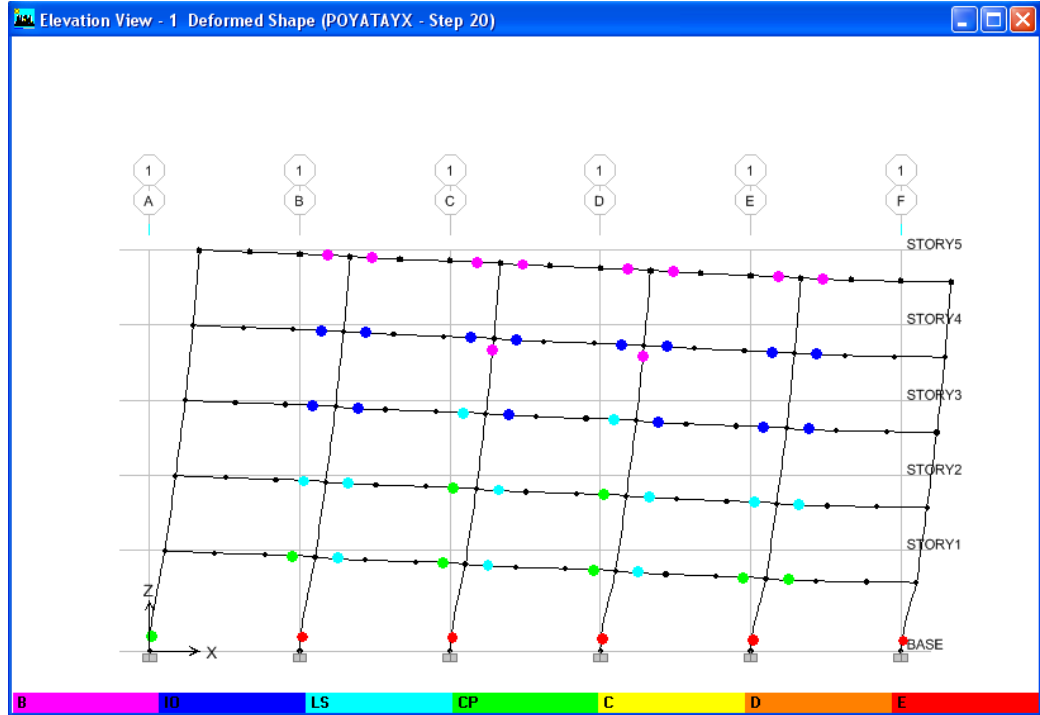
Bu iki durum arasında o kadar küçük farklar vardır ki, bozulmanın başladığı an; davranışı kolonun kontrol ettiği durumda; $\delta = 0.4268$ m kontrol deplasmanında $V_t = 7992.352$ kN taban kesme kuvveti oluşurken, davranışı birleşimin kontrol ettiği durumda; $\delta = 0.4232$ m kontrol deplasmanında $V_t = 7942.55$ kN taban kesme kuvveti oluşmuştur.

Her iki durum için de kontrol noktası deplasmanın $\delta = 0.50$ m olduğu andaki, kritik aksta oluşan plastikleşmeler Şekil 4.10 ve 4.11’de gösterilmiştir.

Bu durumda yapının performans analizinin, bir sonraki bölümde verilen kolon mesnetleri kapasite hesabına göre tasarlanmış fakat kiriş-kolon birleşimleri TDY 2007’ye göre hesaplanmış yapının performans analizi ile aynı olacağı aşikârdır.



Şekil 4.10: Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Kolon Mesnetlerine Sahip Yapının Elemanlarındaki Plastikleşmeler



Şekil 4.11: Arttırılmış Deprem Etkilerine Göre Tasarlanmış Kolon Mesnetlerine Sahip Yapının Elemanlarındaki Plastikleşmeler

4.3 Kolon Kiriş Birleşimleri TDY 2007 ya göre, Kolon Mesnetleri ise Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin BSE-1 Depremi Etkisinde Performansının İrdelenmesi

4.3.1 Eleman Davranış Kabullerinin Belirlenmesi

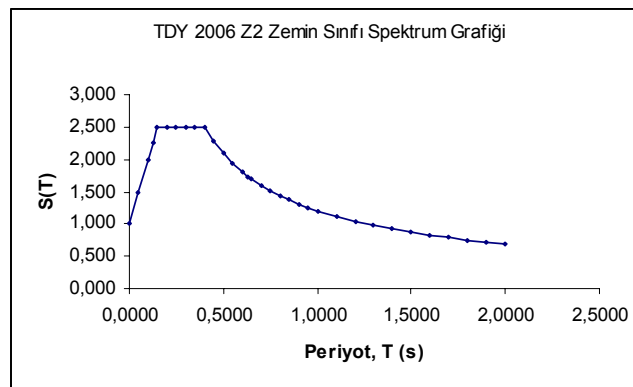
Elemanların gerilme deformasyon ilişkileri, önceki örnek için verilen davranış kabulleri ile aynı olacaktır. Ancak kolonların mesnetteki davranışları birleşim tarafından kontrol edilmediğinden, kolonların davranışı gibi olacaktır. Bu nedenle aynı hesaplamalar burada tekrar verilmeyecektir.

4.3.2 FEMA 356 Standardına Göre Yapının İncelenmesi

4.3.2.1 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi

Zemin sınıfı Z2 olarak verilen binanın zemin grubunun FEMA 356 da verilen B sınıfına uygun olacağı öngörülmüştür. Sönüm oranı olarak β , %5 olarak hesaplarda kullanılacaktır. Buna göre B_s ve B_1 değerleri de 1 alınacaktır.

İvme spektrum grafiğinin elde edilmesinde, elimizde yerel zemin raporu bulunmadığından, Şekil 4.12 de verilen deprem yönetmeliğinde tanımlanan spektrum grafiğinden yararlanılacaktır. Bu grafik 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem hareketini temsil etmektedir [1]. Dolayısı ile bu grafikten hareketle BSE-1 depremine ait spektrum grafiği elde edilecek ve BSE-2 depremi için de bu değerlerin 1.5 katı kullanılacaktır.



Şekil 4.12: TDY 2007 Z2 Zemin Sınıfı Spektrum Grafiği

Spektrum karakteristikleri; deprem bölgesi 1. sınıf ($A_0 = 0.4$) ve yerel zemin sınıfı Z2 ($T_0 = 0.15$ $T_S = 0.4$) olarak verilmiştir. Bu durumda $S(T)$ spektrum grafiği değerleri A_0 etkin yer ivmesi katsayısı ile çarpılarak S_a değerleri elde edilebilir.

BSE-1 depremi için gerekli spektrum grafiği şu şekilde elde edilir:

0.2s kısa periyoda denk gelen ivme değeri $S_S = 0.4 \times 2.5 = 1$ olarak bulunur. Buna karşılık Tablo 2.6'dan B sınıfı zemin için yerel zemin sınıfı düzeltme katsayısı $F_a = 1.0$ olarak belirlenir. Böylece kısa periyoda karşı gelen spektral ivme değeri S_{XS} ;

$$S_{XS} = F_a S_S = 1.0 \times 1.0 = 1.0 \text{ olarak belirlenir.}$$

0.0 s periyoduna karşı gelen değer ise;

$$0.4 S_{XS} = 0.4 \times 1.0 = 0.4 \text{ olarak belirlenir.}$$

1.0 s uzun periyoda denk gelen ivme değeri $S_I = 0.4 \times 1.201 = 0,48$ olarak bulunur. Buna karşılık Tablo 2.5'den B sınıfı zemin için yerel zemin sınıfı düzeltme katsayısı $F_V = 1.0$ olarak belirlenir. Böylece uzun periyoda karşı gelen spektral ivme değeri S_{XI} ;

$$S_{XI} = F_V S_I = 1.0 \times 0,48 = 0,48 \text{ olarak belirlenir.}$$

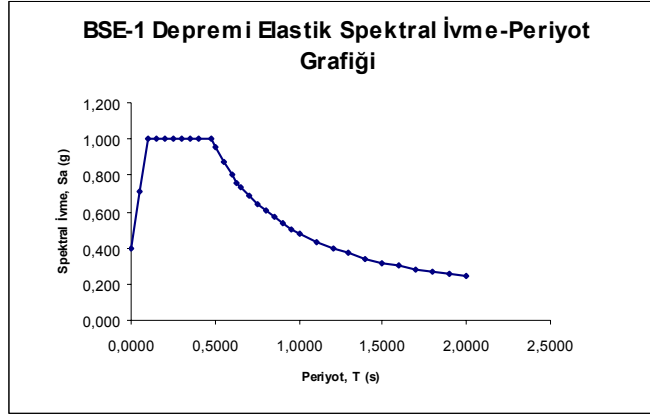
B_s ve B_I değerleri de 1.0 olarak alındıklarından grafikte sönümle ilgili ayrıca revizyon yapılmayacaktır.

T_0 ve T_S değerleri de aşağıdaki şekilde belirlenir;

$$T_S = S_{XI} / S_{XS} = 0.48 / 1.0 = 0.48 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.2 T_S = 0.2 \times 0.48 = 0.096 \text{ s}$$

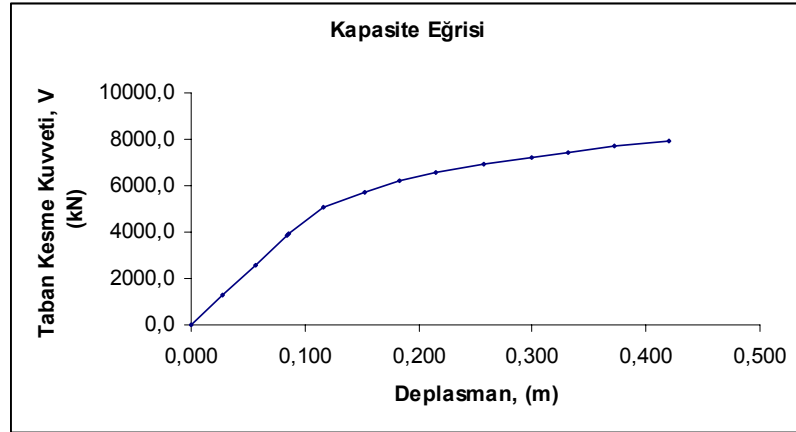
Böylece BSE-1 depremi için spektral ivme-periyot grafiği Şekil 4.13 deki gibi elde edilmiş olur.



Şekil 4.13: FEMA 356 Yöntemi için BSE-1 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği

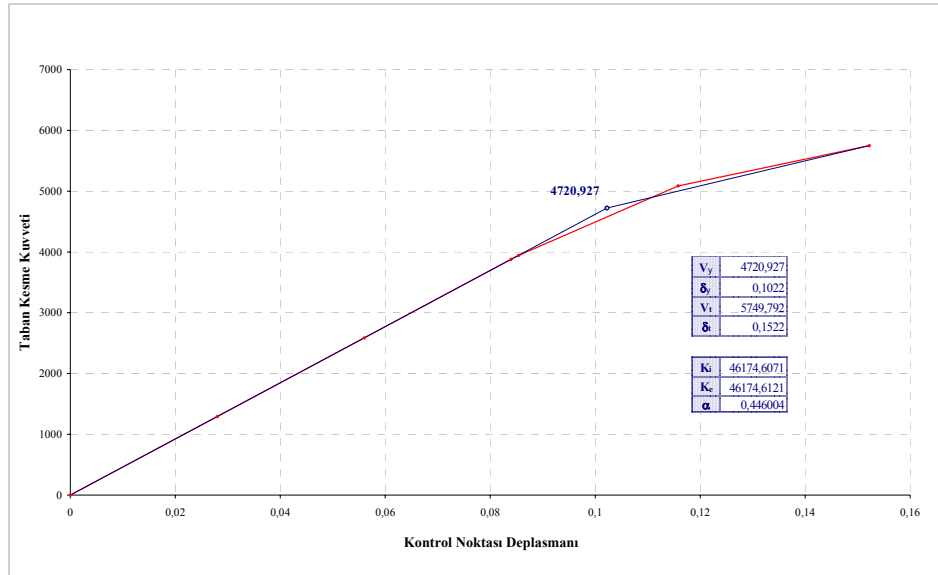
4.3.2.2 Hedef Deplasmanın Belirlenmesi

Statik itme analizi sonucunda elde edilen yapının taban kesme kuvveti-kontrol noktası deplasmanı grafiği Şekil 4.14’de verilmiştir. Bu eğri göz önünde bulundurularak BSE-1 depremi için bir performans noktası tahmininde bulunulup, daha sonra bu tahminlerin yeter derecede yaklaşıklıkta olup olmadığı kontrol edilmelidir. Burada verilen hesaplarda bu ardışık yaklaşımlar gösterilmeyecektir.



Şekil 4.14: Binanın Kapasite Eğrisi

Hedef deplasmanın hesabı için gerekli katsayılar aşağıdaki gibi belirlenir. Şekil 4.15’ten görülebileceği gibi bilineerleştirilmiş kapasite diyagramından K_i ve K_e değerleri aynı çıkmıştır. Bu nedenle katsayıları belirlemekte kullanılan efektif değerler yerine elastik durumdaki değerler kullanılabilir.



Şekil 4.15: BSE-1 Depremi için Bileneerleştirilmiş Kapasite Eğrisi

C_0 : Tablodan “1.4” olarak alınabilir. Ancak ileriki bölümde ATC-40 dokümanına göre yapılan hesaplamalarda modal katılım faktörü $PF_{Rm} = 1,32$ olarak bulunduğundan, bu değerin kullanılması daha doğru olacaktır.

C_1 : $T_e \geq T_S$ olduğundan $C_1 = 1.0$ alınacaktır.

C_2 : $T \geq T_S$ olduğundan tablodan; binanın performansının, BSE-1 depremi için hemen kullanım ve hasar kontrol performans seviyeleri aralığında kalacağı öngörülerek $C_2 = 1.0$ alınacaktır.

C_3 : İdealleştirilmiş, bilineer, deprem yükü-yerdeğiştirme grafiğinin ikinci doğru parçasının eğimi pozitif olduğundan $C_3 = 1.0$ alınacaktır.

Efektif periyot ile elastik periyot değerleri aynı olacağından: $T_{ex} = 0,99$ s bulunur.

S_{ax} : 0.480

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

BSE-1 depremi için hedef deplasman;

$$\delta_{tx} = 1.32 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.48 \frac{0.99^2}{4\pi^2} g = 0.157m \text{ olarak bulunur.}$$

4.3.3 ATC-40 Standardına Göre Yapının İncelenmesi

4.3.3.1 Yapının Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi

Yapının dinamik analizi de bilgisayar programları yardımıyla yapılmış ve binanın serbest titreşim mod periyotları ve bu modların katılım oranları aşağıda Tablo 4.1 de verilmiştir.

Tablo 4.1: Titreşim Mod Periyotları ve Katılım Oranları

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	108,604	0	827,537	0	827,537
2	0,99217	838,988	0	838,988	827,537
3	0,77373	0	0	838,988	827,537
4	0,31528	0	116,897	838,988	944,433
5	0,29465	110,267	0	949,254	944,433
6	0,22854	0	0	949,254	944,433
7	0,1555	0	39,241	949,254	983,675
8	0,14976	35,791	0	985,046	983,675
9	0,11586	0	0	985,046	983,675
10	0,0946	0	12,791	985,046	996,465
11	0,09296	1,165	0	996,696	996,465
12	0,07203	0	0	996,696	996,465

Kapasite eğrisi ile spektrum eğrisini aynı diyagram üzerinde gösterebilmek ve spektrum eğrisini indirgeyebilmek için öncelikle 1. mod hareketine ait modal katılım oranları ve modal kütle katsayılarının belirlenmesi gerekmektedir. Aşağıdaki tablolarda sırasıyla binanın X doğrultusundaki etkin 4 farklı periyodunun modal katılım oranları belirlenmiştir.

Tablo 4.2: 2. Mod Modal Katılım Oranları

Kat	Diyagram	Mod	UX	Φ_{im}
Kat 1	D1	2	-0,0069	0,22
Kat 2	D2	2	-0,0148	0,47
Kat 3	D3	2	-0,0224	0,71
Kat 4	D4	2	-0,0281	0,89
Kat 5	D5	2	-0,0317	1,00

Tablo 4.3: 5. Mod Modal Katılım Oranları

Kat	Diyafram	Mod	UX	Φ_{im}
Kat 1	D1	5	0,0194	-0,61
Kat 2	D2	5	0,0283	-0,88
Kat 3	D3	5	0,0176	-0,55
Kat 4	D4	5	-0,0077	0,24
Kat 5	D5	5	-0,032	1,00

Tablo 4.4: 8. Mod Modal Katılım Oranları

Kat	Diyafram	Mod	UX	Φ_{im}
Kat 1	D1	8	0,0275	1,01
Kat 2	D2	8	0,013	0,48
Kat 3	D3	8	-0,0231	-0,85
Kat 4	D4	8	-0,0173	-0,64
Kat 5	D5	8	0,0271	1,00

Tablo 4.5: 11. Mod Modal Katılım Oranları

Kat	Diyafram	Mod	UX	Φ_{im}
Kat 1	D1	11	-0,0271	-1,47
Kat 2	D2	11	0,0168	0,91
Kat 3	D3	11	0,0144	0,78
Kat 4	D4	11	-0,0287	-1,56
Kat 5	D5	11	0,0184	1,00

4.3.3.2 Response Spektrum Grafiğinin Belirlenmesi

Yapı 1. derece deprem bölgesinde olduğundan $Z = 0.4$ tür.

Aktif sismik fayın, binanın bulunduğu bölgeden 20-25 km uzakta olduğu farz edilerek N_A ve N_V katsayıları 1.0 alınmıştır.

Yapının üzerine oturduğu zeminin özelliklerinin S_B tipi zemine uygun olabileceği öngörülerek;

$C_A = 0.4$ ve $C_V = 0.40$ alınmıştır.

Böylece grafiğin başlangıç değeri; $C_A = 0.4g$ olarak bulunur.

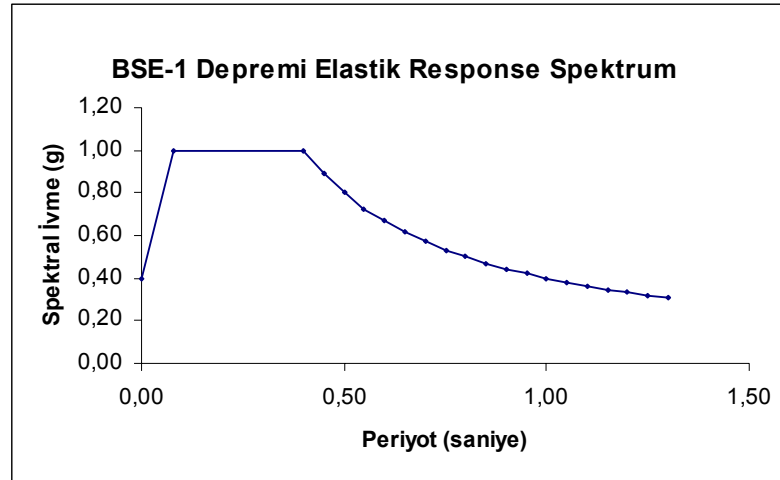
Plato değeri ise; $2.5C_A = 1.0g$ olarak bulunur.

Karakteristik periyotlar ise;

$$T_S = C_V / 2.5C_A = 0,40 / (2.5 \times 0.4) = 0,40s$$

$$T_A = 0,2 \quad T_S = 0,20 \times 0,40 = 0,08s$$

Böylece grafik aşağıda verilen hale gelir.



Şekil 4.16: ATC-40 Yöntemi için BSE-1 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği

4.3.3.3 Kapasite Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi

1., 2. ve 3. mod periyot değerlerine karşı gelen spektral ivme değerlerinin nasıl bulunduğu aşağıda Tablo 4.6 ve 4.7 de özetlenmiştir.

1. Mod: $T = 0.99s$; $S_a = 0.40 / 0.99 = 0.40$
2. Mod: $T = 0.29s$; $S_a = 1.00$
3. Mod: $T = 0.15s$; $S_a = 1.00$

Tablo 4.6: Modal Kütle Katılım Oranları

		Mod 1			Mod 2			Mod 3		
		$T_1 = 0,99 s$			$T_2 = 0,29 s$			$T_3 = 0,15 s$		
		$S_a = 0,40g$			$S_a = 1,00g$			$S_a = 1,00g$		
	W_x / g	Φ_1	$(W_x / g) \Phi_1$	$(W_x / g) \Phi_1^2$	Φ_2	$(W_x / g) \Phi_2$	$(W_x / g) \Phi_2^2$	Φ_3	$(W_x / g) \Phi_3$	$(W_x / g) \Phi_3^2$
5	315,7	0,0317	10,01	0,317	0,032	10,10	0,323	0,0271	8,56	0,232
4	436,9	0,0281	12,28	0,345	0,0077	3,36	0,026	0,0173	-7,56	0,131
3	436,9	0,0224	9,79	0,219	0,0176	-7,69	0,135	0,0231	-10,09	0,233
2	436,9	0,0148	6,47	0,096	0,0283	-12,36	0,350	0,013	5,68	0,074
1	436,9	0,0069	3,01	0,021	0,0194	-8,48	0,164	0,0275	12,01	0,330
Σ	2063,3		41,55	1,00		-15,06	1,00		8,60	1,00
PF_{RF}	Dnk 3.1	$41,55 \times 0,0317 / 1,00 = 1,32$			$-15,06 \times 0,032 / 1,00 = -0,48$			$8,6 \times 0,0271 / 1,00 = 0,23$		
α_m	Dnk 3.2	$41,55^2 / (2063,3 \times 1,00) = 0,837$			$15,06^2 / (2063,3 \times 1,00) = 0,110$			$8,6^2 / (2063,3 \times 1,00) = 0,036$		
a_{RF}		$1,32 \times 0,40 = 0,528$			$-0,48 \times 1,00 = 0,48$			$0,23 \times 1,00 = 0,23$		
V_m		$0,837 \times 0,40 \times 20240 = 6776 \text{ kN}$			$0,110 \times 1,00 \times 20240 = 2226 \text{ kN}$			$0,036 \times 1,00 \times 20240 = 729 \text{ kN}$		
V_m / W		0,335			0,110			0,036		

Tablo 4.7: Modal Şekil Faktörleri

Mode		1	2	3
Periyot T (s.)		0,99	0,29	0,15
Periyot oranı (T/T _m)		1,00	3,45	6,67
Çatı katının modal katılım oranı, PF _{Rm}		1,32	-0,48	0,23
Efektif kütle katsayısı, α_m		0,837	0,110	0,036
Kat seviyelerindeki normalleştirilmiş titreşim şekil faktörleri	5	1,00	1,00	1,00
	4	0,89	0,24	-0,64
	3	0,71	-0,55	-0,85
	2	0,47	-0,88	0,48
	1	0,22	-0,61	1,01

Burada 2. ve 3. modlara ait değerler yalnızca hesap adımlarını göstermek, statik itme analizi bilgisayar programına yaptırılmaz ise istenilen değerlerin bulunmasına bir örnek olması amacıyla yapılmıştır. Statik itme analizi yalnızca 1. mod hareketi göz önüne alınarak yapılmıştır.

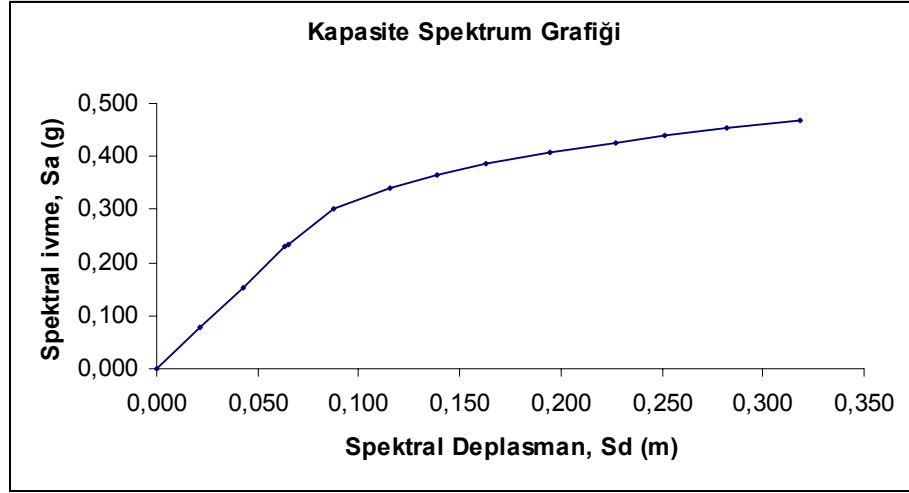
Tablo 4.8: Spektral İvme ve Spektral Deplasmanların Elde Edilmesi

Adım	Deplasman, δ_R (m)	Taban Kesme Kuvveti, V (kN)	V/W	PF _{R1}	α_1	$S_a = (V/W) / \alpha_1$	$S_d = \Delta_{\text{roof}} / (PF_1 \Phi_{\text{roof},1})$
0	0,000	0,0	0,000	1,32	0,837	0,000	0,000
1	0,028	1292,9	0,064	1,32	0,837	0,076	0,021
2	0,056	2585,8	0,128	1,32	0,837	0,153	0,042
3	0,084	3878,7	0,192	1,32	0,837	0,229	0,064
4	0,085	3943,6	0,195	1,32	0,837	0,233	0,065
5	0,116	5087,5	0,251	1,32	0,837	0,300	0,088
6	0,152	5749,8	0,284	1,32	0,837	0,339	0,115
7	0,183	6201,2	0,306	1,32	0,837	0,366	0,139
8	0,215	6570,0	0,325	1,32	0,837	0,388	0,163
9	0,257	6897,3	0,341	1,32	0,837	0,407	0,195
10	0,300	7212,2	0,356	1,32	0,837	0,426	0,227
11	0,332	7429,6	0,367	1,32	0,837	0,439	0,251
12	0,373	7685,0	0,380	1,32	0,837	0,454	0,282
13	0,420	7953,8	0,393	1,32	0,837	0,469	0,318

$\Sigma W = 20241 \text{ kN}$

PF_{R1} ve α_1 değerleri bütün statik itme adımlarında aynı alınmıştır. Esasında bu değerler, yapıda plastik mafsallar oluşmaya başlaması ile beraber, yapının doğal titreşim periyotları değişeceğinden, farklı olacaktır. Ancak 5 katlı bir yapıda bu tip etkilerin çok düşük düzeylerde kalacağı öngörülerek, bu değerler değiştirilmemiştir.

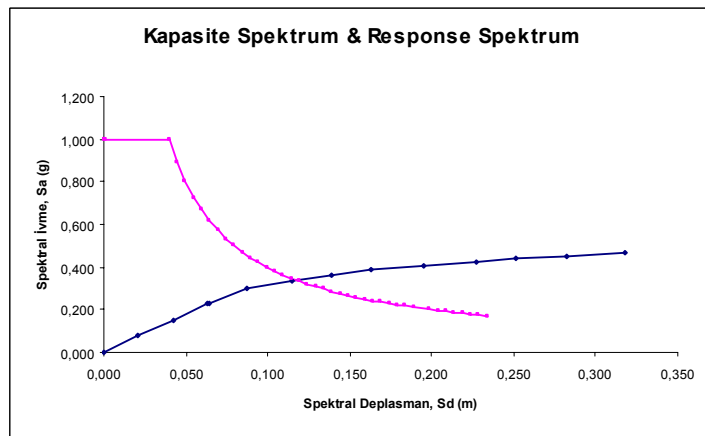
Tablo 4.8 de özetlenen değerlere göre, yapının kapasite spektrum grafiği de Şekil 4.17 deki gibi oluşmaktadır. Yapının kapasite eğrisi ise daha önce Şekil 4.12 verilmişti.



Şekil 4.17: Spektral İvme-Spektral Deplasman Grafiği

4.3.3.4 Response Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi

Response spektrum grafiğinin yatay periyot ekseninin de spektral deplasman cinsinden ifade edilmesi gerekmektedir. Bu grafik Şekil 4.17 te verilmiştir. Aşağıda Şekil 4.18’de bu grafik kapasite spektrum eğrisi ile aynı grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.18: Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrilerinin Aynı Grafikte Gösterilmesi

4.3.3.5 Performans Noktasının Belirlenmesi

Performans noktası için eşit yerdeğiştirme ilkesine göre ilk tahmin yaklaşık olarak aşağıdaki değerlerle yapılacaktır.

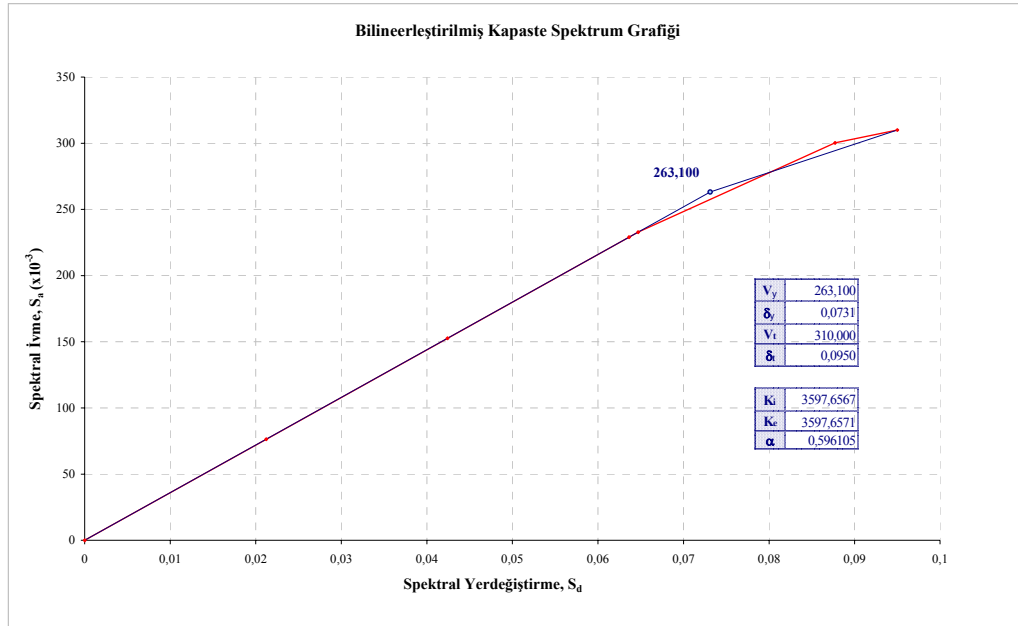
$$a_{pi} = 0,310g$$

$$d_{pi} = 0,095 \text{ m}$$

Bu değerlere göre kapasite spektrum grafiği bilineer hale getirilirse akma noktasına ait değerler Şekil 4.19 daki bilineerleştirmeye göre belirlenir;

$$a_y = 0,263g$$

$$d_y = 0,073 \text{ m} \text{ olarak bulunur.}$$



Şekil 4.19: Bilineerleştirilmiş Kapasite Spektrum Grafiği

Böylece efektif sönüm oranını belirlemek için gerekli değerler elde edilir.

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = \frac{63,7(0,263 \times 0,095 - 0,073 \times 0,310)}{0,310 \times 0,095} = 5,09 < 16,25$$

Bina yeni yapılacak bir bina olduğundan ve aktif faya uzaklığı sebebiyle deprem etkisinin uzun süreceği göz önünde bulundurularak, binanın TİP A sınıfına girdiği belirlenir.

A tipi yapı için $\beta_0 < 16,25$ olduğundan κ katsayısı 1.0 olarak belirlenir.

$$\beta_{eff} = \frac{63,7 * \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 = \frac{63,7 * 1 * (0,263 \times 0,095 - 0,073 \times 0,310)}{0,310 \times 0,095} + 5 = 10,09$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(10,09)}{2,12} = 0,77 > 0,3$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln(10,09)}{1,65} = 0,83 > 0,5$$

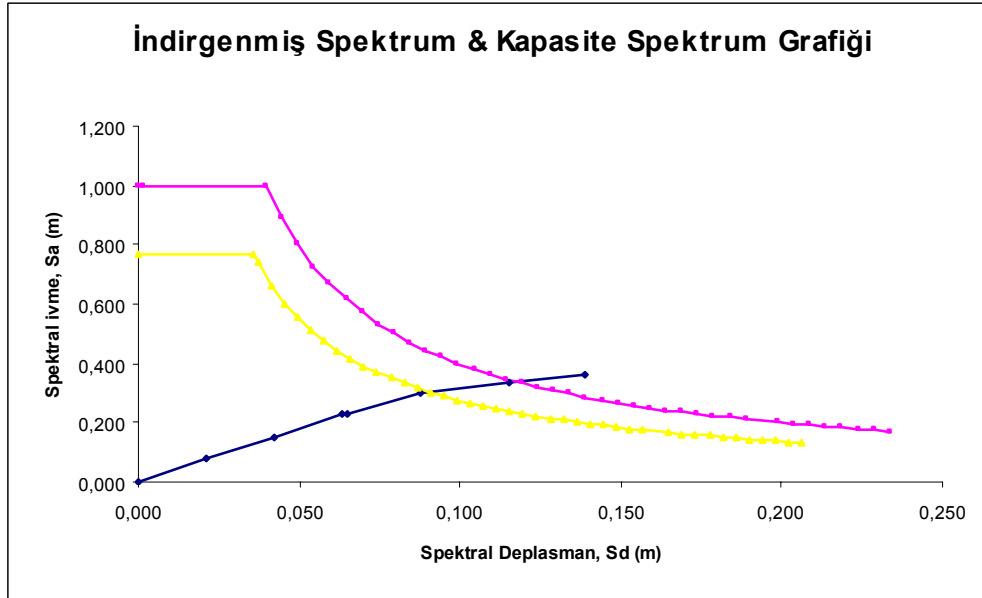
$$S_a = 2,5 SR_A C_A = 2,5 * 0,77 * 0,40 = 0,77g$$

$$T_S = SR_V C_V / (2,5 SR_A C_A) = 0,83 * 0,40 / 0,77 = 0,43s$$

T_S periyodundaki spektral yerdeğiştirme değeri;

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 g = \frac{1}{4\pi^2} 0,77 * 0,43^2 * 9,81 = 0,035m$$

Böylece indirgenmiş spektrum grafiği Şekil 4.20'deki gibi elde edilir.



Şekil 4.20: Performans Noktasının Belirlenmesi

Bulunan performans noktasının spektral deplasman d_i yaklaşık olarak; 0,090 m olarak bulunur. $0,090 \times 1,05 = 0,095$ m olduğundan performans noktası kabul edilebilir yaklaşıklıkla belirlenmiş demektir.

$S_{dp} = 0,095m$ spektral deplasman değeri gerçekte yaklaşık $\delta_R = 0,126m$ kontrol noktası deplasmanına karşılık gelmektedir.

Deplasman katsayılarına Kısım 4.3.2.2'de hesaplanan hedef deplasman değeri ise;

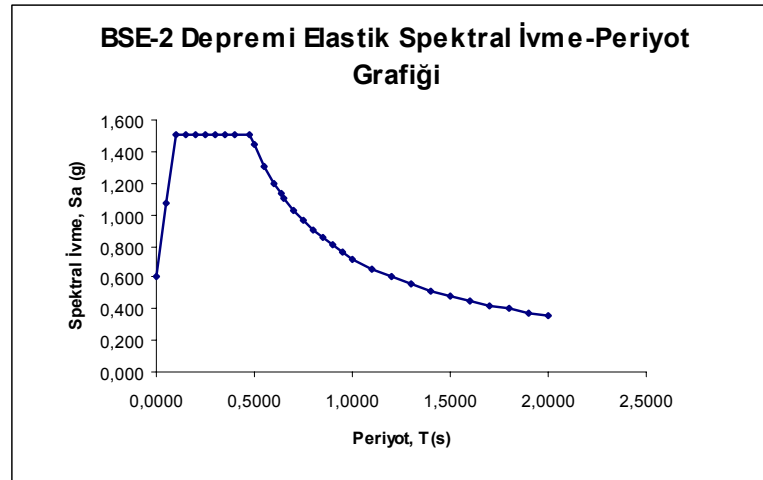
$$\delta_{tx} = 1.32 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.48 \frac{0.99^2}{4\pi^2} g = 0.157m \text{ dir.}$$

4.4 Kolon Kiriş Birleşimleri ve Kolon Mesnetleri TDY 2007 ya göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin BSE-2 Depremi Etkisinde Performansının İrdelenmesi

4.4.1 FEMA 356 Standardına Göre Yapının İncelenmesi

4.4.1.1 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi

FEMA 356 ya göre BSE-2 depremi için; BSE-1 depremi için kullanılan ivme değerlerinin 1,5 katı kullanılabilir. BSE-1 depremi için daha önce oluşturulan ivme spektrum grafiğindeki ivme değerleri 1,5 kat artırılarak Şekil 4.22 deki grafik oluşturulabilir.

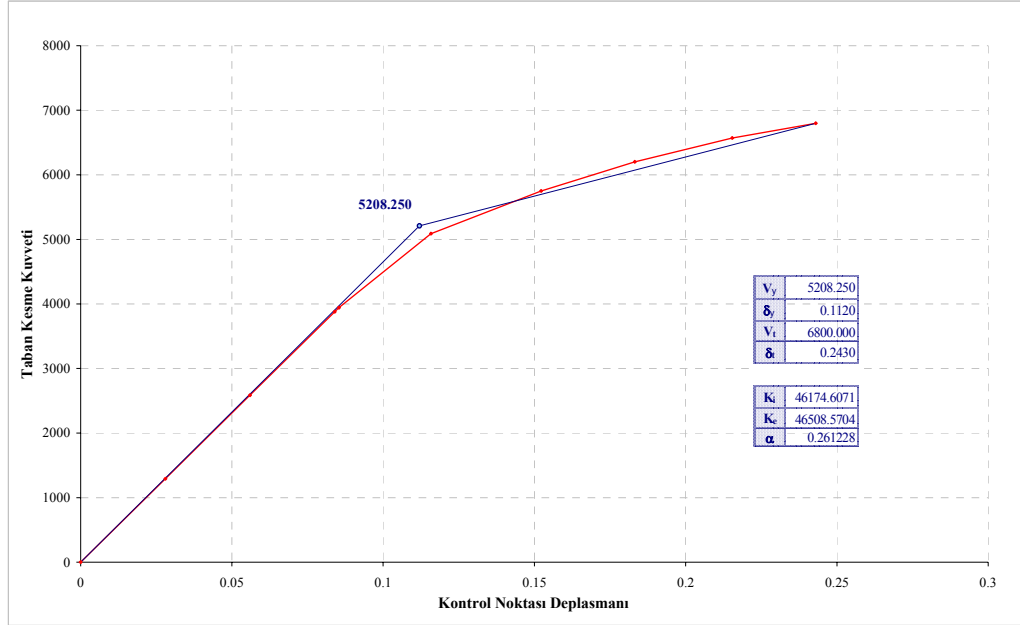


Şekil 4.22: FEMA 356 Yöntemi için BSE-2 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği

4.4.1.2 Lineer Olmayan Analiz için Proje Parametrelerinin Belirlenmesi

Statik itme analizi sonucunda elde edilen yapının taban kesme kuvveti-kontrol noktası deplasmanı grafiği daha önce Şekil 4.14’de verilmişti. Bu eğri göz önünde bulundurularak BSE-2 depremi için bir performans noktası tahmininde bulunulup, daha sonra bu tahminlerin yeter derecede yaklaşıklıkta olup olmadığı kontrol edilmelidir. Burada verilen hesaplarda bu ardışık yaklaşımlar gösterilmeyecektir.

Hedef deplasmanın hesabı için gerekli katsayılar aşağıdaki gibi belirlenir. Şekil 4.3'den görülebileceği gibi bilineerleştirilmiş kapasite diyagramından K_i ve K_e değerleri aynı çıkmıştır. Bu nedenle katsayıları belirlemekte kullanılan efektif değerler yerine elastik durumdaki değerler kullanılabilir.



Şekil 4.23: BSE-2 Depremi için Bilineerleştirilmiş Kapasite Eğrisi

C_0 : Tablodan “1.4” olarak alınabilir. Ancak ileriki bölümde ATC-40 dokümanına göre yapılan hesaplamalarda modal katılım faktörü $PF_{Rm} = 1,32$ olarak bulunduğu için, bu değerin kullanılması daha doğru olacaktır.

C_1 : $T_e \geq T_S$ olduğundan $C_1 = 1.0$ alınacaktır.

C_2 : $T \geq T_S$ olduğundan tablodan; binanın performansının, BSE-2 depremi için hasar kontrol performans seviyesini yakalayacağı öngörülerek $C_2 = 1.05$ alınacaktır.

C_3 : İdealleştirilmiş, bilineer, deprem yükü-yerdeğiştirme grafiğinin ikinci doğru parçasının eğimi pozitif olduğundan $C_3 = 1.0$ alınacaktır.

Efektif periyot ile elastik periyot değerleri aynı olacağından: $T_{ex} = 0,99$ s bulunur.

S_{ax} : 0.721

BSE-2 depremi için hedef deplasman;

$$\delta_{tx} = 1.32 \times 1.0 \times 1.05 \times 1.0 \times 0.721 \frac{0.99^2}{4\pi^2} g = 0.243m \text{ olarak bulunur.}$$

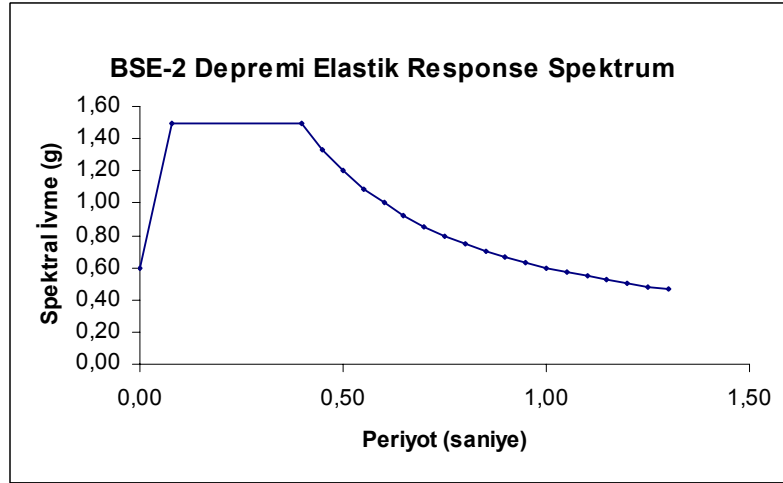
4.4.2 ATC-40 Standardına Göre Yapının İncelenmesi

4.4.2.1 Yapının Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi

Daha önceki bölümlerde incelenen dinamik analiz sonuçları; elastik analiz sonuçları olduğundan bu bölüm için de geçerlidir.

4.4.2.2 Response Spektrum Grafiğinin Belirlenmesi

ATC-40 dokümanına göre BSE-2 depremi için; BSE-1 depremi için kullanılan ivme değerlerinin 1,5 katı kullanılabilir. BSE-1 depremi için daha önce oluşturulan ivme spektrum grafiğindeki ivme değerleri 1,5 kat arttırılarak aşağıda, Şekil 4.24'deki grafik oluşturulabilir.



Şekil 4.24: ATC-40 Yöntemi için BSE-2 Depremi Elastik Spektral İvme-Periyot Grafiği

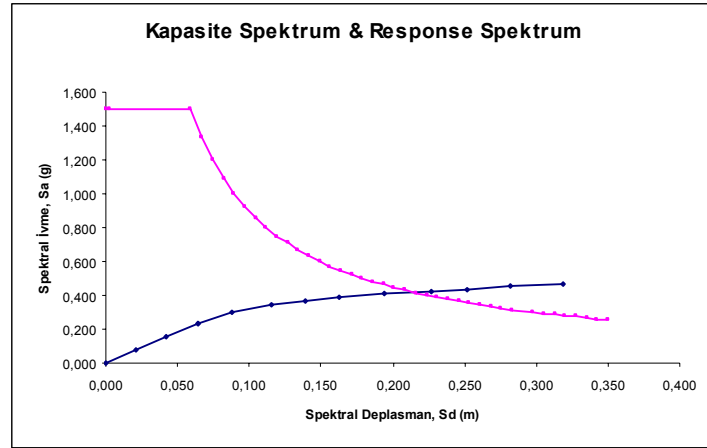
4.4.2.3 Kapasite Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi

BSE-2 depremi ile BSE-1 depremi arasında yapının dinamik karakteristiklerini etkileyebilecek bir fark yoktur. Çünkü yapıda statik itme analizi sonucu oluşacak dinamik davranış değişiklikleri bu çalışmanın dışında tutulmuştur. O nedenle BSE-1

depremi için kullanılan kapasite eğrisi ve kapasite spektrum grafiği aynen kullanılabilir.

4.4.2.4 Response Spektrum Grafiğinin ADRS Formatına Çevrilmesi

Response spektrum grafiğinin yatay periyot ekseninin de spektral deplasman cinsinden ifade edilmesi gerekmektedir. Aşağıda Şekil 4.25’de bu grafik kapasite spektrum eğrisi ile aynı grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.25: Kapasite Spektrum ve Response Spektrum Eğrilerinin Aynı Grafikte Gösterilmesi

4.4.2.5 Performans Noktasının Belirlenmesi

Performans noktası için eşit yerdeğiştirme ilkesine göre ilk tahmin yaklaşık olarak aşağıdaki değerlerle yapılacaktır.

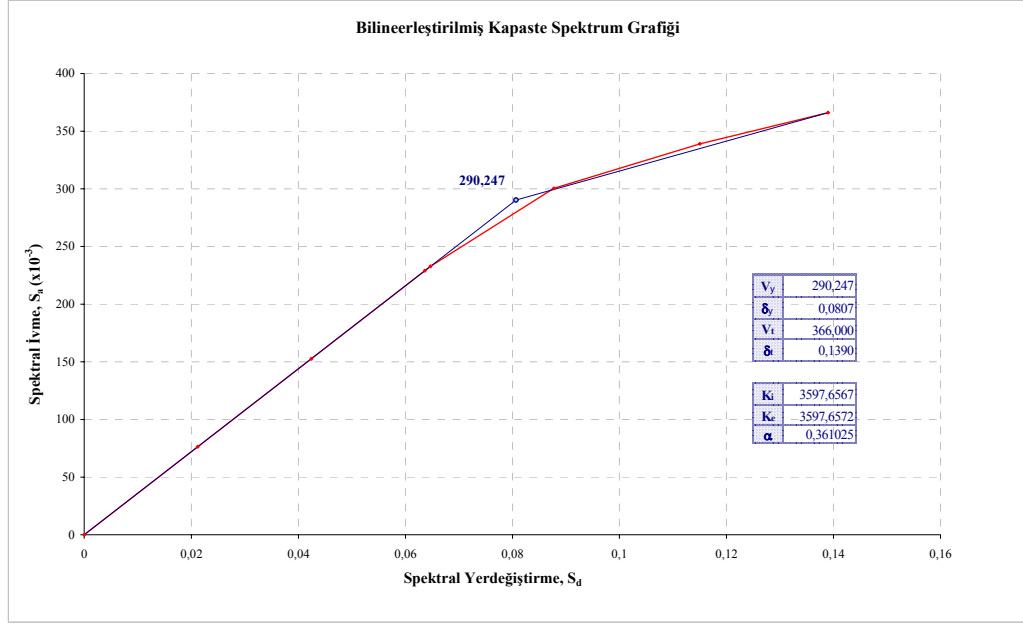
$$a_{pi} = 0,366g$$

$$d_{pi} = 0,139 \text{ m}$$

Bu değerlere göre kapasite spektrum grafiği bilineer hale getirilirse akma noktasına ait değerler Şekil 4.26’daki bilineerleştirmeye göre belirlenir;

$$a_y = 0,290g$$

$$d_y = 0,081 \text{ m} \text{ olarak bulunur.}$$



Şekil 4.26: Bilineerleştirilmiş Kapasite Spektrum Grafiği

Böylece efektif sönüm oranını belirlemek için gerekli değerler elde edilir.

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = \frac{63,7(0,290 \times 0,132 - 0,081 \times 0,366)}{0,366 \times 0,139} = 10,81 < 25$$

Bina yeni yapılacak bir bina olduğundan ve aktif faya uzaklığı sebebiyle deprem etkisinin uzun süreceği göz önünde bulundurularak, binanın TİP B sınıfına girdiği belirlenir.

B tipi yapı için $\beta_0 < 25$ olduğundan κ katsayısı 0,67 olarak belirlenir.

$$\beta_{eff} = \frac{63,7 * \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 = \frac{63,7 * 0,67 * (0,290 \times 0,132 - 0,081 \times 0,366)}{0,366 \times 0,139} + 5 = 12,24$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(12,24)}{2,12} = 0,71 > 0,44$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln(12,24)}{1,65} = 0,78 > 0,56$$

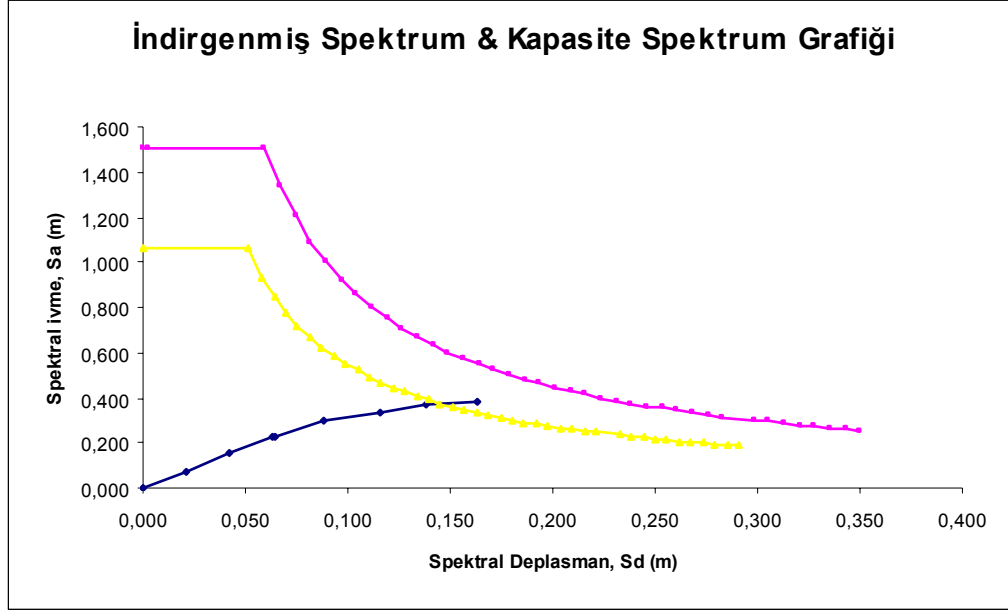
$$S_a = 2,5 SR_A C_A = 2,5 * 0,71 * 0,60 = 1,065g$$

$$T_S = SR_V C_V / (2,5 SR_A C_A) = 0,78 * 0,60 / 1,065 = 0,44s$$

T_S periyodundaki spektral yerdeğiştirme değeri;

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 g = \frac{1}{4\pi^2} 1,065 * 0,44^2 * 9,81 = 0,051m$$

Böylece indirgenmiş spektrum grafiği Şekil 4.27’deki gibi elde edilir.



Şekil 4.27: Performans Noktasının Belirlenmesi

Bulunan performans noktasının spektral deplasman d_i yaklaşık olarak; 0,145m olarak bulunur. $0,139 \times 1,05 = 0,146m > d_i = 0,145m$ olduğundan performans noktası kabul edilebilir yaklaşıklıkla belirlenmiş demektir.

$S_{dp} = 0,145m$ spektral deplasman değeri gerçekte yaklaşık $\delta_R = 0,191m$ kontrol noktası deplasmanına karşılık gelmektedir.

Deplasman katsayılarına göre 4.4.1.2’de bulunan değer ise;

$$\delta_{tx} = 1.32 \times 1.0 \times 1.05 \times 1.0 \times 0.721 \frac{0.99^2}{4\pi^2} g = 0.243m$$

Ancak bu değer hesaplanırken göz önüne alınan spektrum grafiği, kapasite spektrum yönteminde kullanılanı farklıdır. Aynı grafik kullanılırsa S_a değeri 0,60 olarak belirlenir. Böylece δ_R değeri 0,202m olarak bulunabilir.

4.4.3 Yapının Performansının İrdelenmesi

Görüldüğü gibi yapının BSE-2 depremi etkisinde de ATC-40 ve FEMA 356 yöntemlerine göre aynı spektral ivme grafiği kullanılması durumunda birbirine

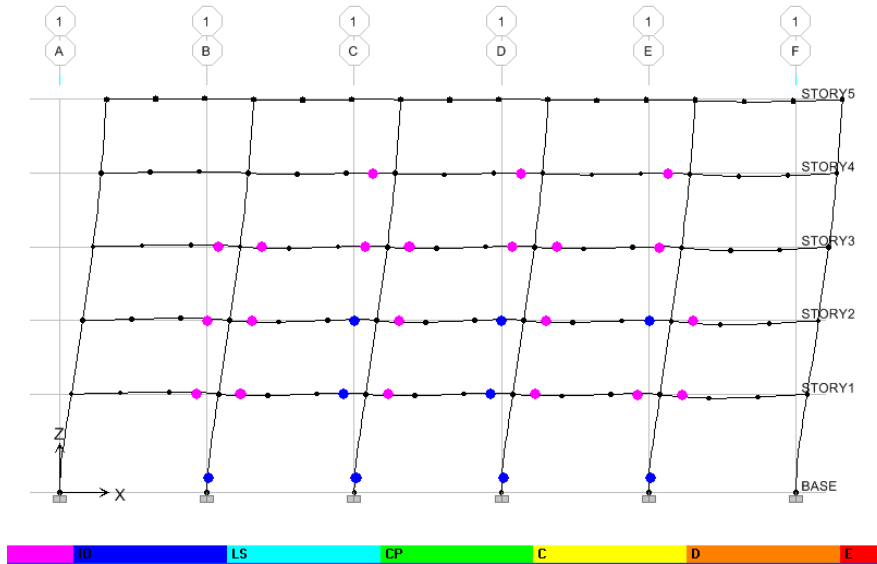
oldukça yakın performans noktası değerleri vermektedir. Yine ATC 40 yöntemi ile bulunan performans noktasına göre değerlendirme yapılacaktır.

Yapının kontrol noktası deplasmanı performans noktasına ulaştığında kolon mesnetlerindeki toplam dönme oranı;

$$\theta = 0,191 \text{ m} / 16.0 \text{ m} = 0.012 \text{ dir.}$$

Görüldüğü gibi bu değer de oldukça küçüktür. Performans noktasındaki eleman hasar durumları ise en elverişsiz aks için Şekil 4.28’de verilmiştir. Görüldüğü gibi performans noktasına ulaşıldığında kirişlerde plastikleşmeler hemen kullanım performans seviyesine ulaşmışken, kolonlarda plastikleşmeler hala hemen kullanım düzeyindedir.

Genel olarak bina için $0.01 < \theta = 0.012 < 0.02$ olduğundan ve binada herhangi bir genel ve bölgesel mekanizma durumu görülmediğinden hasar kontrol performans aralığında diyebiliriz.



Şekil 4.28: BSE-2 Depremi Performans Noktasındaki Plastikleşmeler

4.5 Kolon Kiriş Birleşimleri ve Kolon Mesnetleri Kapasite İlkesine Göre Tasarlanmış Çelik Çerçeve Sistemin Performansının İrdelenmesi

4.5.1 Eleman Davranış Kabullerinin Belirlenmesi

Elemanların gerilme deformasyon ilişkileri, kısım 4.2 de verilen davranış kabulleri ile aynı olacaktır. Ancak kolonların mesnetteki davranışları birleşim tarafından kontrol edilmediğinden, kolonların davranışı gibi olacaktır. Kirişlerin davranışları da yine birleşim tarafından kontrol edilmediğinden aşağıda verildiği gibi tanımlanacaktır.

Bütün ana kirişler HEA400 olarak verilmiştir.

HEA 400 kirişlerinin plastik moment taşıma kapasitesi;

$$M_p = \sigma_a W_p = 235000 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 0,002562 \text{m}^3 = 602,1 \text{kNm} \text{ dir.}$$

Buna göre FEMA 356 Tablo 5-6 ya göre sınır koşullar kontrol edilerek moment-eğrilik diyagramı elde edilecektir.

HEA 400 Kiriş Kesitleri için;

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 19} = 7,9 < \frac{52}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{52}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 8,9$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{390}{11} = 35,5 < \frac{300}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{300}{\sqrt{34 \text{ksi}}} = 51,4$$

Elemanın lineer olmayan davranışı için kullanılacak daha önce Şekil 4.3’de de verilen deformasyon kontrollü davranış değerleri aşağıda verilmiştir.

$$a = 9\theta_y \quad b = 11\theta_y \quad c = 0,6$$

Normalize edilmiş açılı sınır değerleri ise;

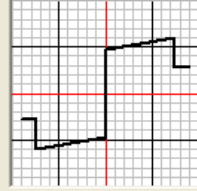
$$\text{IO: } 1 \quad \text{LS: } 6 \quad \text{CP: } 8$$

Pekleşme bölgesinin eğimi %3 olarak alınırsa grafik Şekil 4.29’de görüldüğü gibi matematik modelde tanımlanmıştır.

Frame Hinge Property Data for BBER - M3

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.6	-11
D-	-0.6	-9
C-	-1.27	-9
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.27	9
D	0.6	9
E	0.6	11



☒ Hinge is Rigid Plastic
☒ Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

☒ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative
☒ Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

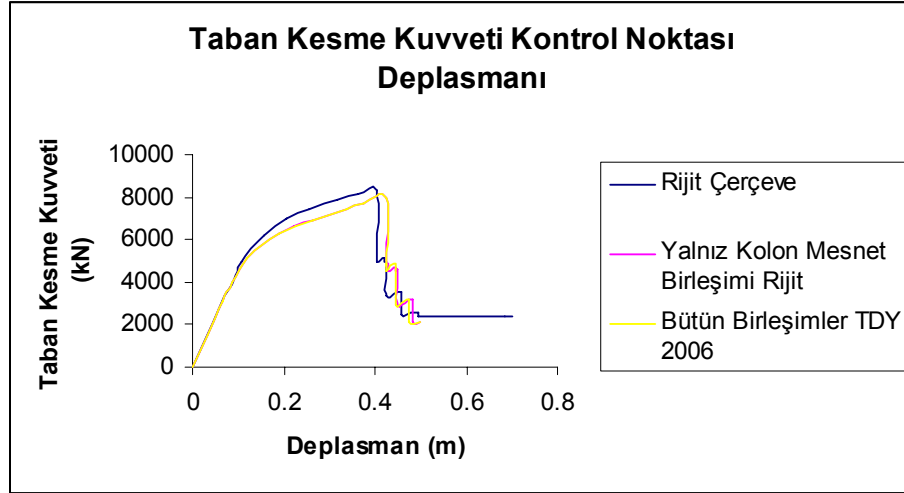
Immediate Occupancy Positive Negative
Life Safety Positive Negative
Collapse Prevention Positive Negative

OK
Cancel

Şekil 4.29: Kiriş Eleman Davranışının Matematik Modeldeki Tanımı

4.5.2 Yapının Performansının İrdelenmesi

Yapılan analizler sonucunda; bütün birleşimlerin kapasite hesabına göre yapılması durumu ile, incelenen diğer örnekler arasında ufak bir fark söz konusudur. Bunun nedeni; hesaplanan birleşimlerin taşıma kapasitesinin, kiriş taşıma kapasitesine çok yakın olması olarak düşünülmektedir. Şekil 4.30’da her üç durum için de taban kesme kuvveti-kontrol noktası deplasmanı aynı grafik üzerinde verilmiştir. Görüldüğü gibi, bütün birleşimlerin kapasite hesabına göre yapılması durumunda sistemin aynı deplasman değerinde biraz daha fazla taban kesme kuvveti taşıyabileceği görülmektedir. Örneğin bir önceki örnek için bulunan yaklaşık $\delta = 0.20\text{m}$ performans noktasına karşı gelen taban kesme kuvveti yaklaşık $V_t = 6400\text{ kN}$ iken, rijit çerçeve durumunda bu değer $V_t = 6900\text{ kN}$ dur.



Şekil 4.30: Farklı Tasarım Felsefelerine Göre Tasarlanmış Yapının Kapasite Eğrileri

Görüldüğü gibi birleşimlerin kapasite hesabına göre yapılması durumunda binanın performansı beklenen ölçüde artmamıştır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada TDY 2007' ye göre boyutlandırılmış bir çelik yapı incelenmiştir. İncelenen yapı normal sünek olarak boyutlandırıldığından, kolon kiriş tam moment aktaran birleşimler, kapasite ilkesine göre değil arttırılmış deprem etkilerine göre tasarlanmıştır. Bu durumda, artan yatay yük etkileri altında olası plastik mafsallar kirişlerde değil birleşimlerde oluşacaktır. Yapılan çalışmada bu ilkeden hareketle, önce yapının tasarlanan bu halinin performansı incelenmiş, sonra yalnızca kolon ayaklarının kapasite yaklaşımına göre tasarlanması durumunda ve en sonunda da bütün tam moment aktaran birleşimlerin kapasite ilkesine göre tasarlanması durumunda performansında nasıl değişiklikler olacağı, hem FEMA 356 hem de ATC 40'a göre incelenmiştir. Yapıların performansları hem BSE-1 hem de BSE-2 depremlerinde incelenmiştir. İncelemeler sonunda FEMA ve ATC yaklaşımları arasındaki farklar, kolon kiriş birleşimlerinin yapının performansına olan etkisi değerlendirilmiştir. Ayrıca ele alınan örnek yapı ile ilgili; yapıların performans durumları ve lineer analiz için deprem yükü azaltma katsayısı farklı durumlar için belirlenmiştir. Çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

1. Mevcut deprem yönetmeliğinin özenle üzerinde durduğu güçlü kolon zayıf kiriş tasarım felsefesine göre boyutlandırılan yapıların, artan yatay yükler altında bu kabule uygun davranış gösterdiği görülmüştür.
2. Mevcut deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan bu yapıların, tasarım depremi ve en büyük deprem etkisi altında, deprem yönetmeliğinin öngördüğünün çok üzerinde bir performans gösterdiği görülmüştür.
3. Statik itme analizi sabit düşey yükler altında yapılmaktadır. FEMA 356 da sabit düşey yükler için iki ayrı kombinasyon tanımlanmıştır. Yapılan analizler sonucunda bu kombinasyonlar arasında göz önüne alınabilecek ölçüde bir fark çıkmamakla birlikte, olumsuz durumun arttırılmış düşey yüklerde ortaya çıktığı görülmüştür.
4. Tasarımı yapılan yapının kolon ayaklarının yanlış hesap edildiği, bu nedenle de moment taşıma kapasitesinin oldukça düşük olduğu belirlenmiştir. Ancak yapılan

analizler sonucunda yapının performansının, kolon ayaklarının kapasite ilkesine göre tasarlanması durumunda performansında dikkate değer bir artış görülmemiştir. Bunun başlıca nedeninin FEMA 356'da kolon ayaklarındaki bu kapasite düşüklüğünün, matematik modelde yalnızca taşıma kapasitesinde göz önüne alınması, deformasyon kapasitesinde ise herhangi bir değişiklik yapılmaması olduğu düşünülmektedir. Bir diğer neden ise; yapının performans noktasına ulaştığı durumlarda kolon ayaklarında plastik mafsallaşmanın henüz oluşmasıdır.

5. Yapılan tasarım hesaplarından da görülebileceği üzere, Türkiye' de hala çelik yapıların, özellikle birleşimlerinin tasarımı ile ilgili bilgilerde önemli eksiklikler olduğu görülmektedir. Halen yapılan hesaplamalarda özellikle normal bulon, yüksek mukavemetli bulon ve öngerilmeli bulonlarda kullanılması gereken emniyet gerilmeleri hakkında net bir bilgi yoktur.

6. Çelik yapılarda kiriş kolon birleşim bölgelerinde, kolon elemanlarında oluşan panel bölgelerinin modellenmesinin, mevcut bilgisayar programlarında oldukça zor olduğu belirlenmiştir. Panel bölgelerinin gerekli rijitliği sağlaması açısından dikkatlice modellenmesi gerektiği belirlenmiştir. Böylece plastikleşmelerin bu bölgelerde oluşması engellenerek binanın performansı önemli ölçüde artırılabilir.

7. Yapının bütün tam moment aktaran birleşimlerinin kapasite ilkesine göre tasarlanması durumunda da yapının performansı beklendiği ölçüde artmamıştır. Bunun nedeni, bu birleşimlerin plastik moment taşıma kapasitesinin yaklaşık %80 ini taşıyabilecek şekilde tasarlanmasıdır.

8. Performans noktaları ATC 40 ve FEMA 356 yöntemlerine göre belirlenmiştir. Yapılan çalışmada her iki yöntem için de bulunan değerlerin birbirlerine yeter ölçüde yakın çıktığı görülmüştür. Ancak FEMA 356 daki katsayılar yönteminde, katsayıların doğru belirlenebilmesi için yapılan analizlerin mutlaka FEMA 440 ile desteklenmesi gerektiği belirlenmiştir.

9. Yapılan çalışma sonucunda FEMA 356'da verilen katsayılar yönteminin, yine aynı kaynakta da belirtildiği gibi, taşıyıcı sistemi düzenli ve yüksek bina sınıfına girmeyen yapıların performanslarını değerlendirmek açısından hızlı ve güvenilir sonuçlar verdiği görülmektedir. Ancak özellikle düzensizlikleri bulunan ve/veya yüksekliği fazla olan binalarda, statik itme analizi, dinamik analizlerle de desteklenmelidir. Böylece binalar, farklı titreşim mod hareketlerinin etkileri de dikkate alınarak ATC 40'da verilen kapasite spektrumu yöntemine göre

değerlendirilmelidir. Performans yaklaşımı ile ilgili araştırmalar bu doğrultuda devam etmektedir [9, 10, 21].

10. Yatay yük azaltma faktörü; taban kesme kuvveti-deplasman grafiklerinden, $R = \Delta_{\max} / \Delta_{akma}$ olarak hesap edildiğinde, yapının her üç durumu için de bu değer yaklaşık 4 olarak belirlenir. Bu değer, normal sünek yapılar için kullanılan değer olduğundan, yapının tasarımında kullanılan değer doğru olduğu gözükmemektedir. Ancak aynı kesitlerle, kapasite ilkesine göre detaylandırılan yapı için bu değer değişmemesi düşündürücüdür.

11. Yapılan matematik modelde kolonların normal kuvvet-moment etkileşim diyagramlarının, farklı açılar için tanımlanmasında literatürde yeterli bilgi olmadığı görülmüş, bu nedenle FEMA 356'daki yaklaşık formülle bu davranış tanımlanmıştır.

12. Hazırlanan 2007 TDY'de betonarme binaların değerlendirilmesi için eklenmiş bulunan performans analizi bölümünde çelik yapılara değinilmemesinin bir eksiklik olduğu düşünülmektedir. Zira bilindiği gibi bir çok eski betonarme yapıda etriye sıklaştırması bile bulunmadığından, plastik mafsallaşma oluşamayacakken, çelik yapılarda bu davranış, çoğu durumda ideal bir şekilde gözlenir. Bu nedenle çelik yapılar da yönetmeliğe dahil edilmeli ve literatürde eksik olan birleşim tiplerinin, çevrimsel yatay yükler altında nonlineer davranışı da eklenmelidir.

13. 2007 TDY'de tasarım ve değerlendirme kriterlerinde, yapının aktif faya yakınlığının, spektral ivme değerlerine etkisi ile ilgili bir bilgi bulunamamıştır. Bu durum, daha önce yaşanmış olan büyük depremlerde, faya yakınlığından dolayı karşılaşılan bina göçmelerinin, yeni yapılacak binalarda da, deprem yönetmeliğine göre boyutlandırılırsalar dahi, tekrar karşılaşılabileceği tehlikesini devam ettirmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*
- [2] **Aydınoğlu, N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.**, 2006. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Örnekler Kitabı, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [3] **ATC 40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [4] **FEMA 356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [5] **FEMA 273**, 1997. NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [6] **AISC(1997)**, 1997. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Structures , Chicago*.
- [7] **IBC (2003)**, 2003, International Building Code, International Code Council, USA
- [8] **Kunnath, S. K.**, 2004. Statik Pushover Analyses and its Relevance in Performance Based Seismic Evaluation of Buildings, *Structural Engineers Association of Southern California*, California
- [9] **Aydınoğlu, N. M.**, 2003. An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi- mode seismic performance evaluation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 1, pp 3-36, Kluwer Academic Publisher,
- [10] **Aydınoğlu, N. M., Kaçmaz, U.**, 2002. Strength based displacement amplification spectra for inelastic seismic performance evaluation, Department of Earthquake Engineering Report No: 2002/2, *Kandilli Observatory and earthquake Research Institute*, İstanbul
- [11] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [12] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2001. Yapı Dinamiği, Beta Dağıtım, İstanbul.

- [13] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı için Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt I ve Cilt II, İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [14] **Özer, E.,** 2005. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, İstanbul.
- [15] **Saygun, A.I.,** 2005. İleri Yapı Statiği Ders Notları, İstanbul.
- [16] **Uzgider, E.,** 2005. Sünek Çelik Yapı Tasarımı, İstanbul.
- [17] **ACI 318M-05,** 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete, *American Concrete Institute , Michigan.*
- [18] **Dönmez, B.,** 2004. Eksenel Doğrultuda Kayıcı Bulonlu Düğüm Noktaları İçeren Çelik Yapı Sistemlerinin Performanslarının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [19] **Eker, O.,** 2005. Betonarme Düzensiz Bir Binanın Deprem Güvenliğinin Doğrusal Olmayan Yöntemle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [20] **ETABS Nonlinear Version 8.47,** 2004. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- [21] **FEMA 440,** 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency, Washington.*

EK A. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ NORMAL ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN BEŞ KATLI ÇELİK BİNA

Sistem

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil A.1’de, normal kat sistem planı Şekil A.2’de, tipik sistem enkesiti Şekil A.3’te verilen beş katlı çelik binanın tasarımına ait başlıca sonuçlar ile tipik elemanlarının boyutlandırma ve detay hesapları açıklanacaktır.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Deprem Yönetmeliği Madde 4.4’te tanımlanarak ilgili tasarım koşulları verilen, süneklik düzeyi normal moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır. Bu örnekte çelik kirişlerin, düşey yükler altında, betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.

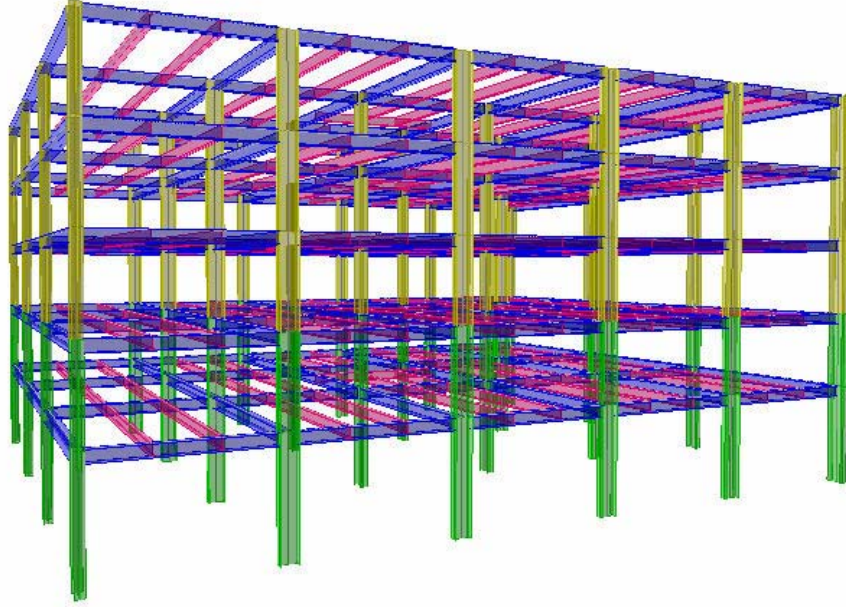
2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEA ve HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

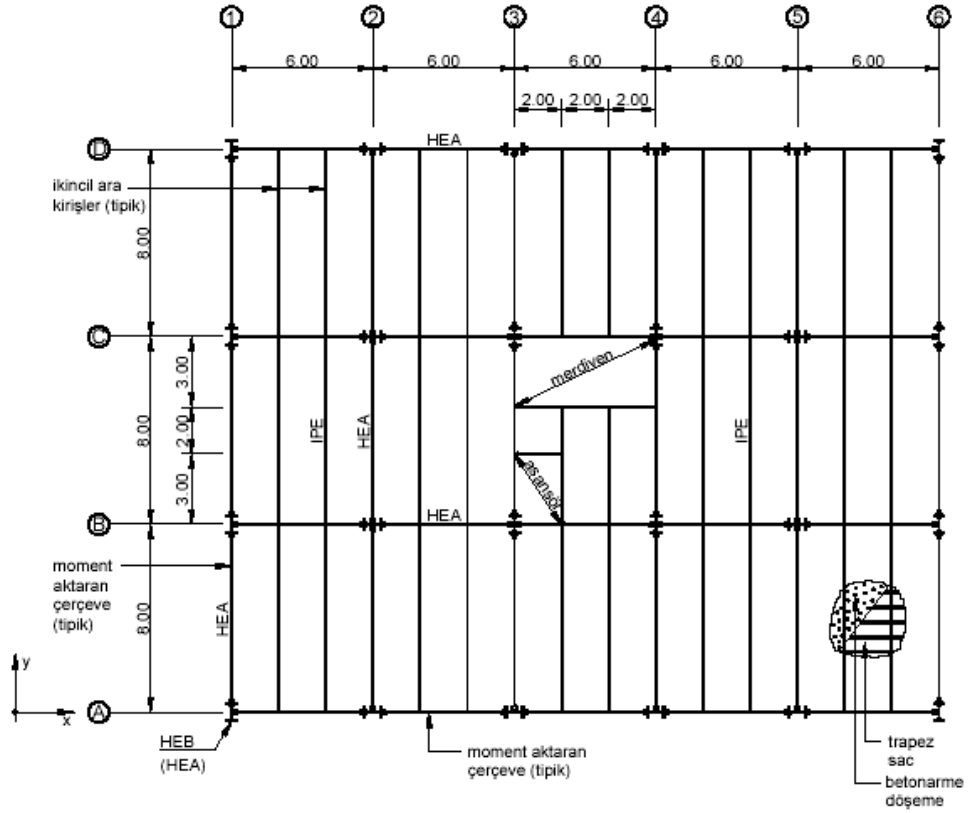
Sistemin tasarımında Fe37 yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. Çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.3.1 geçerlidir.

TS648 Çelik Yapılar Standardı’na göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a = 235 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E=206182 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal

gerilme için $\sigma_{em}=141 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em}= 82 \text{ N/mm}^2$ değerlerini almaktadır.

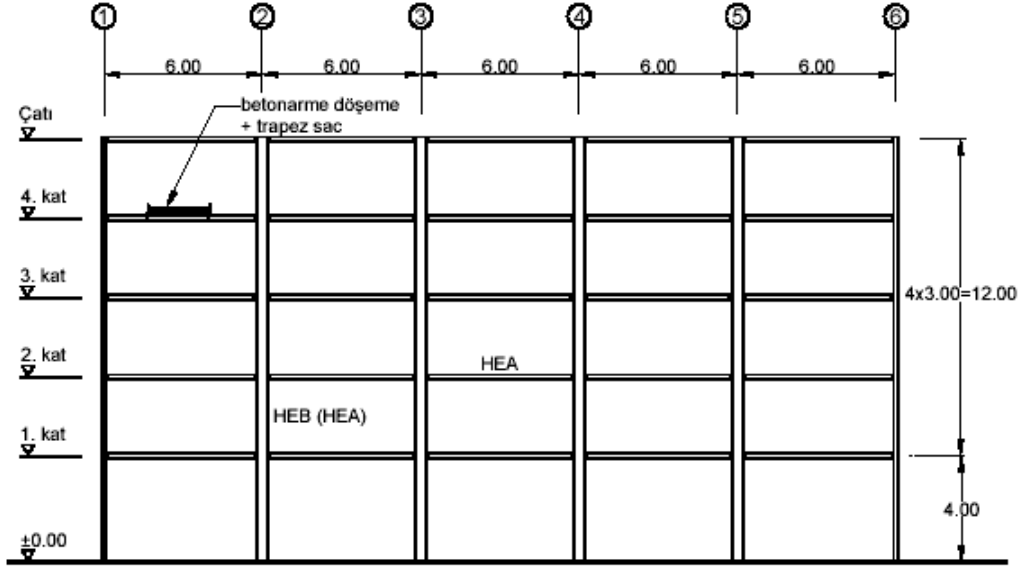


Şekil A.1: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli



Şekil A.2: Normal Kat Sistem Planı

Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.3.2'ye uygun olarak, deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde ISO 10.9 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 900 \text{ N/mm}^2$), deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve eklerinde ise ISO 5.6 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 300 \text{ N/mm}^2$) bulon kullanılacaktır. Kaynaklı birleşimler ve kaynak malzemesi ile ilgili olarak Madde 4.2.3.3 ve Madde 4.2.3.4 geçerlidir.



Şekil A.3: Tipik Sistem Enkesiti (A aksı çerçevesi)

Düşey Yükler

a) Çatı döşemesi	çatı kaplaması	1.0	kN/m^2
	izolasyon	0.2	kN/m^2
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1	kN/m^2
	asma tavan + tesisat	0.5	kN/m^2
	çelik konstrüksiyon	0.5	kN/m^2
		<u>$g = 4.3$</u>	kN/m^2
b) Normal kat döşemesi:	hareketli yük	$q = 1.0$	kN/m^2
	kaplama	0.5	kN/m^2
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1	kN/m^2

asma tavan + tesisat	0.5	kN/m ²
bölme duvarları	1.0	kN/m ²
çelik konstrüksiyon (kolonlar dahil)	0.8	kN/m ²
	$g = 4.9$	kN/m ²
hareketli yük	$q = 2.0$	kN/m ²

Not: Merdiven ve asansör bölgesindeki sabit ve hareketli yüklerin döşemenin diğer bölgelerindeki sabit ve hareketli yüklere eşit olduğu varsayılmıştır.

c) Dış duvar yükü (normal katlarda): $g_d = 3.0 \text{ kN/m}$

Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan beş katlı çelik bina birinci derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve konut veya işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sisteminin her iki doğrultuda süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşturulması öngörülmektedir. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve ilgili yönetmelik maddeleri aşağıda verilmiştir.

- etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi) $A_o = 0.40$
(Madde 2.4.1)
- bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri) $I = 1.00$
(Madde 2.4.2)
- spektrum karakteristik periyotları $T_A = 0.15 \text{ s}$ $T_B = 0.40 \text{ s}$
(Tablo 2.4) (Z2 yerel zemin sınıfı)
- taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi normal çerçevelerle taşındığı çelik binalar) $R = 5$
(Tablo 2.5)
- hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri) $n = 0.30$
(Tablo 2.7)

Düzensizliklerin Kontrolü

Deprem Yönetmeliği Madde 2.3 uyarınca düzensizlik kontrolleri yapılacaktır.

Bina kat planlarında çıkıntılarının olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir.

Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle, düşey doğrultuda düzensizlik durumları da mevcut değildir.

Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanmasında, Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.4'e göre, binanın her iki deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyotları Denk.(A.1) ile hesaplanan değerlerden daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (\text{A.1})$$

Bu denklemde, m_i toplam kat kütlelerini göstermektedir ve w_i , g_i , q_i sırasıyla toplam kat ağırlıkları ile katların toplam sabit ve hareketli yükleri olmak üzere

$$m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{1}{g} [g_i + nq_i] \quad (n = 0.30)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Dördüncü normal kat için, kat ağırlıkları ve kat kütlelerinin hesabı aşağıda ayrıntılı olarak verilmiş ve diğer sonuçlar Tablo A.1'de topluca gösterilmiştir.

$$w_4 = 30 \times 24 \times (4.9 + 0.3 \times 2.0) + 2 \times (24 + 30) \times 3.0 = 4284.0 \text{ kN}$$

$$m_4 = \frac{4284.0}{9.81} = 436.70 \text{ kNs}^2 / m$$

Tablo A.1: Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri

Kat	w_i	m_i
Çatı	3312	337.61
4	4284	436.7
3	4284	436.7
2	4284	436.7
1	4284	436.7
Σ	20448	2084.4

Denk.(A.1)'deki F_{fi} fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilirler.

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} = F_0$$

Burada F_0 , seçilen herhangi bir yük katsayısını göstermektedir ve bu örnekte $F_0 = 1000$ kN olarak alınacaktır. Bu şekilde hesaplanan F_{fi} fiktif kuvvetleri Tablo 10.2'nin ikinci kolonunda verilmişlerdir.

Ön boyutlandırma sonucunda kiriş ve kolon enkesitleri belirlenen sistemin, (x) doğrultusunda kat kütle merkezine etkitilen F_{fi} fiktif kuvvetleri altında analizi ile elde edilen d_{fix} yatay kat yerdeğiştirmeleri Tablo A.2'nin üçüncü kolonunda görülmektedir. Bu büyüklükler Denk.(A.1)'de yerlerine konularak yapı sisteminin (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu hesaplanır. Bu hesaplar, Tablo A.2 üzerinde gösterilmiştir.

Tablo A.2: Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yerdeğiştirmeleri

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fix} (m)	m_i	$m_i d_{fix}^2$	$F_{fi} d_{fix}$
Çatı	266.8	0.01908	337.61	0.12291	5.0905
4	280.3	0.01683	436.7	0.12369	4.7174
3	215.6	0.01335	436.7	0.07783	2.8783
2	151	0.00884	436.7	0.03413	1.3348
1	86.3	0.00413	436.7	0.00745	0.3564
Σ	1000			0.36601	14.3774

(x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu

$$T_{1x} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{0.36601}{14.3774} \right)^{1/2} = 1.002s$$

olarak bulunur. Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu da

$$T_{1y} = 1.098 s$$

değerini almaktadır.

Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Madde 2.6.2'ye göre, bina yüksekliğinin

$$H_N = 16.0 \text{ m} < 40.0 \text{ m}$$

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.1'e göre, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t , Denk (A.2) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10 A_o IW \quad (\text{A.2})$$

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti

$$T_{1x} = 1.002 s > 0.40 s = T_B$$

için

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.002} \right)^{0.8} = 1.20 \quad \text{ve} \quad R_{ax}(T_{1x}) = R_x = 5$$

değerleri Denk.(A.2)'de yerlerine konularak

$$V_{tx} = 20448.0 \frac{0.40 \times 1.0 \times 1.20}{5} = 1963.0 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır. Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti

$$T_{1y} = 1.098 \text{ s} > 0.40 \text{ s} = T_B$$

için hesaplanan

$$S(T_{1y}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.098} \right)^{0.8} = 1.11 \quad \text{ve} \quad R_{ay}(T_{1y}) = R_y = 5$$

değerleri yardımıyla

$$V_{ty} = 20448.0 \frac{0.40 \times 1.0 \times 1.11}{5} = 1815.8 \text{ kN}$$

olarak elde edilir.

Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 5 \times 1963.0 = 73.61 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 5 \times 1815.8 = 68.09 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına Denk.(A.3) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (\text{A.3})$$

(x) ve (y) doğrultuları için

$$F_{ix} = (1963.0 - 73.61) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad \text{ve} \quad F_{iy} = (1815.8 - 68.09) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

denklemleri ile hesaplanan F_{ix} ve F_{iy} eşdeğer deprem yükleri, Tablo A.3'te topluca verilmiştir. En üst kat döşemesine etkiyen eşdeğer deprem yükleri, ΔF_N tepe kuvvetlerini de içermektedir.

Tablo A.3: Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
Çatı	0.2668	577.7	534.38
4	0.2803	529.6	489.88
3	0.2156	407.35	376.81
2	0.151	285.3	263.9
1	0.0863	163.05	150.83
Σ	1	1963	1815.8

Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.3.1'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun $\pm 5\%$ 'i ve -5% 'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir. (x) ve (y) doğrultularındaki ek dışmerkezlikler

$$e_x = \pm 0.05 \times 30.00 = \pm 1.50 \text{ m} \quad \text{ve} \quad e_y = \pm 0.05 \times 24.00 = \pm 1.20 \text{ m}$$

değerlerini alırlar.

Not: İncelenen bu binada kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışması nedeniyle, eşdeğer deprem yüklerinin sadece kütle merkezinin $\pm 5\%$ ekdışmerkezlik kadar kaydırıldığı noktalara etkitilmesi yeterli olmakta, ayrıca kat kütle merkezine uygulanması gerekmemektedir.

Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS498 Yük Standardı'na göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti

$$W_i = c_f q A_i$$

denklemini ile hesaplanır. Burada

c_f : aerodinamik yük katsayısıdır. Plandaki izdüşümü dikdörtgen olan ve yükseklik/genişlik oranı 5'i aşmayan bina türü yapılarda

$$c_f = 1.2$$

değerini almaktadır.

q : nominal rüzgar basıncıdır. Bina yüksekliğine bağlı olarak

$$0 < H \leq 8.0 \text{ m} \quad \text{için} \quad q = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$8.0 \text{ m} < H \leq 20.0 \text{ m} \quad \text{için} \quad q = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

bağıntıları ile hesaplanır.

A_i : kat döşemesine rüzgar yükü aktaran alandır ve rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeyin genişliği ile ardışık iki katın yüksekliklerinin ortalamasının çarpımı ile elde edilir.

Buna göre, (x) doğrultusunda yapıya etkiyen rüzgar kuvvetleri

$$W_{1x} = 1.2 \times 0.5 \times 24.0 \times \frac{4.0 + 3.0}{2} = 50.40 \text{ kN}$$

$$W_{2x} = 1.2 \times 24.0 \times \left(0.5 \times \left(1.5 + 1.0 \times \frac{2.5}{3.0} \right) + 0.8 \times \left(2.0 \times \frac{1.0}{3.0} \right) \right) = 48.96 \text{ kN}$$

$$W_{3x} = 1.2 \times 24.0 \times \left(0.5 \times \left(1.0 + \frac{0.5}{3.0} \right) + 0.8 \times \left(2.0 \times \frac{2.0}{3.0} + 1.5 \right) \right) = 67.68 \text{ kN}$$

$$W_{4x} = 1.2 \times 0.8 \times 24.0 \times 3.0 = 69.12 \text{ kN}$$

$$W_{5x} = 1.2 \times 0.8 \times 24.0 \times 1.5 = 34.56 \text{ kN}$$

değerlerini almaktadır.

Not: Nominal rüzgar basıncının değeri değiştirdiği katın altındaki ve üstündeki döşemelere etkiyen rüzgar kuvvetleri, yayılı rüzgar yüklerine statikçe eşdeğer kuvvetler olarak hesaplanmışlardır.

Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki rüzgar kuvvetleri

$$W_{1y} = \frac{30.0}{24.0} W_{1x} = 63.00 \text{ kN} \quad W_{2y} = 61.20 \text{ kN}$$

$$W_{3y} = 84.60 \text{ kN} \quad W_{4y} = 86.40 \text{ kN} \quad W_{5y} = 43.20 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.5'e ve TS648 Çelik Yapılar Standardı'na uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirileceklerdir.

- a) Düşey yük birleşimleri : $G + Q$ (1 yükleme)
- b) Düşey yük + deprem birleşimleri : $G + Q \pm Ex1 \pm 0.3Ey$ (32 yükleme)
- $$G + Q \pm Ex2 \pm 0.3Ey$$
- $$G + Q \pm 0.3Ex \pm Ey1$$
- $$G + Q \pm 0.3Ex \pm Ey2$$
- $$0.9G \pm Ex1 \pm 0.3Ey$$
- $$0.9G \pm Ex2 \pm 0.3Ey$$
- $$0.9G \pm 0.3Ex \pm Ey1$$
- $$0.9G \pm 0.3Ex \pm Ey2$$
- c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri : $G + Q \pm Wx$ (8 yükleme)
- $$G + Q \pm Wy$$
- $$0.9G \pm Wx$$
- $$0.9G \pm Wy$$

Burada

- G : sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler
- Q : hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler
- $Ex1, Ex2$: (x) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik

doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

Ey1 , Ey2 : (y) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

Wx , Wy : sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki rüzgar yüklerinden oluşan iç kuvvetlerdir.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.4'e göre, yönetmeliğin gerekli gördüğü yerlerde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, arttırılmış deprem yüklemeleri gözönüne alınacaktır. Arttırılmış deprem yüklemelerinde, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler Ω_0 büyütme katsayıları ile çarpılarak arttırılacaktır. Deprem Yönetmeliği Tablo 4.2'ye göre, süneklik düzeyi normal çerçeveler için büyütme katsayısı

$$\Omega_0 = 2.0$$

değerini almaktadır.

TS648 Çelik Yapılar Standardı'na ve Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.3.5'e göre, emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri düşey yük + rüzgar yüklemeleri için %15, düşey yük + deprem yüklemeleri için %33 arttırılacaktır. Birleşim ve eklerin tasarımında ise, her iki yükleme durumu için emniyet gerilmeleri %15 arttırılacaktır.

Sistem Analizleri

Şekil A.1–A.3'te tanımlanan ve ön boyutlandırma sonucunda enkesit profilleri belirlenen yapı sisteminin, yukarıdaki bölümlerde hesaplanan düşey yükler ile deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi yapılmış ve toplam (41) adet yük birleşimi için eleman iç kuvvetleri elde edilmiştir.

Sistem analizleri ETABS bilgisayar yazılımından yararlanarak gerçekleştirilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek görelî kat ötelemeleri ve

ikinci mertebe etkileri kontrolleri ile başlıca tipik elemanlara ve birleşimlere ait kesit ve detay hesapları açıklanacaktır.

Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır.

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

denklemi ile hesaplanır. Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Bu örnekte, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yerdeğiştirmelerinin en büyük değeri, sayısal değeri Tablo A.3'te verilen ve %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir. Her bir deprem doğrultusunda, binanın i 'inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R\Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanacaktır.

(x) ve (y) doğrultularında %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış E_{x1} ve E_{y1} deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değeri Tablo A.4 ve Tablo A.5'in üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri ise tabloların dördüncü kolonunda verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerin bileşke yerdeğiştirmeye etkisi terkedilmiştir. Her iki doğrultudaki simetri nedeniyle burulma düzensizliği bulunmayan bu binada, söz konusu varsayımın yerdeğiştirmelere etkisi %1' den daha küçük olmaktadır.

Tablo A.4: (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\delta_{ix}$ (cm)	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	4.0463	0.4956	2.478	0.0083
4	300	3.5507	0.747	3.735	0.0125
3	300	2.8037	0.9535	4.7675	0.0159
2	300	1.8502	0.987	4.935	0.0165
1	400	0.8632	0.8632	4.316	0.0108

Tablo A.5: (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\delta_{iy}$ (cm)	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	4.6366	0.6168	3.084	0.0103
4	300	4.0198	0.8855	4.4275	0.0148
3	300	3.1343	1.0998	5.499	0.0183
2	300	2.0345	1.1118	5.559	0.0185
1	400	0.9227	0.9227	4.6135	0.0115

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanmış ve tabloların beşinci kolonuna yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise tabloların son kolonunda yer almaktadır.

Tablolardan görüldüğü gibi, δ_i/h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında

$$(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}} = 0.0165 \text{ ve } (\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}} = 0.0185$$

olmakta ve Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.1.3'te öngörülen

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}} = 0.0185 < 0.02$$

koşulunu sağlamaktadır.

İkinci Mertebe Etkileri

Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.2 uyarınca, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe

gösterge değeri, θ_i hesaplanarak

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (\text{A.4})$$

koşulu kontrol edilecektir. Bu bağıntıda

- $(\Delta_i)_{ort}$: i'inci kat için yukarıdaki bölümde tanımlanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini
 V_i : gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme kuvvetini
 h_i : binanın i'inci katının kat yüksekliğini
 w_j : binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Kat döşemesinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada, Ex1 ve Ex2 yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, (x) doğrultusu için $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilmektedir. Benzer durum (y) doğrultusu için de geçerlidir.

Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda Denk.(A.4) koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri TS648 Çelik Yapılar Standardı'na uygun olarak değerlendirilecektir. Bu koşulun herhangi bir katta sağlanmaması durumunda ise, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan θ_i parametresinin en büyük değeri, (y) doğrultusunda ve ikinci katta meydana gelmektedir. Bu değer

$$(\Delta_{2y})_{ort} = ((d_{2y})_{ort} - (d_{1y})_{ort}) = 1.8799 - 0.8509 = 1.0290 \text{ cm}$$

$$\sum_{j=2}^5 w_j = 3 \times 4284.0 + 3312.0 = 16164.0 \text{ kN} \quad (\text{bakınız, Tablo 10.1})$$

$$V_{2y} = 1815.80 - 150.83 = 1664.97 \text{ kN} \quad (\text{bakınız, Tablo 10.3})$$

$$h_2 = 300 \text{ cm}$$

olmak üzere

$$\theta_{maks} = \theta_{2y} = \frac{1.0290 \times 16164.0}{1664.97 \times 300} = 0.033 < 0.12$$

koşulunu sağladığından, ikinci mertebe etkilerinin TS648 Çelik Yapılar Standardı'na göre değerlendirilmesi yeterlidir.

İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan normal kat ikincil döşeme kirişlerinin (bakınız, Şekil A.2) düşey yükler (G+Q yüklemesi) altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$M_{maks} = 110.4 \text{ kNm}$$

$$T_{maks} = 55.2 \text{ kN}$$

değerlerini almaktadır.

Seçilen kiriş kesiti (IPE 360) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$W_x = 904 \text{ cm}^3, \quad I_x = 16270 \text{ cm}^4, \quad S_x = 509 \text{ cm}^3, \quad t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{110.4 \times 10^6}{904 \times 10^3} = 122.1 \text{ N/mm}^2 < 141 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

Kayma gerilmesi tahkiki:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{55.2 \times 509 \times 10^6}{16270 \times 8 \times 10^4} = 21.6 \text{ N/mm}^2 < 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim tahkiki : analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki görelî düşey yerdeğiştirme

$$f_{maks} = 2.187 \text{ cm}, \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{2.187}{800.0} = \frac{1}{366} < \frac{1}{300}$$

Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1. Kat, B aksı çerçevesi, 2-3 aksları arası ana çerçeve kirişinin (bakınız, Şekil A.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi (G + Q – Ex2 – 0.3Ey yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kiriş mesnedinde oluşan iç kuvvetler (kesit zorları) ve toplam iç kuvvetler

$$M_{G+Q} = 162.1 \text{ kNm}$$

$$M_E = 120.5 \text{ kNm} \quad M_{G+Q+E} = 282.6 \text{ kNm}$$

$$T_{G+Q} = 142.6 \text{ kN}$$

$$T_E = 21.7 \text{ kN} \quad T_{G+Q+E} = 164.3 \text{ kN}$$

değerlerini almaktadır.

Seçilen kiriş kesiti (HE 400 A) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$W_x = 2310 \text{ cm}^3, \quad I_x = 45070 \text{ cm}^4, \quad S_x = 1281 \text{ cm}^3$$

enkesit boyutları: başlık genişliği: $b = 300 \text{ mm}$, başlık kalınlığı: $t = 19 \text{ mm}$

enkesit yüksekliği: $d = 390 \text{ mm}$, gövde kalınlığı: $t_w = 11 \text{ mm}$

gövde yüksekliği: $h = 390 - 2 \times 19 = 352 \text{ mm}$

başlık alanı: $F_b = 30 \times 1.9 = 57 \text{ cm}^2$

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.4 \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 4.0 \sqrt{E_s / \sigma_a}$$

şeklindedir.

$$\text{Fe37 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s / \sigma_a} = \sqrt{206182 / 235} = 29.62$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{150}{19} = 7.89 < 0.4 \times 29.62 = 11.85 \quad \text{ve} \quad \frac{352}{11} = 32.00 < 4.0 \times 29.62 = 118.48$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.4.1 yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın

$$l_b \leq 0.124 \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$

koşulunu sağlamasını öngörmektedir. Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.4.3'e göre, betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde bu koşula uyulması zorunlu olmamakla birlikte, mesnetler arası uzaklığın $l_b = 800$ cm olduğu (y) doğrultusundaki çerçeve kirişlerinde de (kiriş başlığının ve gövdenin 1/5'inin yanal doğrultudaki atalet yarıçapı, $r_y = 7.94$ cm) bu koşulun sağlandığı görülmektedir.

$$l_b = 800 < 0.124 \frac{7.94 \times 206182}{235} = 864 \text{ cm}$$

Betonarme döşemenin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Buna karşılık, negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır.

TS648 Standardı Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık,

$$s = 200 \text{ cm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

Emniyetli yönde kalmaküzere, $M_1/M_2 = -1$ alınarak hesaplanan $C_b=1.00$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.00}{200 \times 39 / 57} = 6138 \text{ kg / cm}^2 \cong 613.8 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_B = 141 \text{ N / mm}^2$$

elde edilir.

$$\text{Normal gerilme: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{282.6 \times 10^6}{2310 \times 10^3} = 122.0 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 141 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

Kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{164.3 \times 1281 \times 10^6}{45070 \times 10^4 \times 11} = 42.5 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim tahkiki : analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki görelî düşey yerdeğiştirme

$$f_{maks} = 0.555 \text{ cm} , \quad L = 600 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{0.555}{600.0} = \frac{1}{1081} < \frac{1}{300}$$

Not: Gerilme hesaplarından görüldüğü gibi, kirişteki en büyük normal gerilme emniyet gerilmesinin %65'i dolaylarındadır. Bu durum, kiriş enkesit profillerinin seçiminde görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasının daha etkin olmasından kaynaklanmaktadır.

Kolonların Boyutlandırılması

1. Kat, 2/B kolonunun (bakınız, Şekil 10.2) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q - E_{x2} - 0.3E_y$ yüklemesi) için gerilme kontrolleri “oluşan toplam iç kuvvetler (kesit zorları)

$$N_G = -1363.0 \text{ kN}$$

$$N_Q = -513.0 \text{ kN}$$

$$N_E \cong 0$$

$$N_{G+Q+E} = -1876.0 \text{ kN (basınç)}$$

$$(x) \text{ doğrultusunda: } M_G = -0.3 \text{ kNm}$$

$$M_Q = -0.2 \text{ kNm}$$

$$M_E = 525.5 \text{ kNm} \quad M_{G+Q+E} = 525.0 \text{ kNm}$$

$$T_G = -0.3 \text{ kN} \quad T_Q = -0.1 \text{ kN}$$

$$T_E = 145.8 \text{ kN} \quad T_{G+Q+E} = 145.4 \text{ kN}$$

$$(y) \text{ doğrultusunda: } M_G = 0.2 \text{ kNm}$$

$$M_Q = 0.1 \text{ kNm}$$

$$M_E = 10.9 \text{ kNm} \quad M_{G+Q+E} = 11.2 \text{ kNm}$$

$$T_G \cong 0.0 \text{ kN}$$

$$T_Q \cong 0.0 \text{ kN}$$

$$T_E = 2.5 \text{ kN} \quad T_{G+Q+E} = 2.5 \text{ kN}$$

değerlerini almaktadır. Düşey yükler + deprem yüklemesi için, kolonun üst ucundaki eğilme momentleri ise

$$M_x = 0.2 \text{ kNm} \quad \text{ve} \quad M_y = 1.2 \text{ kNm}$$

dir.

Seçilen kolon kesiti (HE 600 B) için gerekli enkesit karakteristikleri:

$$A = 270 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 5700 \text{ cm}^3, \quad I_x = 171000 \text{ cm}^4, \quad S_x = 3212 \text{ cm}^3, \quad i_x = 25.2 \text{ cm}$$

$$W_y = 902 \text{ cm}^3, \quad I_y = 13530 \text{ cm}^4, \quad S_y = 696 \text{ cm}^3, \quad i_y = 7.08 \text{ cm}$$

enkesit boyutları: başlık genişliği: $b = 300 \text{ mm}$, başlık kalınlığı : $t = 30 \text{ mm}$

enkesit yüksekliği: $d = 600 \text{ mm}$, gövde kalınlığı: $t_w = 15.5 \text{ mm}$

gövde yüksekliği : $h = 600 - 2 \times 30 = 540 \text{ mm}$

başlık alanı : $F_b = 30 \times 3.0 = 90 \text{ cm}^2$

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.1’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo 4.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.4 \sqrt{E_s / \sigma_a} \quad \text{ve} \quad \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.10 \quad \text{için} \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.66 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

şeklindedir.

$$\text{Boyutsuz normal kuvvet oranının} \quad \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{1876.0 \times 10^3}{235 \times 270 \times 10^2} = 0.296 > 0.10$$

$$\text{değeri ile Fe37 yapı çeliği için} \quad \sqrt{E_s / \sigma_a} = \sqrt{206182 / 235} = 29.92$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerlerine konularak

$$\frac{150}{30} = 5.00 < 0.4 \times 29.62 = 11.85 \quad \text{ve}$$

$$\frac{540}{15.5} = 34.84 < 1.66 \times 29.62 \times (2.1 - 0.296) = 88.70$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Bileşik eğik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.4'te verilen

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\sigma_{By}} \leq 1.00$$

formülü ile yapılacaktır. Burada

$$\sigma_{eb} = \frac{1876.0 \times 10^3}{270 \times 10^2} = 69.5 \text{ N/mm}^2 : \text{yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan}$$

gerilme

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 8'e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

2/B kolonunun kuvvetli eksenini doğrultusunda yanal ötelemesinin önlenmemiş olduğu, zayıf eksenini doğrultusunda ise, bu doğrultudaki diğer rijit kolonlar tarafından yanal ötelemesinin önlendiği varsayımı yapılmıştır. Buna göre, 2/B kolonunun eğilme rijitliği ile bu kolona bağlanan kirişlerin eğilme rijitliklerine ve mesnet koşullarına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 5'teki nomogramdan bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile hesaplanan s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları

$$S_{kx} = K_x \times H = 1.75 \times 400 = 700 \text{ cm}, S_{ky} = K_y \times H = 1.75 \times 400 = 700 \text{ cm}$$

değerlerini almaktadır. Bu değerler kullanılarak, narinlik oranları

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{700.0}{25.2} = 28, \quad \lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{340}{7.08} = 48, \quad \lambda = (\text{maks } \lambda_x, \lambda_y) = 48$$

Bu narinlik değeri için, Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = 1162 \text{ kg/cm}^2 = 116.2 \text{ N/mm}^2$$

dir.

Yalnız eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler:

$$\sigma_{bx} = \frac{525.0 \times 10^6}{5700 \times 10^3} = 92.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{by} = \frac{11.2 \times 10^6}{902 \times 10^3} = 12.4 \text{ N/mm}^2$$

$C_{mx} = C_{my} = 0.85$: yanal ötelemesi önlenmemiş sistem

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{28^2} = 10574.0 \text{ kg/cm}^2 \cong 10574.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{48^2} = 3598.0 \text{ kg/cm}^2 \cong 3598.0 \text{ N/mm}^2$$

Yanal burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d \times F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$$

denklemini ile hesaplanır. Burada

s : kolon basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık,

$$s = H = 400 \text{ cm}$$

$$C_B = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

Kuvvetli eksen doğrultusundaki kolon uç momentlerinin

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right)_x = -\frac{0.2}{525.0} \cong 0$$

oranı için hesaplanan $C_{bx} = 1.75$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.75}{400 \times 60 / 90} = 5513 \text{ kg/cm}^2 \cong 5513 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2$$

elde edilir.

Kolonun zayıf ekseni doğrultusunda yanal burkulma söz konusu olmadığından, eğilmedeki emniyet gerilmesi aynen kullanılacaktır.

Normal gerilme tahkiki :

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{69.5}{116.2} + \frac{0.85 \times 92.1}{\left(1.0 - \frac{69.5}{1057.4}\right) \times 141.0} + \frac{0.85 \times 12.4}{\left(1.0 - \frac{69.5}{359.8}\right) \times 141.0} = 1.285 < 1.33$$

Kayma gerilmesi tahkiki:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{145.4 \times 3212 \times 10^6}{171000 \times 10^4 \times 15.5} = 17.6 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Enkesit Profilleri

Önceki bölümlerde, örnek olarak seçilen ikincil ve ana kirişler ile bir kolon üzerinde ayrıntılı bir şekilde açıklanan tasarım işlemlerinin, taşıyıcı sistemin tüm elemanları üzerinde tekrarlanması sonucunda belirlenen enkesit profilleri aşağıdaki tabloda verilmiştir, Tablo A.6.

Tablo A.6: Taşıyıcı Sistem Elemanları Enkesit Profilleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	Enkesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE 360
A,...,D Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	HE 400 A
1,...,6 Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	HE 400 A
±0.00 / +7.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE 600 B
+7.00 / +16.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE 600 A

Kiriş-Kolon Birleşim Bölgesinin Tasarımı

İncelenen süneklik düzeyi normal çerçeve sistemin 1. Kat, B aksı çerçevesi, 2-3 aksları arası kirişi ile 2/B kolonunun (bakınız, Şekil A.2) birleşim bölgesi Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.2'ye uygun olarak boyutlandırılacaktır.

Madde 4.4.2.1'e göre, birleşimde düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan

$$M_{G+Q} = 162.1 \text{ kNm}$$

$$M_E = 120.5 \text{ kNm}$$

$$M_{G+Q+E} = 282.6 \text{ kNm}$$

$$T_{G+Q} = 142.6 \text{ kN}$$

$$T_E = 21.7 \text{ kN}$$

$$T_{G+Q+E} = 164.3 \text{ kN} \quad (\text{bakınız, Bölüm 10.15})$$

iç kuvvetleri altında, deprem yüklemesi için izin verilen %15 emniyet gerilmesi arttırımı ile, gerilme kontrolleri yapılacaktır.

Uygun bulonların emniyetli taşıma kapasitesi:

$$N_{em} = 1.15 \times 8 \times 137.5 = 1265.0 \text{ kN} > 724.6 \text{ kN}$$

Gövde levhası tarafından aktarılması gereken kesme kuvveti: $T = 164.3 \text{ kN}$

Bu kuvvetin aktarılması için 12x300 mm boyutunda kayma levhası ve 3 adet M24 (ISO 10.9) yüksek dayanımlı bulon kullanılacaktır.

Levhada kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T}{A_{net}} = \frac{164.3 \times 10^3}{12 \times (300 - 3 \times 25)} = 60.9 \text{ N/mm}^2 < 1.15 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

$$\text{Bulonlara etkiyen kuvvetler : } V = \frac{164.3}{3} = 54.8 \text{ kN} \quad , \quad H = \frac{164.3 \times 60}{200} = 49.3 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{54.8^2 + 49.3^2} = 73.7 \text{ kN} < 1.15 \times 108.5 = 124.8 \text{ kN} = P_{em}$$

Yukarıdaki tahkiklere ek olarak, birleşimin eğilme momenti ve kesme kuvveti taşıma kapasiteleri aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır.

a) Düğüm noktasına birleşen kirişin eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1 D_a$ katı ve

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1 D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n}$$

denklemleri ile hesaplanan kesme kuvveti.

Kirişin eğilme momenti kapasitesi (plastik moment) :

$$M_{pi} = W_{xp} \sigma_a = 2 \times 1281 \times 235 \times 10^{-3} = 602.1 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 0 \quad (\text{diğer ucu mafsallı kiriş})$$

Fe37 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı (Tablo 4.1): $D_a=1.2$

$$0.8 \times 1.1 \times D_a \times M_p = 0.8 \times 1.1 \times 1.2 \times 602.1 = 635.8 \text{ kNm}$$

Serbest açıklık (plastik mafsalların kiriş uçlarında oluştuğu varsayımı ile): $l_n=5.70\text{m}$

Düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti: $V_{dy} = 114.1 \text{ kN}$

$$V_e = 114.1 \pm 1.1 \times 1.2 \frac{(602.1 + 0)}{5.7} = 253.5 \text{ kN}$$

b) Madde 4.2.4'te tanımlanan arttırılmış deprem etkilerini içeren yükleme durumlarından dolayı, kolon yüzünde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

$$M = M_{G+Q} + \Omega_0 M_E = 162.1 + 2.0 \times 120.5 = 403.1 \text{ kNm}$$

$$T = T_{G+Q} + \Omega_0 T_E = 142.6 + 2.0 \times 21.7 = 186.0 \text{ kNm}$$

Buna göre, birleşimin eğilme momenti ve kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$M = 403.1 \text{ kNm} \quad \text{ve} \quad T = 186.0 \text{ kNm}$$

değerlerini sağlayacaktır. Kapasite kontrollerinde, Madde 4.2.5'te verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

Kapasite momenti altında, ek başlık levhası ve başlık bulonları tarafından aktarılması gereken çekme kuvveti:

$$N_\varsigma = \frac{M}{d_b} = \frac{403.1}{0.39} = 1033.6 \text{ kN}$$

20x300 mm boyutundaki ek başlık levhasında oluşan çekme gerilmesi:

$$\sigma_\varsigma = \frac{N_\varsigma}{A_{net}} = \frac{1033.6 \times 10^3}{20 \times (300 - 2 \times 25)} = 206.7 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 = \sigma_a$$

8 adet M24 (ISO 10.9) yüksek dayanımlı uygun bulonun taşıma kapasitesi:

$$N_p = 1.70 \times 8 \times 137.5 = 1870.0 \text{ kN} > 1033.6 \text{ kN}$$

Kapasite kesme kuvveti altında, 12x300 mm boyutundaki kayma levhasında oluşan kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T}{A_{net}} = \frac{186.0 \times 10^3}{12 \times (300 - 3 \times 25)} = 68.9 \text{ N/mm}^2 < 135 \text{ N/mm}^2 = \tau_a = \frac{\sigma_a}{\sqrt{3}}$$

3 adet M24 (ISO 10.9) yüksek dayanımlı bulona etkiyen kuvvetler:

$$V = \frac{186.0}{3} = 62.0 \text{ kN} \quad , \quad H = \frac{186.0 \times 60}{200} = 55.8 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{62.0^2 + 55.8^2} = 83.4 \text{ kN} < 1.7 \times 108.5 = 184.5 \text{ kN} = P_u$$

Kayma Bölgesi Kontrolleri

a) Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.2.3(a) uyarınca, kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme dayanımı

$$V_{ke} = 0.8 \Sigma M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 0.8 \times 2 \times 602.1 \times \left(\frac{1}{0.39} - \frac{1}{3.50} \right) = 2195.0 \text{ kN}$$

$$T = T_{GQ} + \Omega_0 T_E = -142.6 + 2.0 \times 21.7 = -186.0 \text{ kN}$$

kesme kuvvetlerinden küçük olanına eşittir.

Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi koşulunu sağlamaktadır.

$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] = 0.6 \times 235 \times 600 \times 15.5 \left[1 + \frac{3 \times 300 \times 30^2}{300 \times 600 \times 15.5} \right] \times 10^{-3}$$

$$V_p = 1604.0 \text{ kN} > 186.6 \text{ kN}$$

b) Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.2.3(c) ve Madde 4.3.4.3(c) uyarınca, kolon gövde levhasının kalınlığı

$$t_{\min} = 15.5 \text{ mm} \geq \frac{u}{180} = \frac{2 \times (600 + 390)}{180} = 11 \text{ mm}$$

koşulunu sağlamaktadır.

c) Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.2.4 ve Madde 4.3.4.4 uyarınca, $t_{cf} = 30 \text{ mm}$ olan kolon başlık kalınlığı

$$t_{cf} \geq 0.54 \sqrt{b_{bf} t_{bf}} = 0.54 \sqrt{300 \times 19} = 40.8 \text{ mm}$$

ve

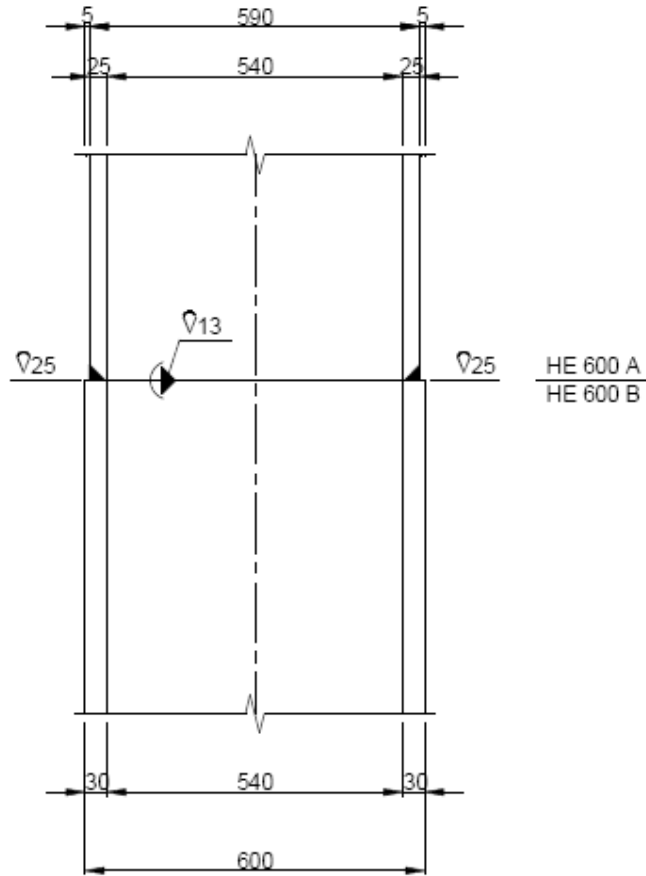
$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ mm}$$

koşullarının her ikisini de sağlamadığından, süreklilik levhalarına gerek olmaktadır. Süreklilik levhalarının kalınlığı $t = 20 \text{ mm}$ olarak seçilmiş ve böylece kiriş başlık kalınlığından ($t_{bf} = 19 \text{ mm}$) daha az olmaması sağlanmıştır.

Kolon Ek Detayının Tasarımı

Kolon ek detayları, Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.3 ve Madde 4.3.5'e uygun

olarak teşkil edilecektir. Buna göre, ek detayı +8.50 kotunda ve tam penetrasyonlu küt kaynak kullanarak oluşturulacaktır. Küt kaynak kalınlıkları, birleştirilen profillerden daha küçük kesitli olanının (HE 600 A) başlık ve gövde kalınlıklarına eşit olarak, $a = 25 \text{ mm}$ ve $a_w = 13 \text{ mm}$ seçilecektir, Şekil A.5.



Şekil A.5: Kolon Ek Detayı

Deprem Yönetmeliği Madde 4.2.5 uyarınca, Madde 4.2.3.3'te verilen koşulları sağlayan tam penetrasyonlu küt kaynakta gerilme sınır değeri yapı çeliğinin akma gerilmesine eşit olarak alınabileceğinden, Madde 4.3.5.3'te öngörülen kapasite koşulları kendiliğinden sağlanmaktadır.

Kolonların Temel Bağlantı Detayının Tasarımı

İncelenen sistemin 2/B kolonunun (bakınız, Şekil A.2) temel bağlantı detayı, Deprem Yönetmeliği Madde 4.9'a uygun olarak boyutlandırılacaktır.

bulon çekme kuvvetleri

$$P = \frac{T}{4} = \frac{155.4}{4} = 38.9 \text{ kN} < 1.15 \times 127 = 146.0 \text{ kN} = P_{em}$$

beton basınç gerilmesi

$$\sigma_c = \frac{1382.0 \times 10^3}{225 \times 600} = 10.2 \text{ N/mm}^2$$

değerlerini almaktadır.

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme

$$m \cong \frac{10.2 \times 130 \times 150}{4} = 49725 \text{ Nmm/mm}$$

$$\sigma = \frac{m}{W_p} = \frac{49725}{\frac{1 \times 50^2}{6}} = 119.3 \text{ N/mm}^2 < 1.15 \times 141 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

Ankraj bulonlarının emniyetle aktarabileceği kesme kuvveti (sürtünme katsayısı: $\mu = 0.55$)

$$T_{em} = \mu \Sigma P_{em} = 0.55 \times 8 \times 146.0 = 642.4 \text{ kN} > 145.2 \text{ kN} = T_{0.9G+E}$$

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmeler, daha elverişsiz olan $G + Q - Ex2 - 0.3Ey$ yüklemesi için kontrol edilecektir.

$$N = 1876.0 \text{ kN} , \quad M = 525.0 \text{ kNm}$$

$$P_v = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (d_c - t_{cf})} = \frac{1876.0}{4} + \frac{525.0}{2 \times (0.60 - 0.03)} = 929.5 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{929.5 \times 10^3}{2 \times 14 \times (350 - 2 \times 14)} = 103.1 \text{ N/mm}^2 < 1.15 \times 110 \text{ N/mm}^2 = \tau_{k,em}$$

Yukarıdaki tahkiklere ek olarak, temel bağlantı detayının kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır.

a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti ve eksenel kuvvet kapasitelerinin $1.1D_a$ katına eşit olan eğilme momenti ve normal kuvvet.

Kolonun eğilme momenti kapasitesi (plastik moment) ve eksenel kuvvet kapasitesi:

$$M_p = W_{sp} \sigma_a = 2 \times 3212 \times 235 \times 10^{-3} = 1510.0 \text{ kNm}$$

$$N_p = A \sigma_a = 270 \times 235 \times 10^{-1} = 6345 \text{ kN}$$

Fe37 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı (Tablo 4.1): $D_a = 1.2$

$$1.1 D_a \times M_p = 1.1 \times 1.2 \times 1510.0 = 1993.0 \text{ kNm}$$

$$1.1 D_a \times N_p = 1.1 \times 1.2 \times 6345.0 = 8375.0 \text{ kN}$$

b) Bölüm 4.2.4'te tanımlanan arttırılmış deprem etkilerini içeren yükleme durumlarından dolayı kolon taban kesitinde meydana gelen eğilme momenti ve normal kuvvet.

0.9G + Ω_0 E yüklemesi için;

$$M = M_{0.9G} + \Omega_0 M_E = -0.9 \times 0.3 + 2.0 \times 525.5 = 1051.0 \text{ kNm}$$

$$N = N_{0.9G} + \Omega_0 N_E = -0.9 \times 1363.0 + 0 = -1227.0 \text{ kN}$$

Buna göre, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi

$$M = 1051.0 \text{ kNm} \quad \text{ve} \quad N = -1227.0 \text{ kN}$$

değerlerini sağlayacaktır. Kapasite kontrollerinde, Madde 4.2.5'te verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

$$T = \frac{1051.0 - 1227.0 \times 0.3375}{0.3375 + 0.375} = 893.9 \text{ kN}, \quad C = 893.9 + 1227.0 = 2120.9 \text{ kN}$$

bulon çekme kuvvetleri

$$P = \frac{T}{4} = \frac{893.9}{4} = 223.5 \text{ kN} \cong 1.7 \times 127 = 215.9 \text{ kN} = P_u$$

Beton basınç gerilmesi, taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme ve kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki gerilmeler, daha elverişsiz olan G + Q + Ω_0 E yüklemesi için kontrol edilecektir.

G + Q + Ω_0 E yüklemesi için; $M = M_{GQ} + \Omega_0 M_E = -0.5 + 2.0 \times 525.5 = 1051.0 \text{ kNm}$

$$N = N_{GQ} + \Omega_0 N_E = -1876.0 + 0 = -1876.0 \text{ kN}$$

Eğilme momenti ve normal kuvvetten dolayı kolon tabanında oluşan çekme ve basınç kuvvetleri

$$T = \frac{1051.0 - 1876.0 \times 0.3375}{0.3375 + 0.375} = 586.5 \text{ kN}, \quad C = 586.5 + 1876.0 = 2462.5 \text{ kN}$$

beton basınç gerilmesi

$$\sigma_c = \frac{2462.5 \times 10^3}{225 \times 600} = 18.2 \text{ N/mm}^2$$

normal gerilme:

$$m \cong \frac{18.2 \times 130 \times 150}{4} = 88725 \text{ Nmm/mm}$$

$$\sigma = \frac{m}{W_p} = \frac{88725}{\frac{1 \times 50^2}{4}} = 142.0 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 = \sigma_a$$

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki en büyük kuvvet:

$$P_v = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 \times (d_c - t_{cf})} = \frac{1876.0}{4} + \frac{1051.0}{2 \times (0.60 - 0.03)} = 1391.0 \text{ kN}$$

kaynak gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{1391.0 \times 10^3}{2 \times 14 \times (350 - 2 \times 14)} = 154.3 \text{ N/mm}^2 < 1.7 \times 110 \text{ N/mm}^2 = \tau_{k,u}$$

ÖZGEÇMİŞ

1983 yılında Rize’de doğan Mehmet Caner SOYDAŞ orta öğrenimini Çankırı Fen Lisesi’nde tamamladı. 2000 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. İngilizce hazırlık programını tamamlayıp, 2005 yılında lisans eğitimini iyi derece ile bitirdi. Mezun olduğu dönem başladığı Yapı Mühendisliği Yüksek Lisans Programına halen devam etmektedir.

Yazar, 2005 yılında başladığı proje mühendisliği ve koordinasyonu görevini özel bir firmada sürdürmektedir.