

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE
BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Esra ÖZGÜN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2012

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE
BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Esra ÖZGÜN
(501091108)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç.Dr.Mustafa GENÇOĞLU

HAZİRAN 2012

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091108 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Esra ÖZGÜN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN ANALİZİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Mustafa GENÇOĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Oğuz Cem ÇELİK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd.Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER
İstanbul Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **4 Mayıs 2012**
Savunma Tarihi : **4 Haziran 2012**

Aileme,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmamın yürütülmesinde yardımlarını esirgemeyen değerli tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Mustafa GENÇOĞLU'na ve tez çalışmam sırasında tüm sorularıma yanıt veren Sayın Yrd.Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER'e teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam boyunca desteklerinden dolayı UTS Mühendislik firmasına ve tez çalışmama katkılarından dolayı YALÇIN Proje'ye teşekkür ederim.

Haziran 2012

Esra Özgün
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
SEMBOL LİSTESİ	xix
ÖZET.....	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI	3
2.1 Genel Bilgiler	3
2.2 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler	5
2.2.1 Malzemelerin şekil değiştirme özellikleri	5
2.2.1.1 İdeal malzemeler	6
2.2.1.2 Çeşitli yapı malzemelerinde gerilme-şekil değiştirme bağıntıları	7
2.2.2 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ve akma(kırılma) koşulları	9
2.2.2.1 Betonarme çubuklar	11
2.2.3 Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali	17
2.2.4 Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin belirli kesitlerde toplanması hali	17
2.2.4.1 Plastik mafsal hipotezi	17
2.3 Geometri Değişimleri Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler	21
3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM	23
3.1 Performans Kavramı	23
3.2 Kapasite Tasarımı.....	24
3.3 Performans Belirlenmesinde Kullanılan Analiz Yöntemleri	26
3.3.1 Doğrusal olmayan artımsal itme analizi.....	27
3.3.1.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi	27
3.3.1.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi	28
3.3.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi	28
4. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ TASARIM KURALLARI	31
4.1 Deprem Etkisinin Tanımlanması.....	31
4.1.1 Deprem düzeyleri	31
4.1.2 Deprem tasarım spektrumları	31
4.1.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi	33
4.2 Yüksek Binalar için Tanımlanan Performans Düzeyleri, Performans Bölgeleri ve Performans Hedefleri.....	34
4.2.1 Minimum hasar/Kesintisiz kullanım performans düzeyi (MH-KK).....	34
4.2.2 Kontrollü hasar/Can güvenliği performans düzeyi (KH-CG).....	35

4.2.3 İleri hasar/Göçmeme güvenliği performans düzeyi (İH-GG)	35
4.2.4 Performans bölgeleri	35
4.2.5 Yüksek binalar için öngörülen minimum performans hedefleri	36
4.3 Yüksek Binalar için Analiz ve Tasarım Yöntemleri	36
4.3.1 Yüksek binalar için analiz yöntemleri.....	36
4.3.2 Analiz modellerine ilişkin kural ve koşullar	38
4.3.3 Yüksek binalarda performansa göre deprem tasarımı aşamaları	44
4.3.3.1 Tasarım aşaması (I – A): Kontrollü hasar / Can güvenliği hedef performansı için doğrusal analiz ile ön tasarım (Boyutlama)	44
4.3.3.2 Tasarım aşaması (I – B): Kontrollü hasar / Can güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile tasarım.....	58
4.3.3.3 Tasarım aşaması (II): Minimum hasar / Kesintisiz kullanım hedef performansı için doğrusal analiz ile gerçekleştirme.....	60
4.3.3.4 Tasarım aşaması (III): İleri hasar / Göçmeme güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile gerçekleştirme.....	60
5. BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ	63
5.1 Yapı Genel Bilgileri	63
5.1.1 Malzeme bilgileri	65
5.1.2 Zemin sınıfı ve deprem parametreleri	67
5.1.3 Yükler ve yük kombinasyonları	72
5.1.4 Yapı taşıyıcı sistemi	74
5.2 Analiz Modelinin Oluşturulması	75
5.2.1 Doğrusal analiz modeli	75
5.2.2 Doğrusal olmayan analiz modeli.....	76
5.3 Performansa Göre Deprem Tasarımı Aşamaları	88
5.3.1 Tasarım aşaması I-A.....	88
5.3.2 Tasarım aşaması I-B.....	106
5.3.3 Tasarım aşaması II	124
5.3.4 Tasarım aşaması III	126
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	137
KAYNAKLAR	141
EKLER	143
ÖZGEÇMİŞ	171

KISALTMALAR

CG	: Can Güvenliği
CQC	: Complete Quadratic Combination (Tam Karesel Birleşim)
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
GG	: Göçmeme Güvenliği
İH	: İleri Hasar
İYBDY	: İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
KH	: Kontrollü Hasar
KK	: Kesintisiz Kullanım
MH	: Minimum Hasar
SRSS	: Square Root of Sum of Squares (Karelerin Toplamının Karekökü)
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 4.1 : Kısa period zemin katsayısı F_a	32
Çizelge 4.2 : 1.0 s periodu zemin katsayısı F_v	32
Çizelge 4.3 : Çeşitli deprem düzeylerinde yüksek binalar için hedeflenen minimum performans bölgeleri	36
Çizelge 4.4 : Etkin yer ivmesi katsayısı.....	46
Çizelge 4.5 : Bina önem katsayısı.....	46
Çizelge 4.6 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı	47
Çizelge 4.7 : Yüksek binalar için performansa göre tasarım yaklaşımı	62
Çizelge 5.1 : D1,D2 ve D3 deprem düzeyleri için C zemin grubu için S_{MS} ve S_{M1} değerleri Yüksek binalar için performansa göre tasarım yaklaşımı ...	67
Çizelge 5.2 : Deprem yer hareketlerinin karakteristik özellikleri.....	73
Çizelge 5.3 : Perde etkin rijitlik değerleri.....	88
Çizelge 5.4 : Kat ağırlıkları ve katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü.....	90
Çizelge 5.5 : Yapının periyod, frekans, açılal frekans ve etkin kütle katılım oranları	91
Çizelge 5.6 : X doğrultusunda kat ötelenmeleri	92
Çizelge 5.7 : Y doğrultusunda kat ötelenmeleri	93
Çizelge 5.8 : Kiriş eğilme donatısı	97
Çizelge 5.9 : Kolon eksenel kuvvetleri	99
Çizelge 5.10 : Kolon boyuna donatıları.....	99
Çizelge 5.11 : Perde eğilme donatısı	104
Çizelge 5.12 : 362E depremi X doğrultusu görelî kat ötelenmesi oranları	110
Çizelge 5.13 : 362E depremi Y doğrultusu görelî kat ötelenmesi oranları	111
Çizelge 5.14 : X doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	113
Çizelge 5.15 : Y doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	114
Çizelge 5.16 : X doğrultusu kiriş kesme kuvvetleri	115
Çizelge 5.17 : Y doğrultusu kiriş kesme kuvvetleri	115
Çizelge 5.18 : X doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	118
Çizelge 5.19 : Y doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	119
Çizelge 5.20 : X doğrultusu kolon kesme kuvvetleri	120
Çizelge 5.21 : Y doğrultusu kolon kesme kuvvetleri	120
Çizelge 5.22 : X doğrultusu perde maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	122
Çizelge 5.23 : Y doğrultusu perde maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	122
Çizelge 5.24 : X doğrultusu perde kesme kuvvetleri.....	123
Çizelge 5.25 : Y doğrultusu perde kesme kuvvetleri.....	123
Çizelge 5.26 : X doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	128
Çizelge 5.27 : Y doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	129
Çizelge 5.28 : X doğrultusu kiriş maksimum kesme kuvvetleri.....	129
Çizelge 5.29 : Y doğrultusu kiriş maksimum kesme kuvvetleri.....	130
Çizelge 5.30 : X doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	131
Çizelge 5.31 : Y doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.....	131

Çizelge 5.32 : X doğrultusu maksimum kolon kesme kuvvetleri.....	132
Çizelge 5.33 : Y doğrultusu maksimum kolon kesme kuvvetleri.....	132
Çizelge 5.34 : X doğrultusu maksimum perde birim şekil değiştirmeleri	134
Çizelge 5.35 : Y doğrultusu maksimum perde birim şekil değiştirmeleri	134
Çizelge 5.36 : X doğrultusu maksimum perde kesme kuvvetleri	135
Çizelge 5.37 : Y doğrultusu maksimum perde kesme kuvvetleri	135
Çizelge C.1 : B5 kirişi kesme donatısı seçimi	152
Çizelge C.2 : B6 kirişi kesme donatısı seçimi	153
Çizelge C.3 : B14 kirişi kesme donatısı seçimi	154
Çizelge C.4 : B16 kirişi kesme donatısı seçimi	155
Çizelge C.5 : B23 kirişi kesme donatısı seçimi	156
Çizelge C.6 : B18 kirişi kesme donatısı seçimi	157
Çizelge C.7 : B35 kirişi kesme donatısı seçimi	158
Çizelge C.8 : B39 kirişi kesme donatısı seçimi	159
Çizelge C.9 : B38 kirişi kesme donatısı seçimi	160
Çizelge C.10 : C12 kolonu kesme donatısı seçimi	161
Çizelge C.11 : C16 kolonu kesme donatısı seçimi	162
Çizelge C.12 : C15 kolonu kesme donatısı seçimi	163
Çizelge C.13 : C14 kolonu kesme donatısı seçimi	164
Çizelge C.14 : C17 kolonu kesme donatısı seçimi	165
Çizelge C.15 : C1 kolonu kesme donatısı seçimi	166
Çizelge C.16 : P1 perdesi kesme donatısı seçimi	167
Çizelge D.1 : X doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	168
Çizelge D.2 : Y doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	169

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1	: Dış kuvvetler etkisindeki katı cisim	5
Şekil 2.2	: Şematik yük parametresi- şekil değiştirme diyagramı	6
Şekil 2.3	: İdeal malzemeler.	7
Şekil 2.4	: Yapı ve beton çeliklerinde σ - ϵ diyagramı	8
Şekil 2.5	: Yapı ve beton çeliklerinin σ - ϵ .diyagramlarının idealleştirilmesi	8
Şekil 2.6	: Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı.....	8
Şekil 2.7	: Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler.....	9
Şekil 2.8	: Akma eğrisi (karşılıklı etki diyagramı)	10
Şekil 2.9	: Basit eğilme halinde eğilme momenti-eğrilik diyagramı	11
Şekil 2.10	: İdeal elastoplastik malzemede σ - ϵ diyagramı	12
Şekil 2.11	: Betonarme kesitlerde M - χ diyagramı	13
Şekil 2.12	: Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı	14
Şekil 2.13	: Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş M - χ diyagramı (Tip1).	15
Şekil 2.14	: Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş M - χ diyagramı (Tip2)	15
Şekil 2.15	: Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş N - ϵ diyagramı	16
Şekil 2.16	: Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramının idealleştirilmesi.....	16
Şekil 2.17	: Eğilme momenti - eğrilik diyagramı.....	18
Şekil 2.18	: Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler.....	19
Şekil 2.19	: İdealleştirilmiş eğilme momenti - eğrilik bağıntısı.....	19
Şekil 2.20	: Plastik mafsallık boyu	20
Şekil 2.21	: Birinci ve ikinci mertebe teorilerinin karşılaştırılması.....	21
Şekil 2.22	: İkinci mertebe teorisine göre boyutlandırma.....	22
Şekil 3.1	: Çerçeve sistemlerde olası mekanizma durumları.....	25
Şekil 3.2	: Tek katlı çerçevede olası mekanizma durumları.....	25
Şekil 4.1	: Tasarım spektrumu eğrisi	33
Şekil 4.2	: Performans bölgeleri	35
Şekil 4.3	: Moment-Eğrilik bağıntısı	41
Şekil 4.4	: Sargılı ve sargısız beton modelleri gerilme-şekil değiştirme grafiği	42
Şekil 4.5	: Doğrusal olmayan analiz için donatı çeliği modeli	43
Şekil 4.6	: Taşıyıcı sistem asal eksen doğrultuları.....	48
Şekil 4.7	: Modal deprem yüklerinin etkiye noktaları	49
Şekil 4.8	: Güçlü kolon-zayıf kiriş.....	53
Şekil 4.9	: Kiriş tasarım kesme kuvveti	55
Şekil 4.10	: Perde tasarım eğilme momenti.	57
Şekil 5.1	: 1.kat planı	63
Şekil 5.2	: 3 boyutlu görünüm	64
Şekil 5.3	: Sargısız beton modeli	66
Şekil 5.4	: Sargılı beton modeli	66
Şekil 5.5	: Donatı çeliği modeli	66
Şekil 5.6	: D1 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu.....	68

Şekil 5.7 : D2 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu	68
Şekil 5.8 : D3 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu	69
Şekil 5.9 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi, Abbar istasyonu ABBAR-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri	70
Şekil 5.10 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.....	70
Şekil 5.11 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri	70
Şekil 5.12 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi Abbar istasyonu Abbar-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.	71
Şekil 5.13 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine için spektral ivme	71
Şekil 5.14 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine için spektral ivme	71
Şekil 5.15 : 1.kat yapı taşıyıcı sistem boyutları	74
Şekil 5.16 : Doğrusal analiz modeli.....	75
Şekil 5.17 : Doğrusal olmayan analiz modeli	76
Şekil 5.18 : 0 derece için P-M diyagramı	78
Şekil 5.19 : P=1124 kN eksenel kuvvet için moment-eğrilik diyagramı.....	78
Şekil 5.20 : SAP2000 PMM mafsali veri girişi	79
Şekil 5.21 : SAP2000 PMM mafsali normal kuvvet ve açı değerleri.....	79
Şekil 5.22 : PMM mafsali etkileşim yüzeyi tanımlanması	80
Şekil 5.23 : PMM mafsali moment-eğrilik bağıntısı	80
Şekil 5.24 : M3 mafsali moment-eğrilik ilişkisi	81
Şekil 5.25 : M3 mafsali SAP2000 veri girişi	81
Şekil 5.26 : Perde sargısız beton modeli.....	82
Şekil 5.27 : Perde donatı çeliği modeli	83
Şekil 5.28 : Perde kesitinin tanımlanması.....	84
Şekil 5.29 : Perde katmanlarının oluşturulması	84
Şekil 5.30 : Zaman tanım alanında fonksiyon tanımlanması.....	85
Şekil 5.31 : Zaman tanım alanında yükleme durumu	86
Şekil 5.32 : Başlangıç koşulu düşey yükleme durumu	86
Şekil 5.33 : “Modal” yükleme durumu	87
Şekil 5.34 : İşlem yapılan kolon ve kirişler	94
Şekil 5.35 : Kiriş alt donatı hesabı.....	95
Şekil 5.36 : Kiriş üst donatı hesabı.	96
Şekil 5.37 : B23 no’lu kiriş donatı düzeni ve moment-eğrilik grafiği	98
Şekil 5.38 : Kolonun alt ve üst ucundaki momentin hesaplanması	101
Şekil 5.39 : Perde tasarım eğilme momenti	105
Şekil 5.40 : “Section Designer” kiriş moment-eğrilik grafiği	108
Şekil 5.41 : X doğrultusu görelî kat ötelenmesi oranları	109
Şekil 5.42 : Y doğrultusu görelî kat ötelenmesi oranları.	109
Şekil 5.43 : X doğrultusu 362E depremi 38.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	112
Şekil 5.44 :AbbarL deprem kaydı maksimum kiriş kesme kuvveti-zaman grafiği .	116

Şekil 5.45 : AbbarL deprem ivme kaydı ile yapılan analizde plastikleşen kesitler.	117
Şekil 5.46 : AbbarL deprem kaydı maksimum kolon kesme kuvveti-zaman grafiği	121
Şekil 5.47 : 1061n deprem kaydı 1. kat perdesi kesme kuvveti-zaman grafiği	124
Şekil 5.48 : X ve Y doğrultusu göreli kat ötelemeleri	125
Şekil 5.49 : X doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.	127
Şekil 5.50 : Y doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.	127
Şekil 5.51 : X doğrultusu 362E depremi 21.kat yer değiştirme-zaman grafiği.	128
Şekil 5.52 : AbbarL deprem kaydı maksimum kiriş kesme kuvveti-zaman grafiği.	130
Şekil 5.53 : 362e deprem kaydı maksimum kolon kesme kuvveti-zaman grafiği..	133
Şekil 5.54 : 362n deprem kaydı 7.kat perdesi kesme kuvveti-zaman grafiği..	135
Şekil 6.1 : X doğrultusunda kiriş beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri	139
Şekil 6.2 : Y doğrultusunda kiriş beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri	139
Şekil A.1 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2s$, 50 yılda %50 aşılma olasılığı	144
Şekil A.2 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0s$, 50 yılda %50 aşılma olasılığı	145
Şekil A.3 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2s$, 50 yılda %10 aşılma olasılığı	146
Şekil A.4 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0s$, 50 yılda %10 aşılma olasılığı	147
Şekil A.5 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2s$, 50 yılda %2 aşılma olasılığı	148
Şekil A.6 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0s$, 50 yılda %2 aşılma olasılığı	149
Şekil B.1 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri	150
Şekil B.2 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi, Abbar istasyonu ABBAR-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri	150
Şekil B.3 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri	150
Şekil B.4 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.	151
Şekil B.5 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi, Abbar istasyonu ABBAR-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme	151
Şekil B.6 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme	151

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c	: Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
A_{ck}	: Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_{sh}	: Kolonda veya perde uç bölgesindeki yatay donatı alanı
A_w	: Kolon enkesiti etkin gövde alanı
B_a	: Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
B_{ax}	: Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda, x doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{ay}	: Taşıyıcı sistem elemanının a asal eksenini doğrultusunda, x'e dik y doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
b_k	: Kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu
b_w	: Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
d	: Kirişin faydalı yüksekliği
d_{fi}	: Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
e	: Güvenlik katsayısı
e_1	: Yük güvenlik katsayısı
e_2	: Malzeme güvenlik katsayısı
E	: Elastisite modülü
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
EI_0	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
EI_e	: Çatlamış kesit eğilme rijitliği
F_a	: Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
F_v	: 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{cm}	: Betonun ortalama basınç dayanımı
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_{ym}	: Donatı çeliğinin ortalama dayanımı
f_{yk}	: Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{ctk}	: Betonun karakteristik çekme dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk}	: Enine donatının karakteristik akma dayanımı
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük
ΔF_N	: Binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
g	: Yer çekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
H_{cr}	: Kritik perde yüksekliği
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği

H_w	: Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_n	: Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği/kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı
l_p	: Plastik mafsallık boyu
l_w	: Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
m_{0j}	: Binanın j'inci katının kütle eylemsizlik momenti
M_N	: Etkin plastik moment
M	: Eğilme momenti
M_p	: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
M_{pa}	: Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'deki kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pu}	: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{ra}	: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü kapasitesi
M_{ri}	: Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü kapasitesi
M_{rj}	: Kirişin sağ ucu j'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü kapasitesi
M_{ru}	: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü kapasitesi
M_{xin}	: x doğrultusundaki depremde n'inci modda i'inci katta aynı doğrultuda meydana gelen kat kesme kuvvetine ilişkin etkin kütle
M_y	: Akma momenti
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal kuvvet, binanın kat sayısı
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
N_{dm}	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
q	: Hareketli yük
q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
R	: Yapı davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
s	: Enine donatı aralığı, spiral donatı adımı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
S_{aen}	: n'inci moda karşılık gelen spektral ivme
S_s	: Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
S_1	: Referans zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme
S_{MS}	: Gözönüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
S_{M1}	: Gözönüne alınan zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme
$S(T_1)$	: T1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değeri
T	: Doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyodu

T_n	: Binanın n'inci doğal titreşim periyotları
T_o, T_s	: Spektrum köşe periyodu
T_L	: Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu
V_c	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen kesme kuvveti
V_e	: Kolon, kiriş ve perdede enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_t	: Taban kesme kuvveti
$V_{t,min}$	: Minimum taban kesme kuvveti
V_{xin}	: x doğrultusundaki depremde n'inci modda i'inci katta aynı doğrultuda meydana gelen kat kesme kuvveti
w_i	: Binanın i'inci katının toplam ağırlığı
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
ϵ	: Birim boy değişmesi
ϵ_{cg}	: Sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesinin üst sınırı
ϵ_c	: Beton birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi
ϵ_y	: Akma şekil değiştirmesi
ϵ_s	: Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
ξ	: Sönüm oranı
β_v	: Betonarme perdede kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı
ρ_s	: Kolonda spiral donatısının hacımsal oranı
ρ_{sh}	: Perdede yatay gövde donatılarının hacımsal oranı
σ_s	: Doğrusal elastik donatı gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
σ_i	: İşletme yüklerinden oluşan gerilme
σ_k	: Kopma gerilmesi
Φ_{xjn}	: n'inci modda j'inci katın kütle merkezinin x doğrultusundaki mod şekli genliği
Φ_{yjn}	: n'inci modda j'inci katın kütle merkezinin y doğrultusundaki mod şekli genliği
$\Phi_{\theta jn}$	: n'inci modda j'inci katın kütle merkezinden geçen eksen etrafındaki dönme cinsinden mod şekli genliği
Θ_i	: i'inci katta tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri
χ	: Birim dönme (eğrilik)
χ_p	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
γ	: Birim kayma şekil değiştirmesi
α_t	: Düzgün sıcaklık değişimi
Γ_{xn}	: x doğrultusundaki deprem için n'inci moda ait modal katkı çarpanı

İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN ANALİZİ

ÖZET

Yüksek binalar, insanların yaşadığı ve çeşitli eylemler yürüttüğü, yapımda ve donanımda çağdaş teknolojilerin kullanıldığı, geleneksel çözümlerin etkin olamayacağı kadar büyük, çağdaş ve özel çözümler gerektiren, narin, çok katlı binalardır. Gelişmekte olan ve gelişmiş ülkelerde hızlı kentleşmenin ve artan nüfusun yarattığı konut ve işyeri gereksinimleri, kat sayıları giderek artan yüksek binalara olan talebi gün geçtikçe arttırmaktadır. Son yıllarda deprem tehlikesi altındaki yüksek binaların sayıca ve yükseklik bakımından giderek artışı, bu tür binalar için özel deprem yönetmeliklerinin hazırlanmasını ve uygulanmasını zorunluluk haline getirmektedir. Ancak, henüz ülkemizde yüksek binaların tasarımına yönelik resmi bir yönetmelik yoktur. İstanbul'da 2008 yılında İstanbul'da inşa edilecek yüksek binalar için İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği yayınlandı. Bu yönetmelik şu an da taslak aşamasında olup, ileri bir tarihte yürürlüğe girmesi beklenmektedir ve en düşük yer seviyesinden itibaren yüksekliği en az 60 metre olan binaları kapsamaktadır.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, deprem etkileri altında temel ilke olarak performansla göre tasarımı esas alır. Performansa göre tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında yüksek binaların taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak tahmin edilir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığı kontrol edilir. Eleman düzeyinde hesaplanması öngörülen deprem hasarı, şiddetli depremlerde genel olarak doğrusal elastik sınırlar ötesinde doğrusal olmayan şekil değiştirmelere karşı geldiğinden performansla göre tasarım yaklaşımı, doğrusal olmayan analiz yöntemleri ve şekil değiştirmeye göre tasarım kavramı ile doğrudan ilişkilidir.

Bu tez çalışmasında, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik kuralları kullanılarak betonarme yüksek katlı bir binanın analizi yapılmıştır.

Birinci bölümde, yüksek binaların tasarım esasları ve İYBDY'nde öngörülen tasarım kurallarından kısaca bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları incelenmiştir. Doğrusal olmayan davranış kapsamında, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemler irdelenmiş, malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemler kapsamında, malzemelerin şekil değiştirme özellikleri, çubuk elemanların akma koşulları, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsallı hipotezi ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması durumu incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, performansla dayalı yapı tasarımı hakkında bilgi verilmiştir. Bu doğrultuda, performans kavramı ve kapasite tasarımı açıklanmıştır. Performans belirlenmesinde kullanılan doğrusal olmayan analiz yöntemleri incelenmiştir.

Dördüncü bölümde, yüksek katlı bir binanın tasarımında kullanılacak İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik kuralları verilmiştir.

Beşinci bölümde, yüksek bir betonarme bina İYBDY'ne göre sayısal olarak incelenmiştir. Bu bölüm, yapı hakkındaki genel bilgiler, analiz modelinin bilgisayar ortamında tanımlanması ve performansa göre tasarım aşamalarının uygulanmasından oluşmaktadır.

Altıncı bölüm sonuç bölümü olup, tez çalışmasının sonuçlarını göstermektedir. İYBDY ve DBYBHY'de verilen tasarım kurallarının farklılıklarına değinilmiştir. Ayrıca, bu bölümde analiz aşamasında yapılan kabuller ve performans değerlendirmesinin sonuçları özetlenmiştir.

ANALYSIS OF A HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDING ACCORDING TO ISTANBUL HIGH-RISE BUILDINGS EARTHQUAKE REGULATIONS

SUMMARY

People constructed structures for the requirement of shelter and protection, since the moment that there were human beings. Developed as a low-rise buildings up to the industrial revolution, began to develop vertically for different reasons such as social, cultural, economic and technical reasons in the end of nineteenth century. Construction of high rise buildings vertically is getting easy because of the scientific and technical developments of construction material and technology. High-rise buildings are multi-storey buildings that construct by using modern technologies and require specific solutions. Increasing population, rapid urbanization and housing, commercial requirements in developing and developed countries cause increasing demand for multi-storey high buildings day by day. Especially in big cities, rapid urbanization and migration, cause that most of the buildings are built as a new high-rise buildings. High-rise building construction has a lot of problems about analysis, and construction.

The most important issue about design of high-rise buildings under seismic effects, these structures can be built in different principles from earthquake codes for low and mid-rise structures. In recent years, regulation and implementation of special earthquake codes is imperative, because of increasing number of multi-storey high-rise buildings in earthquake region. General design regulations may be inadequate in some respects about assessment of high-rise buildings performance and design under seismic effects and under the vertical loads. However, an official regulation for the design of high buildings in our country is not available. For high-rise buildings will be built in Istanbul, in 2008, Istanbul High Rise Buildings Earthquake Regulations was published. This regulation is currently in the draft stage, is expected to come into force at a later date and it comprises all buildings that are at least 60 meters tall from ground level. In our country, for the high rise buildings will be built in Istanbul, " Istanbul High Buildings Earthquake Regulations" document was developed as a guide, in addition to "Specifications for Buildings to Be Built in Seismic Zones" for the design of buildings under seismic effects. The concept of performance for existing buildings in Earthquake Code, has been expanded in Istanbul High Buildings Earthquake Regulations for performance based design. Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code, is based on the design according to performance under seismic effects. Because of the earthquake damage of each element beyond the limits of linear elastic design, performance-based design is directly related to nonlinear analysis methods and design concept based on deformation. Performance-based design concept includes the quantitative estimation of the damage that can happen in structural elements of a high-rise reinforcement concrete building under certain levels of earthquake ground motions and checks if this damage is under the acceptable damage limits for each element. Performance-

based design is an efficient method for safer buildings and producing effective cost structural solutions.

Specific seismic hazard is evaluated for site to determine ground motions for the different levels of earthquake and seismic performance of the building can be evaluated by nonlinear dynamic time history analysis in the design of high-rise buildings. Istanbul High-Rise Buildings Earthquake Code is directive about how to ground motions for the design in the different levels of earthquake be chosen. IYBDY, requires probabilistic seismic hazard assessment for the site to obtain design ground motions. This regulation which was prepared in 2008, in Istanbul, is currently in draft stage and expected to come into force at a later date.

In this thesis, general informations are given about nonlinear behaviour of structural systems. Plastic hinge hypothesis in the concept of nonlinear systems in terms of material and nonlinear systems in terms of geometric strain are explained. Also, performance-based design is expressed, accordingly the performance concept, capacity design and analysis methods to determine performance levels are examined. As a method to determine performance levels, in the concept of nonlinear incremental pushover analysis, incremental equivalent earthquake load method, incremental modal analysis and nonlinear time-history analysis are explained. Rules of “Istanbul High Rise Buildings Earthquake Regulations” are given and at this point “Specifications for Buildings to be Built in Seismic Zones” is referred. In the numerical analysis section, a reinforced concrete high-rise building was analyzed by using the rules of “Istanbul High Rise Buildings Regulations” and “Specifications for Buildings to be Built in Seismic Zones”.

The present master thesis is composed of six chapters. First chapter, is introduction of the thesis. In this chapter, deficiency of different principles about design of high-rise buildings from earthquake codes for low and mid-rise structures, is expressed. Adequacy of prevalent regulations for high-rise buildings is discussed. Some differences about design principles of high-rise buildings are summarized. Importance of performance-based design for high-rise buildings analysis is mentioned. Differences between design rules in IYBDY and DBYBHY, design principles of high-rise buildings and the design rules of IYBDY are briefly mentioned.

In the second chapter, the nonlinear behavior of structural systems is examined. In this context, the strain-stress relationships of the nonlinear material and nonlinear reinforced concrete systems in terms of geometric strain are explained. Also, properties of materials strain, yield conditions of rod elements, plastic hinge hypothesis that is based on the assumption of non-linear deformations are collected at certain sections, and nonlinear deformations are distributed over the system in the scope of nonlinear behaviour of materials, are examined.

The third chapter gives information about performance-based building design. Accordingly, the performance concept and capacity design described. Nonlinear analysis methods were used to determine performance of building were explained. In the concept of nonlinear incremental pushover analysis, incremental equivalent earthquake load method, incremental modal analysis and nonlinear time-history analysis are explained to determine performance levels.

In the fourth chapter, the rules of “Istanbul High Rise Buildings Earthquake Regulations” and “Specifications for Buildings to be Built in Seismic Zones” that used in the design of high-rise building are given. Differences and similarities

between “Istanbul High Rise Buildings Earthquake Regulations” and “Specifications for Buildings to be Built in Seismic Zones” are evaluated.

In the fifth chapter, a high-rise reinforced concrete building was examined according to İYBDY and was analyzed by using the rules of “Istanbul High Rise Buildings Regulations” and “Specifications for Buildings to be Built in Seismic Zones”. This chapter includes, general information about the structure for instance material informations, the parameters of the earthquake, ground class, loads and loads combinations and structural system, defining linear and nonlinear structural model by using analysis programs, and application of steps of the performance based design in “Istanbul High Rise Buildings Regulations”.

The sixth chapter is the final chapter and indicates the results of the study. The differences between design rules in İYBDY and DBYBHY, are explained. Behaviour of structure under seismic effects, formations and locations of plastic hinges are briefly mentioned. As an analysis result, deformations of beams under the earthquake levels of D2 and D3 are compared. In this chapter, assumptions for analysis and results of performance evaluation are summarized. As a conclusion sentence, performance-based design rules of “Istanbul High Rise Buildings Earthquake Regulations”, are hardly to be applied to analysis based SAP2000 software.

1. GİRİŞ

İnsanoğlu var olduğu andan başlayarak, barınma ve korunma gereksinimi ile yapılar oluşturmuştur. Endüstri devrimine kadar az katlı olarak gelişen yapılar, ondokuzuncu yüzyıl sonlarından başlayarak sosyal, kültürel, teknik ve ekonomik açıdan farklı nedenlerle düşey olarak gelişmeye başlamıştır. Yapı malzemesindeki ve yapım teknolojisindeki bilimsel ve teknik gelişmeler sonucu yüksek yapıların düşeyde yükselme olanakları artmıştır. Özellikle hızlı kentleşme ve büyük kentlere olan göç, yeni yapılan binaların çoğunun yüksek binalar olarak inşa edilmesine yol açmaktadır. Yüksek bina yapımı, analiz ve inşasında birçok sorunu da beraber getirmektedir [4,5].

Yüksek yapıların düşey yükler ve deprem etkileri altında tasarımları ve performanslarını değerlendirme konusunda genel amaçlı tasarım yönetmelikleri bazı açılardan yetersiz kalabilmektedir. Yüksek yapıların depreme karşı tasarımı ile ilgili olarak ortaya çıkan en önemli husus bu yapıların alçak ve orta yükseklikteki yapılar için hazırlanmış olan deprem yönetmeliklerindeki uygulamalardan farklı esaslara göre yapılması düşüncesidir. Yüksek binaların tasarımında sahaya özel deprem tehlike değerlendirmesi yapılarak farklı deprem düzeyleri için zemin bağımlı tasarım yer hareketleri belirlenmeli ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile binanın deprem performansı değerlendirilmelidir [5-7].

Ülkemizde, binaların deprem etkileri altında tasarımı için kullanılan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” yanında İstanbul’da inşa edilecek yüksek binaların tasarımında kullanılmak üzere “İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği” ek yol gösterici bir kılavuz belgesi olarak geliştirilmiştir. Deprem Yönetmeliği’nde mevcut binalar için öngörülen performans kavramına göre inceleme ilkeleri İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği’nde performansa göre tasarım için genişletilmiştir. Performansa göre tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında yüksek binaların taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak tahmin edilir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar limitlerinin altında olup olmadığı kontrol edilir [3,7].

Performansa göre tasarım daha güvenilir binalar ve etkin maliyetlerde yapısal çözümler üretebilecek bir yöntemdir.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, farklı deprem düzeyleri için tasarım yer hareketlerinin nasıl seçilmesi gerektiği konusunda da yol gösterici olmaktadır. İYBDY, binanın inşa edileceği saha için olasılıksal deprem tehlike değerlendirmesinin yapılarak zemin bağımlı tasarım yer hareketlerinin elde edilmesini gerektirmektedir [6]. İstanbul’da 2008 yılında hazırlanan bu yönetmelik şu anda taslak aşamasında olup, ileri bir tarihte yürürlüğe girmesi beklenmektedir.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

2.1 Genel Bilgiler

Yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

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

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında hesabı (analizi) ile elde edilen iç kuvvet, şekil değiştirme ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir.

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

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır.

1. Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.

2. Geometri değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

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

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

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsalsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsalsal hipotezi olarak isimlendirilmektedir [8].

Plastikleşen bölgede ortalama kesit şekil değiştirmelerinin hesabında plastik mafsalsal boyunun hesaplanması veya kabul edilmesi gerekir. Plastik mafsalsal boyu için bazı basitleştiriçi kabuller kullanılır. Genellikle I_p “Eşdeğer Plastik Mafsalsal Boyu” kesit yüksekliğine ve moment diyagramının ilgili bölgede değişimine bağlı olarak kabul edilir. Dikkat edilecek nokta, plastik mafsalsalın kesitte eğilme momentinin belirli bir değere erişmesi ile oluşması ve kesitin zorlanması durumunda eğilme momenti artmadan kesitin kolayca normal mafsalsalda olduğu gibi dönebilmesidir.

İzostatik sistemlerde en çok zorlanan kesitte plastik mafsalsalın oluşması ile sistem yük taşıyamaz duruma gelir. Hiperstatik sistemlerde oluşan plastik mafsalsal sistemin hiperstatiklik derecesini düşürür. Fakat güç tükenmesi durumu oluşturmaz. Yüklemeye ve plastik mafsalsal kabulü kullanılmaya devam edilirse, plastik mafsalsalların sayılarının artmasıyla, taşıyıcı sistem, yerel olarak veya tüm sistem olarak mekanizma durumuna gelir ve bu durumda yük de sınır değerine erişir. Yükün en son değeri “Limit Yük” olarak adlandırılır. Limit yüke erişinceye kadar plastik mafsalsallarda dönmeler ve bunun sonucu sistemde yerdeğiştirmeler ortaya çıkar. Limit

yükün kabul edilebilmesi için bu dönme ve yerdeğiştirmelerin kabul edilebilir seviyede olması gerekir [9].

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekil değiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının kullanılamaz hale gelmesine (göçmesine) neden olabilmektedir.

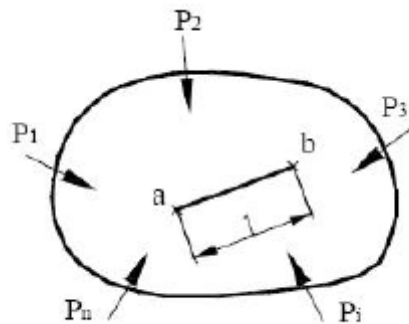
2.2 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları, bu tür yapı sistemlerinin hesabında doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması durumları aşağıda ifade edilmiştir.

Çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları ile düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları aşağıda açıklanmıştır.

2.2.1 Malzemelerin şekil değiştirme özellikleri

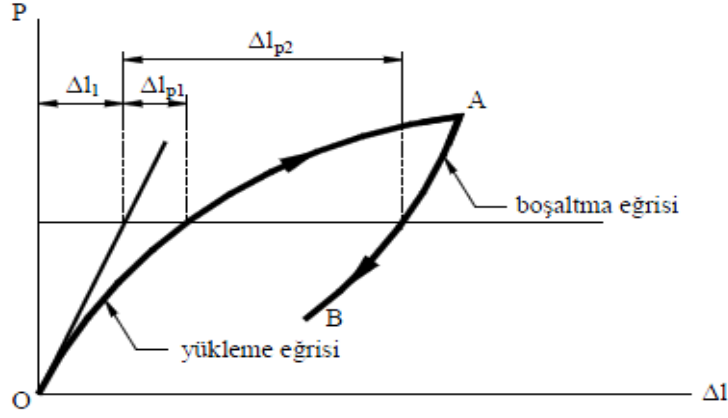
Aşağıdaki şekilde görülen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi absise taşınarak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



$$P_i = p_i P$$

P : yük parametresi

şekil 2.1 : Dış kuvvetler etkisindeki katı cisim.

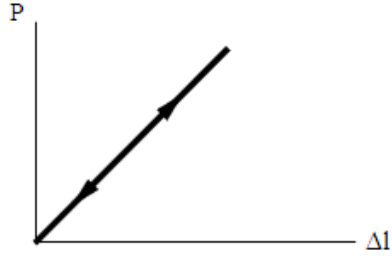


Şekil 2.2 : Şematik yük parametresi- şekil değiştirme diyagramı.

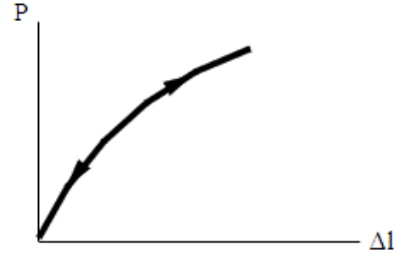
Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yüklemeye eğrisi, kuvvetlerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenindeki Δl_1 şekil değiştirmeleri doğrusal şekil değiştirmeler, başlangıç teğeti ile yüklemeye ve boşaltma eğrileri arasında kalan Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekil değiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekil değiştirmeler olarak tanımlanır.

2.2.1.1 İdeal malzemeler

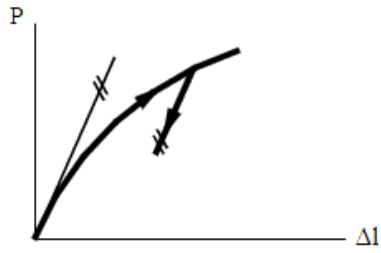
Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekil değiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 2.3'te gösterilmiştir.



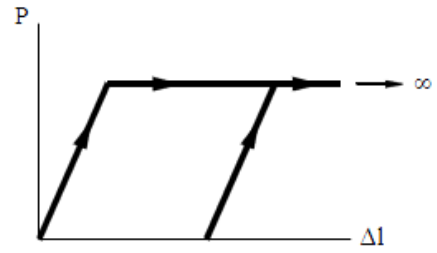
a. Doğrusal –elastik malzeme



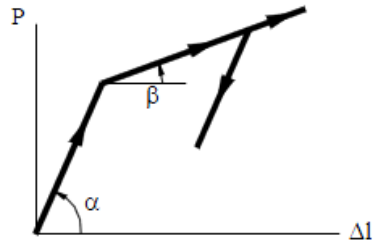
b. Doğrusal olmayan elastik malzeme



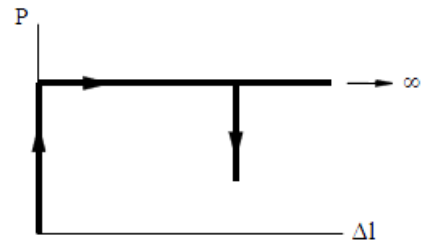
c. Elastoplastik malzeme



d. İdeal elastoplastik malzeme



e. Pekleşen ideal elastoplastik malzeme



f. Rijit plastik malzeme

Şekil 2.3 : İdeal malzemeler.

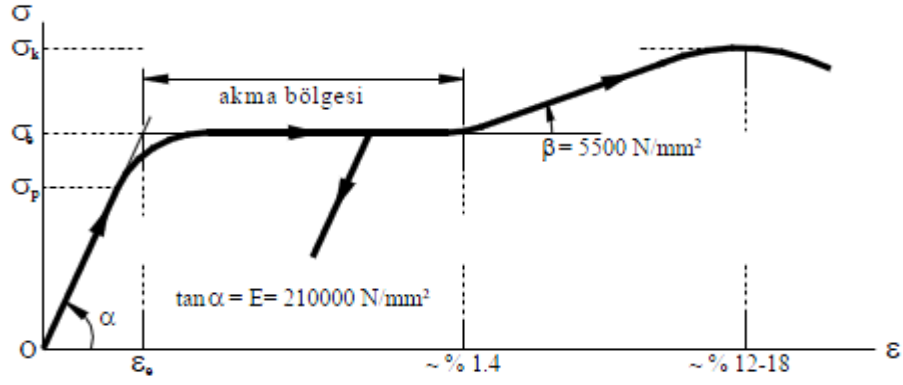
2.2.1.2 Çeşitli yapı malzemelerinde gerilme-şekil değiştirme bağıntıları

Beton ve yapı çeliği ile eğilme etkisindeki betonun dış basınç lifinin gerilme-şekil değiştirme (σ - ϵ) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

a-Yapı ve beton çelikleri σ - ϵ diyagramları Şekil 2.4’de görüldüğü gibidir.

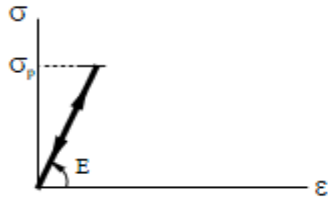
S420 beton çeliği için σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ϵ_e akma şekil değiştirmesi değerleri;

$$\sigma_k=550\text{N/mm}^2, \quad \sigma_e=420\text{N/mm}^2, \quad \epsilon_e=0.0021$$

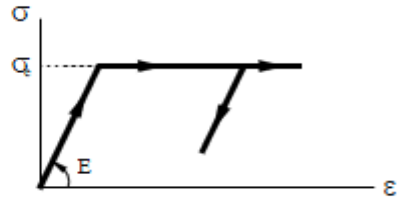


Şekil 2.4 : Yapı ve beton çeliklerinde σ - ϵ diyagramı.

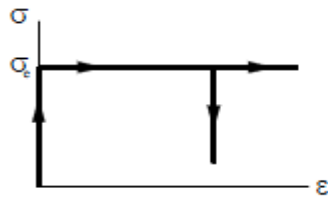
Yapı ve beton çeliklerinin σ - ϵ diyagramlarının bir bölümü veya tümü aşağıdaki şekilde idealleştirilebilirler.



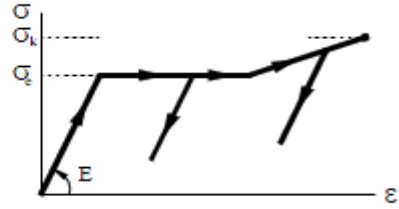
a. Doğrusal-elastik malzeme



b. İdeal elastoplastik malzeme



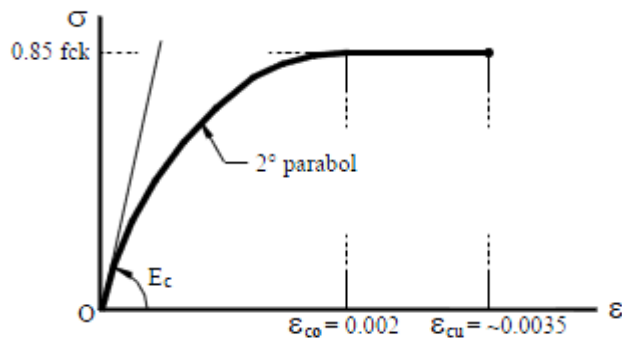
c. Rijit plastik malzeme



d. Pekleşen ideal elastoplastik malzeme

Şekil 2.5 : Yapı ve beton çeliklerinin σ - ϵ diyagramlarının idealleştirilmesi.

b- Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ bağıntısı Şekil 2.6'da görüldüğü gibidir.



Şekil 2.6 : Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı.

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

$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}}$ (N/mm²) formülü ile hesaplanan beton elastisite modülünü göstermektedir.

Kısa süreli yükler altında, betonun ezilerek kırılmasına neden olan ε_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık 0.0035 iken, sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak artmaktadır.

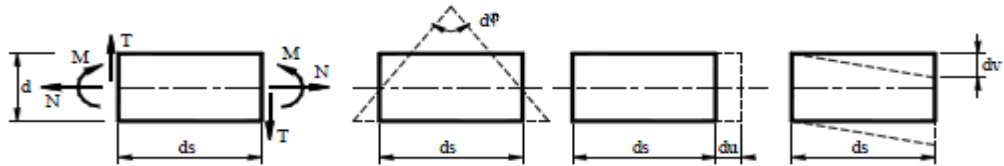
2.2.2 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ve akma(kırılma) koşulları

Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre bağıl (rölatif) yer değiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri d_s elemanının şekil değiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar, ϕ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk eksenine ve ona dik doğrultudaki yer değiştirmelerini göstermek üzere;

$\chi = d\phi/ds$ birim dönme (eğrilik)

$\varepsilon = du/ds$ birim boy değişmesi

$\gamma = dv/ds$ birim kayma adını alırlar.



Şekil 2.7 : Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler.

Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ile şekil değiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak;

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

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

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \quad (2.1)$$

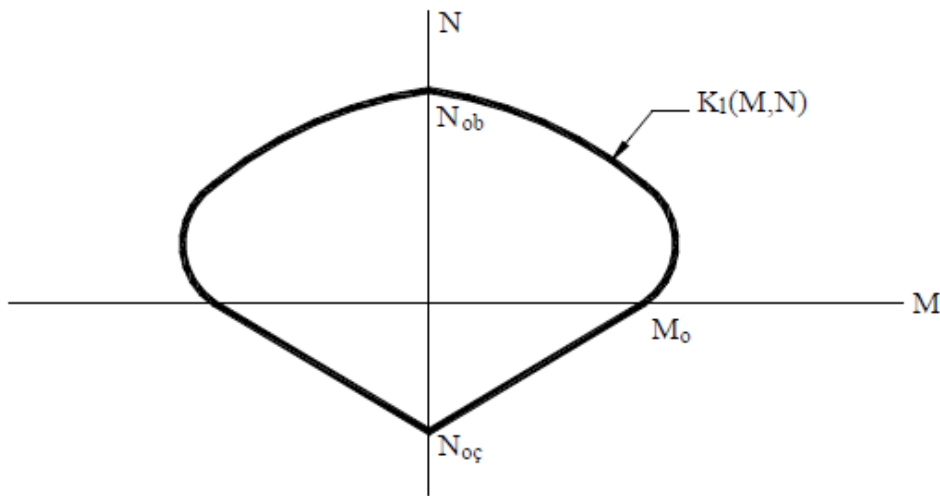
şeklindedir. Burada F_1 , F_2 , F_3 malzeme karakteristiklerine ve en kesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t ise sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir. İç kuvvetlerin artarak belirli bir sınıra erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük şekil değiştirmeler nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük iç kuvvetleri taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca akma veya kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvet durumuna da kesitin taşıma gücü adı verilir. Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekil değiştirmelere bağlı olarak ifade eden $K_1(M,N,T) = 0$ veya $K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0$ bağıntılarına akma(kırılma) koşulları denilmektedir. Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekil değiştirmeleri eğilme ve uzama şekil değiştirmelerinin yanında terkedilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkisi ihmal edilirse, iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları (bünye denklemleri) ;

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

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M,N) + \alpha_t t \quad (2.2)$$

ve akma (kırılma) koşulu da $K_1(M,N) = 0$ veya $K_2(\chi, \varepsilon) = 0$ şeklini alır.

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden $K_1(M,N) = 0$ denkleminin belirlediği kapalı eğri akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır ve Şekil 2.8’de gösterilmiştir.



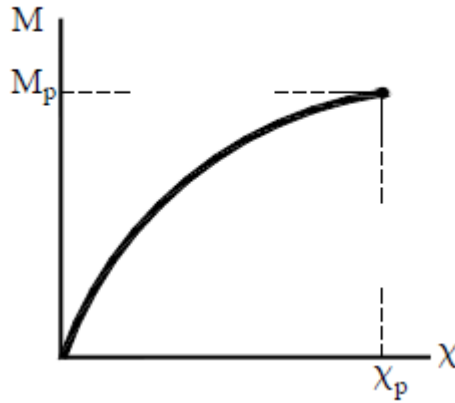
Şekil 2.8 : Akma eğrisi (karşılıklı etki diyagramı).

Özel Hal : $N = 0$ hali

Normal kuvvetin sıfır veya terkedilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, eğilme momenti – eğrilik bağıntısı

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M) \quad (2.3)$$

şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise $M - M_p = 0$ veya $\chi - \chi_p = 0$ bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir ve aşağıdaki şekilde eğilme momenti-eğrilik arasındaki ilişki belirtilmiştir.



Şekil 2.9 : Basit eğilme halinde eğilme momenti-eğrilik diyagramı.

2.2.2.1 Betonarme çubuklar

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

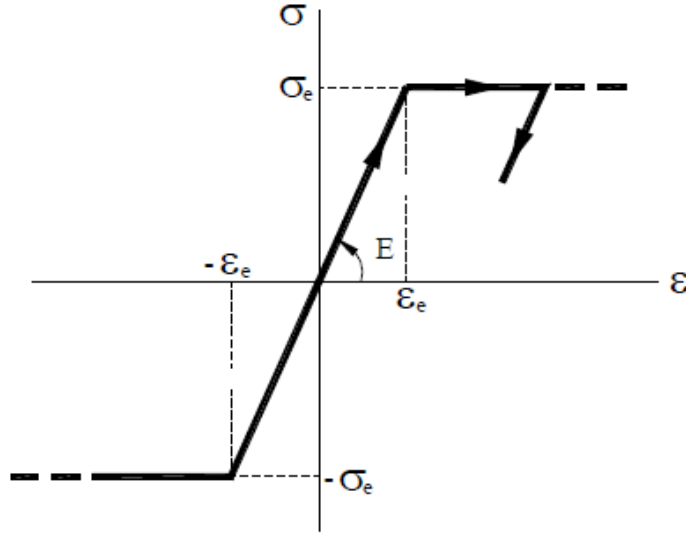
a. Varsayımlar ve esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntılarının incelenmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar göz önünde tutulmaktadır.

1. Dik kesit şekil değiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.
2. Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
3. Çatlamış betonun çekme dayanımı terkedilmektedir.

4. Betonun σ - ϵ diyagramı için Şekil 2.6’de verilen parabol + dikdörtgen modeli esas alınmıştır.

5. Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır ve Şekil 2.10 ile belirtilmektedir.



Şekil 2.10 : İdeal elastoplastik malzemede σ – ϵ diyagramı.

b. Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklar

1. Eğilme momenti – birim dönme ($M - \chi$) bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N = N_0$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır ve Şekil 2.11’de gösterilmektedir. Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır.

L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlaklar meydana geldiği kabul edilmektedir. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise $f'_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}}$ (N/mm^2) bağıntısı ile hesaplanabilir.

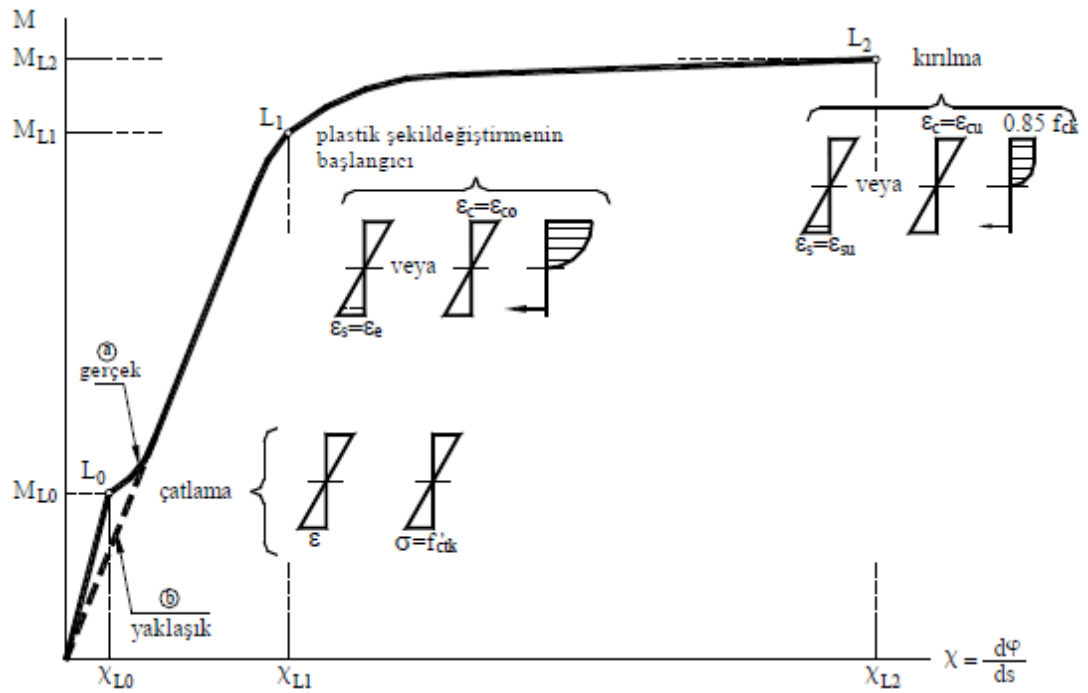
L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L0} momentinin hesabında beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ – ϵ bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0.002$ birim kısalmada, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı göz önünde tutulmaktadır.

M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı hesaba katılmaz.

L_2 : Eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması birim kısalmaların ϵ_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\epsilon_{cu} \approx 0.0035$ olan bu sınır değer, sargı donatısının miktarına bağlı olarak artmaktadır.

Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\epsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 2.11 : Betonarme kesitlerde $M - \chi$ diyagramı.

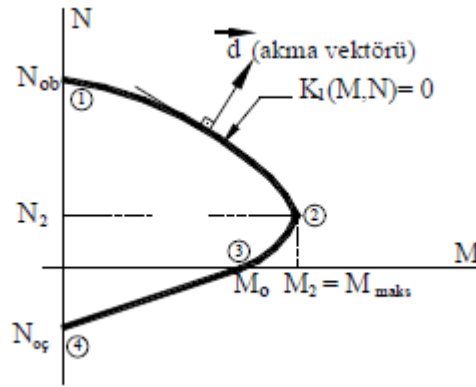
Betonun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir. Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde, örneğin kapasite diyagramlarının elde edilmesinde, malzeme

güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

2. Akma eğrisi (karşılıklı etki diyagramı)

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 2.12’de gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığını) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. $K_1(M,N)=0$ bağıntısı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2} = M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilir.



Şekil 2.12 : Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi).

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

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekil değiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu kanıtlanmaktadır.

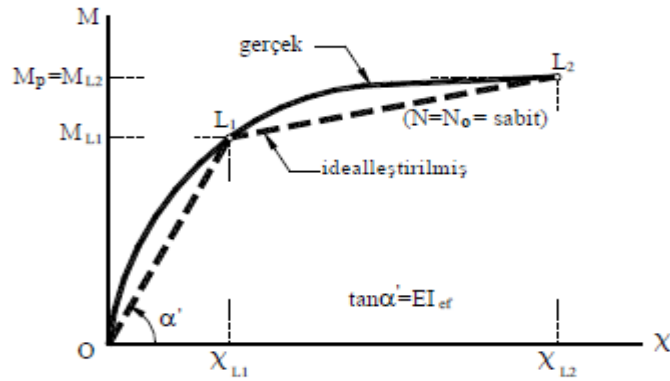
c. Betonarme kesitlerin davranışının idealleştirilmesi

1. Eğilme momenti- eğrilik ($M - \chi$) bağıntısı

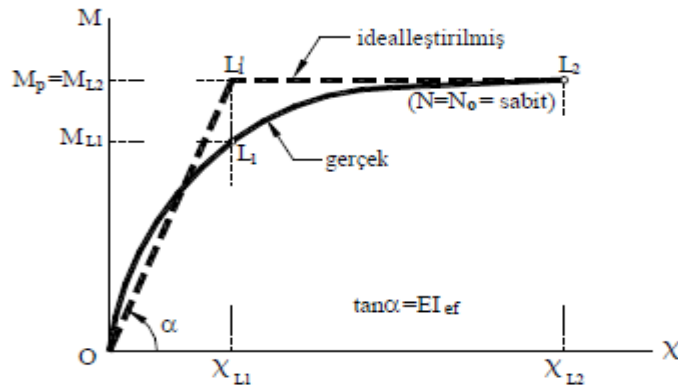
Betonarme kesitlerde eğilme momenti-eğrilik bağıntısının idealleştirilmesi için önerilen iki model aşağıda açıklanmıştır. Şekil 2.13’de gösterilen birinci tür idealleştirmede, $M-\chi$ bağıntısının $O-L_1-L_2$ noktalarını birleştiren iki doğru parçasından oluştuğu varsayımı yapılmaktadır.

Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alındığı hesap yöntemlerinde genellikle bu idealleştirmeden yararlanılmaktadır.

İkinci tür idealleştirmede, Şekil 2.14’da görüldüğü gibi; O başlangıç noktası ile, koordinatları χ_{L1} , M_{L1} olan L_1 noktasını ve L_2 noktasını birleştiren iki doğru parçası yaklaşık $M - \chi$ bağıntısını oluşturmaktadır. Bu idealleştirme, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik kesit (plastik mafsalsal) adı verilen belirli noktalarda toplandığı (yığıldığı) varsayımına dayanan hesap yöntemlerinde esas alınmaktadır.



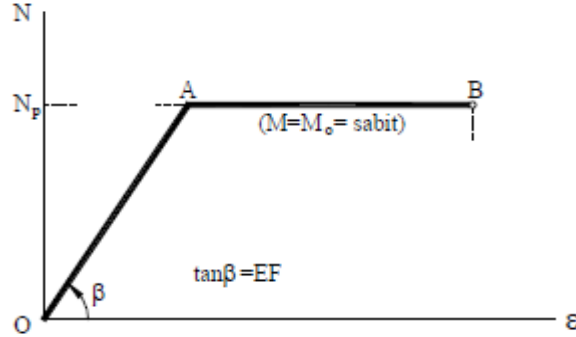
Şekil 2.13 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $M - \chi$ diyagramı (Tip1).



Şekil 2.14 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $M - \chi$ diyagramı (Tip2).

2. Normal kuvvet-birim boy değişmesi ($N - \epsilon$) bağıntısı

Eğilme momenti-eğrilik bağıntısına benzer olarak, normal kuvvet-birim boy değişmesi diyagramı da iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilebilir.



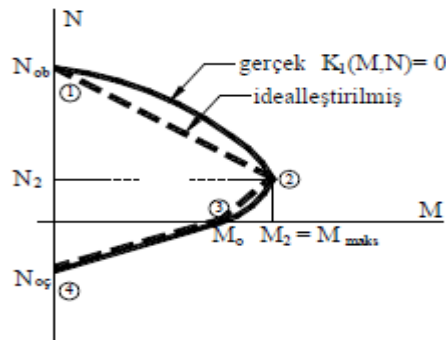
Şekil 2.15 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $N - \epsilon$ diyagramı.

Şekil 2.15'deki diyagramda N_p , sabit $M = M_0$ eğilme momenti altında betonarme kesitin normal kuvvet taşıma gücünü, EF ise kesit uzama rijitliğini göstermektedir. Uygulamada çok kere karşılaşıldığı gibi normal kuvvetin basınç olması halinde, EF rijitliği olarak brüt beton kesitin uzama rijitliği alınabilir. Normal kuvvetin çekme olması veya kesitte çekme gerilmesinin bulunması durumlarında ise, çatlamış kesit rijitliği kullanılmalıdır.

3. Karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi)

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki bir betonarme kesitte, kesitin taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramının nasıl idealleştirilebileceği Şekil 2.16 üzerinde açıklanmıştır.

Şekilden görüldüğü gibi, pozitif eğilme momenti bölgesindeki idealleştirilmiş akma eğrisinin (1), (2), (3) ve (4) noktalarını birleştiren üç doğru parçasından meydana geldiği varsayılmaktadır.



Şekil 2.16 : Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramının idealleştirilmesi.

Simetrik donatılı simetrik kesitlerde, gerçek ve idealleştirilmiş akma eğrileri N eksenine göre simetrik.

Gerçek ve idealleştirilmiş akma eğrileri karşılaştırıldığında, önerilen idealleştirmenin güvenli yönde olduğu, diğer bir deyişle gerçek akma koşulu için bir alt sınır oluşturduğu görülmektedir.

2.2.3 Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alınması halinde, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir. Hesabı istenen sistemde dış etkilere meydana gelen kesit zorları, şekil değiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmesi için sağlaması gereken koşullar üç tanedir:

- 1- Denge denklemleri
- 2- Bünne bağıntıları (iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları)
- 3- Geometrik süreklilik denklemleri

2.2.4 Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin belirli kesitlerde toplanması hali

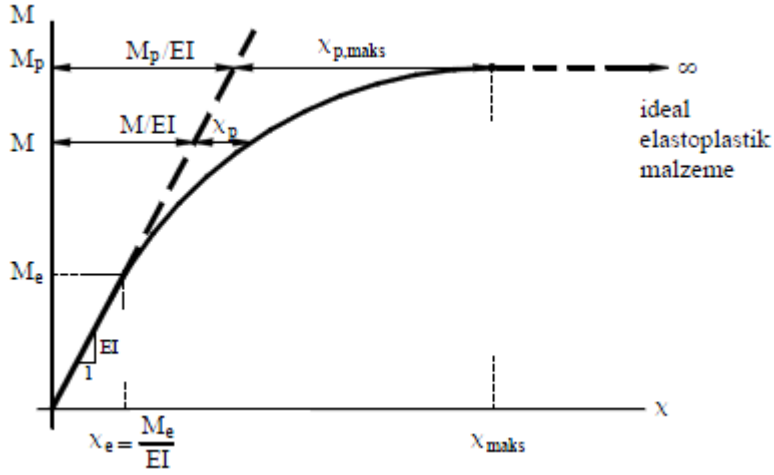
Malzeme bakımından doğrusal olmayan bazı yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsallarda (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin geri kalan diğer bölümlerinin ise doğrusal-elastik davrandığı kabulü yapılabilir.

2.2.4.1 Plastik mafsallarda hipotezi

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde (çelik yapılarda ve bazı koşullar altında betonarme yapılarda) plastik mafsallarda hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısıltılabilmektedir.

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsallarda adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu hipoteze plastik mafsallarda hipotezi adı verilir.

Gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 2.17’de verilen bir düzlem çubuk elemanın belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekil değiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler Şekil 2.18’de görülmektedir.



Şekil 2.17 : Eğilme momenti – eğrilik diyagramı.

Plastik mafsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin

$$\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (2.4)$$

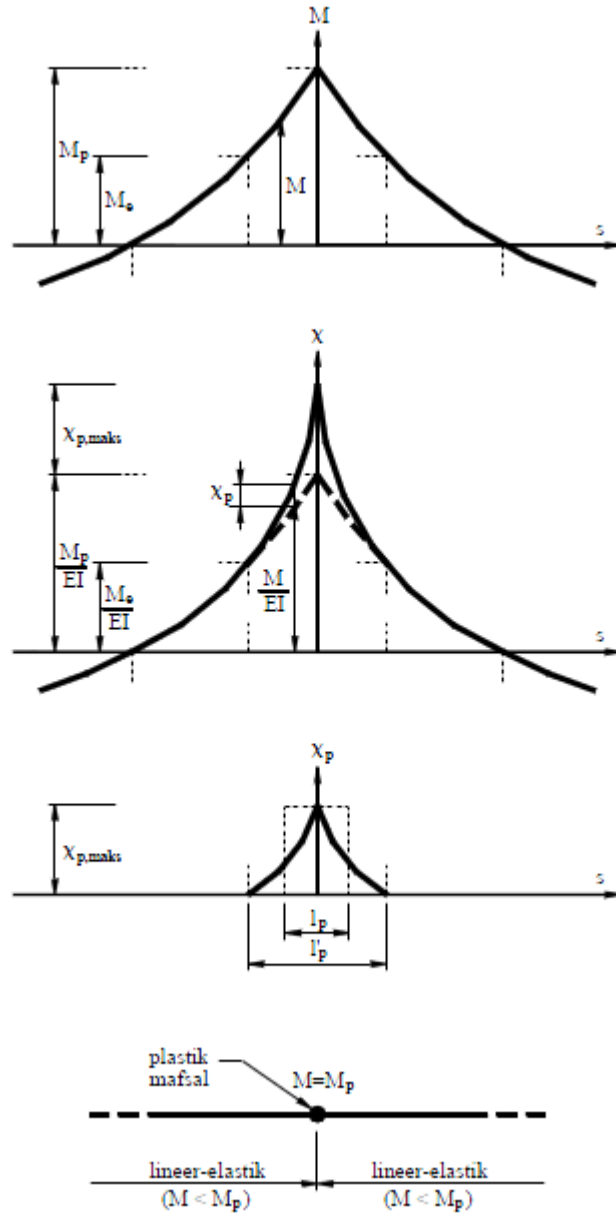
şeklinde, plastik mafsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada, φ_p plastik mafsalın dönmesi olarak tanımlanır.

Plastik mafsal hipotezinin uygulaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının

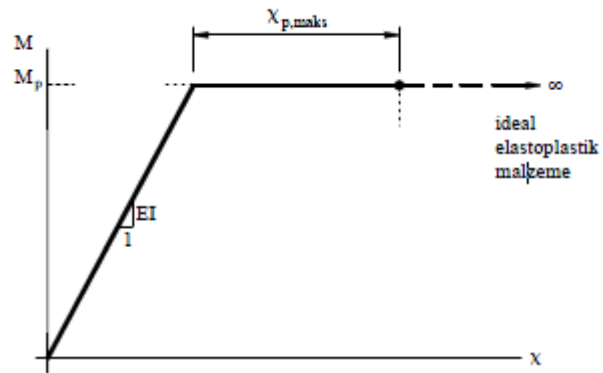
$$\begin{aligned} M \leq M_p \quad & \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \\ M = M_p \quad & \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p, maks} \end{aligned} \quad (2.5)$$

şeklinde Şekil 2.19’da görüldüğü gibi iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir.

Artan dış yükler altında plastik mafsalın dönmesi artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere eşit olunca, oluşan büyük plastik şekil değiştirmeler nedeniyle kesit kullanılmaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılmaz hale gelmesine (işletme dışı olmasına) diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır.



Şekil 2.18 : Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler.



Şekil 2.19 : İdealleştirilmiş eğilme momenti – eğrilik bağıntısı.

Dönme kapasitesi;

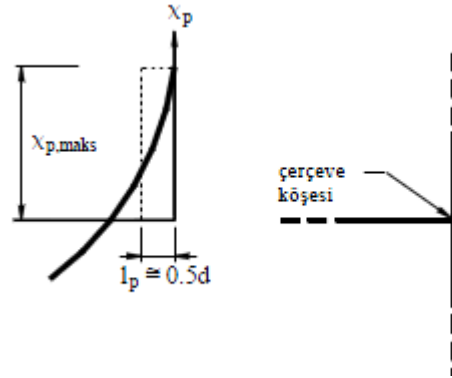
$$maks\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks}) \quad (2.6)$$

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

Dönme kapasitesi;

$$maks\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \quad (2.7)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada l_p , eşdeğer plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsalsal boyu) göstermektedir ve yaklaşık olarak $l_p \cong 0.5d$ (d :en kesit yüksekliği) formülü ile Şekil 2.20’de belirtildiği gibi ifade edilir.



Şekil 2.20 : Plastik mafsalsal boyu.

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesinin değeri çeşitli etkenlere bağlıdır.

Bunların başlıcaları;

- a- Betonarme betonu ve beton çeliğinin $\sigma - \epsilon$ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- b- Betonarme betonunun ϵ_{cu} sınır birim boy değişmesini etkileyen, sargı donatısı miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- c- Plastik mafsalsal boyunu etkileyen enkesit boyutları,
- d- Eğilme momenti diyagramının şeklidir.

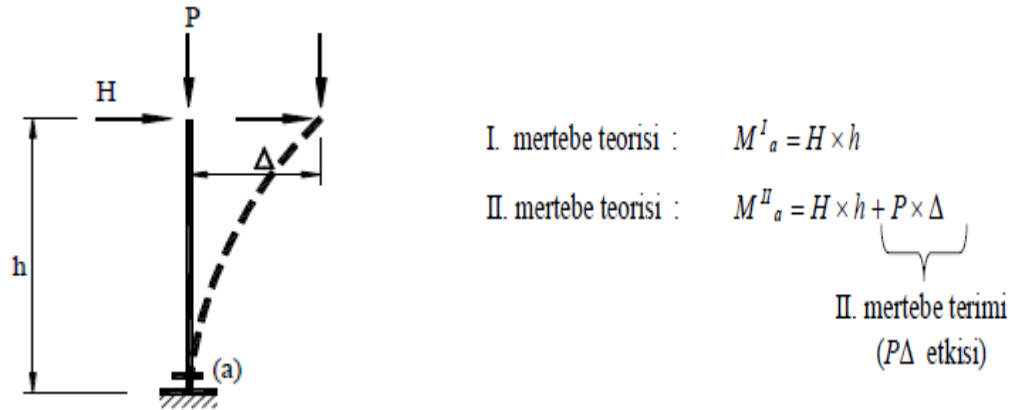
Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, dönme kapasitesinin belirlenmesinde yapıdan beklenen performans düzeyi de etken olmaktadır.

Plastik mafsal hipotezinin esasları:

- a. Bir kesitte eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M=M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki ϕ_p plastik dönmesi artarak maks ϕ_p dönme kapasitesine erişince, oluşan hasar nedeniyle kesit kullanılamaz duruma gelebilir.
- b. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.
- c. Kesitte eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momentini yerine, kesitte N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M'_p) değeri esas alınır.

2.3 Geometri Değişimleri Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler

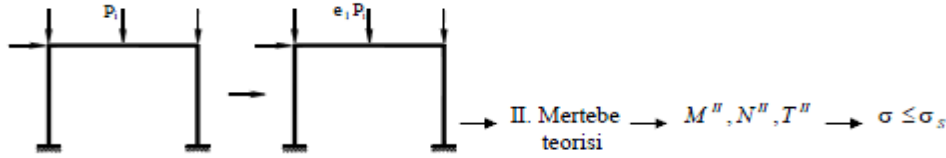
Yerdeğiştirmelerin yeter derecede küçük olmadığı yapı sistemlerinde denge denklemlerinin Şekil 2.21'de de gösterildiği gibi şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Geometri değişimlerinin(yerdeğiştirmelerin) denge denklemlerine etkisinin göz önüne alındığı bu teoriye ikinci mertebe teorisi denir.



Şekil 2.21 : Birinci ve ikinci mertebe teorilerinin karşılaştırılması.

İkinci mertebe teorisinde yerdekiştirmelerin geometrik süreklilik denklemlerine etkisi terkedilmektedir. Bu etkinin de gözönüne alındığı teoriye *sonlu deplasman teorisi* adı verilir. İnşaat mühendisliği kapsamındaki yapı sistemlerinde yerdekiştirmelerin belirli sınır değerleri aşmasına izin verilmediğinden, yerdekiştirmelerin geometrik süreklilik denklemlerine etkisi çok kere terkedilebilecek düzeyde kalmaktadır.

İkinci mertebe teorisi doğrusal olmadığından süperpozisyon prensibi geçerli değildir. Bu nedenle güvenlik gerilmeleri esasına göre hesap yapılamaz. Bunun yerine aşağıdaki şekilde de belirtildiği gibi, işletme (servis) yüklerinin güvenlik katsayıları ile çarpımından oluşan hesap yükleri (tasarım yükleri) altında, sistem ikinci mertebe teorisine göre hesaplanarak kesit zorları bulunur. Bu kesit zorlarından oluşan gerilmeler sınır gerilmeyi aşmayacak şekilde, sistem boyutlandırılır.



İşletme Yükleri (P_i) Hesap (tasarım) Yükleri ($P_h=e_1 \times P_i$)

Şekil 2.22 : İkinci mertebe teorisine göre boyutlandırma.

Betonarme yapılarda güvenlik katsayıları ve sınır gerilmeler TS500 betonarme standardına göre aşağıda ifade edilmiştir.

1. Güvenlik katsayıları : e_1 : yük katsayıları
2. Sınır gerilmeler : f_{cd} , f_{yd} (beton ve beton çeliği için sınır gerilmeleri)

Geometrik doğrusal olmama durumunda ikinci mertebe etkisi adıyla da bilinen yatay yer değiştirmeler dolayısıyla yapıda oluşacak ek iç kuvvetler de dikkate alınır ve P-Delta analizi olarak adlandırılır. Geleneksel birinci mertebe teorisine göre yapılan hesaplarda denge denklemleri şekil değiştirmemiş sistemler üzerinde yazılmaktadır (küçük yer değiştirme kabulü). Buna karşılık P-Delta analizinde, ikinci mertebe etkilerini dikkate almak için denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistemler üzerinde yazılması gerekmektedir. Birinci mertebe teorisinde analizin başında oluşturulan rijitlik matrisi analiz boyunca sabit kalırken, P-Delta analizinde her bir analiz adımında geometrik rijitlik matrisi adı verilen bir matrisin de hesaplanması gerekmektedir [10].

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM

3.1 Performans Kavramı

Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavram olup, önce mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi için geliştirilmiştir. Ancak, daha sonra bu yöntemin yeni yapıların tasarımında da kullanılabileceği söz konusu olmuştur. Mevcut veya yeni yapılan yapıların tasarımında bazı kabullere göre elastik sınırlar içerisinde yapılan hesapların gerçekte oluşması beklenen deprem yüklerini elastik bölgede karşılayamaması ihtimaline karşılık yapının performans analizi incelenir. Performansa dayalı tasarım, klasik tasarım kavramının genişletilmesi olarak görülebilir ve deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans seviyesinin ortaya çıkması için kullanılacak yöntemleri verir. Performans seviyesi, depremden sonra yapıda meydana gelecek hasar seviyesi ile ölçülür ve deprem yönetmeliklerinde tanımlanan deprem etkisi ve sınır durumlara göre belirlenir [11].

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

Yerdeğiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir [8].

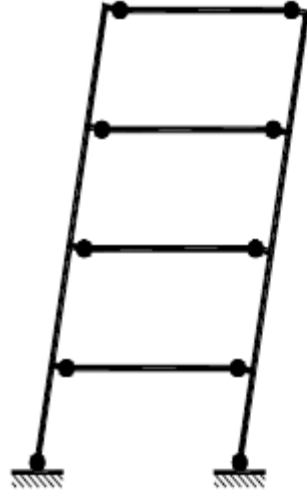
3.2 Kapasite Tasarımı

Kapasite tasarımı, kuvvete dayalı bir değerlendirme yöntemidir. Buna göre dış yükler tarafından kesitte oluşan talebin, kesit taşıma kapasitesine eşit veya daha az olması beklenir. Fakat kapasite tasarımı, yapının elastoplastik davranışından kaynaklanan şekil değiştirmeleri ve bundan dolayı oluşacak ek kuvvetleri hesaba katmaz.

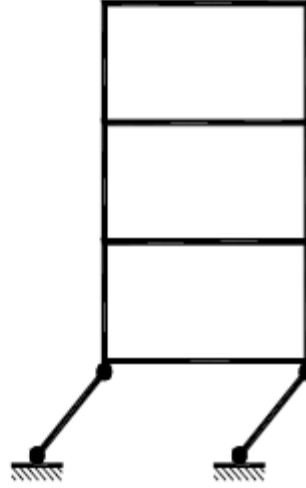
Deprem yönetmeliği kapasite tasarımını öne çıkararak tasarım depremi etkisinde ve daha büyük depremlerde sünek güç tükenmesinin oluşmasını sağlamayı amaçlamaktadır. Bu kapsamda, deprem yönetmeliğinde verilen kapasite tasarımına yönelik uygulamaların başlıcaları, daha güçlü kolon tasarımı ile yapısal sünekliğin artırılması ve kat mekanizmalarının oluşumunun önlenmesi, betonarme elemanlarda ve birleşim bölgelerinde kesme kırılmalarının meydana gelmemesinin sağlanması olarak sıralanabilir [9].

Kapasite tasarımının temel prensibi, deprem etkileri altında doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışına izin verilen, süneklik düzeyi yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılmasıdır.

- a) Taşıyıcı sistem, tasarımda kullanılması öngörülen taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) için gerekli olan süneklik düzeyini sağlayacak şekilde, doğrusal-elastik sınır ötesinde eğilme şekil değiştirmeleri yapabilmelidir. Sistemde elastoplastik eğilme şekil değiştirmelerinin oluşması beklenen plastik mafsal bölgeleri, yeterli süneklik düzeyine sahip olacak ve kesme göçmesi meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılmalıdır.
- b) Taşıyıcı sistem davranış katsayısının gerektirdiği elastoplastik şekil değiştirmelerin kesit sünekliği yüksek olan elemanlarda, diğer bir deyişle, kirişlerde veya eksenel kuvvet oranının küçük olduğu kolonlarda meydana gelmesi sağlanmalıdır.
- c) Sistemde meydana gelmesi öngörülen sünek plastik şekil değiştirme mekanizmalarının dışında, Şekil 3.1’de görüldüğü gibi kat mekanizması veya benzeri, sünek olmayan bölgesel ve ani göçme mekanizmalarının oluşmaması sağlanmalı , bunun için gerekli önlemler alınmalı, örneğin daha güçlü kolon tasarımı uygulanmalıdır.



a.Tümsel mekanizma



b.Bölgesel kat mekanizması

Şekil 3.1 : Çerçeve sistemlerde olası mekanizma durumları.

d) Bir düğüm noktasında birleşen kolonların eğilme momenti kapasiteleri toplamının, aynı düğüm noktasındaki kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri toplamından daha büyük olmasının öngörüldüğü güçlü kolon tasarımı, plastik mafsalların daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşmasını sağlamaktadır. Bununla beraber, normal kuvvet düzeyi düşük olan kolonların ve bu bağlamda tek katlı çerçevelerin kolonları ile çok katlı çerçevelerin en üst kat kolonlarının yeterli düzeyde plastik şekil değiştirme yapabileceği varsayılabilir. Diğer taraftan, Şekil 3.2’de görüldüğü gibi; tek katlı çerçevelerde ve çok katlı çerçevelerin en üst kat düğüm noktalarında, plastik mafsalların kirişlerde veya kolonlarda meydana gelmesi kat mekanizması oluşumunu değiştirmemektedir. Bu nedenlerle, tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında, güçlü kolon tasarımının uygulanmasına gerek olmamaktadır.



Şekil 3.2 : Tek katlı çerçevede olası mekanizma durumları.

e) Sistemin tüm elemanları ve düğüm noktaları, sünek eğilme şekil değiştirmelerinin oluşumundan önce, kesme ve aderans yetersizlikleri meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılmalıdır.

f) Kapasite tasarımı ilkesinin uygulanmasında, betonun karakteristik dayanımında ve çeliğin akma gerilmesinde meydana gelebilecek olası artıştan, çeliğin pekleşmesinden, boyutlandırmada gözönüne alınan enkesit ve donatı özellikleri ile uygulama arasındaki farklılıklardan, yapısal olmayan elemanların taşıyıcı sistemin davranışına olan katkılarından ve benzeri nedenlerden kaynaklanan dayanım fazlalıkları hesaba katılmalı, bu etkenlerin taşıyıcı sistemde meydana gelmesi öngörülen mekanizmaların oluşumunu engellemesi önlenmelidir.

g) Özellikle prefabrike betonarme binaların ve çelik yapıların kiriş-kolon birleşim detayları, bu noktada birleşen elemanların taşıma kapasitelerinden daha büyük bir kapasiteye sahip olacak şekilde boyutlandırılmalı, böylece birleşime giren elemanlarda plastik şekil değiştirmelerin oluşması halinde de birleşimin iç kuvvet kapasitelerinin aşılmaması sağlanmalıdır.

h) Kapasite tasarımında, özellikle betonarme elemanların kesme kuvveti kapasitelerinin ve çelik binalarda birleşimlerin iç kuvvet kapasitelerinin belirlenmesinde, hesaplanan kapasite büyüklükleri yapı sisteminin deprem etkileri altındaki doğrusal elastik davranışına ait büyüklüklerle veya arttırılmış deprem yüklemeleri ile sınırlandırılmalı, diğer bir deyişle, bu sınır değerler aşılmasına gerek olmadığı göz önünde tutulmalıdır [12].

3.3 Performans Belirlenmesinde Kullanılan Analiz Yöntemleri

Binaların deprem performansının belirlenmesinde doğrusal elastik analiz yöntemleri ve doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Doğrusal analiz yöntemleri, binanın gerçek davranışı olan elastik ötesi davranışı çözümleyememektedir. Bunun için DBYBHY 2007, yapının yapısal elemanlarının kapasitelerinin ötesinde gerçekleşen bu davranış için doğrusal olmayan analiz yöntemlerini belirlemiştir.

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır [8].

Binaların deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesinde birçok analiz yönteminden söz etmek mümkündür. Bunlara, doğrusal olmayan artımsal itme ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemleri örnek olarak verilebilir. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz, sismik davranış belirlemede en iyi yöntem olarak kabul edilmektedir. Bununla birlikte doğrusal olmayan artımsal itme analizleri de kolaylıkları sebebiyle uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır [13].

2007 Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, “Artımsal İtme Analizi” başlığı altında incelenecek olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi’dir.

3.3.1 Doğrusal olmayan artımsal itme analizi

Doğrusal olmayan artımsal itme analizleri, yapının yatay deprem yükleri altında dayanımını ifade eden kuvvet-yer değiştirme kapasite eğrisinin elde edilmesi amacıyla kullanılmaktadır. Kapasite eğrileri kat seviyelerinde artımsal yatay yükler uygulanarak elde edilir. Bu yükleme işlemine yapının stabilitesi bozuluncaya veya belirlenen bir sınır yer değiştirme değerine ulaşınca kadar devam edilir [13,14]. Artımsal itme analizleri statik bir yaklaşım olduğu için zaman ve toplam enerji etkileri ihmal edilmektedir. Yapısal hasar, sadece yapının yanal yer değiştirmesinin fonksiyonudur. Dolayısıyla, artımsal itme analizi dinamik yüklemenin önemli etkilerini dikkate alamamaktadır.

Doğrusal olmayan artımsal itme analizleri, artımsal eşdeğer deprem yükü veya artımsal mod birleştirme yöntemi ile yapılabilir.

3.3.1.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8’i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Ayrıca, gözönüne alınan deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması gerekmektedir.

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

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

3.3.1.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi

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

3.3.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizde; yapıya deprem kuvveti doğrudan verilerek dinamik analiz gerçekleştirilir. Bu analiz, belirli bir yer hareketinin zaman tanım alanındaki kaydı ile yapıda meydana gelen elastik ötesi davranışı elde etmek için kullanılmaktadır ve doğrusal olmayan analizler içinde en gerçekçi analiz olarak tanımlanmaktadır [13,14].

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizlerde, depremlere ait kesin ivme kayıtları kullanılmaktadır. Hareket denklemleri, yapının kütle ve rijitlik karakteristiklerinin ifade edilmesi için gerekli olan serbestlik derecesi kadar kurulabilir. Yapının sismik davranışı önemli birkaç yanal yer değiştirme moduyla ifadelendirilebilir. Örneğin, deprem sırasında yapıların en büyük tepe yer değiştirmeleri, %90 mertebesinde ilk veya hakim moduyla belirlenebilmektedir. Bu nedenle hareket denklemini fiziksel halden doğal koordinatlara getirmek daha uygun olabilir. Matematiksel olarak doğrudan entegrasyon modeliyle zaman tanım alanında analiz yapılabilir. Doğrudan entegrasyon yöntemi, zaman tanım alanında dinamik analizler için en doğru sonuçları veren yöntemdir. Bu yöntemde, dinamik yükler yapıya Δt zaman aralıklarında artımsal olarak etkililmektedir. Zaman tanım aralığında denklemlerin çözümü numerik olarak doğrudan entegrasyon yöntemiyle gerçekleştirilmektedir [13].

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan (nonlinear) davranışı gözönüne alınarak, sistemin hareket denklemleri artımsal olarak entegre edilir ve her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi tüm binalara uygulanabilir [8,15].

4. İSTANBUL YÜKSEK BİNALAR DEPREM YÖNETMELİĞİ TASARIM KURALLARI

4.1 Deprem Etkisinin Tanımlanması

4.1.1 Deprem düzeyleri

Yüksek binaların performansa göre tasarımında esas alınacak deprem düzeyleri :

D1 deprem düzeyi, yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, göreceli olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. D1 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır.

D2 deprem düzeyi, yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. D2 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır.

D3 deprem düzeyi, yüksek binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. D3 düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

4.1.2 Deprem tasarım spektrumları

D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu (0.2 saniye) ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen yatay deprem spektral ivme değerleri (sırası ile S_S ve S_1), B ve C Zemin Sınıfları ara sınırı için eklerde verilmiştir. Diğer zemin sınıfları için, aynı doğal titreşim periyotlarına karşı gelen spektral ivme değerleri S_{MS} ve S_{M1} aşağıda verilen denklem (4.1) kullanılarak hesaplanacaktır.

$$S_{MS}=F_a \times S_S \quad ; \quad S_{M1}=F_v \times S_1 \quad (4.1)$$

F_a ve F_v zemin etkisi parametreleri Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’de belirtilmiştir.

Çizelge 4.1: Kısa periyod zemin katsayısı Fa.

Zemin Sınıfı	Kısa Periyod Spektral İvmesi (g) ^a				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
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	_b	_b	_b	_b	_b

^a S_s 'in ara değerleri için interpolasyon yapılacaktır.
^b Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

Çizelge 4.2: 1.0 s periyodu zemin katsayısı Fv.

Zemin Sınıfı	1.0 sn Periyodunda Spektral İvme (g) ^a				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
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	_b	_b	_b	_b	_b

^a S_1 'in ara değerleri için interpolasyon yapılacaktır.
^b Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

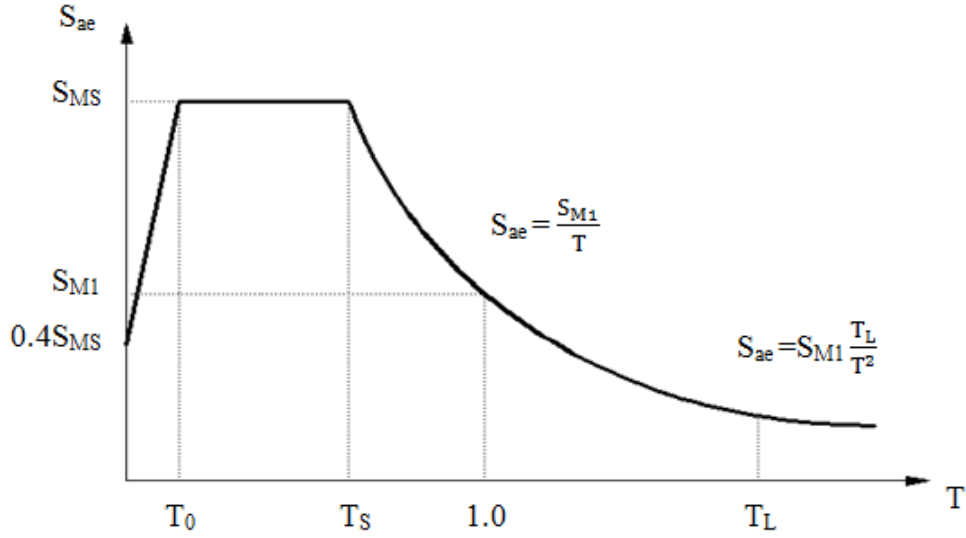
Yatay deprem için tasarım spektrumları, aşağıdaki formüllerle Şekil 4.1'de belirtildiği gibi tanımlanacaktır:

$$\begin{aligned}
 S_{ae}(T) &= 0.4S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} T & (T_0 \leq T) \\
 S_{ae}(T) &= S_{MS} & (T_0 \leq T \leq T_S) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{M1}}{T} & (T_S \leq T \leq T_L) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{M1}T_L}{T^2} & (T_L \leq T)
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

T_0 ve T_S spektrum köşe periyotları aşağıdaki denklemde belirtildiği şekilde hesaplanır.

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad ; \quad T_0 = 0.2T_S \tag{4.3}$$

Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu, İstanbul İli için $T_L=12s$ olarak alınacaktır.



Şekil 4.1 : Tasarım spektrumu eğrisi.

4.1.3 Zaman tanım alanında deprem etkisi

Zaman tanım alanında yapılacak analizler için, aşağıda verilen özelliklere sahip en az yedi deprem yer hareketi takımı (yatay doğrultuda birbirine dik iki yatay bileşen için ivme kayıtları) seçilecektir. Her bir deprem yer hareketi takımı için senaryo depremi parametreleri ile uyumlu gerçek deprem ivme kayıtları kullanılacaktır. İstanbul ili için bu ivme kayıtlarının seçiminde, yanal atımlı deprem kaynak mekanizması, $7.0 < M_w < 7.5$ deprem moment büyüklüğü ve B veya C zemin sınıfı esas alınacaktır. Deprem mesafesi olarak ise, bina ile Ana Marmara Fay Hattı arasındaki en kısa uzaklık alınacaktır.

Yeterli sayıda gerçek deprem ivme kaydı bulunamadığı durumlarda, deprem yer hareketi simülasyonları ve tasarım spektrumu ile uyumlu olarak üretilmiş yapay deprem yer hareketleri kullanılabilir. Yapılacak deprem yer hareketi simülasyonları faylanma mekanizması, yırtılma özellikleri, deprem kaynağı ve kayıt istasyonu arasındaki ortamın jeolojik yapısını göz önüne alan fiziksel bir modele dayalı olmalıdır. Direktivite etkilerinin göz önüne alınması amacı ile, bina konumu ile Ana Marmara Fay Hattı arasındaki en kısa mesafenin 15 km 'den daha az olduğu durumlarda en az üç deprem yer hareketi takımı simülasyona dayalı olarak belirlenecektir. Aynı ivme kaydı (akselerogram) her iki yatay doğrultu için de kullanılamaz.

Spektrum uyumlu olarak üretilmiş yapay deprem yer hareketlerinin faz spektrumunun senaryo depremi parametreleri ile uyumlu gerçek deprem ivme kayıtlarının faz spektrumuna benzemesi gereklidir. Her bir deprem yer hareketi takımından hesaplanan 0 saniye periyodundaki %5 sönüm oranlı spektral genliklerin ortalaması tasarım spektrumunun 0 saniye periyodundaki spektral genliğinden ($0.4S_{MS}$) daha düşük olmamalıdır. Her bir deprem yer hareketi kaydı ivme genliğinin $\pm 0.05g$ 'yi ilk ve son olarak aştığı iki nokta arasında kalan süre, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından veya 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır. Her bir deprem yer hareketi takımının iki bileşenine ait %5 sönüm oranlı spektrumların kareleri toplamının karekökü alınarak bileşke spektrum elde edilecektir. Bütün kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalamasının $0.2T$ ve $1.2T$ (T = Binanın hakim doğal titreşim periyodu) periyotları arasındaki genliklerinin, tasarım spektrumunun aynı periyod aralığındaki genliklerinin 1.3 katından daha az olmaması kuralına göre, deprem yer hareketi bileşenlerinin genlikleri ölçeklendirilecektir. Her iki bileşenin ölçeklendirilmesi aynı oranlarda yapılacaktır.

Gerekli görülen durumlarda, deprem yer hareketinin düşey bileşenine ilişkin parametreler, Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanmak üzere tanımlanabilir.

4.2 Yüksek Binalar için Tanımlanan Performans Düzeyleri, Performans

Bölgeleri ve Performans Hedefleri

Yüksek binaların performans düzeyleri, deprem etkisi altında meydana gelmesi beklenen hasarlara bağlı olarak aşağıda tanımlanmıştır. Bu performans düzeyleri için kabul edilebilir hasar limitleri, her bir yapı tipi veya elemanı için ayrı ayrı ve sayısal olarak tanımlanacaktır.

4.2.1 Minimum hasar/Kesintisiz kullanım performans düzeyi (MH-KK)

Minimum Hasar (Kesintisiz Kullanım) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç yapısal ve yapısal olmayan hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek hasarın çok sınırlı düzeyde olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir. Bu durumda yüksek bina kesintisiz olarak kullanılmaya devam eder veya meydana gelebilecek aksamalar birkaç gün içinde kolayca giderilebilecek düzeyde kalır.

4.2.2 Kontrollü hasar/Can güvenliği performans düzeyi (KH-CG)

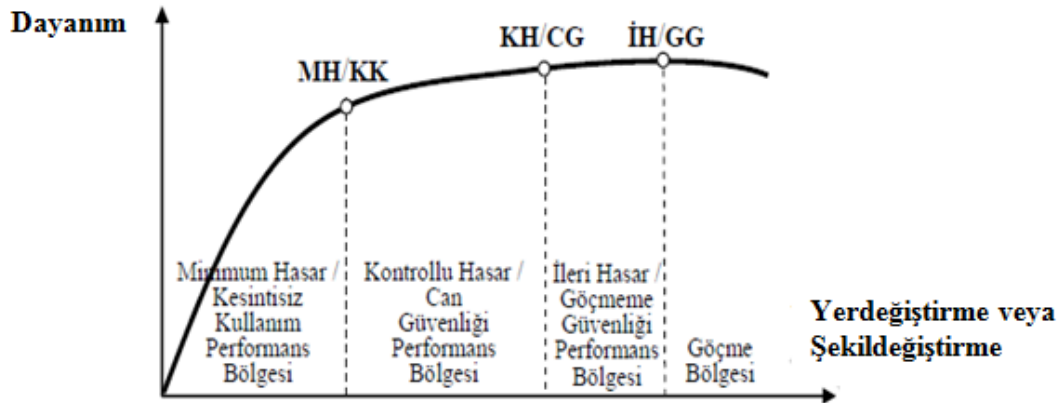
Kontrollü Hasar (Can Güvenliği) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında sınırlı ve onarılabilir düzeyde yapısal ve yapısal olmayan hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır. Bu durumda, yüksek binanın kullanımında kısa süreli (birkaç hafta veya ay) aksamaların meydana gelmesi normaldir.

4.2.3 İleri hasar/Göçmeme güvenliği performans düzeyi (İH-GG)

İleri Hasar (Göçmeme Güvenliği) Performans Düzeyi, yüksek binalarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir. Bu durumda, yüksek binanın kullanımında uzun süreli aksamaların meydana gelmesi, hatta binanın kullanımına son verilmesi mümkündür.

4.2.4 Performans bölgeleri

Performans düzeyleri arasında “performans bölgeleri” Şekil 4.2’deki gibi tanımlanır.



Şekil 4.2 : Performans bölgeleri.

(MH/KK) Performans Düzeyi’nin altında kalan bölge Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi, (MH/KK) Performans Düzeyi ile (KH/CG) Performans Düzeyi arasında kalan bölge Kontrollü Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi, (KH/CG) Performans Düzeyi ile (İH/GG) Performans Düzeyi arasında kalan bölge İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği Performans Bölgesi, ve (İH/GG) Performans Düzeyi’nin üstündeki bölge “Göçme Bölgesi” olarak tanımlanır.

4.2.5 Yüksek binalar için öngörülen minimum performans hedefleri

Yüksek binalar için öngörülen minimum performans hedefleri, deprem düzeylerine bağlı olarak Çizelge 4.3’de belirtildiği şekilde tanımlanmıştır.

Kullanım bakımından “Normal Sınıf”a giren yüksek binaların (konut, otel, ofis binaları, vb) performanslarının D1 depremi altında “Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi”nde, D2 depremi altında “Kontrollü Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi”nde ve D3 depremi altında “İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği Performans Bölgesi”nde olması öngörülmektedir.

Kullanım bakımından “Özel Sınıf”a giren yüksek binaların (sağlık, eğitim, kamu yönetim binaları, vb) performanslarının ise, (D2) depremi altında “Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım Performans Bölgesi”nde ve (D3) depremi altında “Kontrollü Hasar / Can Güvenliği Performans Bölgesi”nde olması öngörülmektedir.

Çizelge 4.3: Çeşitli deprem düzeylerinde yüksek binalar için hedeflenen minimum performans bölgeleri.

Kullanım Bakımından Bina Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Normal Sınıf Binalar Konut,otel,ofis binaları vb.	MH/KK	KH/CG	İH/GG
Özel Sınıf Binalar Sağlık,eğitim,kamu yönetim binaları vb.	-	MH/KK	KH/CG

4.3 Yüksek Binalar için Analiz ve Tasarım Yöntemleri

4.3.1 Yüksek binalar için analiz yöntemleri

Yüksek binaların doğrusal veya doğrusal olmayan dinamik analizlerinde kat kütlelerinin hesabı için, Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , denklem (4.4) ile hesaplanacaktır, ancak 0.30’den daha büyük alınmayacaktır.

$$n = 0.01(50 - N) \quad N \leq 40$$

$$n = 0.10 \quad N > 40 \quad (4.4)$$

Yüksek binaların doğrusal (lineer) veya doğrusal olmayan (nonlinear) analizlerinde sönüm oranı en fazla $\xi = 0.05$ olarak alınacaktır. Analizlerde ikinci mertebe (P-Δ) etkileri sistem rijitlik matrisinde göz önüne alınacaktır.

Yüksek binalar için tanımlanan tasarım aşamalarında yapılması öngörülen doğrusal (lineer) elastik analizlerde spektral “Mod Birleştirme Yöntemi” kullanılacaktır. Her bir davranış büyüklüğüne ilişkin mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme Kuralı (CQC) uygulanacaktır.

Mod Birleştirme Yöntemi’nde hesaba katılacak yeterli mod sayısı, her doğrultuda her bir kat için denklem (4.5) ile hesaplanacak modal kat kesme kuvvetine göre belirlenecektir. Bina kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit davrandığı varsayılmaktadır.

DBYBHY(2007)’ye göre döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi göz önüne alınacaktır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanacak, ancak ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5’i ve -%5’i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanacaktır.

$$V_{xin} = M_{xin} S_{aen} ; \quad M_{xin} = \Gamma_{xn} \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{xjn} \quad (4.5)$$

S_{aen} , n’inci moda ait spektral ivme, M_{xin} ise göz önüne alınan x doğrultusundaki depremde n’inci modda i’inci katta aynı doğrultuda meydana gelen kat kesme kuvvetine ilişkin etkin kütledir. m_j , j’inci katın kütleini, Φ_{xjn} n’inci modda j’inci katın kütle merkezinin x doğrultusundaki mod şekli genliğini, N toplam kat sayısını, Γ_{xn} ise denklem (4.6)’da belirtildiği gibi x doğrultusundaki deprem için n’inci moda ait modal katkı çarpanını göstermektedir.

$$\Gamma_{xn} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{xjn}}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{xjn}^2 + m_j \Phi_{yjn}^2 + m_{ej} \Phi_{ejn}^2} \quad (4.6)$$

Yüksek binalar için tanımlanan tasarım aşamalarında yapılması öngörülen doğrusal olmayan (nonlinear) analizlerde, Zaman Tanım Alanında Doğrudan Entegrasyon

Yöntemi kullanılacaktır. Doğrusal olmayan (nonlinear) analizlerde, en az yedi deprem yer hareketi takımı kullanılacak, birbirine dik iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sistemin asal eksenleri doğrultusunda aynı anda (simültane olarak) etki ettirilecektir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek analiz tekrarlanacaktır. Tasarıma esas deprem istemleri, bu analizlerden (en az $2 \times 7 = 14$ analiz) elde edilen sonuçların ortalaması olarak hesaplanacaktır. Taşıyıcı sistemin özelliklerine bağlı olarak, bağımsız kontrol kurulu tarafından gerekli görülen durumlarda düşey doğrultudaki deprem etkisi de göz önüne alınabilir.

4.3.2 Analiz modellerine ilişkin kural ve koşullar

Çerçeve elemanlarının modellenmesi, doğrusal (linear) analizde çubuk sonlu elemanlar ile yapılacaktır. Doğrusal olmayan (nonlinear) analizde ise yığılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde plastik kesitlerin (plastik mafsallar) tanımlandığı çubuk sonlu elemanlar ile veya yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif (fiber) elemanları ile yapılabilir. Plastik mafsallı boyu için ilgili literatürden seçilecek ve bağımsız kontrol kurulunca uygun görülecek bir amprik bağıntıdan yararlanılabilir. Doğrusal olmayan (nonlinear) analizde, bağımsız kontrol kurulunun onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları da kullanılabilir.

Doğrusal olmayan analizlerde DBYBHY(2007)'de yer alan aşağıdaki ifadelerden yararlanılmıştır:

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda plastik mafsallı hipotezine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Plastik mafsallı boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır ($L_p = 0.5h$). $H_w / \ell_w \leq 2.0$ olan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekil değiştirmeler göz önüne alınmayacaktır. Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan

elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır.

Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir:

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

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

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak aşağıda tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır.

c) Betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

d) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenenebilir. Akma yüzeyleri, buna göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenenebilir.

Betonarme perde ve perde elemanlarının modellenmesi, doğrusal (lineer) analizde kabuk (shell) sonlu elemanlar ile yapılacaktır. Çubuk elemanlardaki çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri ile uyumlu olmak amacı ile, DBYBHY (2007) 'de verilen aşağıdaki amprik bağıntılar kabuk sonlu elemanların elastiklik modülü (E)'nin azaltılması için de kullanılabilir.

Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:

a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

b) Kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_o$

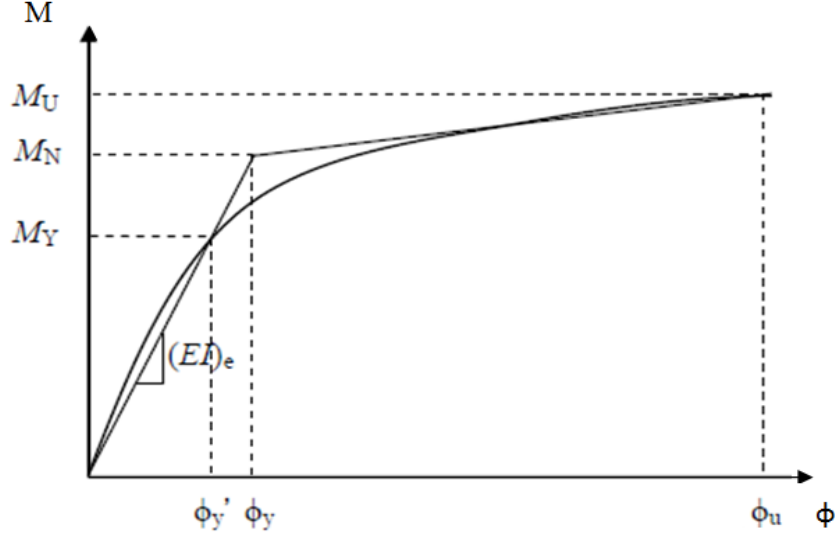
Eksenel basınç kuvveti N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

Doğrusal olmayan (nonlinear) analizde betonarme perde ve perde elemanlarının modellenmesi için yayılı plastisite yaklaşımı çerçevesinde lif (fiber) elemanları veya bağımsız kontrol kurulunun onayı ile alternatif modelleme yaklaşımları kullanılabilir. Betonarme perdelerin kayma rijitlikleri uygun biçimde göz önüne alınmalıdır.

Betonarme çubuk olarak idealleştirilen çerçeve elemanlarında çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Tasarımın ön boyutlama aşamasında DBYBHY(2007) 'de verilen, yukarıda da belirtilen amprik bağıntılardan yararlanılabilir. Diğer tasarım ve gerçelleme aşamalarında ise etkin eğilme rijitliği, Şekil 4.3'deki kesitin moment – eğrilik bağıntısından aşağıdaki şekilde elde edilecektir .

$$(EI)_e = \frac{M_Y}{\phi'_y} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (4.7)$$

Burada M_Y , kesitteki ilk akma durumunu ifade etmektedir. Bu durumdaki eğrilik ϕ'_y betonun birim şekil değiştirmesinin 0.002 değerine veya donatı birim şekil değiştirmesinin akma birim şekil değiştirmesine (hangisi daha önce olursa) erişmesine karşı gelir. Etkin eğrilik ϕ_y 'ye karşı gelen etkin plastik moment M_N , beton basınç birim şekil değiştirmesi 0.004 veya donatı birim şekil değiştirmesi 0.015 alınarak (hangisine daha önce erişilirse) hesaplanır. Kolonların moment dayanımlarının hesabında, sadece düşey yüklerden meydana gelen eksenel kuvvetler kullanılır.



Şekil 4.3 : Moment-Eğrilik bağıntısı.

Sargılı beton ve donatı çeliği için DBYBHY (2007)'de tanımlanan davranış modelleri kullanılır. Yüksek binalarda C50'den daha yüksek dayanımı olan betonların kullanılması için bağımsız kontrol kurulunun onayı gereklidir.

Doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesinde, başkaca bir modelin seçilmediği durumlarda kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için Şekil 4.4 ile belirtilen aşağıdaki gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır.

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (4.8)$$

Sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki;

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (4.9)$$

f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için aşağıda verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (4.10)$$

f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını, k_e ise denklem (4.11)'de belirtilen sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (4.11)$$

a_i kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o ve h_o göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s düşey doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir.

(4.8) denklemindeki normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar aşağıda verilmiştir:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}[1 + 5(\lambda_c - 1)] ; \quad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (4.12)$$

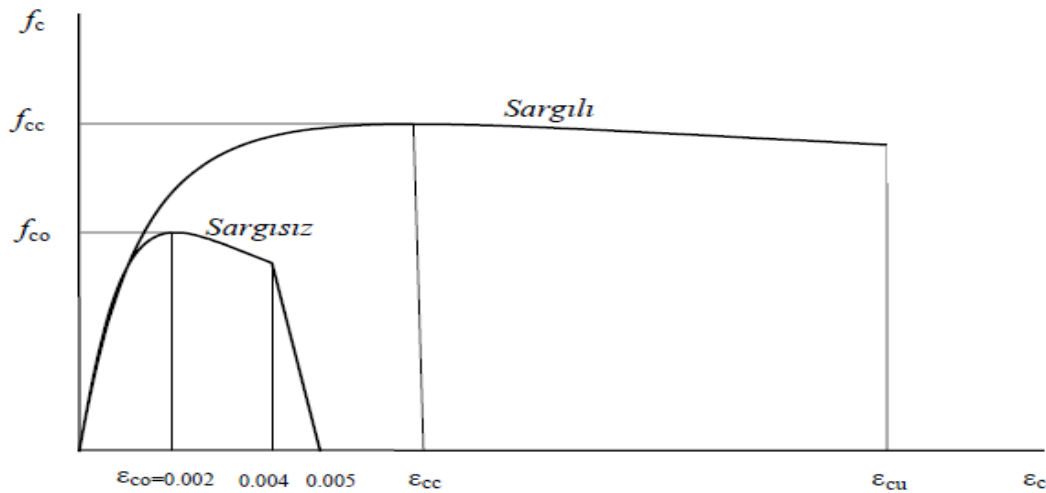
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} ; \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]} ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.13)$$

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi ε_{cu} denklem (4.14)'de belirtilmiştir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (4.14)$$

Toplam enine donatının hacimsel oranını (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$), ε_{su} enine donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekil değiştirmesini göstermektedir.

Sargılı beton için verilen denklem (4.8), $\varepsilon_c=0.004$ 'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı $f_e=0$ ve buna bağlı olarak $\lambda_c=1$ olacağından $f_{cc}=f_{co}$ ve $\varepsilon_{cc}=\varepsilon_{co}$ alınacaktır. $\varepsilon_c=0.005$ 'de $f_c=0$ olarak tanımlanır. $0.004 < \varepsilon_c \leq 0.005$ aralığında gerilme-şekil değiştirme ilişkisi doğrusaldır.



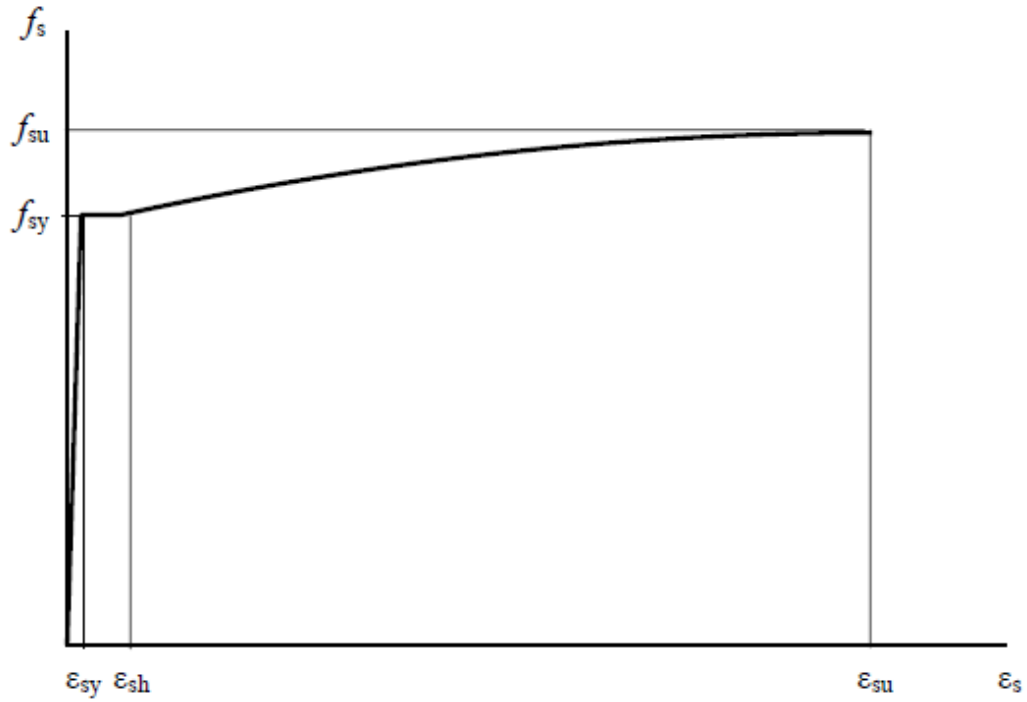
Şekil 4.4 : Sargılı ve sargısız beton modelleri gerilme-şekil değiştirme grafiği.

Doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, donatı çeliği için denklem (4.15)'deki gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır ve Şekil 4.5 ile gösterilmiştir.

$$\begin{aligned}
 f_s &= E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\
 f_s &= f_{sy} & (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \\
 f_s &= f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} & (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su})
 \end{aligned} \quad (4.15)$$

Donatı çeliğinin elastiklik modülü $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa'dır. S420 kalitesindeki donatı çeliği için diğer bilgiler denklem (4.16)'da belirtilmiştir.

$$\begin{aligned}
 f_{sy} &= 420 \text{ MPa} ; f_{su} = 550 \text{ MPa} \\
 \varepsilon_{sy} &= 0.0021 ; \varepsilon_{sh} = 0.008 ; \varepsilon_{su} = 0.10
 \end{aligned} \quad (4.16)$$



Şekil 4.5 : Doğrusal olmayan analiz için donatı çeliği modeli.

Ön boyutlama aşamasında beton, donatı çeliği ve yapı çeliği için tasarım dayanımları f_d , ilgili karakteristik dayanımların f_k malzeme güvenlik katsayılarına bölünmesi ile tanımlanır. Diğer gerçelleme aşamalarında ise, tasarım dayanımı olarak “ortalama dayanım – f_e ” değerleri kullanılacak, malzeme güvenlik katsayıları göz önüne alınmayacaktır. Ortalama dayanım değerleri ile karakteristik dayanım değerleri arasında (4.17)'deki ilişkiler dikkate alınabilir:

$$\begin{aligned}
&\text{Beton için;} & f_{ce} &= 1.3f_{ck} \\
&\text{Donatı çeliği için;} & f_{ye} &= 1.17f_{yk}
\end{aligned} \tag{4.17}$$

Çubuk elemanlarda plastik kesitlerin (plastik mafsalların) doğrusal olmayan histeretik bağıntılarında iskelet eğrileri iki doğrulu (bi-lineer) alınabilir. Histeretik davranışta rijitlik azalması ve dayanım azalması etkileri, yeni yapılan yüksek binalarda ihmal edilebilir.

Düşey taşıyıcı sistem elemanlarının yatay rijitliklerinde ani değişimlerin (özellikle aşağıya doğru ani artışların) bulunduğu kat yatay düzlemlerinde, yeterli düzlem içi rijitliğe ve dayanıma sahip “aktarma (transfer) katları”nın oluşturulmasına özen gösterilecektir. Temel ve bodrum çevresindeki zemin ortamının rijitliği, Bağımsız Kontrol Kurulu’nca uygun görülen idealleştirme yöntemleri ile göz önüne alınacaktır.

4.3.3 Yüksek binalarda performansa göre deprem tasarımı aşamaları

4.3.3.1 Tasarım aşaması (I – A) : Kontrollü hasar / Can güvenliği hedef performansı için doğrusal analiz ile ön tasarım (Boyutlama)

Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için ön boyutlama amaçlı bu tasarım aşamasında, Normal Sınıf Binalar’da (D2) düzeyindeki depremin, Özel Sınıf Binalar’da ise (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile DBYBHY (2007)’de belirtilen azaltılmış deprem yükleri altında doğrusal elastik analiz ve ön tasarım yapılacaktır.

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı’na ve doğal titreşim periyoduna (T) bağlı olarak, elastik deprem yüklerinin azaltılmasında kullanılacak “Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı” aşağıda tanımlanmıştır:

$$\begin{aligned}
R_a(T) &= 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_s} & (0 \leq T \leq T_s) \\
R_a(T) &= R & (T_s < T)
\end{aligned} \tag{4.18}$$

Aşağıda tanımlanan yüksek bina taşıyıcı sistemlerinin ön tasarımında, Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanmak koşulu ile, Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı en fazla $R = 7$ olarak alınabilir:

- a) Deprem yüklerinin bağ kirişli betonarme perdelerle taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- b) Deprem yüklerinin dışmerkez çaprazlı veya burkulması önlenmiş merkezi çelik perdelerle taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- c) Deprem yüklerinin tüp veya iç içe tüp şeklinde düzenlenen rijit düğüm noktalı betonarme veya çelik çerçeveler tarafından taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- d) Deprem yüklerinin boşluksuz veya bağ kirişli betonarme perdelerle ve/veya çelik perdeli sistemlerle birlikte rijit düğüm noktalı betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı bina taşıyıcı sistemleri;
- e) Deprem davranışının yukarıdakilere eşdeğer olduğu Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanan diğer bina taşıyıcı sistemleri (Bu sistemlere uygulanacak R katsayıları, tasarım mühendisinin önerisi ile Bağımsız Kontrol Kurulu tarafından onaylanacaktır).

Kullanılan R katsayısından bağımsız olarak, ön tasarımda göz önüne alınacak taban kesme kuvveti, aşağıda verilen bağıntı ile hesaplanan değerden küçük olamaz:

$$V_{t,min} = 0.04S_{MS(D2)}W \quad (4.19)$$

$S_{MS(D2)}$, (D2) düzeyindeki deprem için tanımlanan kısa periyod spektral ivmesini, W ise binanın kütesine karşı gelen ağırlığını göstermektedir. Mod Birleştirme Yöntemi ile bulunan tüm iç kuvvet büyüklükleri, aynı yöntemle hesaplanan taban kesme kuvveti denklem (4.19)'a eşit olacak şekilde ölçeklendirilecektir.

DBYBHY (2007)'de yer alan aşağıdaki ifadelerden yararlanılarak doğrusal elastik analiz ve ön tasarım yapılacaktır.

Binalara etkiyen deprem yüklerinin belirlenmesi için, spektral ivme katsayısı ve deprem yükü azaltma katsayısı esas alınacaktır. Deprem yüklerinin sadece yatay düzlemde ve birbirine dik iki eksen doğrultusunda etkidikleri varsayılacaktır. Deprem yükleri ile rüzgar yüklerinin binaya aynı zamanda etkilediği varsayılacak ve her bir yapı elemanının boyutlandırılmasında, deprem ya da rüzgar etkisi için hesaplanan büyüklüklerin elverişsiz olanı gözönüne alınacaktır. Ancak, rüzgardan oluşan büyüklüklerin daha elverişsiz olması durumunda bile; elemanların boyutlandırılması, detaylandırılması ve birleşim noktalarının düzenlenmesinde, bu yönetmelikte belirtilen koşullara uyulması zorunludur.

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan “Spektral İvme Katsayısı”, $A(T)$, denklem (4.20) ile verilmiştir. %5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu’nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme, $S_{ae}(T)$, Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi g ’nin çarpımına karşı gelmektedir.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (4.20)$$

$$S_{ae}(T) = A(T)g \quad (4.21)$$

Etkin yer ivmesi katsayısı, A_0 aşağıdaki Çizelge 4.4 ile tanımlanmıştır. Bina önem katsayısı, I , Çizelge 4.5 ile gösterilmiştir.

Çizelge 4.4: Etkin yer ivmesi katsayısı.

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Çizelge 4.5: Bina önem katsayısı.

Bina Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, endüstri yapıları, vb)	1

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere, spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, Çizelge 4.6 ile tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı’na bölünecektir.

Aşağıdaki çizelgede süneklik düzeyi yüksek olarak gözönüne alınacak taşıyıcı sistemlerde, süneklik düzeyinin her iki yatay deprem doğrultusunda da yüksek olması zorunludur. Süneklik düzeyleri her iki doğrultuda aynı olan veya bir doğrultuda yüksek, diğer doğrultuda karma olan sistemlerde, farklı doğrultularda birbirinden farklı R katsayıları kullanılabilir.

Çizelge 4.6: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R).

Bina Taşıyıcı Sistemi Yerinde dökme betonarme binalar	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar	4	7
3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	4	7

Süneklik düzeyi bir deprem doğrultusunda yüksek veya karma, buna dik diğer deprem doğrultusunda ise normal olan sistemler, her iki doğrultuda da süneklik düzeyi normal sistemler olarak sayılacaktır.

Eşdeğer deprem yüklemeğinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t , aşağıda gösterilen şekilde hesaplanır.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (4.22)$$

Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , aşağıdaki denklem ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (4.23)$$

w_i kat ağırlıkları; $w_i = g_i + nq_i$ formülüyle hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak aşağıdaki denklem ile ifade edilir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (4.24)$$

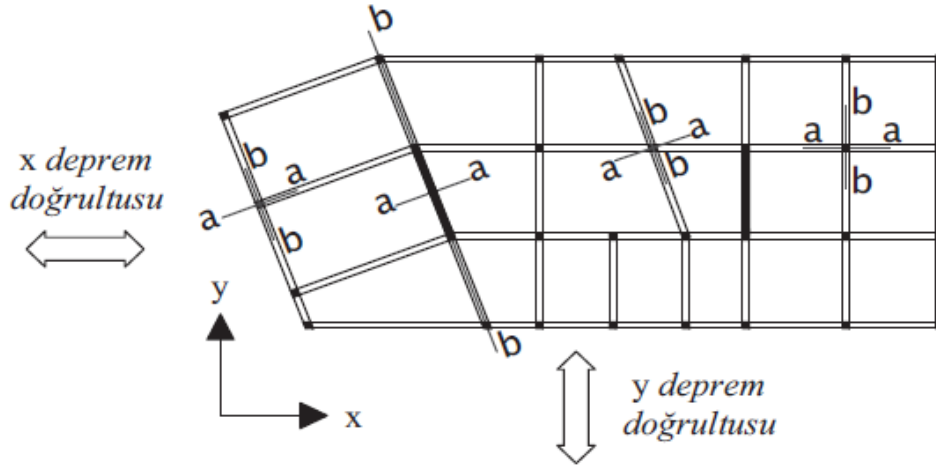
$$\Delta F_N = 0.0075NV_t \quad (4.25)$$

ΔF_N binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yüküdür. Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına dağıtılacaktır. F_i i 'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yüküdür ve aşağıdaki denklemle hesaplanır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (4.26)$$

Taşıyıcı sisteme ayrı ayrı etki ettirilen x ve y doğrultularındaki depremlerin ortak etkisi altında, taşıyıcı sistem elemanlarının Şekil 4.6’da belirtilen a ve b asal eksen doğrultularındaki iç kuvvetler, en elverişsiz sonucu verecek şekilde denklem (4.27) ile elde edilecektir..

$$\begin{aligned} B_a &= \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \quad \text{veya} \quad B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay} \\ B_b &= \pm B_{bx} \pm 0.30 B_{by} \quad \text{veya} \quad B_b = \pm 0.30 B_{bx} \pm B_{by} \end{aligned} \quad (4.27)$$



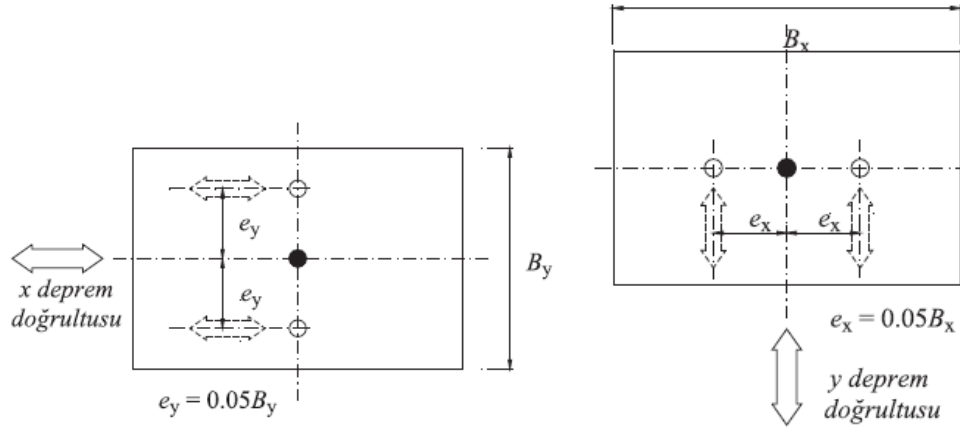
Şekil 4.6 : Taşıyıcı sistem asal eksen doğrultuları.

Mod birleştirme yönteminde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir.

Herhangi bir n’inci titreşim modunda gözönüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı aşağıdaki denklem ile belirlenecektir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (4.28)$$

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi gözönüne alınacaktır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanacak, ancak ek dışmerkezlilik etkisi’nin hesaba katılabilmesi amacı ile, Şekil 4.7 ile belirtilen, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5’i ve -%5’i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanacaktır.



Şekil 4.7 : Modal deprem yüklerinin etkiye noktaları.

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y , gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir.

Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve görelî kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

$T_m < T_n$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m / T_n < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı(SRSS) uygulanabilir.

Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{TB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranının β değerinden küçük olması durumunda ($V_{TB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme

büyüklikleri, denklem (4.29)'a göre büyütülecektir. Düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise $\beta=0.80$ alınacaktır.

$$B_D = \frac{\beta V_t}{V_{tB}} B_B \quad (4.29)$$

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, aşağıdaki denklem ile elde edilecektir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (4.30)$$

d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i 'inci ve $(i-1)$ 'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i 'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i , denklem (4.31) ile elde edilecektir.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (4.31)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i 'inci katındaki kolon veya perdelerde, δ_i etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, aşağıda verilen koşulu sağlayacaktır:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (4.32)$$

Denklem (4.32)'de verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde gözönüne alınabilir:

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θ_i 'nin aşağıdaki denklem ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (4.33)$$

Burada $(\Delta_i)_{\text{ort}}$, i 'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeridir.

Yönetmelikte verilen kurallara göre boyutlandırılarak donatılan kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve türü taşıyıcı sistemler, boşluksuz veya boşluklu (bağ kirişli) perdelerden oluşan taşıyıcı sistemler, bu iki tür sistemin birleşiminden oluşturulan perdeli – çerçeveli betonarme taşıyıcı sistemler Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler olarak tanımlanmıştır.

Yönetmelikte belirtilen yöntemlerle yapılacak taşıyıcı sistem hesabında çatlamamış kesite ait kesit rijitlikleri kullanılacaktır. Ancak, kendi düzlemleri içindeki perdelerle saplanan kirişlerde ve bağ kirişli (boşluklu) perdelerin bağ kirişlerinde çatlamış kesite ait değerler kullanılabilir.

Bütün deprem bölgelerinde, betonarme elemanların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında ve donatı hesaplarında TS-500’de verilen Taşıma Gücü Yöntemi’nin kullanılması zorunludur.

Süneklik düzeyi yüksek kolonlara ait tasarım kuralları aşağıda belirtilmiştir:

Dikdörtgen kesitli kolonların en küçük boyutu 250 mm’den ve enkesit alanı 75000 mm² den daha az olmayacaktır. Dairesel kolonların çapı en az 300 mm olacaktır. Kolonun brüt enkesit alanı, N_{dm} düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere, $A_c \geq N_{dm} / (0.50 f_{ck})$ koşulunu sağlayacaktır.

Kolonlarda boyuna donatı brüt alanı kesitin %1’inden az, %4’ünden fazla olmayacaktır. En az donatı, dikdörtgen kesitli kolonlarda 4Ø16 veya 6Ø14, dairesel kolonlarda ise 6Ø14 olacaktır.

Sarılma bölgelerinde Ø8’den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Bu bölgede, boyuna doğrultudaki etriye ve çiroz aralığı en küçük enkesit boyutunun 1/3’ünden ve 100 mm’den daha fazla, 50 mm’den daha az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının 25 katından fazla olmayacaktır. Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir. Kolon orta bölgesinde Ø8’den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm’den daha fazla olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının 25 katından daha fazla olmayacaktır.

Etriyeli kolonlarda $N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, 3.29’da verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k , her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınacaktır.

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (4.34)$$

$N_d \leq 0.20 A_c f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde denklem (4.34) ile verilen enine donatıların en az 2/3’ü, minimum enine donatı olarak kullanılacaktır.

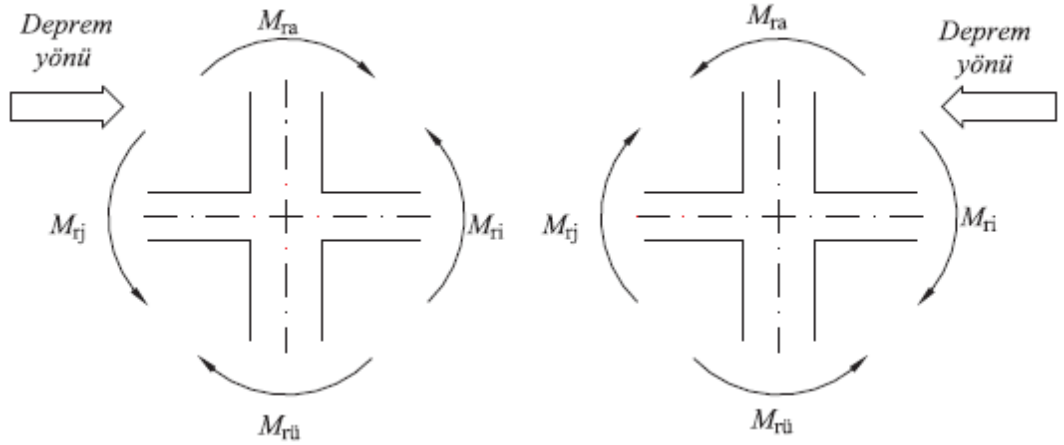
Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2 (M_{ri} + M_{rj}) \quad (4.35)$$

Denklem (4.35)’in uygulanabilmesi için düğüm noktasına birleşen kirişlerin aşağıda verilen enkesit boyutlarına ilişkin koşulları sağlaması zorunludur.

- a) Kiriş gövde genişliği en az 250 mm olacaktır. Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçmeyecektir.
- b) Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm’den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmayacaktır.
- c) Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4’ünden daha fazla olmamalıdır. Aksi durumda kiriş gövdesinin her iki yüzüne, kiriş yüksekliği boyunca gövde donatısı konulacaktır. Toplam gövde donatısı alanı, sağ veya sol mesnet kesitlerinde üst ve alt boyuna donatı alanları toplamının en büyüğünün %30’undan daha az olmayacaktır. Gövde donatısı çapı 12 mm’den az, aralığı ise 300 mm’den fazla olmayacaktır.
- d) Kiriş genişliği ve yüksekliği ile ilgili olarak yukarıda belirtilen sınırlamalar, kolonlara mafsallı olarak bağlanan betonarme ya da öngerilmeli prefabrike kirişler, bağ kirişli (boşluklu) perdelerin bağ kirişleri ve çerçeve kirişlerine kolon-kiriş düğüm noktaları dışında saplanan ikincil kirişler için geçerli değildir.

Denklem (4.35), her bir deprem doğrultusunda ve Şekil 4.8’de görüldüğü gibi depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır. Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.



Şekil 4.8 : Güçlü kolon-zayıf kiriş.

Ancak düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10A_{cfck}$ olması durumunda, tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında, kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda Denklem (4.35)’in sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , aşağıdaki denklem ile hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}})/l_n \quad (4.36)$$

Düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak depremden hesaplanan kesme kuvvetinin V_e ’den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

Denklem (4.35)’in sağlanmadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, kolonların moment kapasiteleri olarak hesaplanacak, M_a ve $M_{\bar{u}}$ olarak kullanılacaktır. Moment kapasiteleri $M_{pa} \cong 1.4M_{ra}$ ve $M_{p\bar{u}} \cong 1.4M_{r\bar{u}}$ olarak alınabilir. M_{pa} ve $M_{p\bar{u}}$ momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

V_e , yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d 'den daha küçük olmayacak ve ayrıca aşağıda verilen koşulları sağlayacaktır. Denklem (4.37)'deki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22A_w f_{cd} \quad (4.37)$$

Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenecektir. Ancak, kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlili durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin tasarımı aşağıdaki koşullara göre yapılacaktır:

Kolonlarla birlikte çerçeve oluşturan veya perdelerle kendi düzlemleri içinde bağlanan kirişlerin en kesit boyutlarına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir.

- Kiriş gövde genişliği en az 250 mm olacaktır. Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kiriş dik genişliğinin toplamını geçmeyecektir.
- Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm'den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmayacaktır.
- Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4'ünden daha fazla olmamalıdır. Aksi durumda, kiriş gövdesinin her iki yüzüne, kiriş yüksekliği boyunca gövde donatısı konulacaktır. Toplam gövde donatısı alanı, sağ veya sol mesnet kesitlerinde üst ve alt boyuna donatı alanları toplamının en büyüğünün %30'undan daha az olmayacaktır. Gövde donatısı çapı 12 mm'den az, aralığı ise 300 mm'den fazla olmayacaktır.
- Kiriş genişliği ve yüksekliği ile ilgili olarak yukarıda belirtilen sınırlamalar, kolonlara mafsallı olarak bağlanan betonarme ya da öngerilmeli prefabrike kirişler, bağ kirişli (boşluklu) perdelerin bağ kirişleri ve çerçeve kirişlerine kolon-kiriş düğüm noktaları dışında saplanan ikincil kirişler için geçerli değildir.

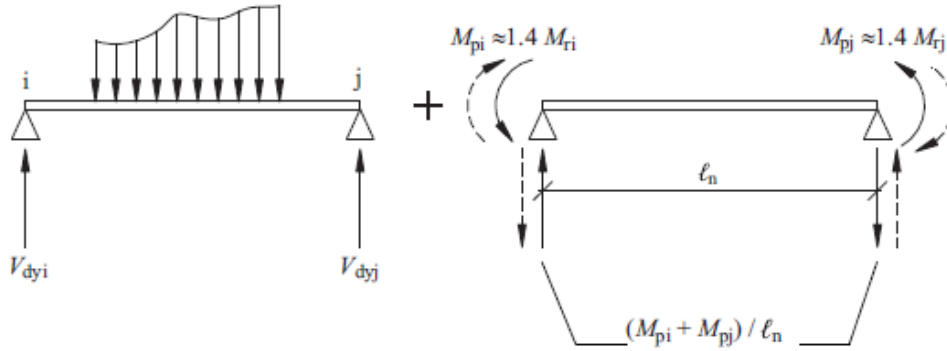
Kiriş olarak boyutlandırılıp donatılacak taşıyıcı sistem elemanlarında, tasarım eksenel basınç kuvvetinin $N_d \leq 0.1A_c f_{ck}$ koşulunu sağlaması zorunludur. Aksi durumda, bu elemanlar kolon olarak boyutlandırılıp, donatılmalıdır.

Kirişlerde boyuna donatı çapı 12mm'den az olmayacaktır. Kirişin alt ve üstünde en az iki donatı çubuğu, kiriş açıklığı boyunca sürekli olarak bulunacaktır. Açıklık ve mesnetlerdeki çekme donatısı oranı TS-500'de verilen maksimum değerden ve %2'den fazla olmayacaktır.

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzünden itibaren kiriş derinliğinin iki katı kadar uzunluktaki bölge, sarılma bölgesi olarak tanımlanacaktır. Sarılma bölgesinde, ilk etriyenin kolon yüzüne uzaklığı en çok 50 mm olacaktır. Etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin 1/4'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 150 mm'yi aşmayacaktır.

Kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e , depremin soldan sağa veya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde; Şekil 4.9'da belirtildiği gibi, aşağıdaki formül ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n \quad (4.38)$$



Şekil 4.9 : Kiriş tasarım kesme kuvveti.

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri daha net hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \approx 1.4M_{ri}$ ve $M_{pj} \approx 1.4M_{rj}$ olarak alınabilir. Düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak depremden hesaplanan kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır. V_e kesme kuvveti aşağıdaki iki koşuluda sağlamalıdır.

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22b_w d f_{cd} \quad (4.39)$$

Kiriş enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenecektir. Kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlili durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek perdelerin tasarımı aşağıdaki koşullar dikkate alınarak yapılacaktır.

Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Özel durumlar dışında, perde gövde bölgesinin kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az, perde başlık bölgesi ise kat yüksekliğinin 1/15'inden ve 200 mm'den az olmayacaktır.

H_w , temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren ölçülen perde yüksekliği, l_w perdenin plandaki uzunluğu olmak üzere; $H_w/l_w > 2$ olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulur.

Temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den fazla küçüldüğü seviyeden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde seçilecektir.

$$H_{cr} \geq l_w$$

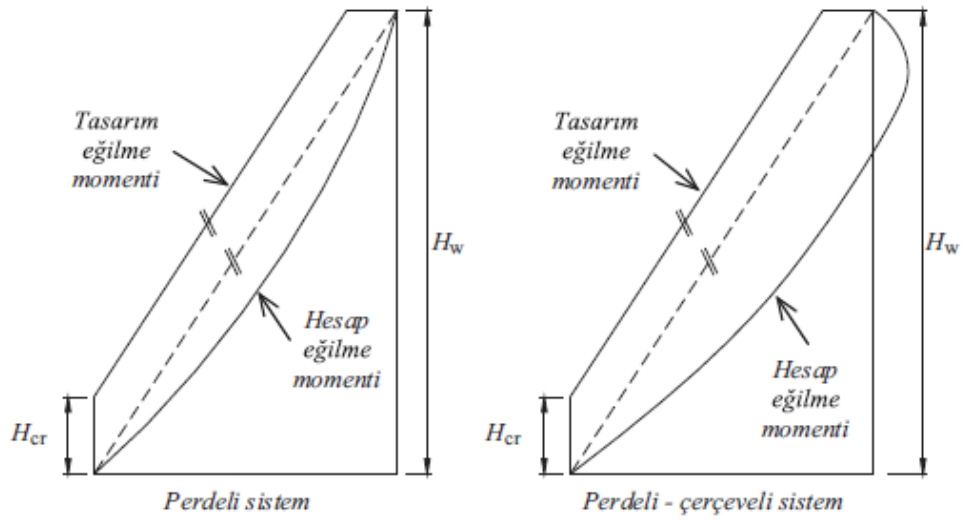
$$H_{cr} \geq H_w/6 \quad (4.40)$$

Dikdörtgen kesitli perdelerde, yukarıda tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır.

Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır. $H_w / l_w < 2.0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak göz önüne alınacaktır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmayacaktır.

Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmayacaktır. Ancak kritik perde yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılacaktır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarı 4Ø14'ten az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerine, kolonların sarılma bölgeleri için $A_{sh} \geq 0.075 s_b k (f_{ck} / f_{ywk})$ denklemiyle belirtilen, enine donatının en az 2/3'ü konulacaktır.

$H_w / l_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, belirlenen kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında hesaplanan eğilme momentine eşit alınacaktır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı Şekil 4.10'daki gibi uygulanacaktır.



Şekil 4.10 : Perde tasarım eğilme momenti.

$H_w / l_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perdelerde, göz önüne alınan herhangi bir kesitte enine donatı hesabında esas alınacak tasarım kesme kuvveti, V_e , aşağıdaki denklemle belirlenecektir.

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (4.41)$$

Bu bağıntıda yer alan kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı $\beta_v = 1.5$ alınacaktır. Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, perde tabanındaki pekleşmeli moment kapasitesi olarak $(M_p)_t \approx 1.25(M_r)_t$ alınabilir. Düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak

depremden hesaplanan kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

Perde kesitlerinin kesme dayanımı, V_r , aşağıda gösterildiği gibi hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch}(0.65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{ywd}) \quad (4.42)$$

V_e , tasarım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlamak zorundadır.

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22A_{ch}f_{cd} \quad (4.43)$$

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, herhangi bir bağ kirişli perde sistemini oluşturan perde parçalarında deprem yüklerinden oluşan taban momentlerinin toplamı, bağ kirişli perde sisteminde deprem yüklerinden oluşan toplam devrilme momentinin 2/3'ünden fazla olmayacaktır. Aksi durumda R katsayısı değiştirilecektir.

4.3.3.2 Tasarım aşaması (I – B) : Kontrollü hasar / Can güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile tasarım

Yüksekliği 75 m'den fazla olan ve Tasarım Aşaması (I – A)'da normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında “Dayanıma Göre Tasarım” yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan yüksek bina taşıyıcı sisteminin tasarımı, yine aynı depremin etkisi altında “Kontrollü Hasar / Can Güvenliği” hedef performansı için doğrusal olmayan (nonlinear) analiz ile yapılacaktır. Bu analizde ek dışmerkezlik etkileri göz önüne alınmayabilir.

En az 2*7=14 analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılacaktır.

Her katta, her bir düşey taşıyıcı elemanın görelî kat ötelemesi oranı (görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.025 değerini aşmayacaktır.

Betonarme kesitler için, sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin üst sınırları aşağıda verilmiştir.

$$\varepsilon_{cg} = 0.0135 ; \varepsilon_s = 0.04$$

Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasiteleri, ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY(2007)'ine göre hesaplanacaktır.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde DBYBHY (2007)'de belirtilen aşağıdaki ifadelerden yararlanılmıştır.

Bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için, yapay yollarla üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketleri kullanılabilir.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yapılması durumunda, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanacaktır. Doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınacaktır.

Zaman tanım alanında yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (4.44)$$

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi denklem (4.45) ile elde edilecektir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (4.45)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

4.3.3.3 Tasarım aşaması (II) : Minimum hasar / Kesintisiz kullanım hedef performansı için doğrusal analiz ile gerçelleme

Normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, Normal Sınıf Binalar'da (D1) düzeyindeki depremin etkisi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım hedef performansı için doğrusal analiz ile gerçekleştirilecektir. Çizelge 4.7'de tasarım ve gerçelleme aşamalarına ait koşullar özetlenmiştir. Bu analizde ek dışmerkezlilik etkileri göz önüne alınmayabilir. Yüksekliği 75m'den fazla olmayan binalarda bu aşama ile bina tasarımı tamamlanacaktır.

Eleman asal eksen doğrultularındaki iç kuvvet büyüklükleri DBYBHY (2007)'ye göre hesaplanacaktır. Gerçeklemeye esas iç kuvvetler, taşıyıcı sistemin türüne bakılmaksızın lineer elastik analizden elde edilen iç kuvvetlerin $R_a = 1.5$ katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Bu kuvvetlerin ortalama dayanımlar esas alınarak hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmadığı gösterilecektir.

Her katta, her bir doğrultuda her bir düşey taşıyıcı elemanın DBYBHY (2007)'ye göre hesaplanan göreceli kat ötelemesi oranı (göreceli kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı) 0.01 değerini aşamayacaktır. Yukarıdaki koşulların sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değişiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

4.3.3.4 Tasarım aşaması (III) : İleri hasar / Göçmeme güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile gerçelleme

Yüksekliği 75 m'den fazla olan ve Normal Sınıf Binalar'da (D2) düzeyindeki depremin etkisi altında Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, (D3) düzeyindeki depremin etkisi altında İleri Hasar /Göçmeme Güvenliği hedef performansı için yapılacak doğrusal olmayan (nonlineer) analiz ile gerçekleştirilecektir. Bu analizde ek dışmerkezlilik etkileri göz önüne alınmayabilir.

En az $2 \times 7 = 14$ analizden hesaplanan sonuçların ortalaması olarak elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılacaktır.

a) Her katta, her bir düşey taşıyıcı elemanın her bir doğrultudaki görelî kat ötelemesi oranı 0.035 değerini aşamayacaktır.

b) DBYBHY (2007)'de verilen sargı donatı koşullarını sağlayan betonarme kesitler için, sargı donatısı içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değıştirmesi ile donatı çeliğı birim şekil değıştirmesinin üst sınırları aşağıda verilmiştir:

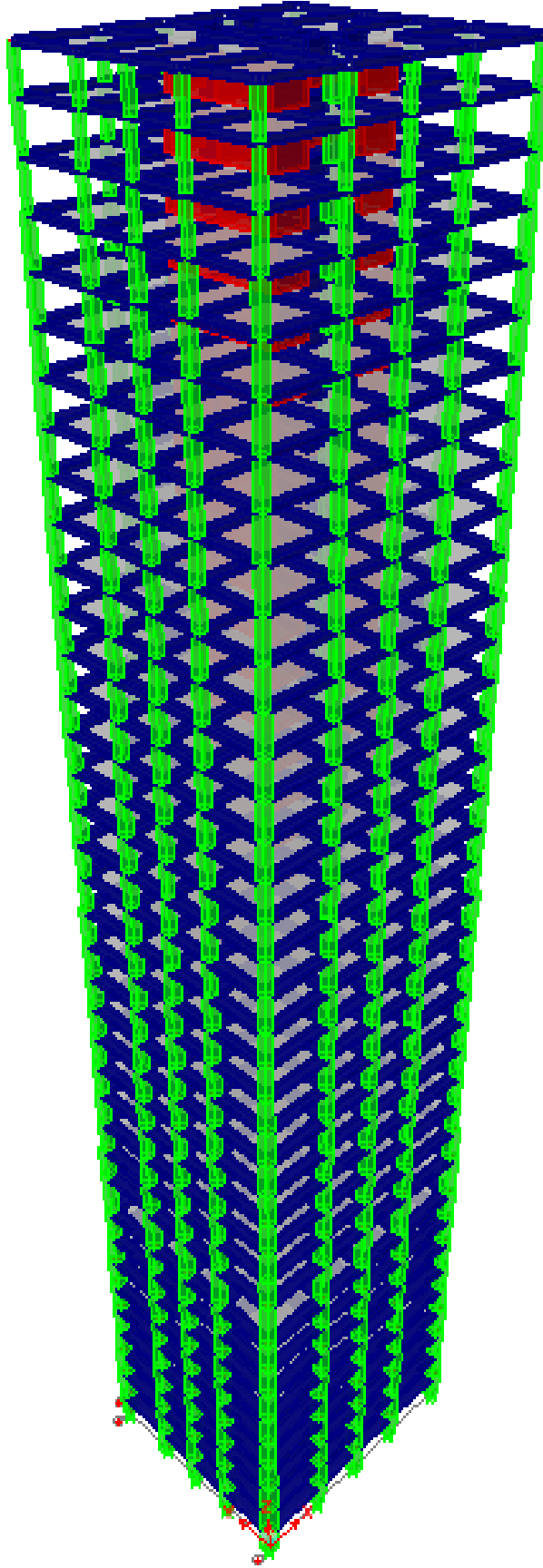
$$\varepsilon_{cg} = 0.018 ; \varepsilon_s = 0.06$$

c) Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasiteleri, ortalama dayanımlar esas alınarak DBYBHY (2007)'e göre hesaplanacaktır.

d) Yukarıdaki verilen koşulların herhangi birinin sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemde gerekli değışiklikler yapılarak tüm tasarım aşamaları tekrarlanacaktır.

Çizelge 4.7: Yüksek binalar için performansa göre tasarım yaklaşımı.

Tasarım Aşaması	Tasarım Aşaması I-A	Tasarım Aşaması I-B	Tasarım Aşaması II	Tasarım Aşaması III
<i>Tasarım Türü</i>	Ön Tasarım (Boyutlama)	Tasarım	Gerçekleme	Gerçekleme
<i>Deprem Düzeyi</i>	Normal sınıf binalarda (D2) depremi	Normal sınıf binalarda (D2) depremi	Normal sınıf binalarda (D1) depremi	Normal sınıf binalarda (D3) depremi
	Özel sınıf binalarda (D3) depremi	Özel sınıf binalarda (D3) depremi	Özel sınıf binalarda (D2) depremi	
<i>Hedef Performans</i>	Can Güvenliği	Can Güvenliği	Kesintisiz Kullanım	Göçmeme Güvenliği
<i>Analiz türü</i>	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlinner Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort)	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort.)
<i>Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı</i>	$R \leq 7$	-	$R=1.5$	-
<i>Görelî Kat Ötelemesi Oranı Limiti</i>	2%	3%	1%	3,5%
<i>Çubuk elemanlarda kesit rijitliği</i>	Etkin rijitlik (DBYBHY 2007'den)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (moment-eğrilik eğrisinden)
<i>Dayanım parametresi</i>	Karakteristik dayanım	Ortalama dayanım	Ortalama dayanım	Ortalama dayanım
<i>Kabul Kriteri</i>	Dayanım-Görelî kat ötelemesi oranı	Birim Şekil değiştirme-Görelî kat ötelemesi oranı	Dayanım-Görelî kat ötelemesi oranı	Birim Şekil değiştirme-Görelî kat ötelemesi oranı



Şekil 5.2 : 3 boyutlu görünüm.

5.1.1 Malzeme bilgileri

Yapıyı meydana getiren bütün yapı elemanlarında C35 beton sınıfı ve S420 donatı çeliği kullanılmıştır.

C35 için;

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} ; E_c = 33000 \text{ MPa}$$

Yerinde dökülen betonlar için tasarım dayanımı; karakteristik malzeme dayanımının $\gamma_{mc}=1.50$ olan malzeme katsayısına bölünmesiyle elde edilir.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} = \frac{35}{1.5} = 23.33 \text{ MPa}$$

Betonun karakteristik eksenel çekme dayanımı;

$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}} = 0.35\sqrt{35} = 2.07 \text{ MPa}$$

Tasarım eksenel çekme dayanımı ;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}} = \frac{2.07}{1.5} = 1.38 \text{ MPa}$$

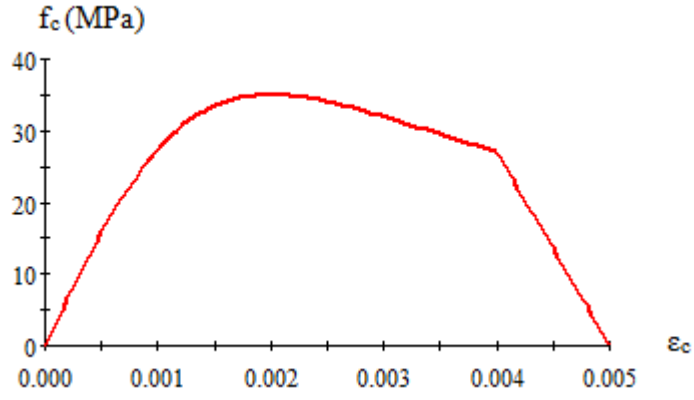
S420 için;

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa} ; E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Çeliğin tasarım akma dayanımı hesabında ise malzeme katsayısı $\gamma_{ms}=1.15$ alınır.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} = \frac{420}{1.15} = 365.22 \text{ MPa}$$

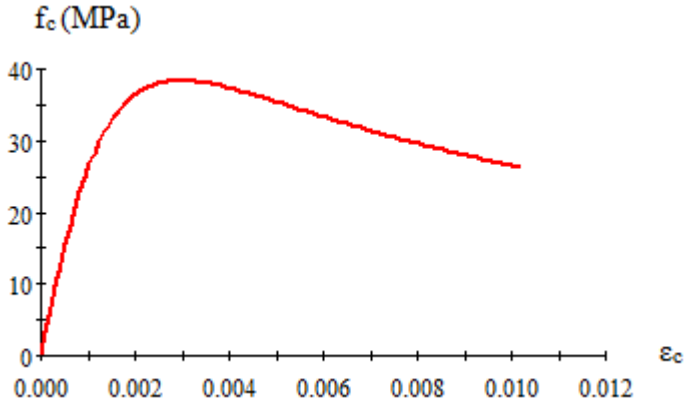
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle performans değerlendirmesinde, aşağıda belirtilen sargılı, sargısız beton modelleri ve donatı çeliği kullanılmıştır.



Şekil 5.3 : Sargısız beton modeli.

Sargısız beton modeli için;

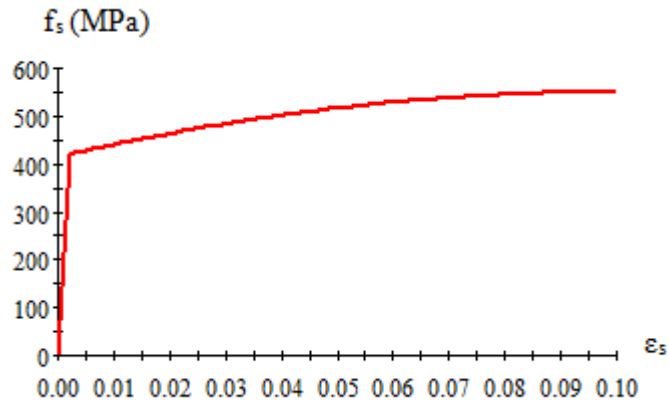
$$f_{co} = 35 \text{ MPa} ; \epsilon_{co} = 0.002$$



Şekil 5.4 : Sargılı beton modeli.

Sargılı beton modeli için;

$$f_{cc} = 38.40 \text{ MPa} ; \epsilon_{cc} = 0.00297 ; \epsilon_{cu} = 0.0102$$



Şekil 5.5 : Donatı çeliği modeli.

S420 donatı çeliği için;

$$f_{sy} = 420\text{MPa} ; f_{su} = 550\text{MPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0.0021 ; \varepsilon_{sh} = 0.008 ; \varepsilon_{su} = 0.10$$

5.1.2 Zemin sınıfı ve deprem parametreleri

Yapının inşa edileceği proje sahasında zemin sınıfı “C” olarak kabul edilmiştir.

İYBDY’de tanımlanan D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu 0.2 saniye ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen yatay deprem spektral ivme değerleri sırası ile S_s ve S_1 , referans olarak alınan B ve C zemin sınıfları ara sınırı için Ek A’da verilmiştir.

D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için, yapının inşa edileceği zeminin “C” zemin grubuna girdiğini göz önünde bulundurularak elde edilen kısa ve 1.0s’lik doğal titreşim periyotlarına karşı gelen spektral ivme değerleri S_{MS} ve S_{M1} değerleri, S_s ve S_1 ’in sırası ile F_a ve F_v zemin etkisi parametreleri ile çarpılmasıyla Çizelge 5.1’de görüldüğü gibi aşağıdaki denklemlerle hesaplanmıştır.

$$S_{MS}=F_a \times S_s$$

$$S_{M1}=F_v \times S_1 \quad (5.1)$$

Çizelge 5.1 : D1,D2 ve D3 deprem düzeyleri için “C” zemin grubu için S_{MS} ve S_{M1} değerleri.

Tasarım Depremi	S_s ($t=0.2sn$)	S_1 ($t=1.0sn$)	F_a	F_v	S_{MS}	S_{M1}
D1	0,35	0,16	1.20	1.64	0,42	0,26
D2	0,95	0,40	1.02	1.40	0,97	0,56
D3	1,35	0,65	1.00	1.30	1,35	0,85

Spektrum köşe periyotları T_0 ve T_s ise aşağıdaki şekilde tanımlanır:

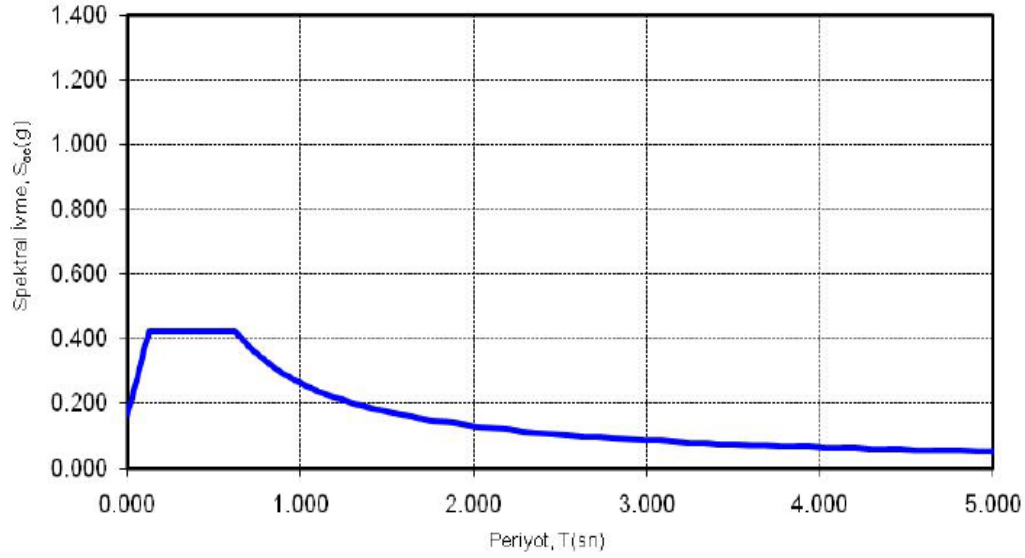
$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} ; T_0 = 0.2T_s \quad (5.2)$$

Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu, İstanbul İli için $T_L=12s$ olarak alınacaktır.

D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için elde edilen deprem tasarım spektrumları aşağıda şekiller ile belirtilmiştir.

D1 Deprem Düzeyi:

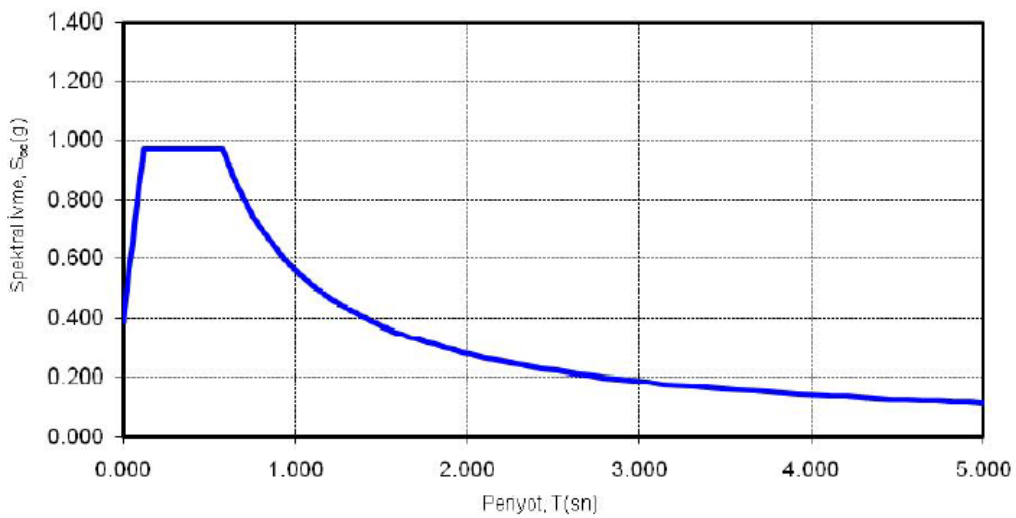
$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} = \frac{0.26}{0.42} = 0.62s \quad ; \quad T_0 = 0.2T_s = 0.2 \times 0.62 = 0.124s$$



Şekil 5.6 : D1 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu.

D2 Deprem Düzeyi:

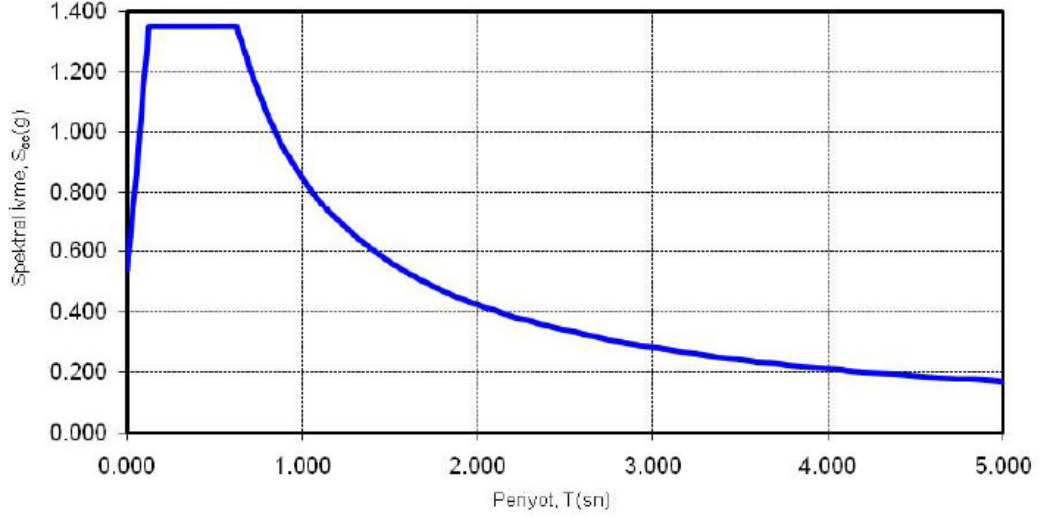
$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} = \frac{0.56}{0.97} = 0.58s \quad ; \quad T_0 = 0.2T_s = 0.2 \times 0.58 = 0.116s$$



Şekil 5.7 : D2 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu.

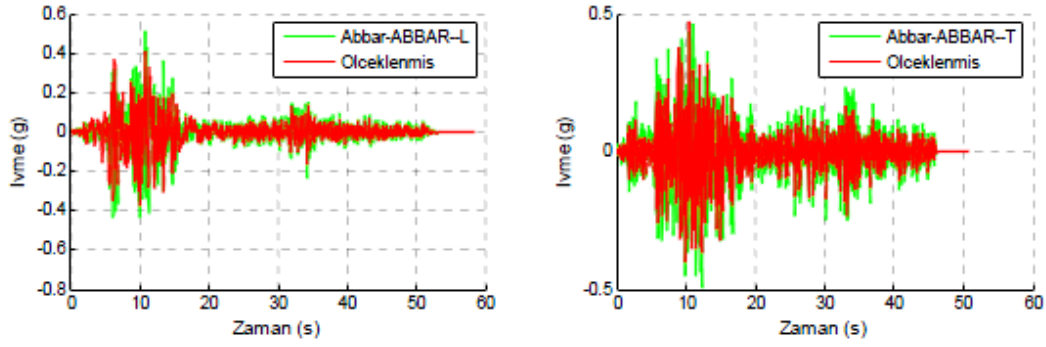
D3 Deprem Düzeyi:

$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} = \frac{0.85}{1.35} = 0.63s \quad ; \quad T_0 = 0.2T_s = 0.2 \times 0.63 = 0.126s$$

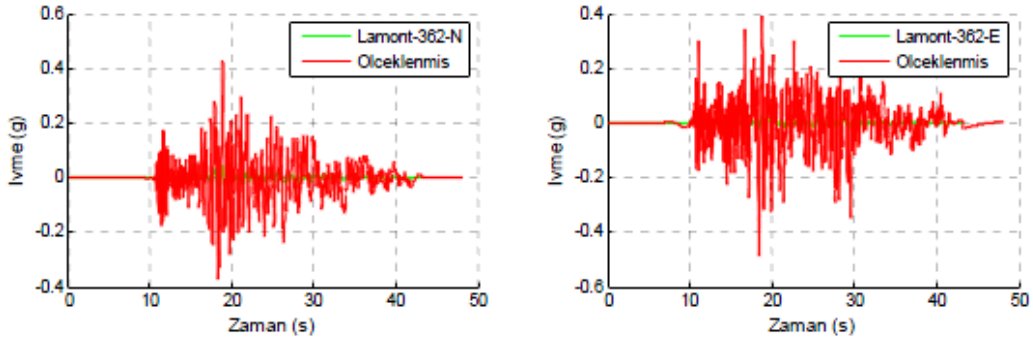


Şekil 5.8 : D3 deprem düzeyi için deprem tasarım spektrumu.

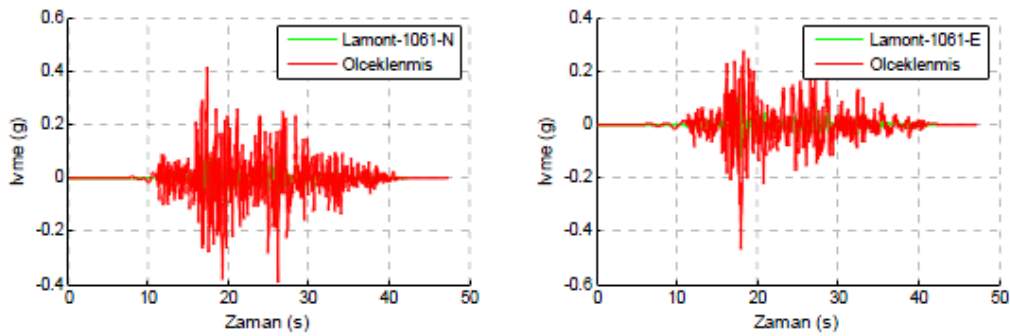
İYBDY’de zaman tanım alanında yapılacak analizler için belirtilen özelliklere sahip olan 7 deprem yer hareketi (yatay doğrultuda birbirine dik iki yatay bileşen için ivme kayıtları) belirlenmiştir. Deprem yer hareketlerinin seçilmesinde PEER NGA veri bankası kullanılmıştır. Seçilen deprem yer hareketleri Hector Mine (1999) (2 farklı istasyon); Manjil, İran (1990); Düzce (1999) (3 farklı istasyon) ve Landers (1992) depremine ait deprem yer hareketi kayıtlarıdır. Her bir deprem yer hareketine ait iki farklı bileşen hesaplamalarda kullanılmıştır. Bu yedi deprem yer hareketinin karakteristik özellikleri aşağıdaki Çizelge 5.2’de belirtilmiştir. Ancak analizi yapılacak olan yapıda, çok katlı olmasından, perdelerin kabuk eleman olarak modellenmesinden, analiz süresinin uzamasından ve analiz sonuçlarının değerlendirilmesindeki güçlükten dolayı 3 deprem kaydı ile çözüm yapılarak sonuçların maksimumu ele alınmıştır. Bu depremler Abbar istasyonundan alınan Manjil, İran depremi, Lamont 362 ve Lamont 1061 istasyonundan alınan Düzce depremi kayıtlarıdır. Deprem tasarım spektrumları ve spektrum uyumlu yer hareketlerinin belirlenmesinde İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği esas alınmıştır. Analiz için seçilen depremlerin D2 ve D3 deprem düzeyi spektrumlarına ölçeklendirilmiş ivme-zaman kayıtları, bu kayıtlardan elde edilen ivme spektrumları ve orijinal ivme deprem kayıtları aşağıdaki şekillerde ve Ek B’de gösterilmiştir.



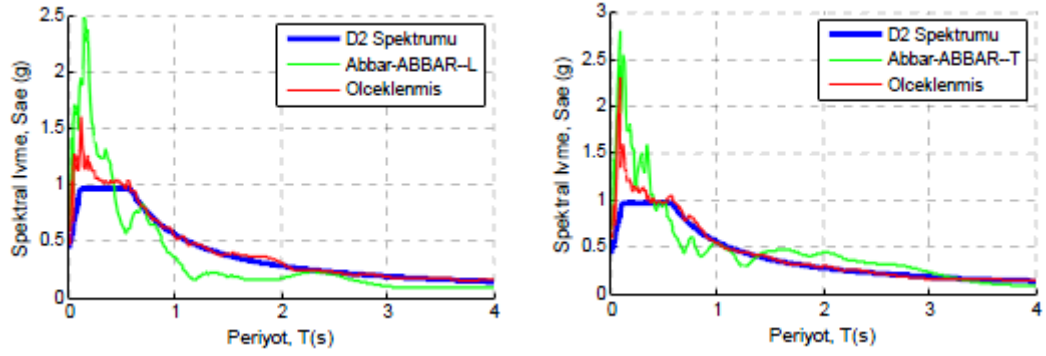
Şekil 5.9 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi, Abbar istasyonu ABBAR-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



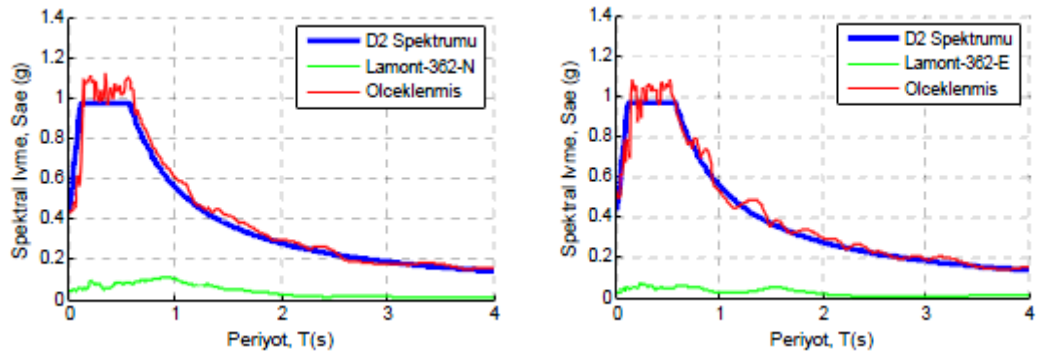
Şekil 5.10 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



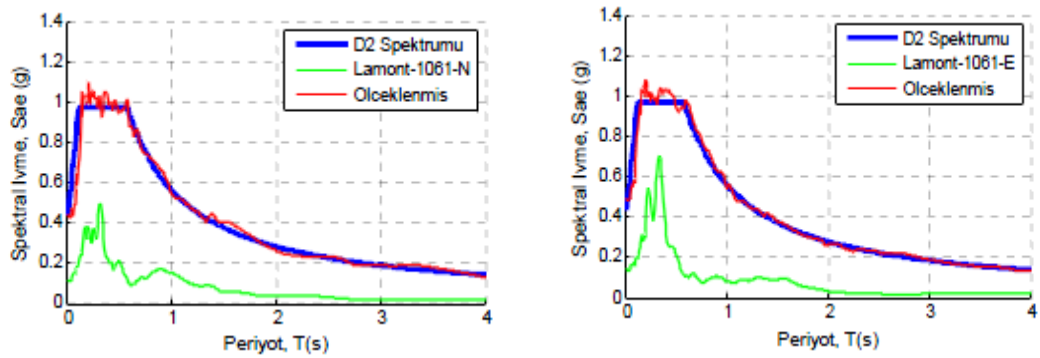
Şekil 5.11 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



Şekil 5.12 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi Abbar istasyonu Abbar-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.



Şekil 5.13 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi Lamont istasyonu 362-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.



Şekil 5.14 : Orijinal ve D2 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi Lamont istasyonu 1061-N ve -E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.

5.1.3 Yükler ve yük kombinasyonları

Yapıda hesap kolaylığı açısından her katta dış duvar yükü 5 kN/m , sıva ve kaplama yükü toplamı 2.0 kN/m² , hareketli yük 2.5 kN/m² alınmıştır. Hareketli yük katılım katsayısı İYBDY’e göre 0.12 olarak hesaplanmıştır.

G: Zati Yükler

Q: Hareketli Yükler

E_x: X Doğrultusu Deprem Yklemeği

E_y: Y Doğrultusu Deprem Yklemeği

Yük kombinasyonları TS500 ve DBYBHY 2007’ye göre belirlenmiştir.

$$1.4 G + 1.6 Q$$

$$G+Q$$

$$G + Q \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$G + Q \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

$$0.9 G \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$0.9 G \pm E_y \pm 0.3 E_x$$

Deprem yükleri yapıya %5 dışmerkezlilik göz önünde bulundurulurak etkitilmiştir.

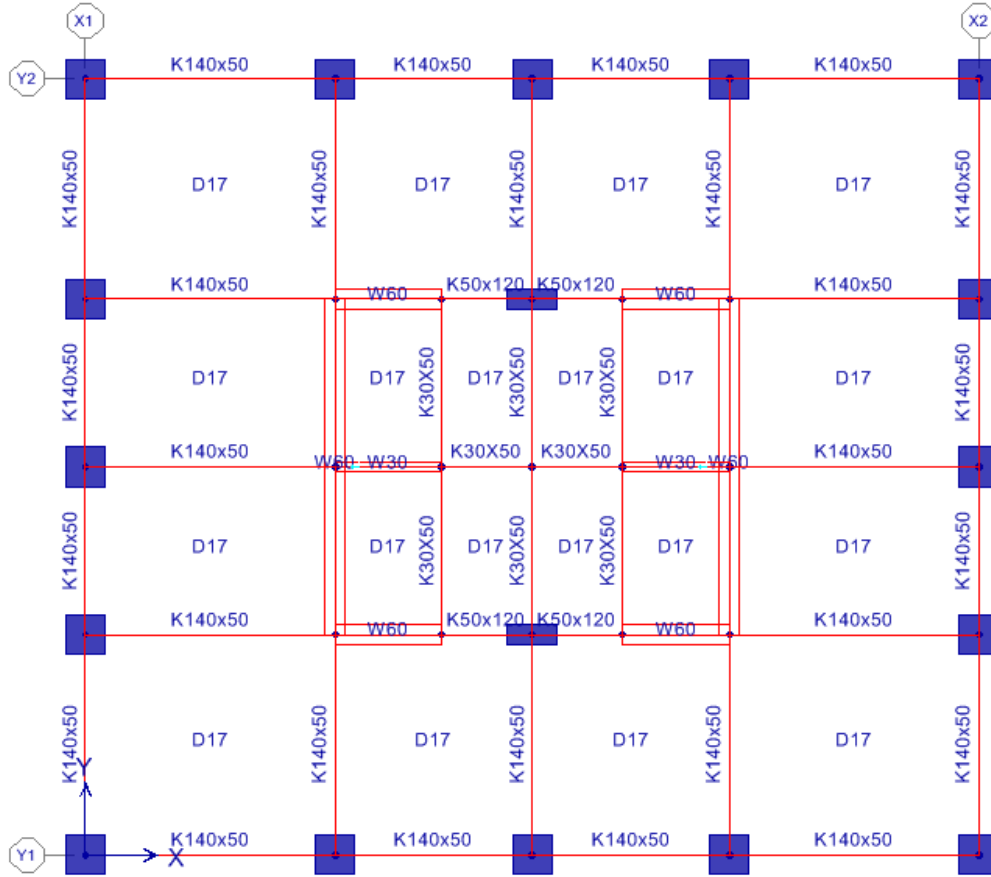
Yapının taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R, yapının dinamik davranışına göre belirlenecektir.

Çizelge 5.2 : Deprem yer hareketlerinin karakteristik özellikleri.

Deprem	Moment Büyüküğü	Fay Mekanizması	İstasyon	Bileşen (H1)	Bileşen (H2)	Epiçentral Uzaklık(km)	En Kısa Uzaklık(km)	Zemin (NEHRP)
Hector Mine 16.10.1999	7.1	Yanal Atımlı	Hector	HEC000.AT2	HEC090.AT2	26.5	11.7	C
Manjil,İran 20.06.1990	7.4	Yanal Atımlı	Abbar	ABBAR--L.AT2	ABBAR--T.AT2	40.4	12.6	C
Düzce 12.11.1999	7.1	Yanal Atımlı	Lamont 362	362-N.AT2	362-E.AT2	43.5	23.4	C
Düzce 12.11.1999	7.1	Yanal Atımlı	Lamont 1060	1060-N.AT2	1060-E.AT2	44.4	25.9	B
Düzce 12.11.1999	7.1	Yanal Atımlı	Lamont 1061	1061-N.AT2	1061-E.AT2	31.6	11.5	C
Landers 28.06.1992	7.3	Yanal Atımlı	Barstow	BRS000.AT2	BRS090.AT2	94.8	34.9	C
Hector Mine 16.10.1999	7.1	Yanal Atımlı	Joshua Tree	22170090.AT2	22170360.AT2	52.3	31.1	C

5.1.4 Yapı taşıyıcı sistemi

Yapının düşey taşıyıcı sistemi 2-4, B-D eksenleri arasında çekirdek perde sistemden, ve kolonlardan oluşmaktadır. Perde kalınlığı her katta 30cm ve 60 cm dir. Çekirdek perde sistemde bulunan kolonlar her katta C150x60 dır. Perdeleri bağlayan bağ kirişleri her katta K50x120 ve K30x50 'dir. Kolonlar ise ilk 4 katta C120x120, sonraki 7 katta C110x110, 8 katta C100x100, 8 katta C90x90, 8 katta C80x80 ve son 3 katta C60x60'dır. Kirişler ilk 10 katta K140x50, sonraki 16 katta K120x50, 8 katta K100x50, 2 katta K80x50 ve son 2 katta K40x50cm'dir. Döşeme Kalınlığı her katta aynı olup 17cm'dir. Şekil 5.15'de 1.kat taşıyıcı sistem boyutları görülmektedir. Döşemeye gelen yüklerin binanın düşey taşıyıcı sistemlerine aktarılması betonarme kirişlerle sağlanmaktadır.

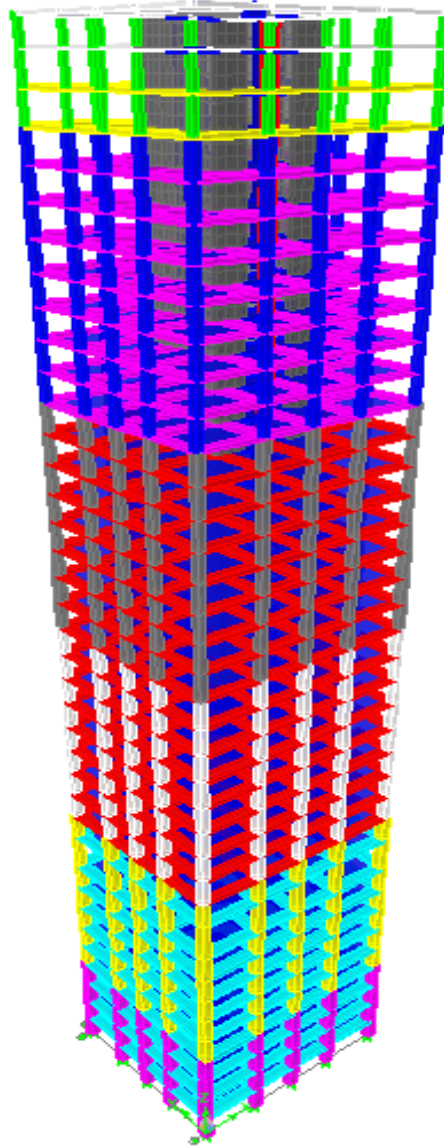


Şekil 5.15 : 1.kat yapı taşıyıcı sistem boyutları.

5.2 Analiz Modelinin Oluşturulması

5.2.1 Doğrusal analiz modeli

Doğrusal analiz modeli, ETABS programı ile oluşturulmuştur. Modelde, kiriş ve kolonlar çubuk eleman olarak idealleştirilip, perdede daha etkili sonuç verdiğinden kabuk elemanlar *meshlere* bölünerek kullanılmıştır. Döşemeler 17cm kalınlığında *membrane* olarak modellenmiştir. Döşemelere her katta rijit diyafram atanmıştır. şekil 5.16’de ETABS modeline ait 3 boyutlu genel görünüm verilmiştir.

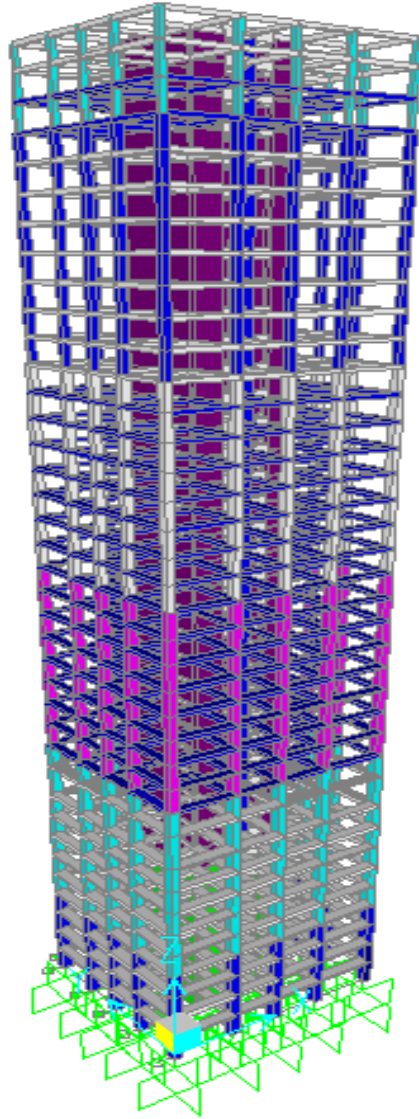


şekil 5.16 : Doğrusal analiz modeli.

Malzeme dayanımları olarak karakteristik dayanımlar kullanılmıştır. Kiriş, kolon ve perdelerde çatlama kesite ait etkin eğilme rijitlikleri DBYBHY'e göre hesaplanmıştır.

5.2.2 Doğrusal olmayan analiz modeli

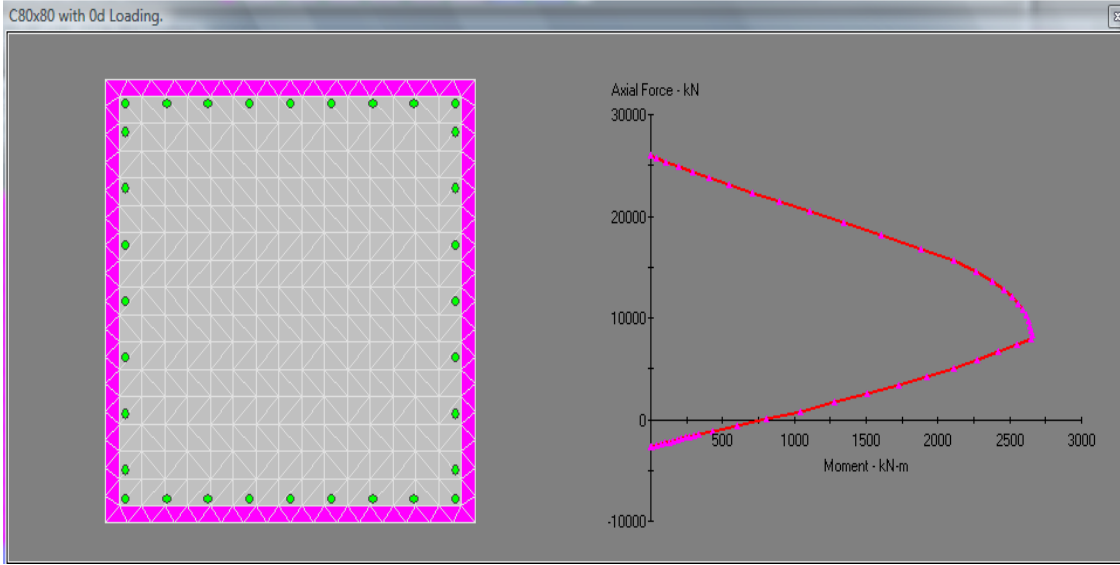
Doğrusal olmayan analiz modeli, SAP2000 programı ile oluşturulmuştur. Modelde, kiriş ve kolonlar çubuk eleman olarak idealleştirilip, perdede daha gerçekçi sonuç verdiğinden kabuk elemanlar kullanılmıştır. Döşeme modellenmesi analiz süresini uzattığından, döşeme yükleri kirişlere aktarılmıştır. Yük aktarımını doğru bir şekilde sağlamak için, perde üzerine rijit, ağırlıksız kirişler modellenmiştir. Her kata rijit diyafram atanmıştır. Şekil 5.17'de SAP2000 modeli görülmektedir.



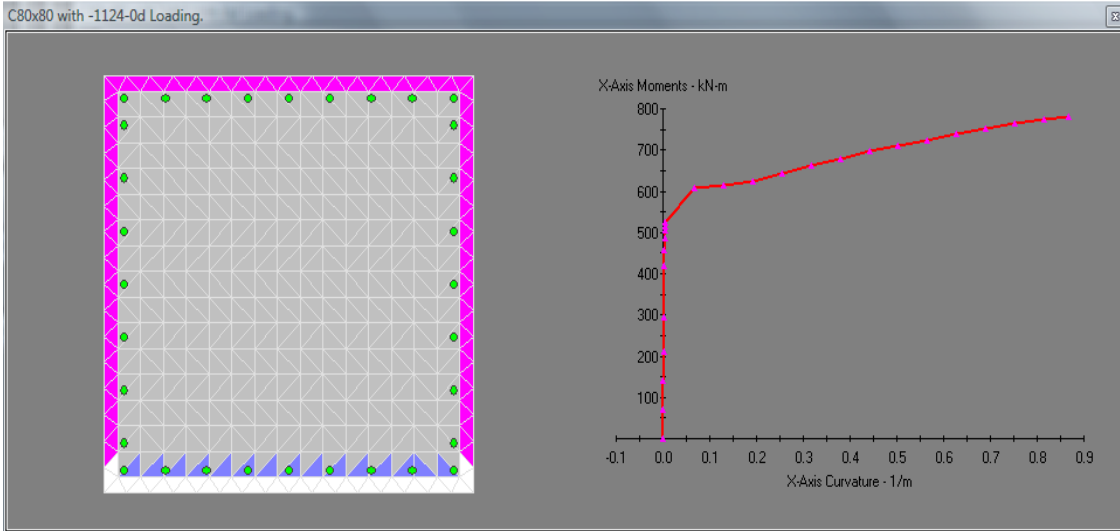
Şekil 5.17 : Doğrusal olmayan analiz modeli.

Malzeme dayanımları olarak İYBDY’nde belirtilen ortalama dayanımlar kullanılmıştır. Kiriş, kolon ve perdelerin etkin eğilme rijitlikleri, İYBDY’nde verilen şekilde moment-eğrilik bağıntısından, “Section Designer” kullanılarak okunmuştur. Doğrusal olmayan analizlerde kolon ve kirişlerde plastik mafsallık, perdelerde ise lifli elemanlar kullanılmıştır. Plastik mafsallık ve lifli eleman tanımlamalarında DBYBHY’de belirtilen sargılı, sargısız beton modeli ve donatı çeliği modeli kullanılmıştır. Analiz süresini kısaltmak için perdeler lifli elemanlar kritik perde yüksekliği boyunca atanmış, kritik perde yüksekliği üzerinde perdelerin elastik sınırlar içerisinde kalacağı kabul edilmiştir. Kolonlarda plastik mafsallar donatı, normal kuvvet ve boyutlarına göre, kirişlerde donatı ve boyutlarına göre gruplandırılarak tüm katlara, plastik şekil değiştirmelerin eleman uç bölgelerinde yoğunlaştığı kabul edilip, plastik mafsallık ataması yapılmıştır. Plastik mafsallık boyu, deprem doğrultusunda çalışan kesit uzunluğunun yarısı alınmıştır.

Kolonlarda, eksenel kuvvet etkisi olduğundan PMM mafsallık tanımlanmıştır. PMM mafsallık tanımlanırken 3 boyutlu etkileşim yüzeyinin ve moment-eğrilik bağıntısının elde edilmesi gereklidir. 3 boyutlu etkileşim yüzeyi oluşturulurken 2 boyutlu etkileşim yüzeyleri birleştirilir. Kolonların kare olmasından dolayı 2 boyutlu etkileşim yüzeyleri 0–45–90 derece için X-TRACT programıyla kesit analizi yapılarak elde edilmiştir. Moment eğrilik bağıntısı 3 normal kuvvet için tanımlanmıştır. X-TRACT aracılığıyla oluşturulan 2 boyutlu etkileşim yüzeyleri ve moment-eğrilik grafiği örnek olarak 0 derece için Şekil 5.18 ve Şekil 5.19’da gösterilmiştir. X-TRACT’den analiz yapılarak elde edilen bu veriler SAP2000’e Şekil 5.20, 5.21, 5.22 ve 5.23’de görüldüğü gibi girilmiştir.



Şekil 5.18 : 0 derece için P-M diyagramı.



Şekil 5.19 : $P=1124$ kN eksenel kuvvet için moment-eğrilik diyagramı.

Frame Hinge Property Data for C80x80 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Scale Factor for Curvature (SF)

☐ SF is Equal to Yield Curvature (Steel Objects Only)

☒ User SF

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero ☐ Is Extrapolated

Symmetry Condition

☐ Moment Curvature Dependence is Circular

☒ Moment Curvature Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

☐ Moment Curvature Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

1. Specify curves at angles of 0° and 90°.
2. If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 90°.

Axial Forces for Moment Curvature Curves

Number of Axial Forces

Curve Angles for Moment Curvature Curves

Number of Angles

Şekil 5.20 : SAP2000 PMM mafsalı veri girişi.

Axial Forces for C80x80 - Interacting P-M2-M3

Edit

This Number of Axial Force Values Is Specified

Number of Axial Forces

Axial Force Data

	Axial Force
1	-3463.64
2	-2514.
3	1124.

KN, m, C

Angles for C80x80 - Interacting P-M2-M3

Edit

This Number of Angles Is Specified

Number of Angles

Angle Data

	Angle in Degrees
1	0.
2	45.
3	90.

Şekil 5.21 : SAP2000 PMM mafsalı normal kuvvet ve açı değerleri.

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for C80x80

Edit

User Interaction Surface Options

☐ Circular Symmetry

☒ Doubly Symmetric about M2 and M3

☐ No Symmetry

Number of Curves: 3

Number of Points on Each Curve: 50

Scale Factors (Same for All Curves)

P: 1.000 M2: 1.000 M3: 1.000

☐ Include Scale Factors in Plots: KN, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-25970.	0	0
50	2703.	0	0

Interaction Curve Data

Current Curve: 1

Point	P	M2	M3
1	-25970.	0.	0.
2	-25720.	39.73	0.
3	-25340.	109.8	0.
4	-24900.	193.3	0.
5	-24390.	292.7	0.
6	-23790.	410.8	0.
7	-23110.	550.1	0.
8	-22330.	712.6	0.
9	-21440.	899.7	0.
10	-20450.	1112.	0.
11	-19340.	1349.	0.

Insert Curve Delete Curve Check Surface

Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric

1. A minimum of 3 P-M2-M3 curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3. $M2 = M3 = 0$ at the first and last points.
4. First curve has all $M3 = 0$ and all $M2 > 0$.
5. Then one or more curves has all $M2 > 0$ and all $M3 > 0$.
6. Last curve has all $M2 = 0$ and all $M3 > 0$.
7. As the curve number increases, a specific point number should have an increasing $M3$ and a decreasing $M2$.
8. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

3D Plot

Plan: 315 Elevation: 25 Aperture: 0

☒ Show All Lines ☐ Hide P Direction Lines ☐ Hide M2-M3 Lines

☒ Highlight Current Curve

3D MM PM3 PM2

OK Cancel

Şekil 5.22 : PMM mafsalı etkileşim yüzeyi tanımlanması.

Moment Rotation Data for C80x80 - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve: Axial Force: 1124. Angle: 0. Curve #7

Units: KN, m, C

Moment Curvature Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Curvature/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.2776	0.8672
D	0.0128	0.8672
E	0.0128	1.0406

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

☒ Immediate Occupancy: 2

☒ Life Safety: 4

☒ Collapse Prevention: 6

☐ Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan: 315 Elevation: 35 Aperture: 0

Axial Force: 1124

☐ Hide Backbone Lines ☐ Show Acceptance Criteria ☐ Show Thickened Lines ☒ Highlight Current Curve

3D CC MC3 MC2

Moment Curvature Information

Symmetry Condition: Double

Number of Axial Force Values: 3

Number of Angles: 3

Total Number of Curves: 9

Angle Is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis

90 degrees = About Positive M3 Axis

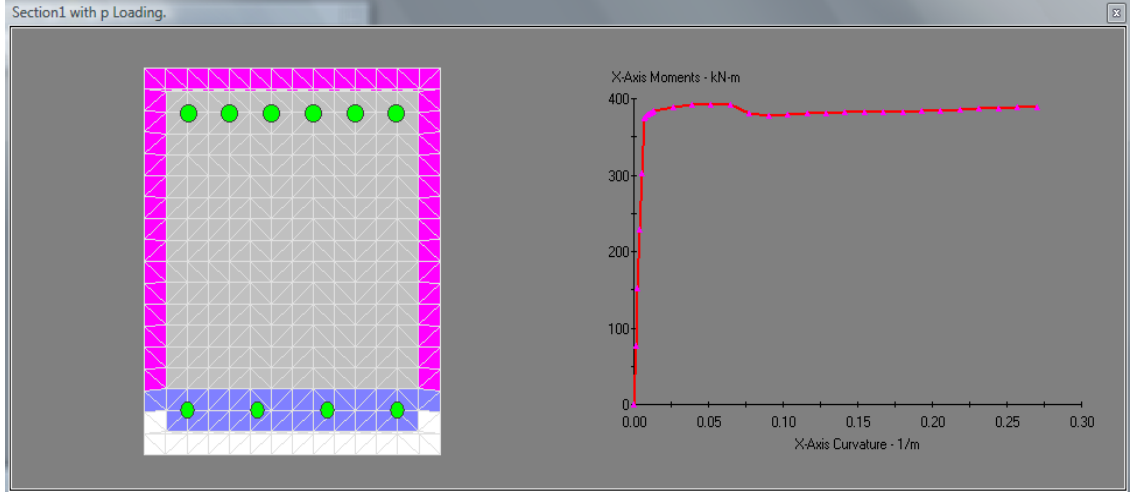
180 degrees = About Negative M2 Axis

270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Şekil 5.23 : PMM mafsalı moment-eğrilik bağıntısı.

Kirişlerde M3 momenti eğilme momentine karşı gelmektedir. Kirişler için plastik mafsalsal tipi olarak M3 mafsalsal kullanılmıştır. M3 mafsalsal tipi X-TRACT'de gerçekleştirilen kesit analizlerinden elde edilen moment-eğrilik bağıntısının SAP2000'e girilmesiyle tanımlanır. Aşağıdaki şekillerde; örnek olarak K40x50 kirişinin moment-eğrilik grafiği ve SAP2000'e girilmesi gösterilmiştir.



Şekil 5.24 : M3 mafsalsal moment-eğrilik ilişkisi.

Frame Hinge Property Data for k7 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-151.1333	-0.5738
D-	-151.1333	-0.4782
C-	-226.7	-0.4782
B-	-211.3	0.
A	0.	0.
B	373.8	0.
C	388.9	0.2702
D	259.2667	0.2702
E	259.2667	0.3242

☐ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative 1. 1.

☐ Use Yield Curvature Curvature Positive Negative 1. 1.

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 -3.000E-03

☐ Life Safety 0.012 -0.012

☐ Collapse Prevention 0.015 -0.015

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length 0.25

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Şekil 5.25 : M3 mafsalsal SAP2000 veri girişi.

Perdelerde lif eleman tanımlaması yapılırken SAP2000'deki "Shell-Layered/Nonlinear" özelliğinden faydalanılmıştır. Bu özellik için öncelikle doğrusal olmayan malzeme modellerinin SAP2000 içinde tanımlı olması gerekir. Perdede kullanılan sargısız beton ve donatı çeliği modeli Şekil 5.26 ve Şekil 5.27'de görüldüğü gibidir.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: perde sargısız

Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters:

Friction Angle: 0.

Dilatational Angle: 0.

Units: Tonf, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:

☐ Parametric

☒ User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 6

	Strain	Stress	Point ID
1	-5.099E-03	0.	
2	-4.079E-03	-3555.85	A
3	-2.039E-03	-3569.01	
4	-1.962E-03	-3566.05	
5	0.	0.	
6	1.020E-03	0.	

Order Rows

Show Plot...

OK

Cancel

Şekil 5.26 : Perde sargısız beton modeli.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: perde steel

Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic

Drucker-Prager Parameters:

Friction Angle:

Dilatational Angle:

Units: Tonf, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:

☐ Parametric

☒ User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 13

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.122	0.	
2	-0.12	-42184.2	-E
3	-0.0644	-37497.	
4	-0.0311	-32809.9	
5	-0.02	-28122.79	
6	-1.345E-04	-28122.79	-B
7	0.	0.	A
8	1.345E-04	28122.785	B
9	0.02	28122.785	
10	0.0311	32809.92	
11	0.0644	37497.05	
12	0.12	42184.18	E
13	0.122	0.	

Order Rows

Show Plot...

OK Cancel

Şekil 5.27 : Perde donatı çeliği modeli.

Doğrusal olmayan malzeme modelleri tanımlandıktan sonra; bu malzeme modelleri kullanılarak SAP2000’de “Shell-Layered/Nonlinear” özelliği aracılığıyla perde kesiti katmanlar halinde tanımlanır. Şekil 5.28’da belirtildiği şekilde perde donatı ve kesit özellikleri tanımlanarak katmanlar SAP2000 tarafından oluşturulacaktır. Analiz süresinin kısılması bakımından Şekil 5.29’da görüldüğü gibi sadece beton ve düşey donatıların temsil edildiği katmanlar dikkate alınmıştır.

Concrete Shell Section Quick Start Parameters

Section Name: perde dgovde60

Rebar Layers: ☐ One Layer ☒ Two Layers

Units: Tonf, m, C

Material Data And Concrete Thickness:

Concrete Material: + perde sargısız

Rebar Material: + perde steel

Concrete Thickness: 0.6

In-Plane Element Component Behavior:

☐ S11 Nonlinear

☒ S22 Nonlinear

☐ S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior:

☐ Same as In-Plane

☒ Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover:

☐ Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1: + 14d @ 0.1 Cover: 0.03

Top Bars - Direction 2: 12d @ 0.15 Cover: 0.03

Bottom Bars - Direction 1: 14d @ 0.1 Cover: 0.03

Bottom Bars - Direction 2: 12d @ 0.15 Cover: 0.03

Shell Section Elevation View:

Top

Bottom

☒ Show Elevation 1-3 ☐ Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View:

☒ Top ☐ Bot

OK Cancel

Şekil 5.28 : Perde kesitinin tanımlanması.

Shell Section Layer Definition

Layer Definition Data:

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material S11	Material S22	Material Behavior S12
ConcM	0.	0.6	Membrane	1	perde sargısız	0.	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar2M	0.264	0.000753	Membrane	1	perde steel	90.	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar2M	-0.264	0.000753	Membrane	1	perde steel	90.	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	0.6	Plate	2	perde sargısız	0.	Linear	Linear	Linear

Quick Start

Section Name: perde dgovde60

Order Layers By Distance:

Calculated Layer Information:

Number of Layers: 4

Total Section Thickness: 0.6

Sum of Layer Overlaps: 0.603

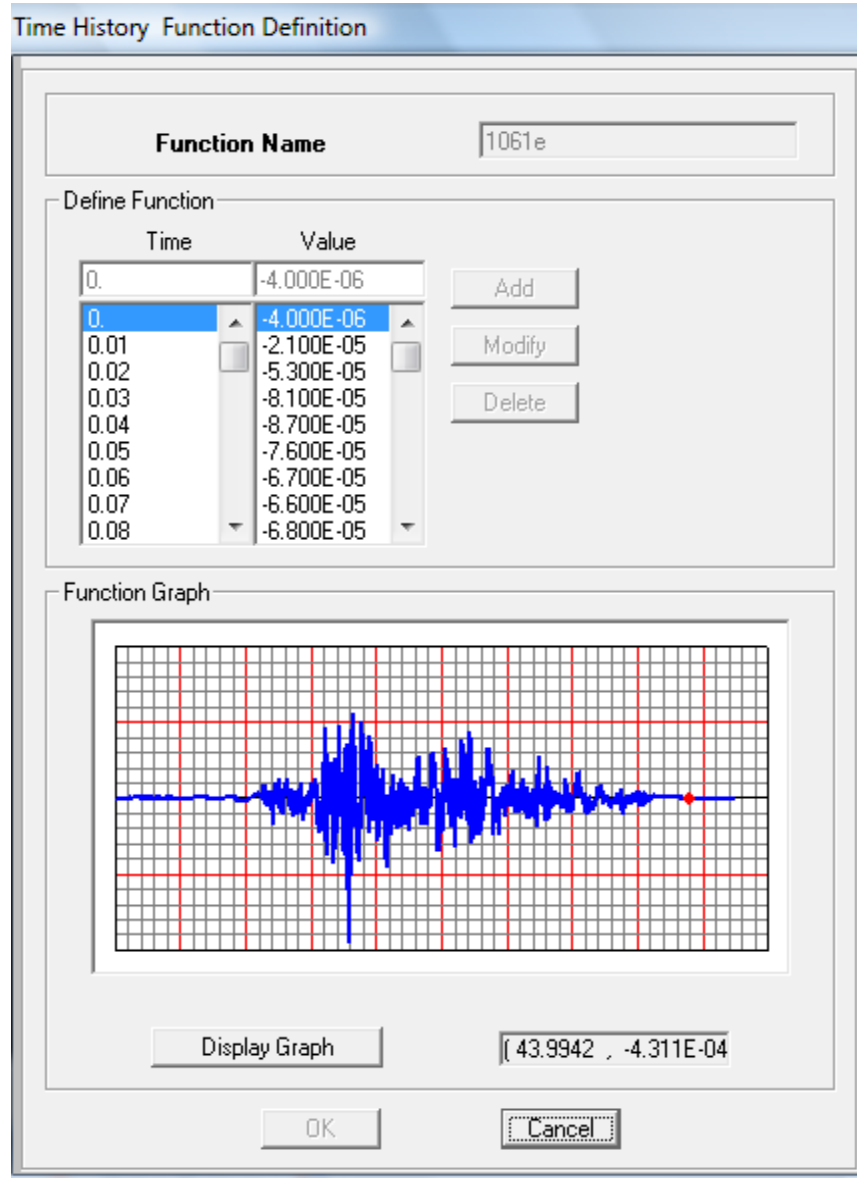
Sum of Gaps Between Layers: 0.

OK Cancel

Şekil 5.29 : Perde katmanlarının oluşturulması.

Zaman tanım alanında analiz durumu belirlenirken, öncelikle benzeştirilmiş ivme kayıtlarının Şekil 5.30’de görüldüğü gibi SAP2000’e tanıtılması gerekmektedir. Bu aşamadan sonra zaman tanım analizi yükleme durumu Şekil 5.31’deki şekilde tanımlanır. Yapının düşey yükler etkisi altında olmasından dolayı, başlangıç koşulu olarak “P0düşey ” yükleme durumu Şekil 5.32’de görüldüğü gibi oluşturulmuştur.

İYBDY zaman tanım alanında 7 depreme ait kayıtların birbirine dik doğrultuda aynı anda uygulanmasını ve daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek analizin tekrarlanmasını zorunlu tutmaktadır. Ancak, analiz süresinin uzamasından dolayı 3 depreme ait kayıtlar her iki doğrultuda ayrı etki ettirilerek çözüm yapılmıştır. P-Δ etkileri hesap kolaylığı açısından ihmal edilmiştir.



Şekil 5.30 : Zaman tanım alanında fonksiyon tanımlanması.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: 1061e [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [P0dusey]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear

Time History Type:

- ☐ Modal
- ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1061e	9.81
Accel	U1	1061e	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 4733

Output Time Step Size: 0.01

Time History Motion Type:

- ☒ Transient
- ☐ Periodic

Other Parameters:

Damping: [Proportional Damping] [Modify/Show...]

Time Integration: [Newmark] [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 5.31 : Zaman tanım alanında yükleme durumu.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: P0dusey [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0.12

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: [Full Load] [Modify/Show...]

Results Saved: [Final State Only] [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 5.32 : Başlangıç koşulu düşey yükleme durumu.

Zaman tanım alanında analizde Ritz vektörleriyle çözüm yapılmıştır. Ritz-vektör analizi, belirli bir yükleme ile oluşan modları bulmak için uğraşır. Ritz vektörleri, modların süperpozisyona dayanan davranış spektrumu veya zaman tanım alanında yapılan analizler için kullanıldığında özvektörlere göre daha iyi bir kaynak sağlayabilir [20]. Ritz vektörleri, özvektörlere göre daha hızlı olduğu için, Ritz vektör analizi; zaman tanım alanında analiz için önerilmektedir [21]. Şekil 5.33’de “modal” yükleme durumunda Ritz vektörünün uygulanışı gösterilmektedir.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case [v]

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- ☐ Eigen Vectors
- ☒ Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	0	90.
Accel	UX	0	90.
Link	All	0	90.

[Add] [Modify] [Delete]

[OK] [Cancel]

Şekil 5.33 : “Modal” yükleme durumu.

5.3 Performansa Göre Deprem Tasarımı Aşamaları

5.3.1 Tasarım aşaması I-A

Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için ön boyutlama amaçlı bu tasarım aşamasında D2 düzeyindeki deprem etkisi altında DBYBHY'e göre dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile azaltılmış deprem yükleri altında doğrusal elastik analiz ve yapının elemanlarının ön tasarımı yapılacaktır.

Yapı DBYBHY'e göre herhangi bir düzensizlik içermeyecek şekilde tasarlanmıştır. Bu yüzden yapının düzensizlikleri incelenmeyecektir. Yapı her iki doğrultuda simetrik olduğundan yapı sisteminin dörtte biri üzerinde işlem yapılmıştır. Yapı elemanlarının kesit rijitlikleri DBYBHY'de bölüm 7.4.13'de belirtildiği gibi alınacaktır. Perdenin katlara göre etkin rijitlikleri Çizelge 5.3 de gösterilmiştir.

Çizelge 5.3 : Perde etkin rijitlik değerleri.

KAT	BRÜT RİJİTLİK (%)
38-19	40
18-8	50
7-1	60

Doğrusal elastik analizlerde spektral mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Mod birleştirme yöntemiyle lineer elastik analizde hesaba katılması gereken titreşim modu sayısı, göz önüne alınan X ve Y deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının bina toplam kütlelerinin en az %90'ı olacak şekilde seçilmiştir. Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yer değiştirme ve görelî kat ötelenmesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için "Tam Karesel Birleştirme" (CQC) kuralı uygulanmıştır. Yapının taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R, yapının dinamik davranışına göre belirlenmiştir.

$$D2 \text{ deprem düzeyi için } \rightarrow T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} = \frac{0.56}{0.97} = 0.58 ; T_o = 0.2T_s = 0.116 ; T_L = 12s$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_s \leq T \leq T_L) \quad T_x = 4.416 \quad S_{ae}(T_x) = 0.56/4.416 = 0.127$$

$$T_y = 4.276 \quad S_{ae}(T_y) = 0.56/4.276 = 0.131$$

$$V_{t,min}=0.04S_{MS(D2)}W=0.04 \times 0.97 \times 415151=16107,86kN$$

Minimum taban kesme kuvvetine karşılık gelen, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı R_x ve R_y değerleri aşağıdaki gibidir.

$$R_x = \frac{S_{ae}(T_x)}{C_{min}} = \frac{0.127}{0.04} = 3.175 \quad R_y = \frac{S_{ae}(T_y)}{C_{min}} = \frac{0.131}{0.04} = 3.275$$

Ancak oluşturulan matematik modelde, aynı taban kesme kuvvetinin mod birleştirme yöntemiyle elde edilmesi için girilen katsayılar sırasıyla X ve Y için 2.905 ve 2.630'dür. Bu değerler doğrultusunda minimum taban kesme kuvvetine karşılık gelen, mod birleştirme yöntemine göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı R_x ve R_y değerleri aşağıdaki gibidir.

$$R_x = \frac{9.8145}{2.905} = 3,378 \quad R_y = \frac{9.8145}{2.630} = 3,732$$

Buna göre; $R_x=3,378$ $R_y=3,732$

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda mod katkılarının birleştirilmesi ile elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranı β değeri 0.8 olarak dikkate alınmıştır.

$$V_{tB} / V_t = 16107.32/19979.41=0.8061>0.8 \text{ (X doğrultusunda)}$$

$$V_{tB} / V_t = 16112.38/19979.41=0.8064>0.8 \text{ (Y doğrultusunda)}$$

Yüksek binaların doğrusal veya doğrusal olmayan analizlerinde sönüm oranı $\xi = 0.05$ olarak alınmıştır. Bu analiz aşamasında ikinci mertebe (P –Δ) etkileri hesaba katılmıştır. Kat kütleleri Çizelge 5.4'de görüldüğü gibi hareketli yük katılım katsayısı, n , İYBDY'ye göre 0.12 alınarak hesaplanmıştır.

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her bir katta, birbirine dik doğrultularda iki yatay serbestlik derecesi ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi gözönüne alınmıştır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanmış, ancak ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ek bir yükleme olarak kat kütle merkezine uygulanmıştır. Bu kabuller doğrultusunda yapının hesaplanan periyod, frekans, açısal frekans ve etkin kütle katılım oranları Çizelge 5.5' da verilmiştir.

Çizelge 5.4 : Kat ağırlıkları ve katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü.

KAT	KAT KÜTLESİ m (kNs ² /m)	KAT AĞIRLIĞI W (kN)	KATLARA ETKİYEN EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ	
			E _x (kN)	E _y (kN)
38	819.877	8046.680	693.940	693.940
37	856.784	8408.910	804.030	804.030
36	950.409	9327.790	882.130	882.130
35	989.578	9712.210	871.880	871.880
34	1036.391	10171.660	902.610	902.610
33	1036.390	10171.650	876.400	876.400
32	1036.391	10171.660	850.170	850.170
31	1036.390	10171.650	823.960	823.960
30	1036.391	10171.660	797.740	797.740
29	1036.390	10171.650	771.530	771.530
28	1036.391	10171.660	745.310	745.310
27	1060.171	10405.050	725.610	725.610
26	1106.984	10864.490	735.960	735.960
25	1106.985	10864.500	708.120	708.120
24	1106.984	10864.490	680.280	680.280
23	1106.985	10864.500	652.420	652.420
22	1106.984	10864.490	624.580	624.580
21	1106.985	10864.500	596.730	596.730
20	1106.984	10864.490	568.880	568.880
19	1133.563	11125.350	546.080	546.080
18	1133.563	11125.350	524.340	524.340
17	1133.564	11125.360	495.880	495.880
16	1133.563	11125.350	467.440	467.440
15	1133.563	11125.350	438.980	438.980
14	1133.563	11125.350	410.520	410.520
13	1133.563	11125.350	382.080	382.080
12	1133.563	11125.350	353.620	353.620
11	1162.940	11413.670	328.550	328.550
10	1371.435	13459.950	336.700	336.700
9	1209.752	11873.110	290.580	290.580
8	1209.752	11873.110	241.480	241.480
7	1209.751	11873.100	211.300	211.300
6	1209.752	11873.110	181.110	181.110
5	1209.752	11873.110	150.930	150.930
4	1241.926	12188.880	122.010	122.010
3	1241.927	12188.890	92.770	92.770
2	1241.926	12188.880	61.840	61.840
1	1241.926	12188.880	30.920	30.920
Σ	42299.780	415151.190	19979.410	19979.410

Çizelge 5.5 : Yapının periyod, frekans, açısal frekans ve etkin kütle katılım oranları.

MOD	PERİYOD (S)	FREKANS (ÇEVİRİM/S)	AÇISAL FREKANS (RAD/S)	Etkin Kütle Katılım Oranları			
				X(%)	Y(%)	ΣX(%)	ΣY(%)
1	4.416	0.226	1.423	68.56	0.00	68.56	0.00
2	4.276	0.234	1.470	0.00	63.63	68.56	63.63
3	2.797	0.358	2.246	0.00	0.00	68.56	63.63
4	1.332	0.751	4.717	15.56	0.00	84.13	63.63
5	1.069	0.935	5.877	0.00	17.24	84.13	80.87
6	0.929	1.076	6.762	0.00	0.00	84.13	80.87
7	0.675	1.481	9.308	5.12	0.00	89.25	80.87
8	0.519	1.928	12.113	0.00	0.00	89.25	80.87
9	0.464	2.156	13.546	0.00	7.06	89.25	87.93
10	0.444	2.253	14.154	2.92	0.00	92.16	87.93
11	0.344	2.903	18.241	0.00	0.00	92.16	87.93
12	0.323	3.097	19.461	1.65	0.00	93.81	87.93
13	0.273	3.669	23.055	0.00	3.83	93.81	91.77
14	0.251	3.980	25.006	0.00	0.00	93.81	91.77
15	0.246	4.062	25.525	1.02	0.00	94.83	91.77
16	0.194	5.156	32.394	0.00	0.00	94.83	91.77
17	0.194	5.165	32.451	0.79	0.00	95.62	91.77
18	0.187	5.357	33.657	0.00	2.26	95.62	94.03
19	0.159	6.309	39.638	0.76	0.00	96.39	94.03
20	0.156	6.424	40.362	0.00	0.00	96.39	94.03

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katında etkin görelî kat ötelemesi δ_i hesaplanarak, δ_i oranlarının kat yüksekliklerine bölünmesiyle elde edilen oranların izin verilen görelî kat ötelemesi oranı 0.02'yi geçip geçmediği Çizelge 5.6 ve 5.7'de görüldüğü gibi kontrol edilmiştir.

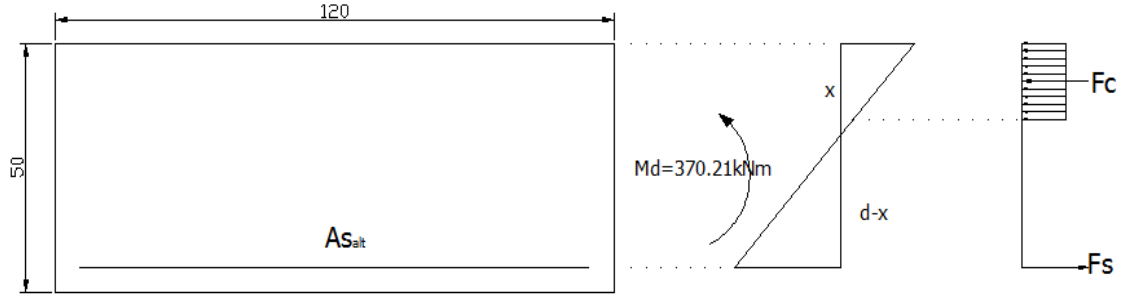
Çizelge 5.6 : X doğrultusunda kat ötelenmeleri.

KAT	$h_i(m)$	$d_{i-max}(m)$	$(\Delta_i)_{max}(m)$	$(\delta i)_{max}=R\Delta i (m)$	$(\delta i)_{max} / h_i$
38	3.00	0.272	0.006	0.019	0.006
37	3.50	0.267	0.007	0.023	0.006
36	3.50	0.260	0.007	0.023	0.007
35	3.50	0.253	0.007	0.023	0.007
34	3.50	0.246	0.007	0.024	0.007
33	3.50	0.239	0.007	0.024	0.007
32	3.50	0.232	0.007	0.025	0.007
31	3.50	0.224	0.007	0.025	0.007
30	3.50	0.217	0.008	0.026	0.007
29	3.50	0.209	0.008	0.026	0.007
28	3.50	0.202	0.008	0.026	0.008
27	3.50	0.194	0.008	0.026	0.008
26	3.50	0.186	0.008	0.026	0.008
25	3.50	0.178	0.008	0.027	0.008
24	3.50	0.170	0.008	0.027	0.008
23	3.50	0.162	0.008	0.027	0.008
22	3.50	0.155	0.008	0.027	0.008
21	3.50	0.147	0.008	0.027	0.008
20	3.50	0.139	0.008	0.027	0.008
19	3.50	0.131	0.008	0.027	0.008
18	3.50	0.123	0.008	0.027	0.008
17	3.50	0.115	0.008	0.026	0.008
16	3.50	0.107	0.008	0.026	0.008
15	3.50	0.099	0.008	0.026	0.008
14	3.50	0.091	0.008	0.026	0.008
13	3.50	0.083	0.008	0.026	0.007
12	3.50	0.076	0.008	0.026	0.008
11	3.50	0.068	0.008	0.026	0.007
10	5.00	0.060	0.011	0.038	0.008
9	3.50	0.049	0.007	0.025	0.007
8	3.50	0.042	0.007	0.024	0.007
7	3.50	0.035	0.007	0.023	0.006
6	3.50	0.028	0.006	0.022	0.006
5	3.50	0.021	0.006	0.021	0.006
4	3.50	0.015	0.005	0.018	0.005
3	3.50	0.010	0.005	0.016	0.005
2	3.50	0.005	0.004	0.012	0.003
1	3.50	0.002	0.002	0.006	0.002

Çizelge 5.7 : Y doğrultusunda kat ötelenmeleri.

KAT	$h_i(m)$	$d_{i-max}(m)$	$(\Delta_i)_{max}(m)$	$(\delta_i)_{max}=R\Delta_i(m)$	$(\delta_i)_{max}/h_i$
38	3.00	0.248	0.007	0.026	0.009
37	3.50	0.241	0.008	0.029	0.008
36	3.50	0.233	0.008	0.030	0.009
35	3.50	0.225	0.008	0.029	0.008
34	3.50	0.218	0.008	0.030	0.009
33	3.50	0.210	0.008	0.029	0.008
32	3.50	0.202	0.008	0.030	0.009
31	3.50	0.194	0.008	0.029	0.008
30	3.50	0.186	0.008	0.030	0.009
29	3.50	0.178	0.008	0.029	0.008
28	3.50	0.170	0.008	0.029	0.008
27	3.50	0.162	0.008	0.029	0.008
26	3.50	0.154	0.008	0.029	0.008
25	3.50	0.146	0.008	0.029	0.008
24	3.50	0.138	0.008	0.029	0.008
23	3.50	0.131	0.008	0.029	0.008
22	3.50	0.123	0.008	0.029	0.008
21	3.50	0.115	0.008	0.028	0.008
20	3.50	0.108	0.008	0.028	0.008
19	3.50	0.100	0.007	0.028	0.008
18	3.50	0.093	0.007	0.027	0.008
17	3.50	0.086	0.007	0.027	0.008
16	3.50	0.078	0.007	0.026	0.007
15	3.50	0.071	0.007	0.026	0.007
14	3.50	0.065	0.007	0.025	0.007
13	3.50	0.058	0.007	0.024	0.007
12	3.50	0.051	0.006	0.024	0.007
11	3.50	0.045	0.006	0.023	0.007
10	5.00	0.039	0.008	0.031	0.006
9	3.50	0.031	0.005	0.020	0.006
8	3.50	0.025	0.005	0.018	0.005
7	3.50	0.020	0.005	0.017	0.005
6	3.50	0.016	0.004	0.015	0.004
5	3.50	0.012	0.004	0.013	0.004
4	3.50	0.008	0.003	0.011	0.003
3	3.50	0.005	0.003	0.009	0.003
2	3.50	0.003	0.002	0.006	0.002
1	3.50	0.001	0.001	0.003	0.001

Sağ Mesnet Alt Donatı Hesabı:



Şekil 5.35 : Kiriş alt donatı hesabı.

$$d' = 0.03\text{m}$$

$$M_d = 0.85f_{cd}b_w a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$370.21 = 0.85 \times 23 \times 10^3 \times 1.2 \times a \times \left(0.47 - \frac{a}{2} \right)$$

$$11730a^2 - 11026.2a + 370.21 = 0$$

$$a = 0.035\text{m}$$

$$F_c = F_s \Rightarrow A_s f_{yd} = 0.85f_{cd}b_w a$$

$$A_s \times 365 \times 10^3 = 0.85 \times 23 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.035$$

$$A_s = 22.5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Seçilen } 6\emptyset 22 = 22.81\text{cm}^2$$

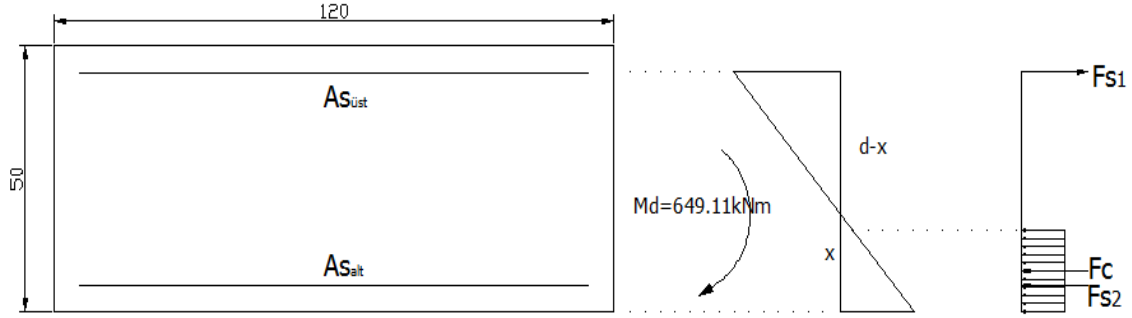
$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \times \frac{1.4}{365} = 0.003$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_w \times h = 0.003 \times 120 \times 50 = 18\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.02 \times b_w \times h = 0.02 \times 120 \times 50 = 120\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 18\text{cm}^2 < A_{s_{\text{mev}}} = 22.81\text{cm}^2 < A_{s_{\max}} = 120\text{cm}^2$$

Sağ Mesnet Üst Donatı Hesabı:



Şekil 5.36 : Kiriş üst donatı hesabı.

Basınç donatısının akmış olduğu varsayımı ile gereken üst mesnet donatısı:

$$M_d = 0.85f_{cd}b_w a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{s_{alt}}f_{yd}(d - d')$$

$$649.11 = 0.85 \times 23 \times 10^3 \times 1.2 \times a \times \left(0.47 - \frac{a}{2}\right) + 22.81 \times 10^{-4} \times 365 \times 10^3 \times 0.44$$

$$a = 0.026m$$

$$F_{s1} = F_c + F_{s2} \Rightarrow A_{s_{üst}}f_{yd} = 0.85f_{cd}b_w a + A_{s_{alt}}f_{yd}$$

$$A_{s_{üst}} \times 365 \times 10^3 = 0.85 \times 23 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.026 + 22.81 \times 10^{-4} \times 365 \times 10^3$$

$$A_{s_{üst}} = 39.52cm^2 \Rightarrow \text{Seçilen } 8\emptyset26 = 42.47cm^2$$

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \times \frac{1.4}{365} = 0.003$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b_w \times h = 0.003 \times 120 \times 50 = 18cm^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.02 \times b_w \times h = 0.02 \times 120 \times 50 = 120cm^2$$

$$A_{s_{min}} = 18cm^2 < A_{s_{mev}} = 42.47cm^2 < A_{s_{max}} = 120cm^2$$

Bütün kirişlerin ETABS programıyla hesaplanan eğilme donatısı sonuçları Çizelge 5.8'de görülmektedir.

Çizelge 5.8 : Kiriş eğilme donatısı.

KAT	K30x50		K50x120			K140x50		K120x50		K100x50		K80x50		K40x50	
	Üst	Alt	Üst	Alt	Gövde	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt
37-38	5Ø16	5Ø14	8Ø16	8Ø18	8Ø14									6Ø22	4Ø20
33-36	5Ø16	5Ø14	8Ø20	8Ø22	8Ø16					9Ø24	6Ø20	8Ø24	5Ø20		
29-32	5Ø16	5Ø14	8Ø24	8Ø24	8Ø18					9Ø24	6Ø20				
25-28	5Ø16	5Ø14	8Ø24	8Ø24	8Ø18			8Ø26	6Ø22	9Ø24	6Ø20				
21-24	6Ø16	5Ø14	8Ø26	8Ø26	8Ø20			8Ø26	6Ø22						
17-20	6Ø16	5Ø14	8Ø30	8Ø28	8Ø22			8Ø26	6Ø22						
13-16	6Ø16	5Ø14	8Ø32	8Ø30	8Ø24			8Ø26	6Ø22						
9-12	6Ø18	5Ø14	9Ø32	9Ø32	8Ø28	8Ø26	7Ø22	9Ø24	6Ø22						
5-8	6Ø18	5Ø14	9Ø32	9Ø32	8Ø28	8Ø26	7Ø22								
1-4	6Ø18	5Ø14	9Ø32	9Ø32	8Ø28	8Ø24	6Ø22								

Kiriş kesme güvenliği:

26. kat B23 no'lu kirişte kiriş kesme güvenliği kontrolleri yapılmıştır. Kiriş kesiti K120x50, uzunluğu $l_n=6.7\text{m}$ 'dir.

$$V_e = V_{dy} + (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$M_{pi} = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 309.68 = 433.55\text{kNm}$$

$$M_{pj} = 1.4 \times M_{rj} = 1.4 \times 588.34 = 823.68\text{kNm}$$

$$V_{dy} = 152.1\text{kN}$$

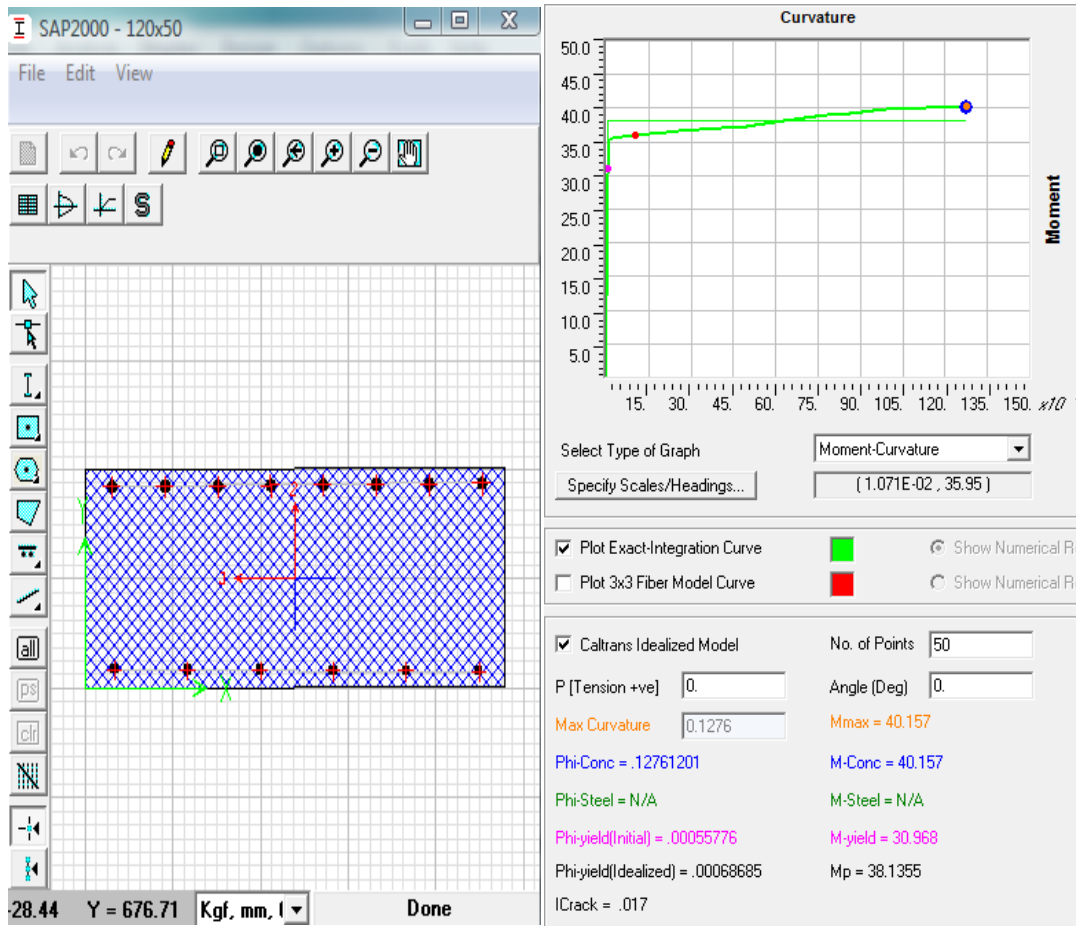
$$V_e = 152.1 + (433.55 + 823.68)/6.7 = 339.75\text{kN}$$

DBYBHY'ye göre düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak depremden hesaplanan kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

$$R_a=2 \text{ için } \Rightarrow V_{e,R} = 430.9\text{kN} \quad V_e = \min(V_e, V_{e,R}) = 339.75\text{kN}$$

$$V_e = 339.75\text{kN} \leq V_{\max} = 0.22b_wdf_{cd} = 0.22 \times 1.2 \times 0.47 \times 23 \times 10^3 = 2853.84\text{kN}$$

Kirişlerin plastik momenti, yönetmeliğe göre akma momentinin 1.4 katı olacak şekilde hesaplanmıştır. Akma momenti ise SAP2000 "Section Designer" yardımıyla Şekil 5.37'de görüldüğü gibi hesaplanmıştır.



Şekil 5.37 : B23 no'lu kiriş donatı düzeni ve moment-eğrilik grafiği.

Kiriş sarılma bölgesinde enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlı durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından büyük olduğu için betonun kesme dayanımına katkısı, V_c hesaba katılmayacaktır.

$$V_r = V_c + V_w \quad ; \quad V_c = 0 \rightarrow V_r = V_w$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d$$

$$s=10 \text{ cm } n=2 \rightarrow A_{sw} = V_w \times s / (f_{ywd} \times d) = 339.75 \times 10 / (36.5 \times 47) = 1.98 \text{ cm}^2$$

Seçilen Etriye $\rightarrow \phi 12/10$

$$V_r = V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = 0.226 \times 36.5 \times 47 = 387.70 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \rightarrow \frac{2.26}{10} = 0.226 \geq 0.3 \frac{1.4}{365} 120 = 0.138$$

$$V_e = 339.75 \text{ kN} \leq V_r = 387.70 \text{ kN}$$

Tüm kirişlerin kesme güvenliği kontrolü ve kesme donatısı seçimleri eklerde gösterilmiştir.

Kolon tasarımı:

Kolon tasarımı 9.kattaki C1 no'lu C150×60 kolonu üzerinde işlem yapılarak gösterilmiştir. Kolon yüksekliği 3.5m'dir.

Kolonun brüt enkesit alanı N_{dm} düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere, $A_c \geq N_{dm} / (0.50 f_{ck})$ koşulunu sağlayacaktır.

Çizelge 5.9 : Kolon eksenel kuvvetleri.

TİP	Alan (m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	N_{dm} (kN)	$N_{dm}/A_c f_{ck}$
C150X60	0.90	35000	14963.20	0.48
C120X120	1.44	35000	21086.12	0.42
C110X110	1.21	35000	18788.65	0.44
C100X100	1.00	35000	14519.25	0.41
C90X90	0.81	35000	9833.73	0.35
C80X80	0.64	35000	5225.98	0.23
C60X60	0.36	35000	1130.02	0.09

$$A_c = b_w \times h = 60 \times 150 = 9000 \text{ cm}^2 \quad N_{dm} = 12410 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{dm}}{A_c f_{ck}} = \frac{12410}{0.9 \times 35 \times 10^3} = 0.39 \leq 0.5$$

Kolonlarda boyuna donatı brüt alanı kesitin %1'inden az, %4'ünden fazla olmayacaktır. Kolonlarda minimum donatı alanı oranı %1 kullanılmıştır. Çizelge 5.10'da bütün kat kolonlarının boyuna donatıları gösterilmiştir.

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$A_{S_{min}} = 0.01 \times 150 \times 60 = 90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seçilen donatı} \rightarrow 32\emptyset 25 = 157 \text{ cm}^2$$

Çizelge 5.10 : Kolon boyuna donatıları.

KAT	C120X120	C110X110	C100X100	C90X90	C80X80	C60X60	C150X60
36-38						18Ø16	32Ø25
28-35					32Ø16		32Ø25
20-27				26Ø20			32Ø25
12-19			20Ø26				32Ø25
5-11		24Ø26					32Ø25
1-4	28Ø26						32Ø30

Kolonun enine donatısının belirlenmesinde $N_{dm}/A_c f_{ck} = 0.39 \geq 0.20$ olduğundan gerekli enine donatı miktarı DBYBHY 3.3.4.1'e göre belirlenecektir.

$$A_{sh} \geq 0.30 \times s \times b_k \times \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times s \times b_k \times \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

X doğrultusunda:

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 100 \times 1440 \times [(900000/777600) - 1](35/420) = 566.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 100 \times 1440 \times (35/420) = 900 \text{ mm}^2$$

Y doğrultusunda:

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 100 \times 540 \times [(900000/777600) - 1](35/420) = 212.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 100 \times 540 \times (35/420) = 337.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen } \emptyset 18/10 \rightarrow A_{shx} = 4 \times 254 = 1016 \text{ mm}^2 \quad A_{shy} = 2 \times 254 = 508 \text{ mm}^2$$

Kolon Kesme Güvenliği Kontrolü:

Kesme Kuvveti Dayanımı Hesabı:

$N_{dm}/A_c f_{ck} = 0.39 \geq 0.05$ olduğundan betonun kesme dayanımı hesaba katılacaktır.

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} A_c = 0.65 \times 1.4 \times 10^3 \times 0.9 = 819 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 V_{cr} = 655.2 \text{ kN}$$

$$V_{wx} = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{1016}{10} \times 365 \times 144 = 5340.096 \text{ kN}$$

$$V_{wy} = \frac{508}{10} \times 365 \times 54 = 1001.27 \text{ kN}$$

$$V_{rx} = V_c + V_{wx} = 5995.3 \text{ kN} \quad V_{ry} = V_c + V_{wy} = 1656.47 \text{ kN}$$

Kolon kesme kuvveti hesabı:

Kolonlarda enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti hesabında kullanılan kolon serbest yüksekliği uç momentleri M_a ve M_u 'nün hesaplanması Şekil 5.38'te gösterilmiştir.

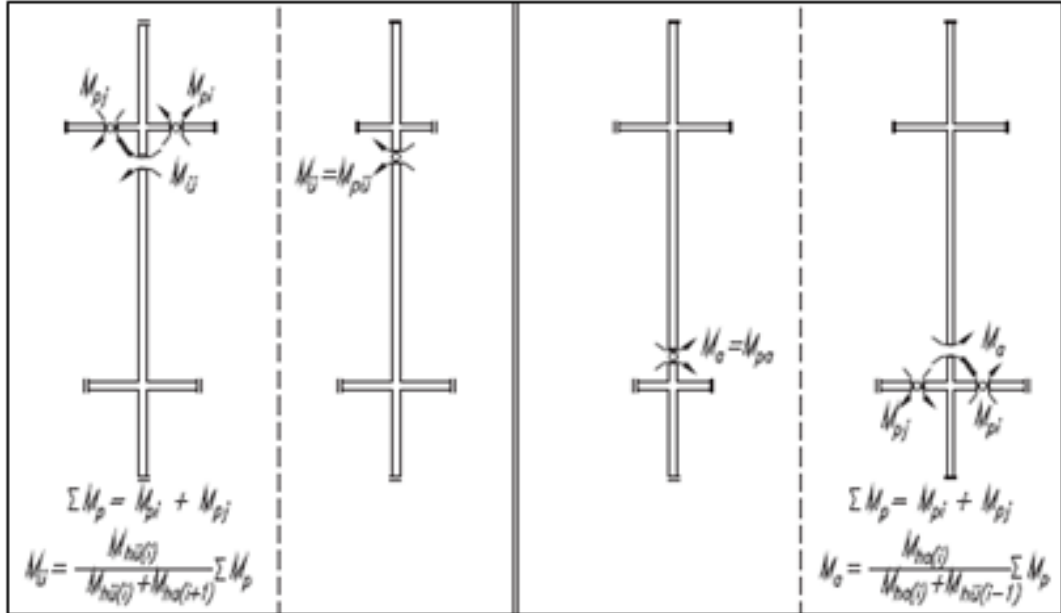
X doğrultusu:

$$M_{pi} = 3813.47 \text{ kNm} \quad M_{pj} = 3832.94 \text{ kNm} \quad \sum M_p = M_{pi} + M_{pj} = 7646.41 \text{ kNm}$$

$$M_{\ddot{u}} = 7646.41 \times \frac{743.2}{743.2+2006.99} = 2066.34 \text{ kNm}$$

$$M_a = 7646.41 \times \frac{2299,6}{2299,6+625.37} = 6011.58 \text{ kNm}$$

$$V_e = (M_a + M_{\ddot{u}})/l_n \rightarrow V_e = \frac{2066.34 + 6011.58}{3.5} = 2307.98 \text{ kN}$$



Şekil 5.38 : Kolonun alt ve üst ucundaki momentin hesaplanması.

Y doğrultusu:

$$M_{pi} = 137.34 \text{ kNm} \quad M_{pj} = 730.72 \text{ kNm} \quad \Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} = 868.06 \text{ kNm}$$

$$M_{\ddot{u}} = 868.06 \times \frac{46.98}{46.98+153.73} = 203.20 \text{ kNm}$$

$$M_a = 868.06 \times \frac{178.15}{178.15+34.25} = 728.08 \text{ kNm}$$

$$V_e = (M_a + M_{\ddot{u}})/l_n \rightarrow V_e = \frac{203.20+728.08}{3.5} = 266.08 \text{ kN}$$

DBYBHY'in 3.3.7.1 maddesine göre düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak kesme kuvveti hesaplanarak, V_e değerinden hangisi küçük ise kolonun kesme tasarımında o değer kullanılmıştır.

$$R_a = 2 \text{ için} \quad V_{ex,R} = 2231.64 \text{ kN} \quad V_{ex} = \min(V_e, V_{ex,R}) = 2231.64 \text{ kN}$$

$$V_{ey,R} = 169.33 \text{ kN} \quad V_{ey} = \min(V_e, V_{ey,R}) = 169.33 \text{ kN}$$

V_e 'nin, deprem ve düşey yükler etkisi altında oluşan kesme kuvveti, V_d 'den daha büyük olduğu kontrol edilmiştir.

$$V_{ex} = 2231.64\text{kN} \geq V_{dx} = 1320.35\text{kN} ; V_{ey} = 169.33\text{kN} \geq V_{dy} = 97.33\text{kN}$$

$$V_e \leq V_r \rightarrow V_{ex} = 2231.64\text{kN} \leq V_{rx} = 5995.3\text{kN}$$

$$V_{ey} = 169.33\text{kN} \leq V_{ry} = 1656.47\text{kN}$$

$$V_e \leq 0.22b_w d f_{cd} \rightarrow V_{ex} = 2231.64\text{kN} \leq 0.22 \times 0.6 \times 1.44 \times 23 \times 10^3 = 4371.84\text{kN}$$

$$V_{ey} = 169.33\text{kN} \leq 0.22 \times 1.5 \times 0.54 \times 23 \times 10^3 = 4098.60\text{kN}$$

Kolonların Kirişlerden Güçlü Olma Koşulunun İrdelenmesi :

C1 numaralı kolonun üst ucundaki düğüm noktasında DBYBHY 3.3.5'e göre kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu incelenmiştir.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

X Doğrultusu:

$$M_{ri} = 2862.2\text{kNm}, M_{rj} = 2861.9\text{kNm}; M_{ra} = 6044.5\text{kNm}; M_{r\ddot{u}} = 6030.46\text{kNm}$$

$$(6044.50 + 6030.46) = 12074.96\text{kNm} \geq 1.2(2862.2 + 2861.9) = 6868.92\text{kNm}$$

Y Doğrultusu:

$$M_{ri} = 98.1\text{kNm}, M_{rj} = 521.94\text{kNm}; M_{ra} = 2557.18\text{kNm}, M_{r\ddot{u}} = 2554.38\text{kNm}$$

$$(2557.18 + 2554.38) = 5111.56\text{kNm} \geq 1.2(98.1 + 521.94) = 744.05\text{kNm}$$

Diğer kolonlara ait kontroller Ek C'deki tablolarla belirtilmiştir.

Betonarme perde tasarımı :

Süneklik düzeyi yüksek perdelerin betonarme tasarımı DBYBHY 3.6' ya göre yapılmıştır.

$H_w/l_w = 134/10.2 = 13.14 > 2$ olduğundan perdenin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulur.

Kritik perde yüksekliği : $H_{cr} \geq l_w = 10.2\text{m}$ $H_{cr} \geq H_w/6 = 22.33\text{m}$ $H_{cr} = 24.5\text{m}$ (7.kat) seçildi.

DBYBHY 3.6.2.3'e göre perde uç bölgelerinin plandaki uzunluğu kiritik perde yüksekliği boyunca, perdenin plandaki uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının 2 katından daha az olmayacaktır. Buna göre, kritik perde yüksekliği boyunca perdenin 10.2m olan kolunda en az 2,04m'lik, 3.25m olan kalınlığı 60cm kollarında en az 1.20m'lik, 30cm olan kollarında ise en az 0.65m'lik başlık bölgeleri

oluşturulacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üzerinde bu uzunluklar perdenin plandaki uzunluğunun %10'nundan ve perde kalınlığından daha az olmayacaktır. Buna göre; perdenin 10.2m olan kolunda 1.02m, 3.25m olan kalınlığı 60cm olan kollarında 0.6m, 30cm olan kolunda ise 0.325m'lik başlık bölgeleri oluşturulacaktır.

Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır. ETABS'de yapılan tasarım sonucunda da donatı alanı oranı 0.0025 olarak hesaplanmıştır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralıkları 250 mm'den fazla olmayacaktır.

$$l_w=10.2m \text{ için } \rightarrow A_{s,gövde}=0.0025 \times 60 \times 100=15cm^2 \rightarrow \text{seçilen } \emptyset 12/15$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_{s,gövde}=0.0025 \times 60 \times 100=15cm^2 \rightarrow \text{seçilen } \emptyset 12/15$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_{s,gövde}=0.0025 \times 30 \times 100=7.5cm^2 \rightarrow \text{seçilen } \emptyset 12/20$$

Perde uç bölgesi donatıları:

Perde uç bölgelerinin her birinde, kritik perde yüksekliği boyunca, düşey donatı toplam alanının perde enkesit alanına oranı 0.002'den az olmayacak şekilde donatı yerleştirilmiştir. Kritik perde yüksekliğinin üzerinde bu oran 0.001'den az olmayacaktır.

$$l_w=10.2m \text{ için } \rightarrow A_s=0.002 \times 60 \times 1020=122.4cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 24 \emptyset 26$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_s=0.002 \times 60 \times 325=39cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 12 \emptyset 22$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_s=0.002 \times 30 \times 325=19.5cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 12 \emptyset 16$$

Kritik perde yüksekliğinin üzerinde ise ;

$$l_w=10.2m \text{ için } \rightarrow A_s=0.001 \times 60 \times 1020=61.2cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 12 \emptyset 26$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_s=0.001 \times 60 \times 325=19.5cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 8 \emptyset 22$$

$$l_w=3.25m \text{ için } \rightarrow A_s=0.001 \times 30 \times 325=9.75cm^2 \rightarrow \text{seçilen } 8 \emptyset 16$$

Perde eğilme donatıları aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir.

Çizelge 5.11 : Perde eğilme donatısı.

KAT		10.2m ($l_w=60\text{cm}$)	3.25m ($l_w=60\text{cm}$)	3.25m ($l_w=30\text{cm}$)
8-38	Başlık	Ø26	Ø22	Ø16
	Gövde	Ø12	Ø12	Ø12
1-7	Başlık	Ø26	Ø22	Ø16
	Gövde	Ø12	Ø12	Ø12

Düşey doğrultuda, etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm' den daha fazla, 50 mm' den daha az olmayacaktır.

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \times 0.075 \times s \times b_k \times \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

Perde kritik yüksekliği boyunca perde uç bölgelerinde sargı donatısı aralığı 100mm seçilirse;

X doğrultusunda :

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \times 0.075 \times 100 \times 540 \times \left(\frac{35}{420} \right) = 225\text{mm}^2 \rightarrow \text{seçilen } \text{Ø}14 / 10$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \times 0.075 \times 100 \times 240 \times \left(\frac{35}{420} \right) = 100\text{mm}^2 \rightarrow \text{seçilen } \text{Ø}12 / 10$$

Y doğrultusunda :

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \times 0.075 \times 100 \times 540 \times \left(\frac{35}{420} \right) = 225\text{mm}^2 \rightarrow \text{seçilen } \text{Ø}14 / 10$$

$H_w/l_w > 2$ koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesidin üstünde ise analiz sonucunda perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır. X ve Y doğrultusunda eğilme momentlerinin DBYBHY'e göre değişimi Şekil 5.24' de gösterilmiştir.

$$H_{cr}=24.5\text{m} ; H_w=134\text{m}$$

X doğrultusunda:

$$M_{x1} = 48726.15 \text{ kNm}$$

$$M_{x38} = 1137.12 \text{ kNm}$$

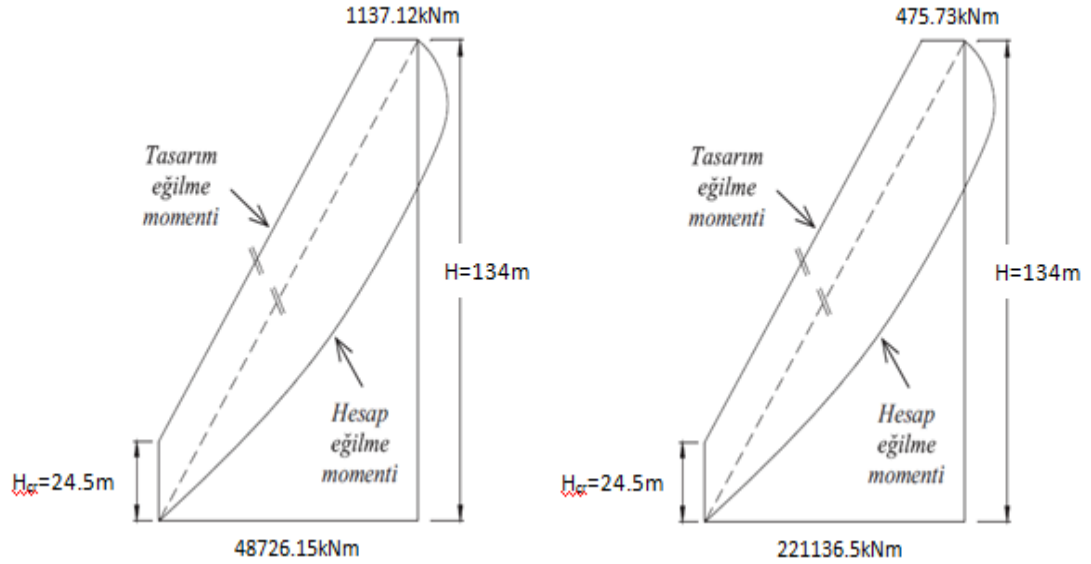
$$(G+Q+\text{specx}+0.3\text{specy})$$

Y doğrultusunda:

$$M_{y1} = 221136.5 \text{ kNm}$$

$$M_{y38} = 475.73 \text{ kNm}$$

$$(G+Q+0.3\text{specx}+\text{specy})$$



Şekil 5.39 : Perde tasarım eğilme momenti.

Perde kesme güvenliği:

İYBDY'ne göre perdelerin kesme güvenliğinde hesaba katılacak perde kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı $\beta_v=2$ alınacaktır.

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d$$

X doğrultusu:

$$(M_d)_t = 48726.15 \text{ kNm}$$

$$(M_p)_t = 1,25(M_r)_t = 55781 \text{ kNm}$$

$$V_{dx} = 5859.11 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 13414.85 \text{ kN}$$

Y doğrultusu:

$$(M_d)_t = 221136.5 \text{ kNm}$$

$$(M_p)_t = 1,25(M_r)_t = 339175 \text{ kNm}$$

$$V_{dy} = 6722.3 \text{ kN}$$

$$V_{ey} = 20621.07 \text{ kN}$$

Düşey yükler ile birlikte $R_a=2$ alınarak kesme kuvveti hesaplanarak, V_e değerinden hangisi küçük ise perdenin kesme tasarımında o değer kullanılmıştır.

$$R_a = 2 \text{ için } V_{ex,R} = 10718.64 \text{ kN} \quad V_{ex} = \min(V_{ex,R}, V_{ex}) = 10718.64 \text{ kN}$$

$$V_{ey,R} = 14555.25 \text{ kN} \quad V_{ey} = \min(V_{ey,R}, V_{ey}) = 14555.25 \text{ kN}$$

Perdenin yatay gövde donatısı olarak her iki doğrultuda $\emptyset 14/10$ seçilmiştir. ($n=2$)

$$V_{rx} = A_{ch}(0.65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{ywd}) = 3,975(0,65 \times 1,4 \times 10^3 + 0,0062 \times 365 \times 10^3) = 12612,68 \text{ kN}$$

$$V_{ry} = A_{ch}(0.65f_{ctd} + \rho_{sh}f_{ywd}) = 6,12(0,65 \times 1,4 \times 10^3 + 0,0051 \times 365 \times 10^3) = 16961,58 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r \quad \rightarrow \quad V_{ex} = 10718.64 \text{ kN} \leq V_{rx} = 12612,68 \text{ kN}$$

$$V_{ey} = 14555.25 \text{ kN} \leq V_{ry} = 16961,58 \text{ kN}$$

$$V_e \leq 0.22A_{ch}f_{cd} \quad \rightarrow \quad V_{ex} = 10718.64 \text{ kN} \leq 0.22 \times 3.975 \times 23000 = 20113.5 \text{ kN}$$

$$V_{ey} = 14555.25 \text{ kN} \leq 0.22 \times 6.120 \times 23000 = 30967.2 \text{ kN}$$

Perde kesme güvenliği kontrolü ve kesme donatısı seçimi, tüm katlarda eklerdeki tablolarla özetlenmiştir.

5.3.2 Tasarım aşaması I-B

Tasarım Aşaması (I – A)’da göre D2 düzeyindeki depremin etkisi altında dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan yüksek bina taşıyıcı sisteminin tasarımı, yine aynı depremin etkisi altında Kontrollü Hasar / Can Güvenliği hedef performansı için doğrusal olmayan analiz ile yapılacaktır.

İYBDY’ne göre 7 depreme ait kayıtların birbirine dik doğrultuda aynı anda uygulanmasını ve daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek analizin tekrarlanmasını zorunlu tutmaktadır. Deprem kayıtlarının aynı anda etki ettirilmesi ve ivme kayıt sayısının çok olması, analiz süresini çok uzatmakla birlikte, bilgisayar

ortamında çok yer kaplamaktadır. Bu nedenle, 3 depreme ait ivme kayıtları, X ve Y doğrultusunda ayrı olarak etki ettirilerek çözüme ulaşılmıştır. Yine aynı şekilde İYBDY, 7 deprem kaydına ait analiz sonuçlarının ortalamasını göz önünde bulundururken, bu çalışmada 3 deprem kaydına ait analiz sonuçlarının maksimumu değerlendirilmiştir. Analiz sonuçları; İYBDY’nde verilen görel kat ötelenmesi sınırı $\delta=0.025$ ve beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin üst sınırları $\epsilon_{cg} = 0.0135$; $\epsilon_s = 0.04$ değerleri dikkate alınarak incelenmiştir.

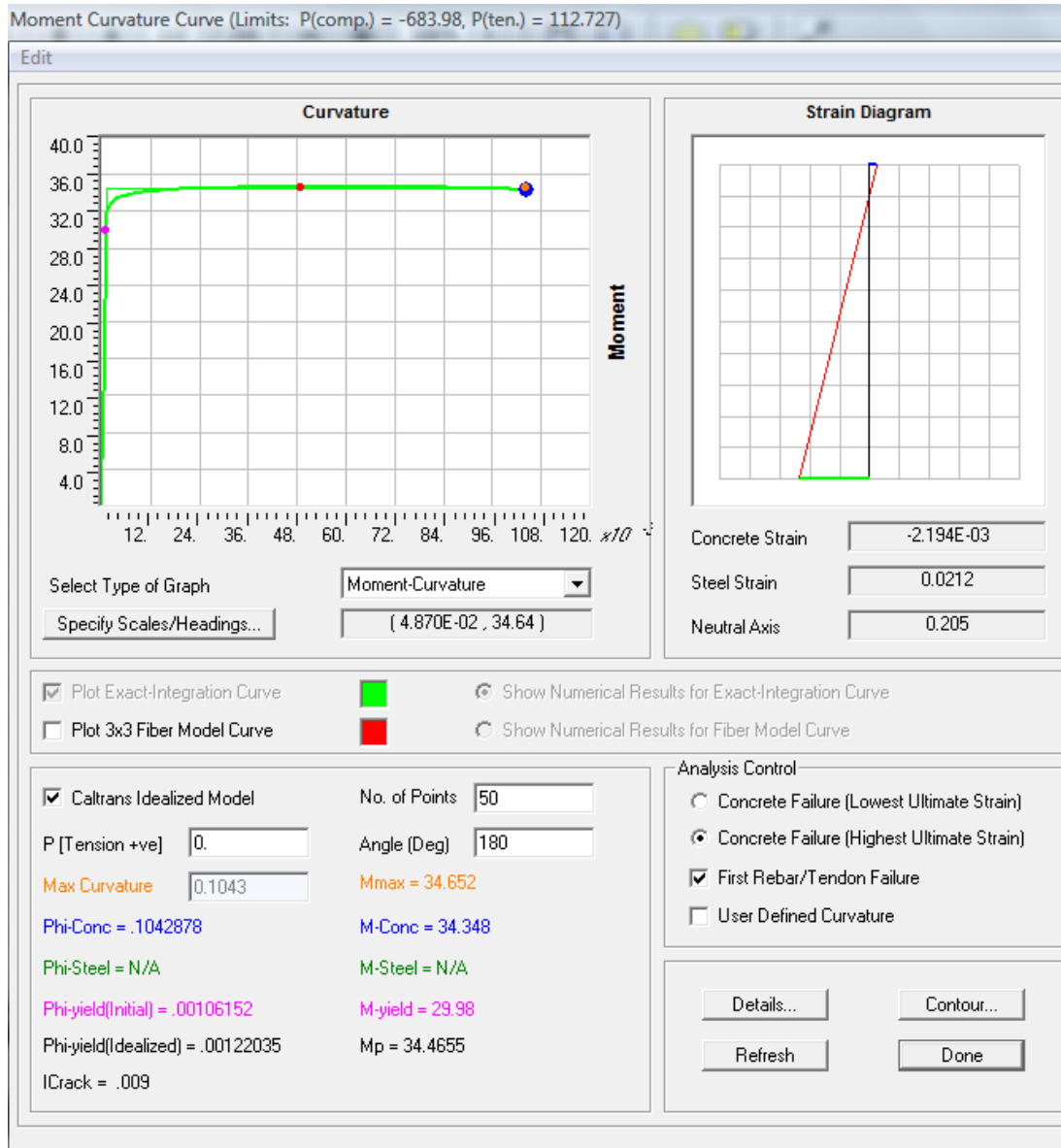
Bu tasarım aşamasında malzeme tasarım dayanımı olarak ortalama dayanım değerleri kullanılmıştır. Ortalama dayanım değerleri;

Beton için; $f_{ce} = 1.3f_{ck} = 1.3 \times 35 = 45.5 \text{ MPa}$

Donatı çeliği için; $f_{ye} = 1.17f_{yk} = 1.17 \times 420 = 491.4 \text{ MPa}$ alınmıştır.

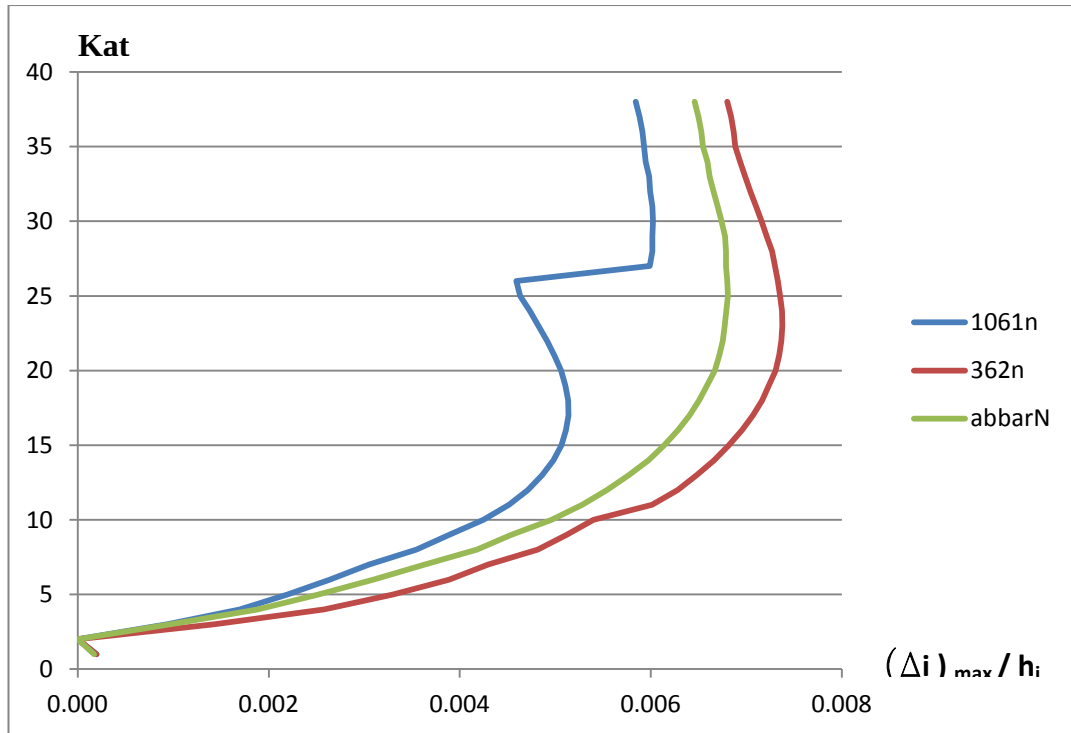
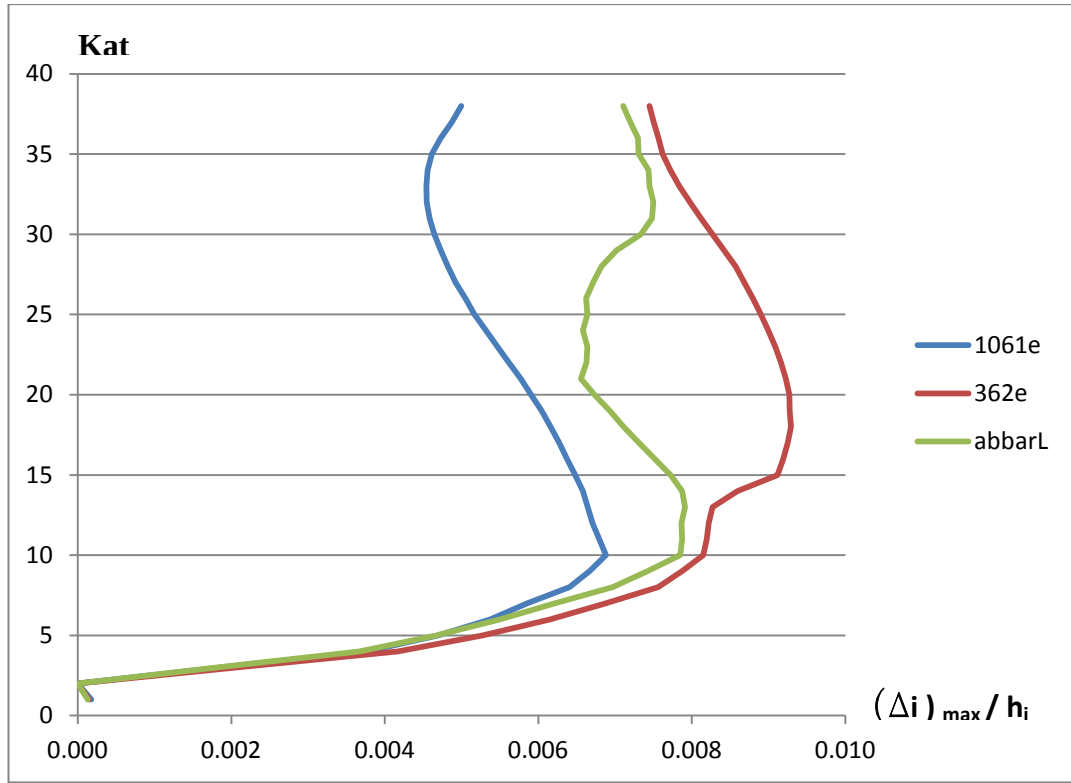
Kolon ve kirişlerin etkin rijitlikleri, moment-eğrilik grafiğinden ‘Section Designer’ yardımıyla aşağıdaki şekilde görüldüğü gibi hesaplanmıştır.

Zaman tanım alanında yapılan analiz sonucunda elde edilen plastik dönme değerleri, eğriliğe dönüştürüldükten sonra, akma eğriliğiyle toplanarak toplam eğrilik elde edilmiştir. Akma eğriliği ve toplam eğriliğe bağlı beton ve donatı şekil değiştirmeleri Şekil 5.40’da görülen şekilde hesaplanmıştır.



Şekil 5.40 : “Section Designer” kiriş moment-eğrilik grafiği.

Yapılan 2x3=6 analiz sonucunda, X ve Y doğrultularındaki görelî kat ötelenmesi oranları Şekil 5.41 ve 5.42 ile gösterilmiştir. Görelî kat ötelenmesi oranları, İYBDY’nde verilen $\delta=0.025$ sınır değerini aşmamıştır. Maksimum görelî kat ötelenmesi oranları 362E-N depremi ivme kayıtlarına aittir. Çizelge 5.12 ve 5.13’de bu depremlere ait görelî kat ötelenmesi oranları ayrıntılı olarak verilmiştir.



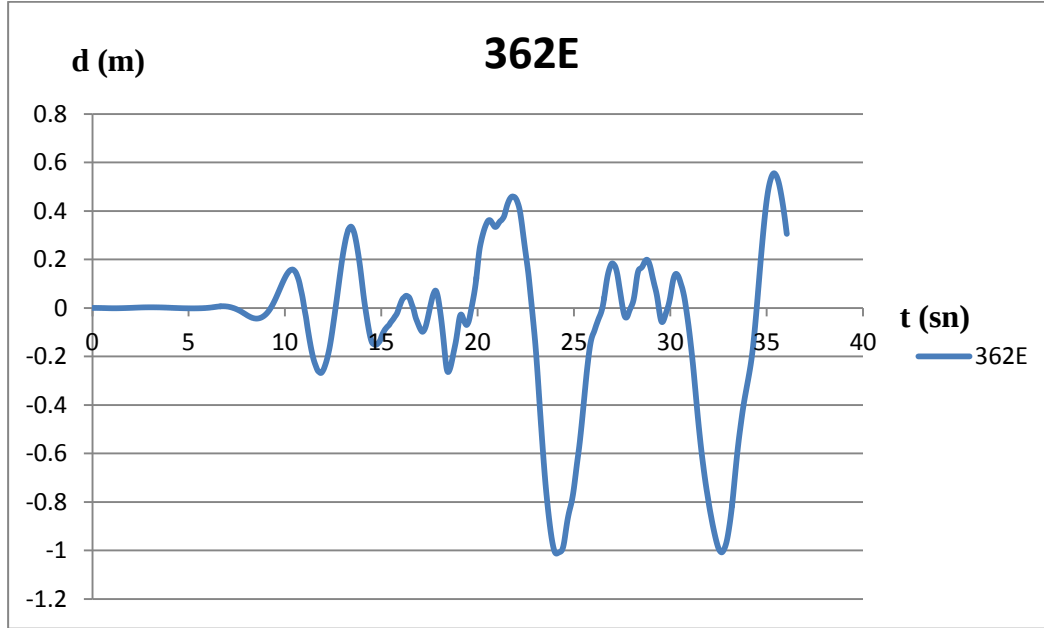
Çizelge 5.12 : 362E depremi X doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.

KAT	$h_i(m)$	$d_{i-max}(m)$	$(\Delta_i)_{max}(m)$	$(\Delta_i)_{max} / h_i$
38	3.00	1.0124	0.022	0.007
37	3.50	0.9901	0.026	0.008
36	3.50	0.9638	0.026	0.008
35	3.50	0.9373	0.027	0.008
34	3.50	0.9107	0.027	0.008
33	3.50	0.8837	0.027	0.008
32	3.50	0.8562	0.028	0.008
31	3.50	0.8283	0.028	0.008
30	3.50	0.7999	0.029	0.008
29	3.50	0.7710	0.029	0.008
28	3.50	0.7415	0.030	0.009
27	3.50	0.7115	0.030	0.009
26	3.50	0.6811	0.031	0.009
25	3.50	0.6503	0.031	0.009
24	3.50	0.6192	0.031	0.009
23	3.50	0.5877	0.032	0.009
22	3.50	0.5559	0.032	0.009
21	3.50	0.5238	0.032	0.009
20	3.50	0.4915	0.032	0.009
19	3.50	0.4591	0.032	0.009
18	3.50	0.4266	0.033	0.009
17	3.50	0.3941	0.032	0.009
16	3.50	0.3617	0.032	0.009
15	3.50	0.3295	0.032	0.009
14	3.50	0.2976	0.030	0.009
13	3.50	0.2675	0.029	0.008
12	3.50	0.2386	0.029	0.008
11	3.50	0.2098	0.029	0.008
10	5.00	0.1811	0.041	0.008
9	3.50	0.1404	0.028	0.008
8	3.50	0.1128	0.026	0.008
7	3.50	0.0864	0.024	0.007
6	3.50	0.0623	0.022	0.006
5	3.50	0.0408	0.018	0.005
4	3.50	0.0223	0.015	0.004
3	3.50	0.0077	0.007	0.002
2	3.50	0.0005	0.000	0.000
1	3.50	0.0005	0.001	0.000

Çizelge 5.13 : 362N depremi Y doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.

KAT	$h_i(m)$	$d_{i-max}(m)$	$(\Delta_i)_{max}(m)$	$(\Delta_i)_{max} / h_i$
38	3.00	0.8013	0.020	0.007
37	3.50	0.7809	0.024	0.007
36	3.50	0.7569	0.024	0.007
35	3.50	0.7329	0.024	0.007
34	3.50	0.7088	0.024	0.007
33	3.50	0.6845	0.024	0.007
32	3.50	0.6601	0.025	0.007
31	3.50	0.6354	0.025	0.007
30	3.50	0.6105	0.025	0.007
29	3.50	0.5855	0.025	0.007
28	3.50	0.5602	0.025	0.007
27	3.50	0.5348	0.026	0.007
26	3.50	0.5092	0.026	0.007
25	3.50	0.4836	0.026	0.007
24	3.50	0.4578	0.026	0.007
23	3.50	0.4320	0.026	0.007
22	3.50	0.4062	0.026	0.007
21	3.50	0.3804	0.026	0.007
20	3.50	0.3547	0.026	0.007
19	3.50	0.3291	0.025	0.007
18	3.50	0.3038	0.025	0.007
17	3.50	0.2787	0.025	0.007
16	3.50	0.2540	0.024	0.007
15	3.50	0.2296	0.024	0.007
14	3.50	0.2058	0.023	0.007
13	3.50	0.1825	0.023	0.006
12	3.50	0.1598	0.022	0.006
11	3.50	0.1378	0.021	0.006
10	5.00	0.1167	0.027	0.005
9	3.50	0.0897	0.018	0.005
8	3.50	0.0718	0.017	0.005
7	3.50	0.0550	0.015	0.004
6	3.50	0.0399	0.014	0.004
5	3.50	0.0263	0.012	0.003
4	3.50	0.0147	0.009	0.003
3	3.50	0.0057	0.005	0.001
2	3.50	0.0007	0.000	0.000
1	3.50	0.0007	0.001	0.000

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile X doğrultusunda 362E deprem kaydına ait 38.katta elde edilen yerdeğiştirme-zaman grafiği aşağıdaki şekilde verilmiştir.



Şekil 5.43 : X doğrultusu 362E depremi 38.kat yer değıştirme-zaman grafiğı.

Yapılan analiz sonucunda kirişlerde plastikleşen kesite ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşı gelen plastik eğrilik istemleri “ $\phi_p = \Theta_p / L_p$ ” formülüyle hesaplanmıştır. Plastik mafsalsal boyu L_p , kiriş yüksekliğinin yarısı olarak alınmıştır. Akma eğriliğı ϕ_y kirişin moment-eğrilik bağıntısından “Section Designer” yardımıyla okunmuştur. Buradan, toplam eğrilik “ $\phi_t = \phi_y + \phi_p$ ” olarak hesaplanır. Kiriş kesitine ait analizden “Section Designer” ile elde edilen moment-eğrilik grafiğinden toplam eğrilik istemine karşı gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekil değıştirmeler okunmuştur. Birim şekil değıştirmelerin, İYBDY’de verilen sınırları aşmadığı görülmüştür.

Çizelge 5.14 ve 5.15’de X ve Y doğrultularında elde edilen, kirişlerin maksimum beton ve donatı çeliğı birim şekil değıştirmeleri özetlenmiştir.

Çizelge 5.14 : X doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.

kiriş	b	h	Mafsal	Deprem	θ_p	I_p	Φ_y	Φ_p	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s
646	40	50	k7	362e	0.04247	0.25	0.00594	0.16986	0.17580	0.00492	0.03950
345	40	50	k7	362e	0.04247	0.25	0.00594	0.16986	0.17580	0.00492	0.03950
2581	40	50	k7	362e	0.04247	0.25	0.00594	0.16986	0.17580	0.00492	0.03950
2577	40	50	k7	362e	0.04247	0.25	0.00594	0.16986	0.17580	0.00492	0.03950
570	40	50	k7	362e	0.02198	0.25	0.00594	0.08792	0.09386	0.00388	0.03930
306	40	50	k7	362e	0.02198	0.25	0.00594	0.08792	0.09386	0.00388	0.03930
2514	80	50	k17	362e	0.02038	0.25	0.00564	0.08151	0.08715	0.00338	0.03560
2516	80	50	k17	362e	0.02038	0.25	0.00564	0.08151	0.08715	0.00338	0.03560
2526	80	50	k17	362e	0.02011	0.25	0.00564	0.08045	0.08609	0.00338	0.03560
2528	80	50	k17	362e	0.02011	0.25	0.00564	0.08045	0.08609	0.00338	0.03560
2515	80	50	k17	362e	0.01995	0.25	0.00564	0.07981	0.08545	0.00338	0.03560
2527	80	50	k17	362e	0.01961	0.25	0.00564	0.07843	0.08407	0.00338	0.03560
2286	100	50	k18	362e	0.02084	0.25	0.00564	0.08335	0.08899	0.00312	0.03970
2288	100	50	k18	362e	0.02084	0.25	0.00564	0.08335	0.08899	0.00312	0.03970
2306	100	50	k18	362e	0.02072	0.25	0.00564	0.08289	0.08853	0.00312	0.03970
2308	100	50	k18	362e	0.02072	0.25	0.00564	0.08289	0.08853	0.00312	0.03970
2328	100	50	k18	362e	0.02060	0.25	0.00564	0.08240	0.08804	0.00312	0.03970
2330	100	50	k18	362e	0.02060	0.25	0.00564	0.08240	0.08804	0.00312	0.03970
1926	120	50	k19	362e	0.01858	0.25	0.00566	0.07433	0.07999	0.00336	0.03410
1928	120	50	k19	362e	0.01858	0.25	0.00566	0.07433	0.07999	0.00336	0.03410
1927	120	50	k19	362e	0.01848	0.25	0.00566	0.07393	0.07959	0.00336	0.03410
2094	120	50	k20	362e	0.02031	0.25	0.00562	0.08122	0.08684	0.00372	0.03770
2096	120	50	k20	362e	0.02031	0.25	0.00562	0.08122	0.08684	0.00372	0.03770
2118	120	50	k20	362e	0.02029	0.25	0.00562	0.08118	0.08680	0.00372	0.03770
1412	140	50	k21	362e	0.00639	0.25	0.00559	0.02557	0.03116	0.00130	0.01260
1414	140	50	k21	362e	0.00639	0.25	0.00559	0.02557	0.03116	0.00130	0.01260
1413	140	50	k21	362e	0.00575	0.25	0.00559	0.02299	0.02858	0.00130	0.01260
1860	140	50	k22	362e	0.01642	0.25	0.00549	0.06568	0.07117	0.00289	0.02660
1862	140	50	k22	362e	0.01642	0.25	0.00549	0.06568	0.07117	0.00289	0.02660
1861	140	50	k22	362e	0.01632	0.25	0.00549	0.06528	0.07077	0.00289	0.02660
1830	30	50	k23	AbbarL	0.00669	0.25	0.00560	0.02676	0.03236	0.00168	0.01370
1854	30	50	k23	AbbarL	0.00659	0.25	0.00560	0.02634	0.03194	0.00168	0.01370
1806	30	50	k23	AbbarL	0.00637	0.25	0.00560	0.02547	0.03107	0.00168	0.01370
1687	50	120	k26	AbbarL	0.00505	0.6	0.00250	0.00841	0.01091	0.00197	0.01080
1689	50	120	k26	AbbarL	0.00505	0.6	0.00250	0.00841	0.01091	0.00197	0.01080
1663	50	120	k26	AbbarL	0.00480	0.6	0.00250	0.00800	0.01050	0.00197	0.01080

Çizelge 5.15 : Y doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.

KIRIŞ	b	h	Mafsıl	Deprem	θ_p	I_p	Φ_y	Φ_p	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s
731	40	50	k7	362n	0.03713	0.25	0.00594	0.14852	0.15446	0.00492	0.03950
1186	40	50	k7	362n	0.03391	0.25	0.00594	0.13565	0.14159	0.00492	0.03950
729	40	50	k7	362n	0.01714	0.25	0.00594	0.06857	0.07451	0.00316	0.03250
1184	40	50	k7	362n	0.01714	0.25	0.00594	0.06857	0.07451	0.00316	0.03250
2545	40	50	k7	362n	0.01374	0.25	0.00594	0.05495	0.06089	0.00263	0.02630
2547	40	50	k7	362n	0.01374	0.25	0.00594	0.05495	0.06089	0.00263	0.02630
1192	80	50	k17	362n	0.03437	0.25	0.00564	0.13747	0.14311	0.00435	0.03300
737	80	50	k17	362n	0.03349	0.25	0.00564	0.13394	0.13958	0.00435	0.03300
736	80	50	k17	362n	0.02697	0.25	0.00564	0.10789	0.11353	0.00435	0.03300
1191	80	50	k17	362n	0.02431	0.25	0.00564	0.09724	0.10288	0.00435	0.03300
2511	80	50	k17	362n	0.01471	0.25	0.00564	0.05882	0.06446	0.00254	0.02580
2513	80	50	k17	362n	0.01471	0.25	0.00564	0.05882	0.06446	0.00254	0.02580
2283	100	50	k18	362n	0.01493	0.25	0.00564	0.05973	0.06537	0.00241	0.02910
2285	100	50	k18	362n	0.01493	0.25	0.00564	0.05973	0.06537	0.00241	0.02910
2303	100	50	k18	362n	0.01483	0.25	0.00564	0.05931	0.06495	0.00241	0.02910
2305	100	50	k18	362n	0.01483	0.25	0.00564	0.05931	0.06495	0.00241	0.02910
2325	100	50	k18	362n	0.01472	0.25	0.00564	0.05889	0.06453	0.00241	0.02910
2327	100	50	k18	362n	0.01472	0.25	0.00564	0.05889	0.06453	0.00241	0.02910
1923	120	50	k19	362n	0.01201	0.25	0.00566	0.04806	0.05372	0.00228	0.02250
1925	120	50	k19	362n	0.01201	0.25	0.00566	0.04806	0.05372	0.00228	0.02250
1899	120	50	k19	362n	0.01158	0.25	0.00566	0.04632	0.05198	0.00228	0.02250
2163	120	50	k20	362n	0.01432	0.25	0.00562	0.05728	0.06290	0.00265	0.02660
2165	120	50	k20	362n	0.01432	0.25	0.00562	0.05728	0.06290	0.00265	0.02660
2187	120	50	k20	362n	0.01431	0.25	0.00562	0.05725	0.06287	0.00265	0.02660
1370	140	50	k21	362n	0.00710	0.25	0.00559	0.02839	0.03398	0.00139	0.01360
1394	140	50	k21	362n	0.00475	0.25	0.00559	0.01898	0.02457	0.00110	0.00999
1417	140	50	k21	1061n	0.00490	0.25	0.00559	0.01962	0.02521	0.00130	0.01030
1864	140	50	k22	362n	0.00986	0.25	0.00549	0.03942	0.04491	0.00175	0.01810
1868	140	50	k22	362n	0.00986	0.25	0.00549	0.03942	0.04491	0.00175	0.01810
1866	140	50	k22	362n	0.00914	0.25	0.00549	0.03656	0.04205	0.00175	0.01810
1830	30	50	k23	362n	0.00000	0.25	0.00560	0.00000	0.00560	0.00066	0.00196
1854	30	50	k23	362n	0.00000	0.25	0.00560	0.00000	0.00560	0.00066	0.00196
1806	30	50	k23	362n	0.00000	0.25	0.00560	0.00000	0.00560	0.00066	0.00196
1687	50	120	k26	AbbarT	0.00000	0.6	0.00250	0.00000	0.00250	0.00087	0.00218
1689	50	120	k26	AbbarT	0.00000	0.6	0.00250	0.00000	0.00250	0.00087	0.00218
1663	50	120	k26	AbbarT	0.00000	0.6	0.00250	0.00000	0.00250	0.00087	0.00218

Zaman tanım alanında yapılan X ve Y doğrultusundaki 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan maksimum kiriş kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kiriş kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.16 ve 5.17’de özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, kirişlerin kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri önlenmiş, sünek davranması sağlanmıştır.

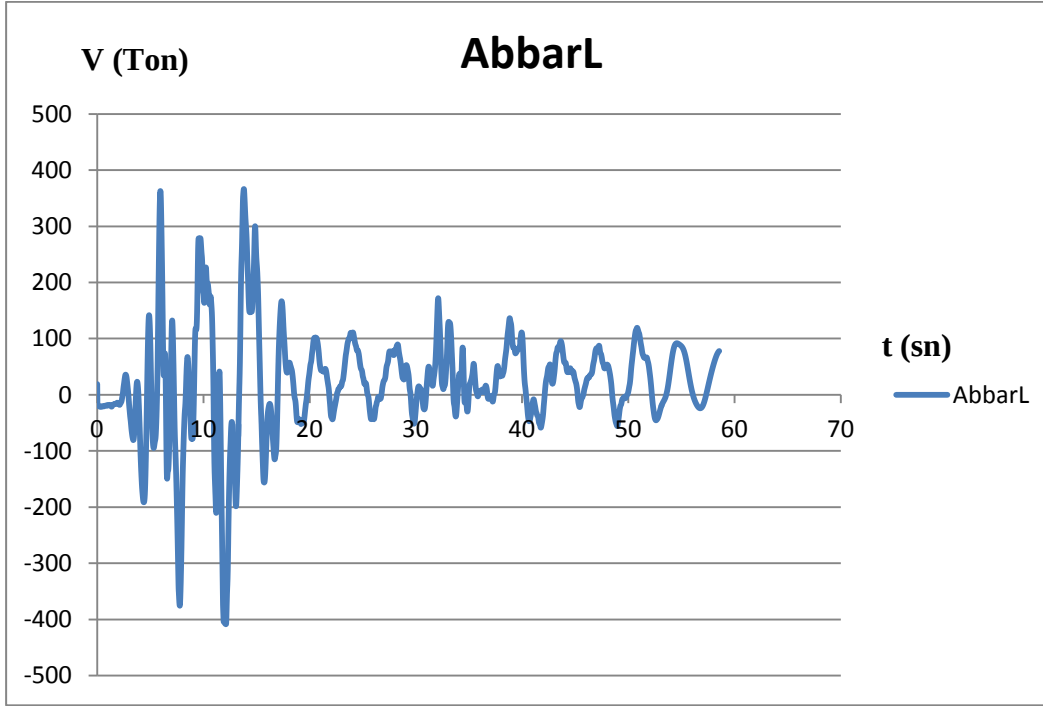
Çizelge 5.16 : X doğrultusu kiriş kesme kuvvetleri.

KİRİŞ	KESİT	Deprem	V (kN)	V _r (kN)	V _{maks} (kN)
2548	40X50	AbbarL	206.064	271.050	1881.880
2550	40X50	362e	200.607	271.050	1881.880
2514	80x50	AbbarL	270.319	271.050	3763.760
2516	80x50	362e	270.326	271.050	3763.760
2286	100x50	AbbarL	300.354	387.700	4704.700
2288	100x50	362e	300.355	387.700	4704.700
2262	120x50	AbbarL	330.399	387.700	5645.640
2070	120x50	362e	330.401	387.700	5645.640
1860	140x50	AbbarL	350.436	387.700	6586.580
1862	140x50	362e	350.468	387.700	6586.580
1830	30x50	AbbarL	130.523	171.550	1411.410
1829	30x50	1061e	123.409	171.550	1411.410
1689	50x120	362e	4050.702	4622.530	5855.850
1849	50x120	AbbarL	4080.577	4622.530	5855.850

Çizelge 5.17 : Y doğrultusu kiriş kesme kuvvetleri.

KİRİŞ	KESİT	Deprem	V (kN)	V _r (kN)	V _{maks} (kN)
2545	40X50	AbbarT	200.129	271.050	1881.880
2541	40X50	362n	200.129	271.050	1881.880
2511	80x50	AbbarT	270.252	271.050	3763.760
736	80x50	362n	270.931	271.050	3763.760
2283	100x50	362n	300.465	387.700	4704.700
2277	100x50	362n	300.463	387.700	4704.700
820	120x50	AbbarT	331.723	387.700	5645.640
806	120x50	362n	340.623	387.700	5645.640
1864	140x50	AbbarT	350.409	387.700	6586.580
1867	140x50	362n	350.758	387.700	6586.580
1619	30x50	362n	110.033	171.550	1411.410
1620	30x50	362n	110.033	171.550	1411.410
1689	50x120	362n	3080.161	4622.530	5855.850
1804	50x120	362n	3080.161	4622.530	5855.850

Maksimum kiriş kesme kuvveti X doğrultusunda AbbarL deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda 1849 no'lu kirişte elde edilmiştir. Örnek olarak bu kirişe ait kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

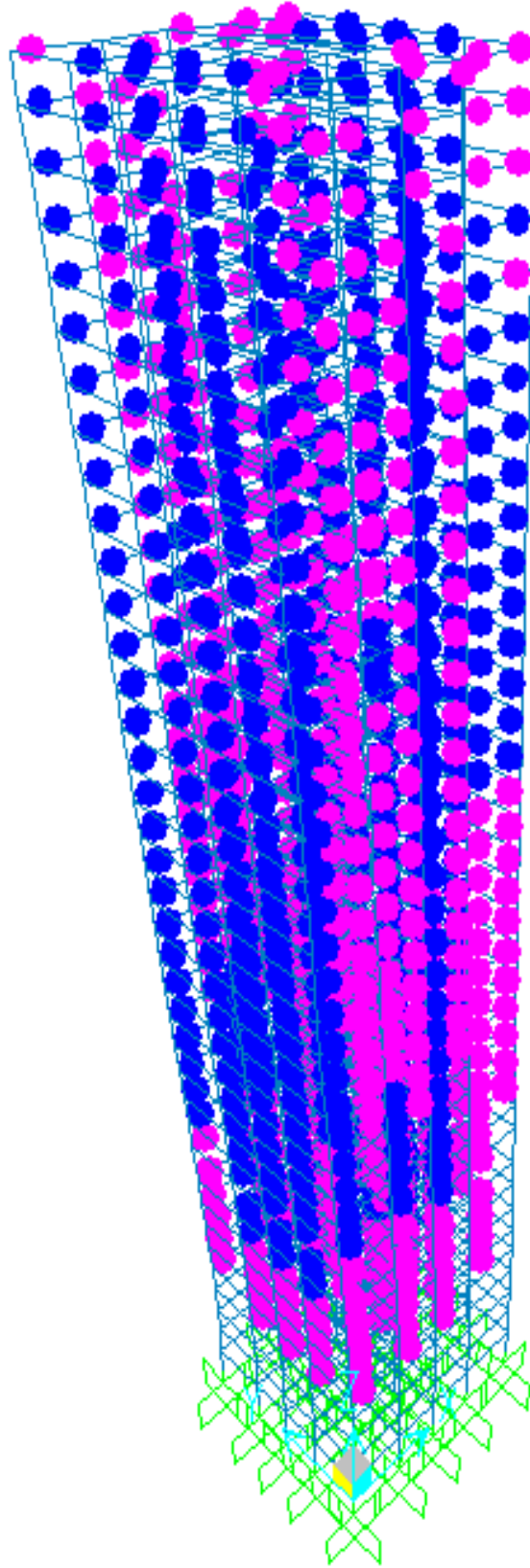


Şekil 5.44 : AbbarL deprem kaydı maksimum kiriş kesme kuvveti-zaman grafiği.

AbbarL deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda plastik mafsall oluşumları Şekil 5.45’de gösterilmiştir.

Zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonucu, her bir kolon kesiti için eksenel kuvvet etkisi altında moment-eğrilik ilişkisi hesaplanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen plastik dönme değerleri eğrilığe dönüştürülüp, akma eğrilığıne eklenerek toplam eğrilik elde edilir. Plastik mafsall boyu çalışan boyutun yarısı alınmıştır. Section designer ile normal kuvvete bağlı olarak oluşturulan moment-eğrilik grafiklerinden toplam eğrilik göz önüne alınarak birim şekil değiştirmeler okunmuştur. Birim şekil değiştirmelerin, İYBDY’de verilen sınırları aşmadığı görülmüştür.

Çizelge 5.18 ve 5.19’de X ve Y doğrultularında elde edilen, kolonların maksimum beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri özetlenmiştir.



Şekil 5.45 : AbbarL deprem ivme kaydı ile yapılan analizde plastikleşen kesitler.

Çizelge 5.18 : X doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.

Mafsal	b	h	I_p	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
C60x60	60	60	0.3	362e	0.002570	362e	0.003610
C60x60	60	60	0.3	362e	0.002570	362e	0.003610
C60x60	60	60	0.3	362e	0.001540	362e	0.001270
C80x80	80	80	0.4	1061e	0.000710	1061e	0.000350
C80x80	80	80	0.4	1061e	0.000710	1061e	0.000350
C80x80	80	80	0.4	1061e	0.000710	1061e	0.000350
C90x90	90	90	0.45	1061e	0.000890	1061e	0.000260
C90x90	90	90	0.45	1061e	0.000890	1061e	0.000260
C90x90	90	90	0.45	1061e	0.000890	1061e	0.000260
C100x100	100	100	0.5	AbbarL	0.002980	AbbarL	0.003400
C100x100	100	100	0.5	AbbarL	0.002980	AbbarL	0.003400
C100x100	100	100	0.5	AbbarL	0.002980	AbbarL	0.003400
C110x110	110	110	0.55	AbbarL	0.003010	1061e	0.002950
C110x110	110	110	0.55	AbbarL	0.003010	1061e	0.002950
C110x110	110	110	0.55	AbbarL	0.003010	1061e	0.002950
C120x120	120	120	0.6	AbbarL	0.003040	362e	0.003480
C120x120	120	120	0.6	AbbarL	0.003040	362e	0.003480
C120x120	120	120	0.6	AbbarL	0.003040	362e	0.003480
C150x60-1	150	60	1.05	362e	0.001360	362e	0.000928
C150x60-1	150	60	1.05	362e	0.001360	362e	0.000928
C150x60-1	150	60	1.05	362e	0.000816	AbbarL	0.000249
C150x60-2	150	60	1.05	362e	0.001780	362e	0.001670
C150x60-2	150	60	1.05	362e	0.001780	362e	0.001670
C150x60-2	150	60	1.05	362e	0.001670	362e	0.001480

Çizelge 5.19 : Y doğrultusu kolon maksimum birim şekil değiştirmeleri.

Mafsal	b	h	I_p	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
C60x60	60	60	0.3	362n	0.00466	1061n	0.002000
C60x60	60	60	0.3	362n	0.00393	1061n	0.002000
C60x60	60	60	0.3	362n	0.00328	1061n	0.002000
C80x80	80	80	0.4	1061n	0.00150	1061n	0.002000
C80x80	80	80	0.4	1061n	0.00150	1061n	0.002000
C80x80	80	80	0.4	1061n	0.00150	1061n	0.002000
C90x90	90	90	0.45	362n	0.00306	362n	0.004170
C90x90	90	90	0.45	362n	0.00306	362n	0.004170
C90x90	90	90	0.45	362n	0.00306	362n	0.004170
C100x100	100	100	0.5	AbbarT	0.00303	362n	0.003090
C100x100	100	100	0.5	AbbarT	0.00303	362n	0.003090
C100x100	100	100	0.5	AbbarT	0.00303	362n	0.003090
C110x110	110	110	0.55	362n	0.00298	AbbarT	0.002640
C110x110	110	110	0.55	362n	0.00298	AbbarT	0.002640
C110x110	110	110	0.55	362n	0.00298	AbbarT	0.002640
C120x120	120	120	0.6	AbbarT	0.00300	AbbarT	0.003230
C120x120	120	120	0.6	AbbarT	0.00300	AbbarT	0.003230
C120x120	120	120	0.6	AbbarT	0.00300	AbbarT	0.003230
C150x60-1	150	60	1.05	362n	0.00500	362n	0.000982
C150x60-1	150	60	1.05	AbbarT	0.00457	362n	0.001060
C150x60-1	150	60	1.05	AbbarT	0.00457	362n	0.001060
C150x60-2	150	60	1.05	AbbarT	0.00555	362n	0.001760
C150x60-2	150	60	1.05	AbbarT	0.00555	362n	0.001760
C150x60-2	150	60	1.05	AbbarT	0.00555	362n	0.001710

X ve Y doğrultusunda yapılan 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan maksimum kolon kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.20 ve 5.21’de özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, kolonların kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri önlenmiştir.

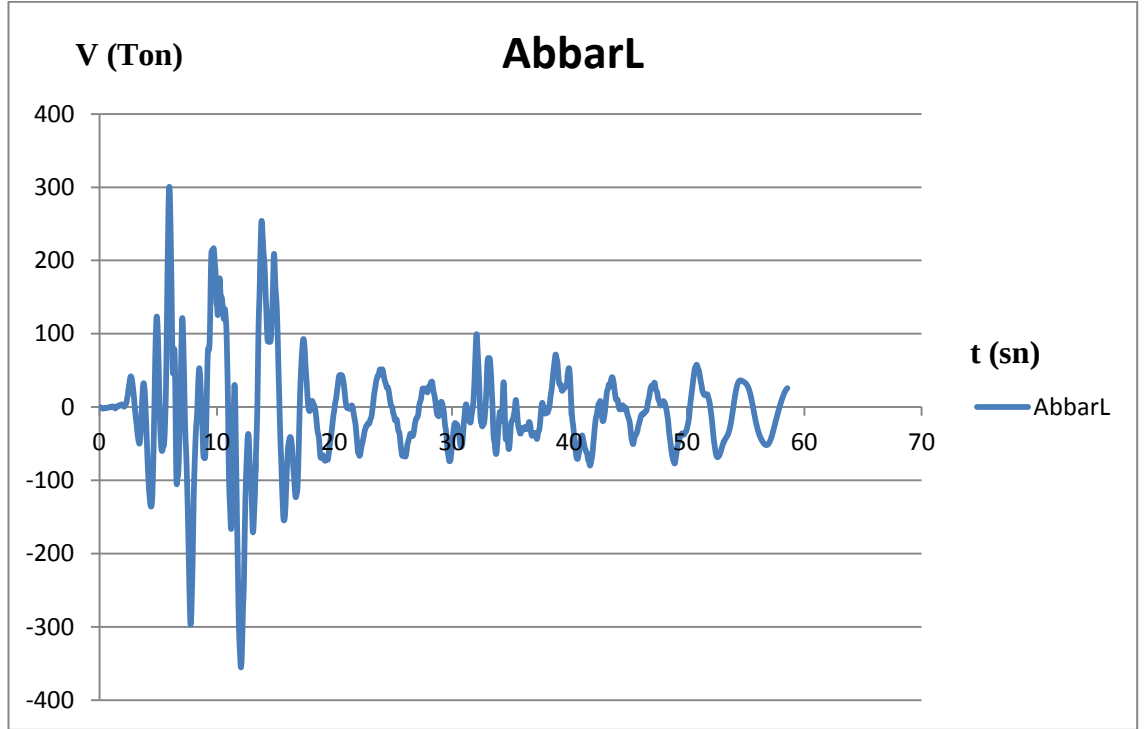
Çizelge 5.20 : X doğrultusu kolon kesme kuvvetleri.

KOLON	KESİT	Deprem	V (kN)	V _{rx} (kN)	V _{maks} (kN)
1458	60x60	362e	264.387	707.530	3423.420
1459	60x60	362e	548.388	707.530	3423.420
144	80x80	AbbarL	310.893	1297.830	6166.160
1718	80x80	362e	296.253	1297.830	6166.160
142	90x90	AbbarL	380.312	2478.340	7837.830
1710	90x90	362e	387.579	2478.340	7837.830
1784	100x100	362e	400.822	2841.490	9709.700
1708	100x100	362e	430.957	2841.490	9709.700
1735	110x110	AbbarL	500.091	3932.860	11781.770
161	110x110	362e	510.652	3932.860	11781.770
1001	120x120	1061e	1100.435	4393.760	14054.040
231	120x120	362e	1200.039	4393.760	14054.040
48	150x60	AbbarL	3550.221	5995.300	8828.820
45	150x60	1061e	3165.041	5995.300	8828.820

Çizelge 5.21 : Y doğrultusu kolon kesme kuvvetleri.

KOLON	KESİT	Deprem	V (kN)	V _{ry} (kN)	V _{maks} (kN)
1075	60x60	362n	400.286	707.530	3423.420
1609	60x60	362n	320.588	707.530	3423.420
144	80x80	AbbarT	330.379	1297.830	6166.160
1072	80x80	362n	390.147	1297.830	6166.160
982	90x90	AbbarT	380.444	2478.340	7837.830
982	90x90	362n	400.425	2478.340	7837.830
1056	100x100	AbbarT	420.780	2841.490	9709.700
980	100x100	362n	440.080	2841.490	9709.700
1007	110x110	362n	410.506	3932.860	11781.770
972	110x110	362n	410.345	3932.860	11781.770
155	120x120	362n	850.079	4393.760	14054.040
1691	120x120	362n	980.359	4393.760	14054.040
8	150x60	1061n	1970.653	2612.300	8108.120
43	150x60	362n	1980.492	2612.300	8108.120

Maksimum kolon kesme kuvveti X doğrultusunda AbbarL deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda 48 no'lu kolonda elde edilmiştir. Örnek olarak bu kolona ait kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.46 : AbbarL deprem kaydı maksimum kolon kesme kuvveti-zaman grafiği.

Zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonucu, kritik perde yüksekliğinde, perdelerin eksenel kuvvet etkisi altında moment-eğrilik ilişkisi hesaplanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen plastik dönme değerleri eğrilığe dönüştürülüp, akma eğrilğine eklenerek toplam eğrilik elde edilir. Section designer ile normal kuvvete bağlı olarak oluşturulan moment-eğrilik grafiklerinden toplam eğrilik göz önüne alınarak birim şekil değiştirmeler okunmuştur.

Çizelge 5.22 ve 5.23'de X ve Y doğrultularında elde edilen, perdelerin maksimum beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri özetlenmiştir. Birim şekil değiştirmelerin, İYBDY'de verilen sınır değerleri aşmadığı görülmüştür. Moment-eğrilik ilişkisi eksenel kuvvete bağlı olduğundan, elde edilen beton ve donatı maksimum şekil değiştirmeleri farklı deprem kayıtlarına aittir.

Çizelge 5.22 : X doğrultusu perde maksimum birim şekil değiştirmeleri.

KAT	PERDE	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
7	P1	AbbarL	0.00301	1061e	0.01200
	P2	AbbarL	0.00302	AbbarL	0.01440
6	P1	AbbarL	0.00299	1061e	0.01110
	P2	1061e	0.00300	AbbarL	0.01370
5	P1	AbbarL	0.00302	1061e	0.00932
	P2	1061e	0.00300	AbbarL	0.01320
4	P1	1061e	0.00301	1061e	0.00730
	P2	AbbarL	0.00300	AbbarL	0.01250
3	P1	AbbarL	0.00300	1061e	0.00459
	P2	AbbarL	0.00308	AbbarL	0.01210
2	P1	362e	0.00300	1061e	0.00482
	P2	362e	0.00303	AbbarL	0.01150
1	P1	1061e	0.00300	1061e	0.00477
	P2	AbbarL	0.00300	AbbarL	0.01120

Çizelge 5.23 : Y doğrultusu perde maksimum birim şekil değiştirmeleri.

KAT	PERDE	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
7	P1	AbbarT	0.00298	362n	0.00806
	P2	AbbarT	0.00298	362n	0.00806
6	P1	362n	0.00300	1061n	0.00805
	P2	362n	0.00300	1061n	0.00805
5	P1	1061n	0.00300	1061n	0.00640
	P2	1061n	0.00300	1061n	0.00640
4	P1	1061n	0.00302	1061n	0.00522
	P2	1061n	0.00302	1061n	0.00522
3	P1	AbbarT	0.00301	1061n	0.00450
	P2	AbbarT	0.00301	1061n	0.00450
2	P1	362n	0.00300	1061n	0.00555
	P2	362n	0.00300	1061n	0.00555
1	P1	362n	0.00300	1061n	0.00537
	P2	362n	0.00300	1061n	0.00537

X ve Y doğrultusunda yapılan 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan ilk 7 kata ait maksimum perde kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.24 ve 5.25’de özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, perdenin kesme kuvveti altında gevrek göçmesi önlenmiştir.

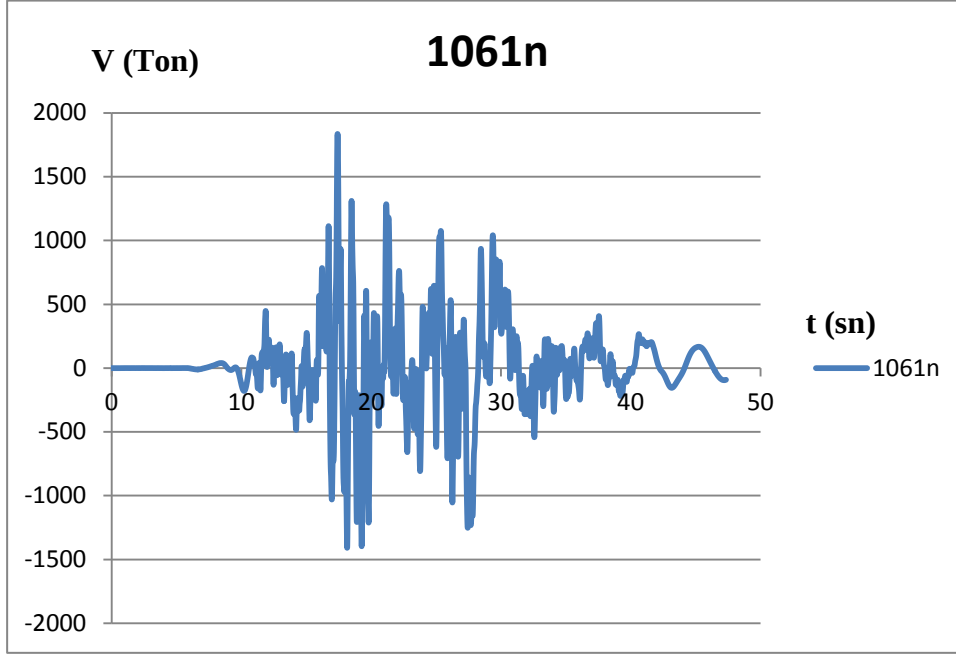
Çizelge 5.24 : X doğrultusu perde kesme kuvvetleri.

KAT	PERDE	Deprem	V(kN)	V _{rx} (kN)	V _{maks} (kN)
7	P1	362e	15711.94	15727.8	39789.75
	P2	1061e	12004.21	15727.8	39789.75
6	P1	1061e	12605.05	15727.8	39789.75
	P2	1061e	10770.56	15727.8	39789.75
5	P1	1061e	15726.76	15727.8	39789.75
	P2	1061e	12780.92	15727.8	39789.75
4	P1	1061e	15725.53	15727.8	39789.75
	P2	362e	14352.94	15727.8	39789.75
3	P1	1061e	15270.68	15727.8	39789.75
	P2	1061e	15485.71	15727.8	39789.75
2	P1	362e	15709.16	15727.8	39789.75
	P2	1061e	14114.68	15727.8	39789.75
1	P1	1061e	15467.46	15727.8	39789.75
	P2	1061e	15642.45	15727.8	39789.75

Çizelge 5.25 : Y doğrultusu perde kesme kuvvetleri.

KAT	PERDE	Deprem	V(kN)	V _{ry} (kN)	V _{maks} (kN)
7	P1	1061n	13883.88	20906.78	61261.2
	P2	1061n	13883.88	20906.78	61261.2
6	P1	1061n	13864.91	20906.78	61261.2
	P2	1061n	13864.91	20906.78	61261.2
5	P1	1061n	15307.56	20906.78	61261.2
	P2	1061n	15307.56	20906.78	61261.2
4	P1	1061n	16462.48	20906.78	61261.2
	P2	1061n	16462.48	20906.78	61261.2
3	P1	1061n	16171.22	20906.78	61261.2
	P2	1061n	16171.22	20906.78	61261.2
2	P1	362n	20380.05	20906.78	61261.2
	P2	362n	20380.05	20906.78	61261.2
1	P1	1061n	17987.61	20906.78	61261.2
	P2	1061n	17987.61	20906.78	61261.2

1. kat perdesinde Y doğrultusunda 1061n deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.47 : 1061n deprem kaydı 1. kat perdesi kesme kuvveti-zaman grafiği.

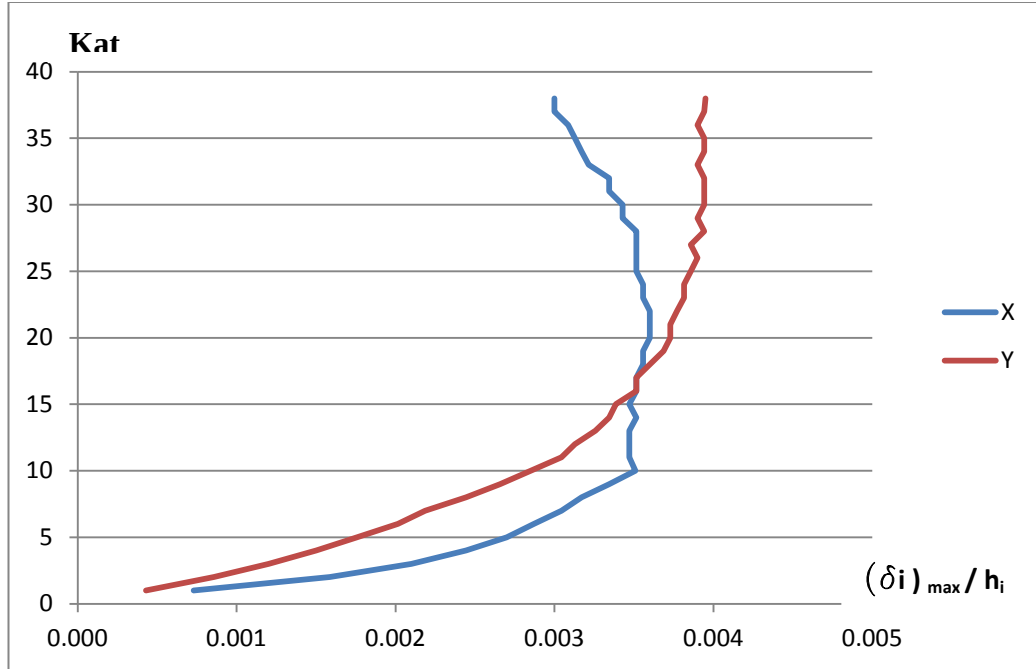
Yapının D2 deprem düzeyinde görelî kat ötelemesi sınır koşullarını aşmadığı görülmüştür. D2 deprem düzeyi için yapının kolon, kiriş ve perde elemanlarında birim şekil değiştirmeler yönetmelik sınır değerlerini aşmazken, bu yapı elemanlarının kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri engellenmiştir. Sonuç olarak yapısal performansı, Kontrollü Hasar/Can Güvenliği düzeyindedir.

5.3.3 Tasarım aşaması II

Tasarım Aşaması I-A'da D2 düzeyindeki depremin etkisi altında dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve tasarım aşaması I-B'de yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, D1 düzeyindeki depremin etkisi altında Minimum Hasar / Kesintisiz Kullanım hedef performansı için, yapılacak doğrusal (lineer) analiz ile gerçekleştirilecektir.

Mod birleştirme yöntemi ile yapılacak doğrusal analizde, gerçekleştirilmeye esas iç kuvvetler, taşıyıcı sistemin türüne bakılmaksızın analizden elde edilen iç kuvvetlerin $R_a = 1.5$ katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Bu kuvvetlerin, ortalama dayanımlar esas alınarak hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmadığı gösterilecektir.

Her katta, her bir doğrultuda her bir düşey taşıyıcı elemanın görelî kat ötelemesi oranı 0.01 değerini aşmayacaktır. Aşağıdaki grafikte görelî kat ötelemelerinin her X ve Y doğrultusunda katlara göre değerleri belirtilmiştir ve 0.01'i aşmadığı görülmektedir.



Şekil 5.48 : X ve Y doğrultusu görelî kat ötelemeleri.

D1 deprem düzeyi için,

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_s \leq T \leq T_L) \quad T_x = 4.42 \quad S_{ae}(T_x) = 0.26/4.42 = 0.058$$

$$T_y = 4.28 \quad S_{ae}(T_y) = 0.26/4.28 = 0.060$$

$$V_{tx,y} = \frac{W \times S_{ae}(T_{x,y})}{R} \rightarrow R = 1.5 \quad V_{tx} = 16052 \text{ kN} \quad V_{ty} = 16606 \text{ kN}$$

Tasarım aşaması I-A'da taban kesme kuvveti 16108kN'dur. Hesaplarda malzemelerin ortalama dayanımlarının kullanılacağı göz önünde bulundurulursa, bu tasarım aşamasında iç kuvvetler ve tasarım değerleri tasarım aşaması I-A'ya göre daha küçük olacaktır. İç kuvvet değerleri, ortalama dayanımlar esas alınarak hesaplanan kesit taşıma güçlerini aşmayacağı açıktır. Görelî kat ötelemesi ve dayanım kriterine göre yapının Minimum Hasar/Kesintisiz Kullanım hedef performans düzeyinde olduğu söylenebilir.

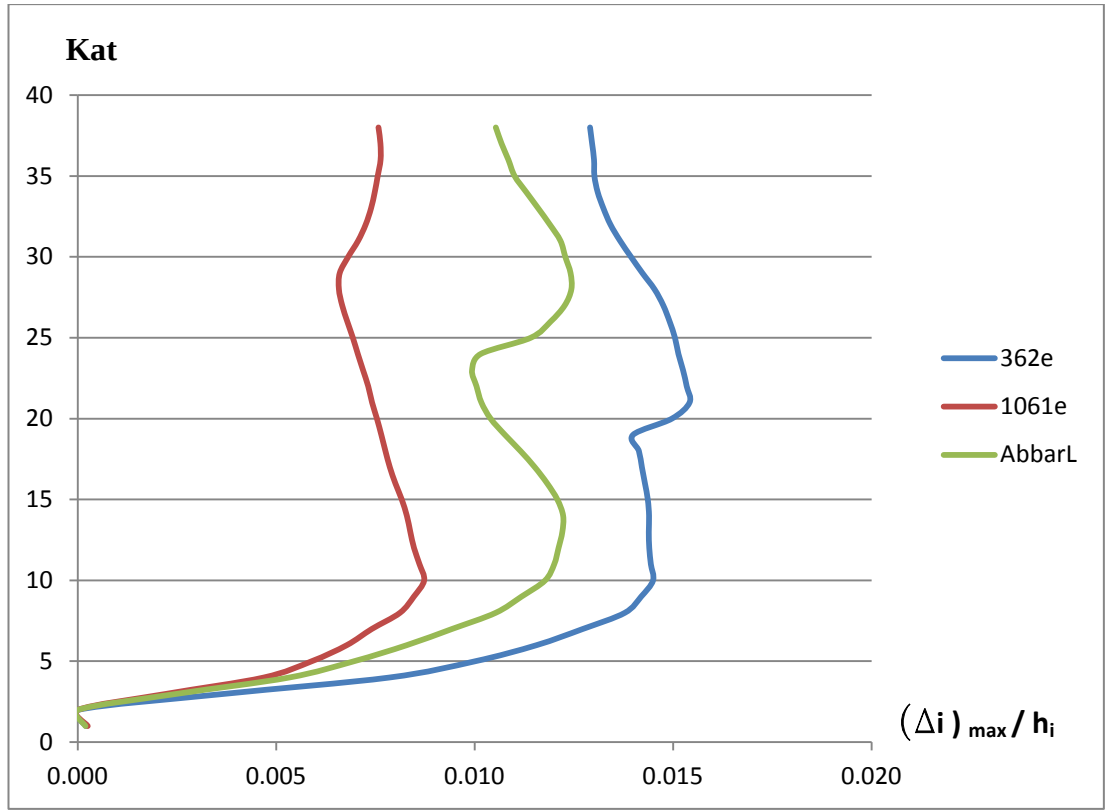
5.3.4 Tasarım aşaması III

Tasarım Aşaması I – A’da D2 düzeyindeki depremin etkisi altında dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile ön tasarımı yapılarak ön boyutları saptanan ve Tasarım Aşaması I – B’de yine aynı depremin etkisi altında tasarımı yapılan yüksek bina taşıyıcı sistemi, D3 düzeyindeki depremin etkisi altında İleri Hasar / Göçmeme Güvenliği hedef performansı için yapılacak doğrusal olmayan analiz ile gerçekleştirilecektir.

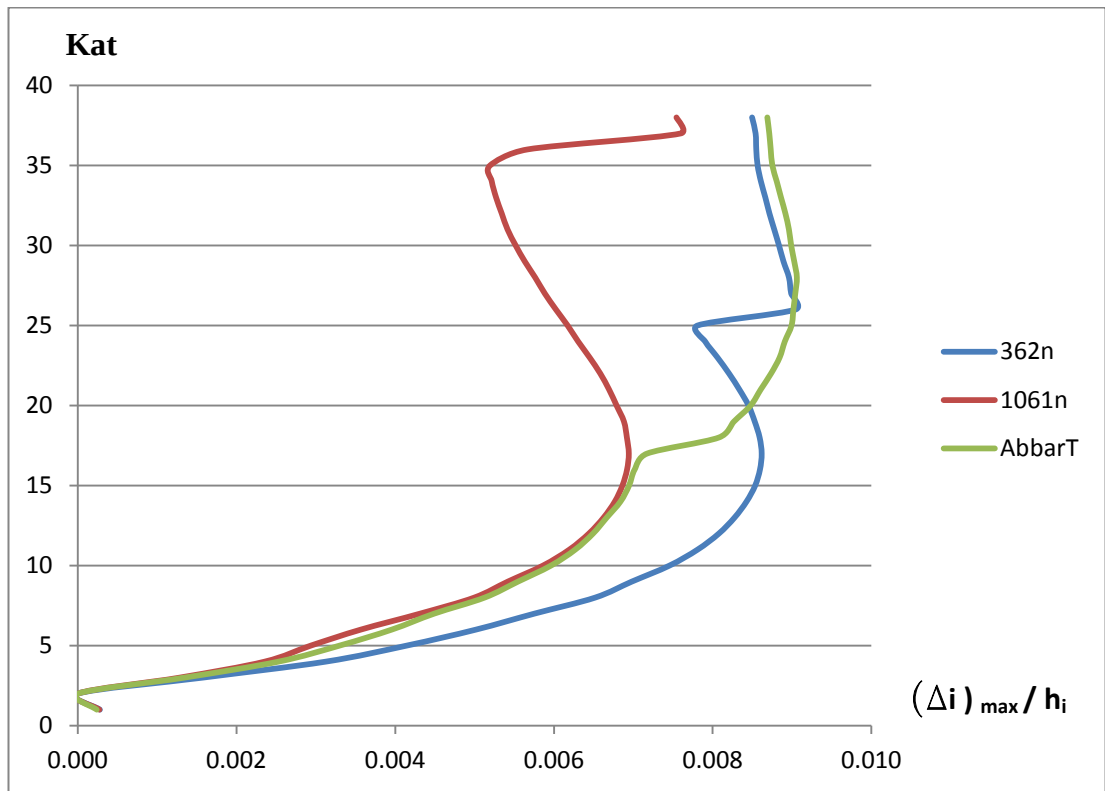
Bu tasarım aşamasında, Tasarım Aşaması I-B’de olduğu gibi X ve Y doğrultusunda 3 deprem ivme kaydı kullanılarak çözüm yapılmıştır ve bu 3 deprem kaydına ait analiz sonuçlarının maksimumu okunarak değerlendirme yapılmıştır. Malzeme tasarım dayanımı olarak ortalama dayanım değerleri kullanılmıştır. Zaman tanım alanında yapılan analiz sonucunda elde edilen plastik dönme değerleri, eğriliğe dönüştürüldükten sonra, akma eğriliğiyle toplanarak toplam eğrilik elde edilmiştir. Akma eğriliği ve toplam eğriliğe bağlı beton ve donatı şekil değiştirmeleri okunmuştur. Analiz sonuçları; İYBDY’nde verilen görelî kat ötelenmesi sınırı $\delta=0.035$ ve beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin üst sınırları $\epsilon_{cg} = 0.018$; $\epsilon_s = 0.06$ değerleri dikkate alınarak incelenmiştir.

Yapılan 2x3=6 analiz sonucunda, X ve Y doğrultularındaki görelî kat ötelenmesi oranları Şekil 5.49 ve 5.50 ile gösterilmiştir. Görelî kat ötelenmesi oranları, İYBDY’nde verilen $\delta=0.035$ sınır değerini aşmamıştır. Maksimum görelî kat ötelenmesi oranları 362E-N depremi ivme kayıtlarına aittir.

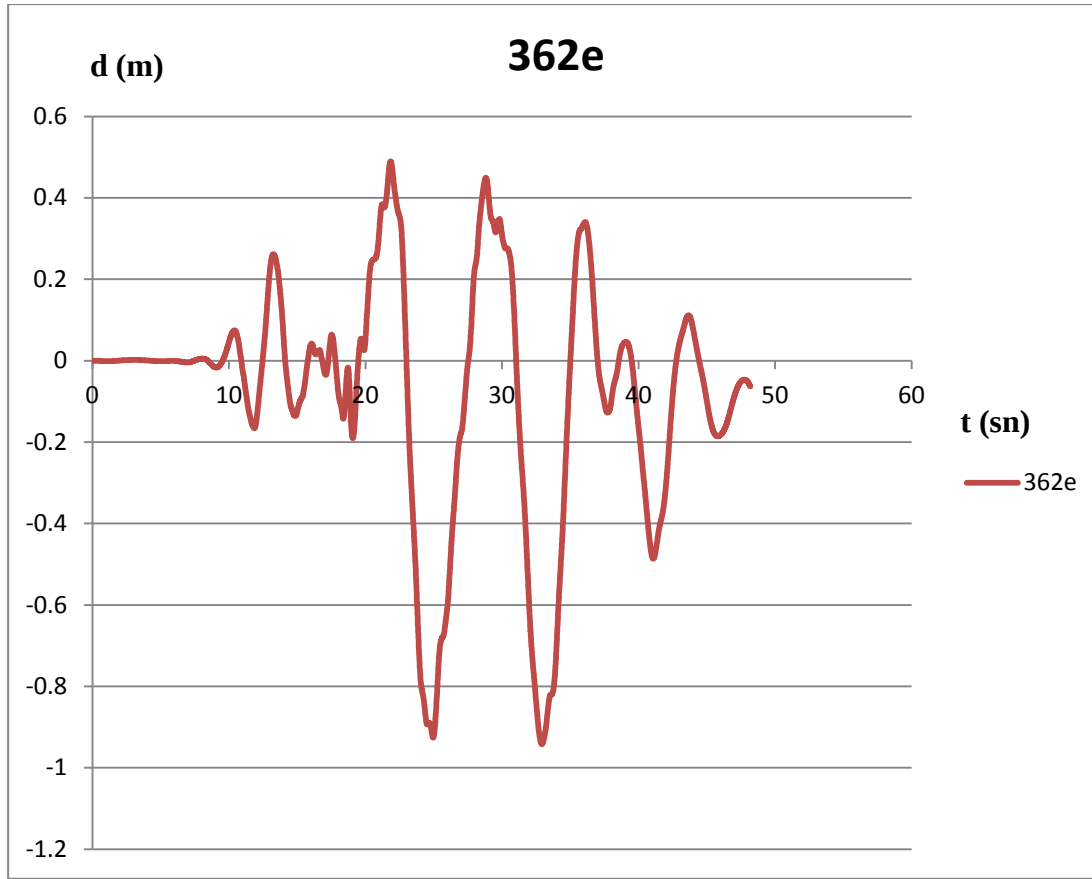
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile X doğrultusunda 362E deprem kaydına ait 21.katta elde edilen yer değiştirme-zaman grafiği Şekil 5.51’de görüldüğü gibidir.



Şekil 5.49 : X doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.



Şekil 5.50 : Y doğrultusu göreli kat ötelenmesi oranları.



Şekil 5.51 : X doğrultusu 362E depremi 21.kat yer değiştirme-zaman grafiği.

X ve Y doğrultusunda yapılan analiz sonuçlarında, kirişlerin maksimum beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri aşağıdaki çizelgelerle özetlenmiştir.

Çizelge 5.26 : X doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.

kiriş	b	h	Mafsal	Deprem	ϵ_p	I_p	Φ_y	Φ_p	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s
2548	40	50	k7	362e	0.03539	0.25	0.00116	0.14157	0.14273	0.00492	0.04450
2514	80	50	k17	362e	0.03604	0.25	0.00117	0.14415	0.14532	0.00475	0.04430
2286	100	50	k18	362e	0.03770	0.25	0.00097	0.15080	0.15177	0.00478	0.05360
1926	120	50	k19	362e	0.03511	0.25	0.00117	0.14043	0.14160	0.00499	0.05040
2142	120	50	k20	362e	0.03725	0.25	0.00117	0.14899	0.15016	0.00499	0.05040
1412	140	50	k21	362e	0.01909	0.25	0.00097	0.07635	0.07733	0.00291	0.03170
1861	140	50	k22	362e	0.03269	0.25	0.00097	0.13077	0.13175	0.00494	0.05320
1878	30	50	k23	AbbarL	0.01312	0.25	0.00117	0.05248	0.05365	0.00237	0.02390
1849	50	120	k26	AbbarL	0.01129	0.6	0.00039	0.01882	0.01921	0.00295	0.01950

Çizelge 5.27 : Y doğrultusunda kiriş maksimum birim şekil değiştirmeleri.

Kiriş	b	h	Mafsalsal	Deprem	θ_p	I_p	Φ_y	Φ_p	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s
2545	40	50	k7	362n	0.02028	0.25	0.00116	0.08112	0.08228	0.00344	0.03540
2511	80	50	k17	362n	0.02123	0.25	0.00117	0.08493	0.08610	0.00356	0.03730
2284	100	50	k18	362n	0.02404	0.25	0.00097	0.09618	0.09715	0.00342	0.04340
1923	120	50	k19	362n	0.01707	0.25	0.00117	0.06827	0.06944	0.00293	0.02960
2260	120	50	k20	362n	0.02249	0.25	0.00117	0.08995	0.09112	0.00383	0.03890
1418	140	50	k21	362n	0.01103	0.25	0.00097	0.04412	0.04510	0.00780	0.01850
1864	140	50	k22	362n	0.01479	0.25	0.00097	0.05914	0.06012	0.00232	0.02490
1622	30	50	k23	362n	0.01430	0.25	0.00117	0.05719	0.05836	0.00248	0.02550
1353	50	120	k26	AbbarT	0.00000	0.6	0.00039	0.00000	0.00039	0.00022	0.00024

Zaman tanım alanında yapılan X ve Y doğrultusundaki 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan maksimum kiriş kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kiriş kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.28 ve 5.29’da özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, kirişlerin kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri önlenmiş, sünek davranması sağlanmıştır.

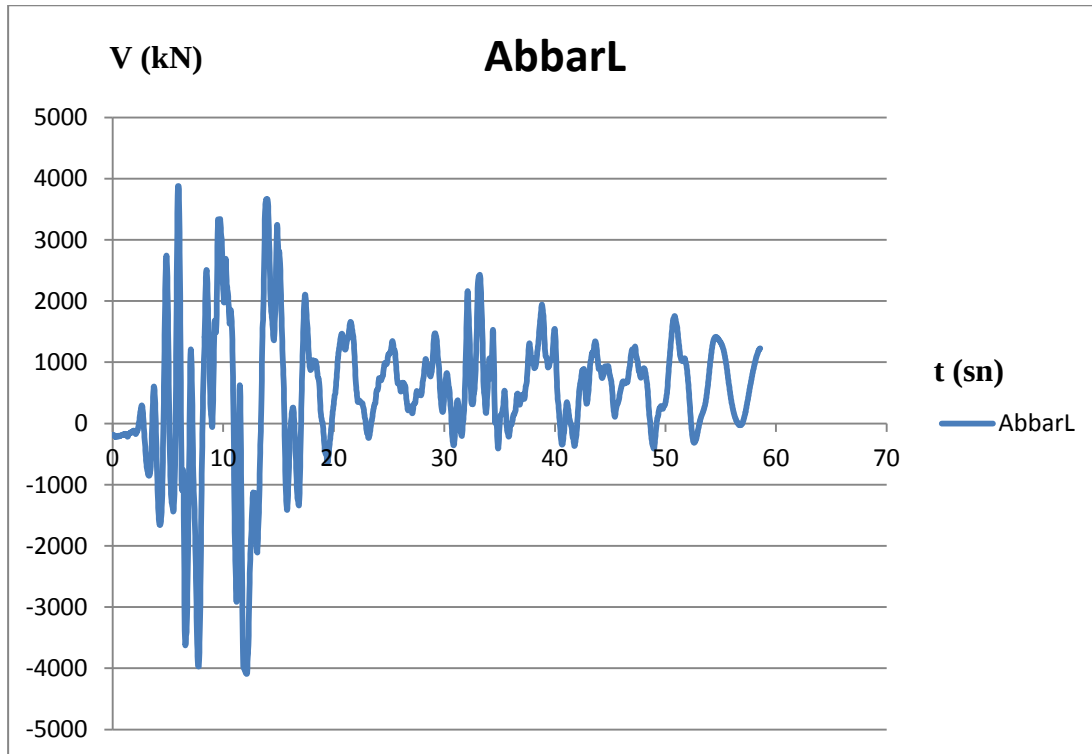
Çizelge 5.28 : X doğrultusu kiriş maksimum kesme kuvvetleri.

Kiriş	KESİT	Deprem	V (kN)	V_r (kN)	V_{maks} (kN)
2548	40X50	362e	202.183	271.050	1881.880
2514	80x50	362e	269.060	271.050	3763.760
2279	100x50	362e	298.793	387.700	4704.700
2135	120x50	362e	330.326	387.700	5645.640
1867	140x50	362e	351.229	387.700	6586.580
1668	30x50	362e	185.067	171.550	1411.410
1849	50x120	AbbarL	4093.686	4622.530	5855.850

Çizelge 5.29 : Y doğrultusu kiriş maksimum kesme kuvvetleri.

KİRİŞ	KESİT	Deprem	V (kN)	V _r (kN)	V _{maks} (kN)
2541	40X50	AbbarT	197.450	271.050	1881.880
739	80x50	362n	271.670	271.050	3763.760
774	100x50	362n	308.914	387.700	4704.700
830	120x50	AbbarT	345.775	387.700	5645.640
888	140x50	362n	367.506	387.700	6586.580
1644	30x50	362n	125.183	171.550	1411.410
1828	50x120	AbbarT	2865.384	4622.530	5855.850

Maksimum kiriş kesme kuvveti X doğrultusunda AbbarL deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda 1849 no'lu kirişte elde edilmiştir. Örnek olarak bu kirişe ait kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.52 : AbbarL deprem kaydı maksimum kiriş kesme kuvveti-zaman grafiği.

Zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonucu, her bir kolon kesiti için eksenel kuvvet etkisi altında moment-eğrilik ilişkisi hesaplanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen plastik dönme değerleri eğrilığe dönüştürülüp, akma eğrilğine eklenerek toplam eğrilik elde edilir. Plastik mafsalsal boyu çalışan boyutun yarısı alınmıştır. Section designer ile normal kuvvete bağılı olarak oluşturulan moment-eğrilik grafiklerinden toplam eğrilik göz önüne alınarak maksimum birim şekil değıştirmeler, Çizelge 5.30 ve 5.31’de görüldüğü gibi okunmuştur. Birim şekil değıştirmelerin, İYBDY’de verilen sınırları aşmadığı görülmüştür.

Çizelge 5.30 : X doğrultusu kolon maksimum birim şekil değıştirmeleri.

Mafsalsal	b	h	lp	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
C60x60	60	60	0.3	362e	0.00147	362e	0.012500
C80x80	80	80	0.4	AbbarL	0.00160	AbbarL	0.007200
C90x90	90	90	0.45	AbbarL	0.00320	1061e	0.004000
C100x100	100	100	0.5	1061e	0.00300	1061e	0.003200
C110x110	110	110	0.55	1061e	0.00236	1061e	0.002050
C120x120	120	120	0.6	1061e	0.00301	1061e	0.003460
C150x60-1	150	60	1.05	362e	0.00370	362e	0.011400
C150x60-2	150	60	1.05	1061e	0.00500	1061e	0.012300

Çizelge 5.31 : Y doğrultusu kolon maksimum birim şekil değıştirmeleri.

Mafsalsal	b	h	lp	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
C60x60	60	60	0.3	AbbarT	0.00270	AbbarT	0.021200
C80x80	80	80	0.4	1061n	0.00067	362n	0.000720
C90x90	90	90	0.45	AbbarT	0.00300	AbbarT	0.004000
C100x100	100	100	0.5	AbbarT	0.00300	AbbarT	0.003100
C110x110	110	110	0.55	1061n	0.00231	AbbarT	0.001870
C120x120	120	120	0.6	362n	0.00229	1061n	0.002020
C150x60-1	150	60	1.05	362n	0.00470	1061n	0.037800
C150x60-2	150	60	1.05	1061n	0.00480	362n	0.004800

X ve Y doğrultusunda yapılan 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan maksimum kolon kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.32 ve 5.33’de özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, kolonların kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri önlenmiştir.

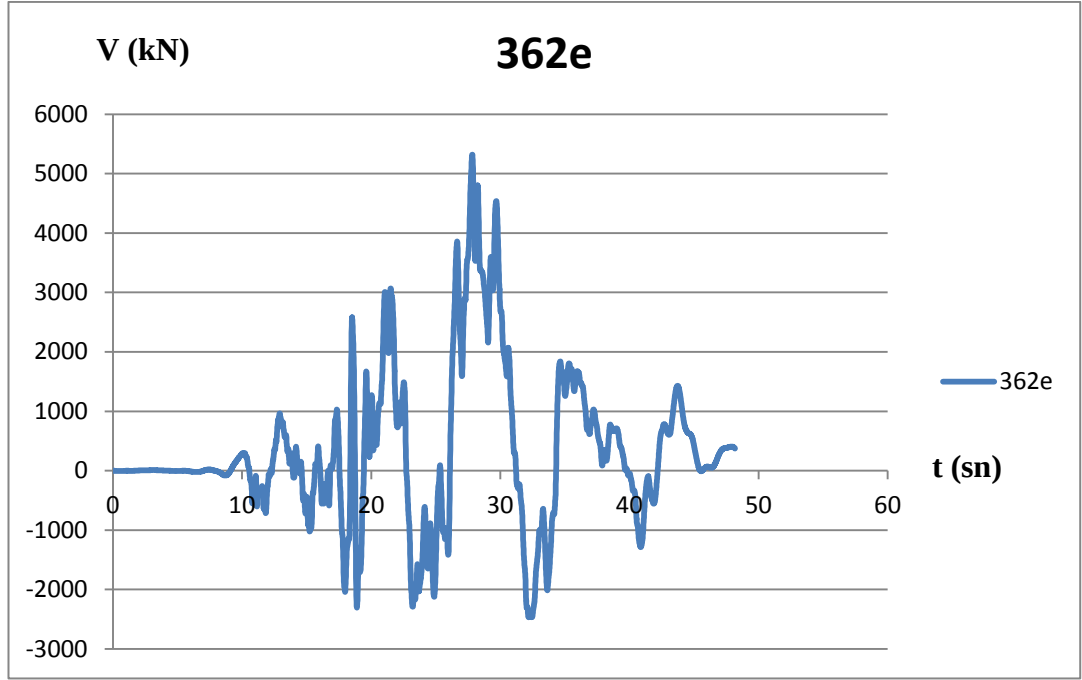
Çizelge 5.32 : X doğrultusu maksimum kolon kesme kuvvetleri.

KOLON	KESİT	Deprem	V (kN)	$V_{rx}(kN)$	$V_{maks}(kN)$
153	60x60	362e	277.229	707.530	3423.420
226	80x80	362e	414.941	1297.830	6166.160
218	90x90	362e	450.746	2478.340	7837.830
1708	100x100	AbbarL	485.184	2841.490	9709.700
161	110x110	362e	692.146	3932.860	11781.770
155	120x120	362e	2014.492	4393.760	14054.040
5	150x60	362e	5321.314	5995.300	8828.820

Çizelge 5.33 : Y doğrultusu maksimum kolon kesme kuvvetleri.

KOLON	KESİT	Deprem	V (kN)	$V_{ry}(kN)$	$V_{maks}(kN)$
1075	60x60	AbbarT	296.550	707.530	3423.420
1072	80x80	362n	424.390	1297.830	6166.160
1064	90x90	AbbarT	439.770	2478.340	7837.830
980	100x100	AbbarT	465.086	2841.490	9709.700
1045	110x110	362n	503.181	3932.860	11781.770
1729	120x120	362n	1076.199	4393.760	14054.040
41	150x60	362n	2728.588	2612.200	8108.120

Maksimum kolon kesme kuvveti X doğrultusunda 362e deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda 5 no'lu kolonda elde edilmiştir. Örnek olarak bu kolona ait kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.53 : 362e deprem kaydı maksimum kolon kesme kuvveti-zaman grafiği.

Zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonucu, perdenin elastik sınırlar içinde kaldığı görülmüştür. Bu doğrultuda, kritik perde yüksekliğinde perdeye etkiyen eksenel kuvvet etkisi altında moment-eğrilik grafiğinden, akma eğriliği göz önünde bulundurularak birim şekil değiştirmeler okunmuştur.

Çizelge 5.34 ve 5.35’de X ve Y doğrultularında elde edilen perdelerin maksimum beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri özetlenmiştir. Birim şekil değiştirmelerin İYBDY’de verilen sınır değerleri aşmadığı görülmüştür. Moment-eğrilik ilişkisi eksenel kuvvete bağlı olduğundan, elde edilen beton ve donatı maksimum şekil değiştirmeleri farklı deprem kayıtlarına aittir.

Çizelge 5.34 : X doğrultusu maksimum perde birim şekil değiştirmeleri.

KAT	PERDE	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
7	P1	362e	0.00297	1061e	0.01160
6	P1	1061e	0.00318	1061e	0.01100
5	P1	362e	0.00301	1061e	0.00794
4	P1	AbbarL	0.00299	1061e	0.00525
3	P1	362e	0.00299	1061e	0.00291
2	P1	362e	0.00300	1061e	0.00340
1	P1	362e	0.00309	1061e	0.00338

Çizelge 5.35 : Y doğrultusu maksimum perde birim şekil değiştirmeleri.

KAT	PERDE	Deprem	ϵ_c	Deprem	ϵ_s
7	P1	AbbarT	0.00301	362n	0.00761
6	P1	362n	0.00300	1061n	0.00614
5	P1	362n	0.00301	1061n	0.00522
4	P1	1061n	0.00299	1061n	0.00445
3	P1	AbbarT	0.00301	1061n	0.00359
2	P1	AbbarT	0.00300	1061n	0.00450
1	P1	362n	0.00301	1061n	0.00442

X ve Y doğrultusunda yapılan 3 deprem ivme kaydına ait analiz sonuçlarından oluşan ilk 7 kata ait maksimum perde kesme kuvvetleri, kesme dayanımı ve kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 5.36 ve 5.37’de özetlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kesme kuvvetlerinin, kesme kapasitesinden daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, perdenin kesme kuvveti altında gevrek göçmesi önlenmiştir.

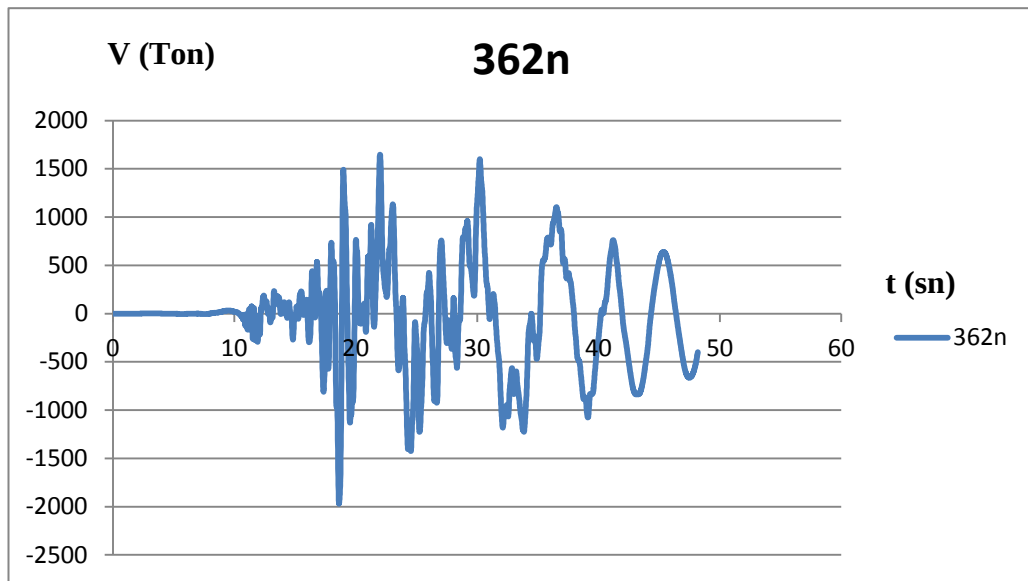
Çizelge 5.36 : X doğrultusu maksimum perde kesme kuvvetleri.

KAT	PERDE	Deprem	V(kN)	V _{rx} (kN)	V _{maks} (kN)
7	P1	362e	15192.31	15727.8	39789.75
6	P1	362e	15261.69	15727.8	39789.75
5	P1	362e	15340.00	15727.8	39789.75
4	P1	1061e	15394.08	15727.8	39789.75
3	P1	1061e	15575.45	15727.8	39789.75
2	P1	AbbarL	15672.65	15727.8	39789.75
1	P1	1061e	15718.16	15727.8	39789.75

Çizelge 5.37 : Y doğrultusu maksimum perde kesme kuvvetleri.

KAT	PERDE	Deprem	V(kN)	V _{ry} (kN)	V _{maks} (kN)
7	P1	362n	19294.15	20906.78	61261.2
6	P1	362n	19481.82	20906.78	61261.2
5	P1	362n	19550.42	20906.78	61261.2
4	P1	362n	20198.81	20906.78	61261.2
3	P1	362n	20368.28	20906.78	61261.2
2	P1	362n	20617.72	20906.78	61261.2
1	P1	1061n	20901.20	20906.78	61261.2

7. kat perdesinde Y doğrultusunda 362n deprem kaydı ile yapılan analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.54 : 362n deprem kaydı 7.kat perdesi kesme kuvveti-zaman grafiği.

Yapının D3 deprem düzeyinde görelî kat ötelemesi sınır koşullarını aşmadığı görülmüştür. D3 deprem düzeyi için yapının kolon, kiriş ve perde elemanlarında birim şekil değıştirmeler yönetmelik sınır değerlerini aşmazken, bu yapı elemanlarının kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri engellenmiştir. Sonuç olarak İleri Hasar/Göçmeme Güvenliğı hedef performansı sağlanmaktadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

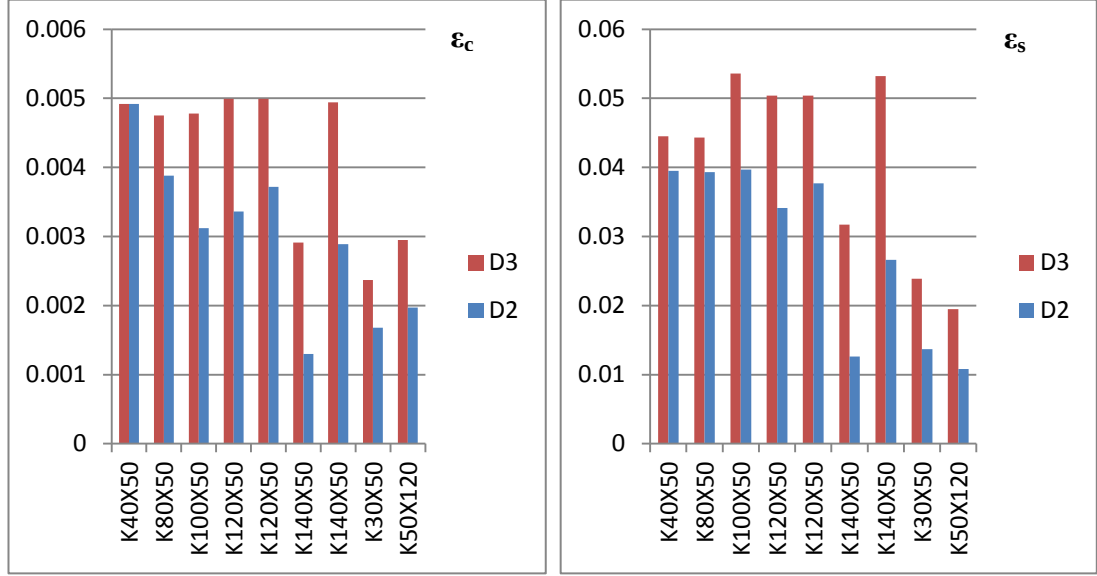
Bu tez çalışmasında, İstanbul İl sınırları içerisinde inşa edilecek 38 katlı betonarme yüksek bir bina, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği tasarım kurallarına göre incelenmiştir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, yüksekliği 75m'den fazla olan binalar için, dört tasarım aşamasının uygulanmasını öngörmektedir. Tasarım aşaması I-A'da ön boyutlama amaçlı doğrusal elastik analiz yapılmaktadır. Bu tasarım aşamasında, bir kaç farklı nokta dışında, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte bulunan tasarım ve analiz kuralları kullanılmaktadır. DBYBHY'den farklı olarak bu aşamada taşıyıcı sistem davranış katsayısı, minimum taban kesme kuvveti göz önünde bulundurularak hesaplanmaktadır. Deprem yönetmeliğinde 0.30 olarak öngörülen hareketli yük katılım katsayısı, İYBDY'ne göre 0.12 alınmıştır. Kiriş ve kolonlarda DBYBHY kapasite tasarımı ilkeleri aynen uygulanırken, perdelerde DBYBHY'de 1.5 olarak verilen β_v kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı İYBDY'ne göre 2.0 olarak belirtilmiştir. Tasarım aşaması I-B'de İYBDY'de verilen kurallar uygulanmaktadır. Bu aşamada zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemiyle binanın performansı belirlenmektedir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz çözümlenirken İYBDY'de verilen kurallar dışında bazı kabuller yapılmıştır. İYBDY zaman tanım alanında 7 depreme ait kayıtların birbirine dik doğrultuda aynı anda uygulanmasını ve daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek analizin tekrarlanmasını zorunlu tutmaktadır. Ancak, analiz süresinin uzamasından dolayı 3 depreme ait kayıtlar her iki doğrultuda ayrı etki ettirilerek çözüm yapılmıştır. Bundan dolayı, 7 deprem kaydına göre yapılan analiz sonuçlarının ortalaması yerine 3 deprem kaydına göre yapılan analiz sonuçlarının maksimumuna göre performans değerlendirmesi yapılmıştır. P- Δ etkileri hesap kolaylığı açısından ihmal edilmiştir. Ayrıca, perdenin kritik perde yüksekliği üzerinde elastik davrandığı kabulü yapılarak, perdede sadece kritik perde yüksekliği boyunca lif elemanlar atanmıştır. Tasarım aşaması II doğrusal elastik analiz ile gerçelleme aşaması olup, DBYBHY'den farklı olarak iç kuvvetlerin elde edilmesinde $R_a=1.5$ katsayısı

kullanılmaktadır. Tasarım aşaması III'de tasarım aşaması I-B'deki farklılıklar ve yapılan kabuller aynıdır. İYBDY tasarım kurallarının DBYBHY'den diğer bir önemli farkı da ön boyutlama hariç diğer tasarım aşamalarında malzeme dayanımı olarak ortalama dayanım kullanılmasıdır. Analizlerde kullanılan, yerel deprem ve zemin koşulları göz önüne alınarak belirlenen tasarım ivme spektrumları iki yönetmelikte farklılıklar göstermektedir. İYBDY ve DBYBHY doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz sonuçlarını farklı değerlendirmektedir. İYBDY elemanların belirlenen hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığını kontrol ederken, DBYBHY hasar aralığını, elemanların yüzdelelerini göz önünde bulunarak kontrol etmektedir. İYBDY performans kriteri olarak şekil değiştirme ve dayanım sınırlarını dikkate almaktadır. DBYBHY'den farklı olarak şekil değiştirme sınırlarını, hem göreceli kat ötelemesi oranı hem de beton ve çeliğin birim şekil değiştirme kapasiteleri olarak vermektedir.

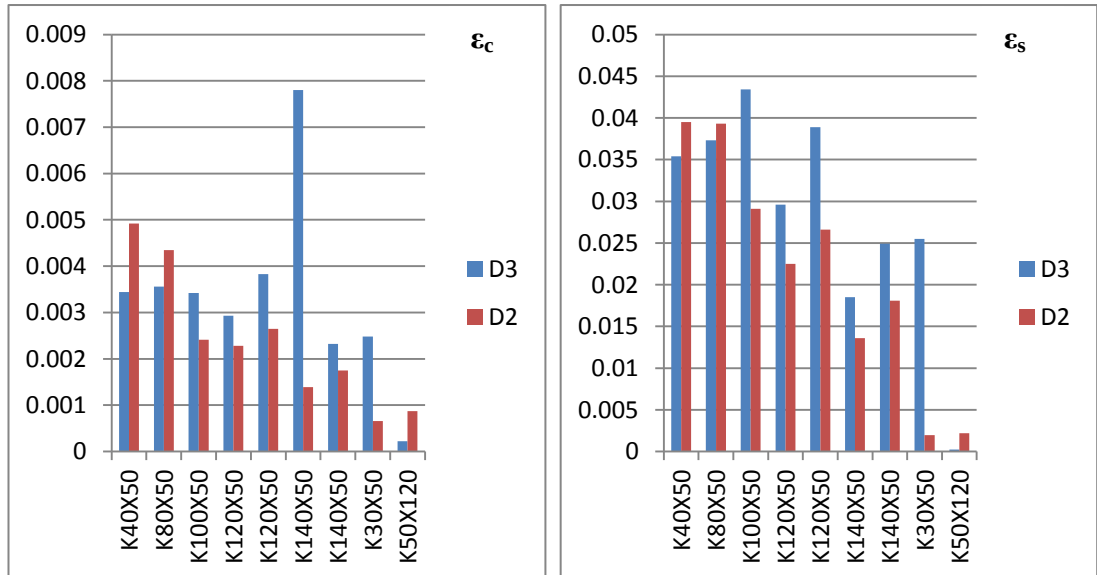
Deprem etkisi altında, plastik mafsallı oluşumlarının kiriş uçlarında oluşması kolon uçlarında oluşmaması istenir. Kirişlerde eksenel kuvvetin çok az oluşu nedeni ile süneklik kapasitesi yüksektir, kolonda ise basınç eksenel kuvveti süneklik kapasitesini düşürür. Kirişlerde çok sayıda plastik mafsallı oluşmasından sonra ve bu nedenle ortaya çıkacak sünek davranış sonucu sistem güç tükenmesi durumuna gelecek ve büyük miktarda enerji yutarak depreme karşı koyacaktır. Kolonların hem alt, hem de üst ucunda plastik mafsallı oluşumu ile kat mekanizması adı verilen tehlikeli durum meydana gelir. Bu durumda taşıyıcı sistem toptan göçer. Plastik mafsalların kiriş uçlarında oluşması, taşıyıcı sistemde toptan göçmeyi önleyecek hasar oluşumuna neden olur. Bu amaçla, kolonların kirişlerden daha güçlü olmasını sağlamak üzere güçlü kolon-zayıf kiriş kuralı uygulanır. Sünek davranışa uyumlu olmak üzere, taşıyıcı sistem elemanlarında gevrek davranış sonucu ortaya çıkacak ani göçmeler önlenmelidir. Kesme kuvveti kapasitelerinin, deprem sonucu oluşan kesme kuvvetlerinden büyük olması sağlanarak gevrek davranışın önüne geçilir.

Yapısal elemanların D2 ve D3 deprem düzeyi için istenilen performans hedefleri birim şekil değiştirme talepleri ve limitleri karşılaştırılarak belirlenmiştir. Kolon, kiriş ve perde elemanlarında izin verilen birim şekil değiştirmeler sağlanırken, tüm bu yapısal elemanların kesme kuvveti altında gevrek göçmeleri, ön boyutlandırma aşamasında uygulanan kapasite tasarım ilkeleri sayesinde, engellenmiştir. D2 ve D3 deprem düzeyinde kirişlerde meydana gelen beton ve donatı çeliği birim şekil

değiştirmeleri şekil 6.1 ve 6.2’de görüldüğü gibidir. Buradan da görüldüğü gibi D3 depremine ait hasar, D2 depremine göre oldukça fazladır. D3 depreminin İYBDY’de tanımlanan en şiddetli deprem olduğı göz önünde bulundurularak, performans değerlendirme aşamasında hasar limitleri D2 deprem düzeyinde yapılan analiz sonucunda elde edilen hasar limitlerine göre daha yüksek seviyede tutulup, D3 deprem düzeyinde İleri Hasar/Göçmeme Güvenliği hedef performansı için analiz yapılmıştır.



şekil 6.1 : X doğrultusunda kiriş beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri.



şekil 6.2 : Y doğrultusunda kiriş beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri.

Yapılan analizler sonucunda, binanın ana taşıyıcı perdeleri elastik kalmaktadır. Boyutlandırma, rijitlik ve donatı seçiminde tasarım ilkelerinin doğru bir şekilde

uygulanması sonucunda, sistemde sınırlı miktarda doğrusal olmayan davranış gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] **Keskinel, F.** (2008). Betonarme ve Yüksek Binalar Üzerine, *İnşaat Mühendisleri Odası Betonarme Yapılar Semineri*, İstanbul, 29 Mayıs.
- [2] **Aydınoğlu, N.** (2009). Yüksek Binaların Tasarımında Yeni Yaklaşımlar, *İnşaat Mühendisleri Odası Betonarme Yapılar Semineri*, İstanbul, 21 Ekim.
- [3] **İYBDY (Taslak).** (2008). İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, *Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü*, İstanbul.
- [4] **Koç, Y., Gültekin, B., Durmuş, G. ve Dikmen, B.** (2009). Yüksek Yapı Tasarımının Malzeme ve Taşıyıcı Sistem Kapsamında İncelenmesi, 5. *Uluslararası İleri Teknolojiler Sempozyumu*, Karabük, 13-15 Mayıs.
- [5] **Boduroğlu, H.** (2011). Yüksek Binaların Performansı ve Yönetmelikler, *Şehirlerimizin Geleceği, Tehditler ve Fırsatlar Sempozyumu*, İstanbul, 19 Kasım.
- [6] **Fahjan, Y., Akbaş, B. ve Siyahi, B.** (2011). Yüksek Binalar İçin Deprem Tehlike Değerlendirmesi ve Zemin Bağımlı Tasarım Depremi Yer Hareketlerinin Belirlenmesi, *1.Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, Ankara, 11-14 Ekim.
- [7] **Karaçöp, A., Yılmaz, B. ve Celep, Z.** (2011). İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğinin Örneklerle Karşılaştırılmalı İncelenmesi, *7.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 30 Mayıs - 3 Haziran.
- [8] **Özer E.** (2009). Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları, İstanbul.
- [9] **Celep, Z.** (2007). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, *Beta Dağıtım*, İstanbul.
- [10] **Doran, B., Akbaş, B., Sayım, İ., Fahjan, Y. ve Alacalı, N. S.** (2011). Uzun Periyotlu Bir Yapıda Yapısal Sağlık İzlemesi ve Deprem Performansının Belirlenmesi, *1.Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, Ankara, 11-14 Ekim.
- [11] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.** (2004). Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, *Beta Dağıtım*, İstanbul.
- [12] **Özer, E.** (2007). Kapasite Tasarımı İlkesi ve Türk Deprem Yönetmeliği, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 16-20 Ekim.
- [13] **Korkmaz, A. ve Düzgün, M.** (2007). Doğrusal olmayan yapısal analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi, *İtühdergisi*, Cilt 6, Sayı 3, Sf. 11-23.
- [14] **FEMA 440** (2005). Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Washington.
- [15] **DBYBHY.** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara.

- [16] **TS500**. (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [17] **ETABS**. Extended 3d Analysis of Building Systems, Computers and Structures Inc.2000. Berkeley, California.
- [18] **SAP2000**. Integrated structural analysis and design software, computer and structures Inc., Berkeley, California.
- [19] **XTRACT**. (2001). Cross sectional analysis of components, Imbsen Software System, Sacramento.
- [20] **Abell, M.** (2012). Ritz vs. Eigen Vectors, <https://wiki.csiberkeley.com>
- [21] **Aktaş, G.** (2005). Öngerilmeli Beton ve Betonarme Prefabrik Yapı Elemanı Üretimi İçin Bilgisayar Destekli Kalıp Tasarımı, *Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Çukurova Üniversitesi*, Adana.
- [22] **Karaçöp, A.** (2010). Betonarme Bir Yüksek Binanın İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine Göre İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi*, İstanbul.
- [23] **Aydınoğlu, N. M., Celep, Z., Özer, E., ve Sucuoğlu, H.** (2009). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

EKLER

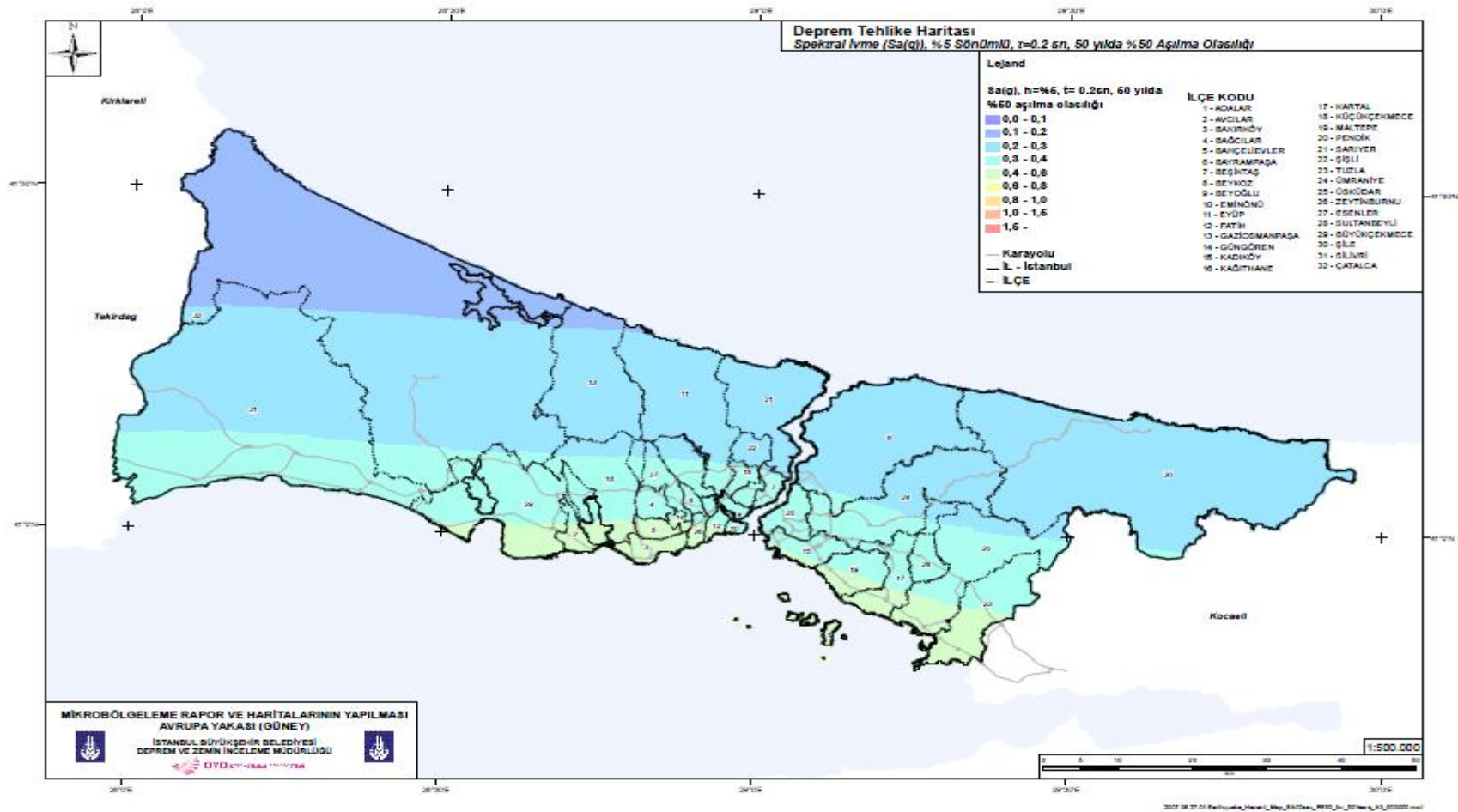
EK A : İstanbul İli Deprem Tehlikesi Haritaları

EK B : D3 Deprem Düzeyi İvme-Zaman Kayıtları ve Spektral İvme Grafikleri

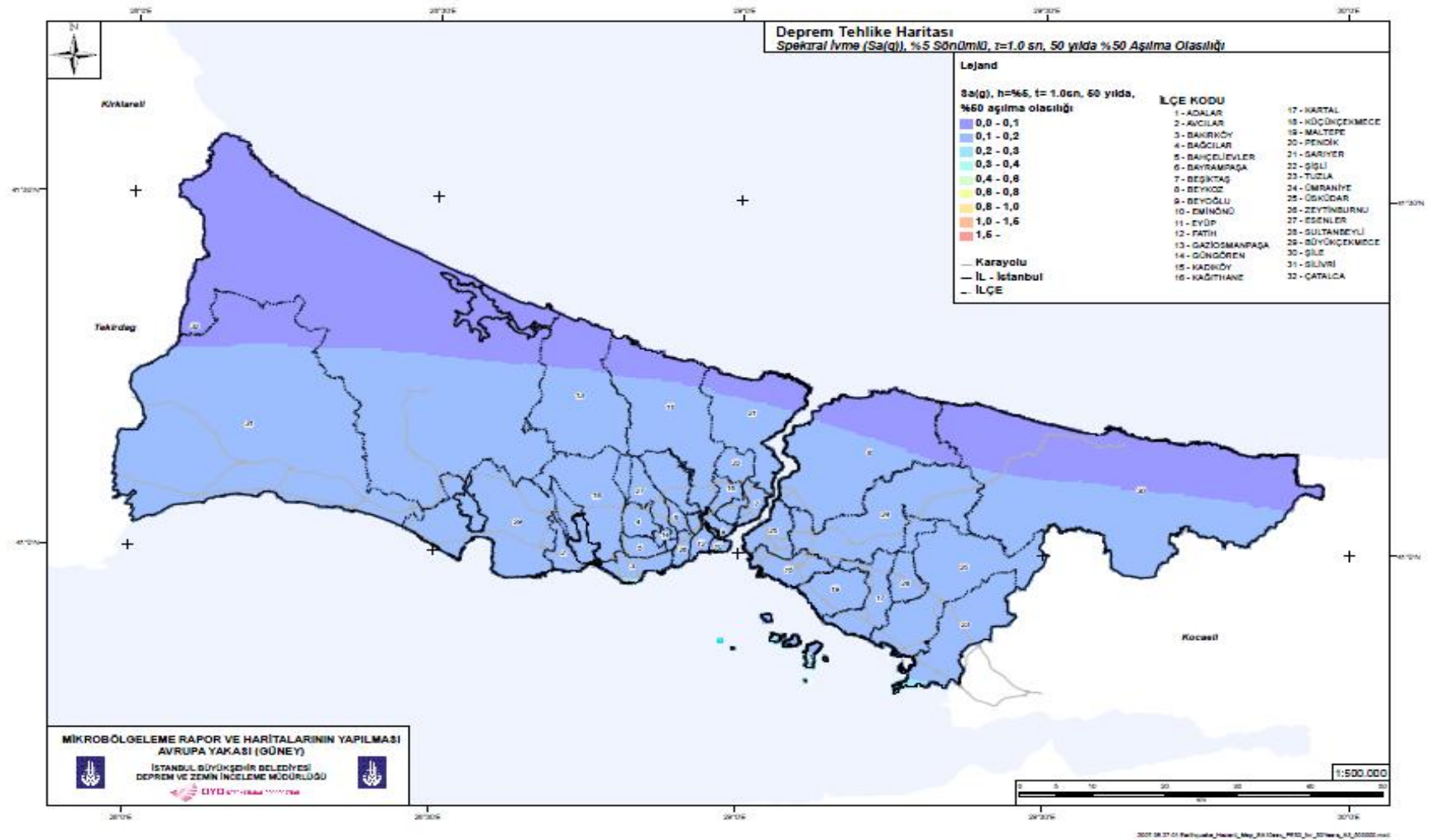
EK C : Kiriş, Kolon ve Perde Kesme Donatısı Seçimleri

EK D : Doğrusal Analizde İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

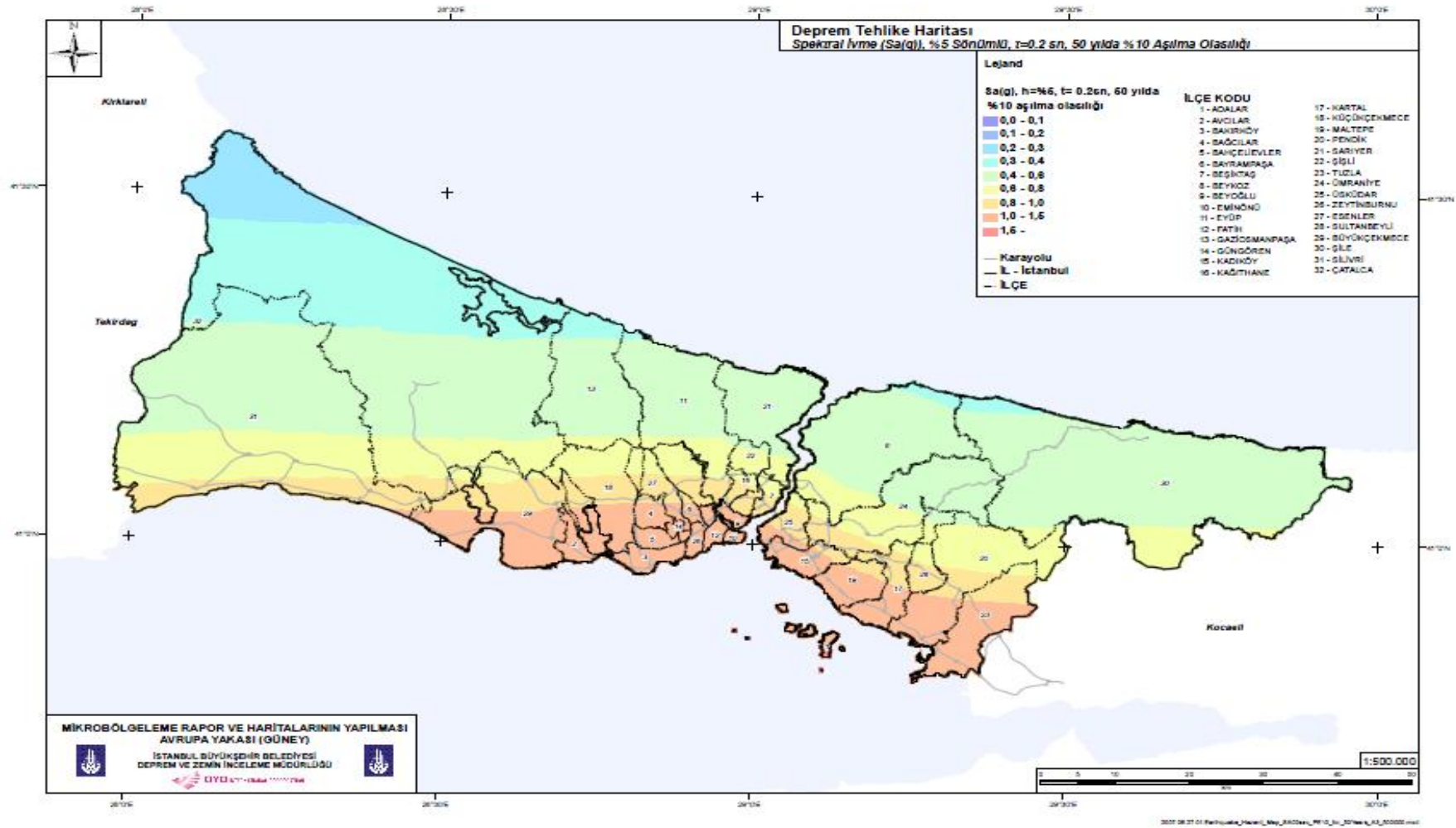
EK A : İstanbul İli Deprem Tehlikesi Haritaları



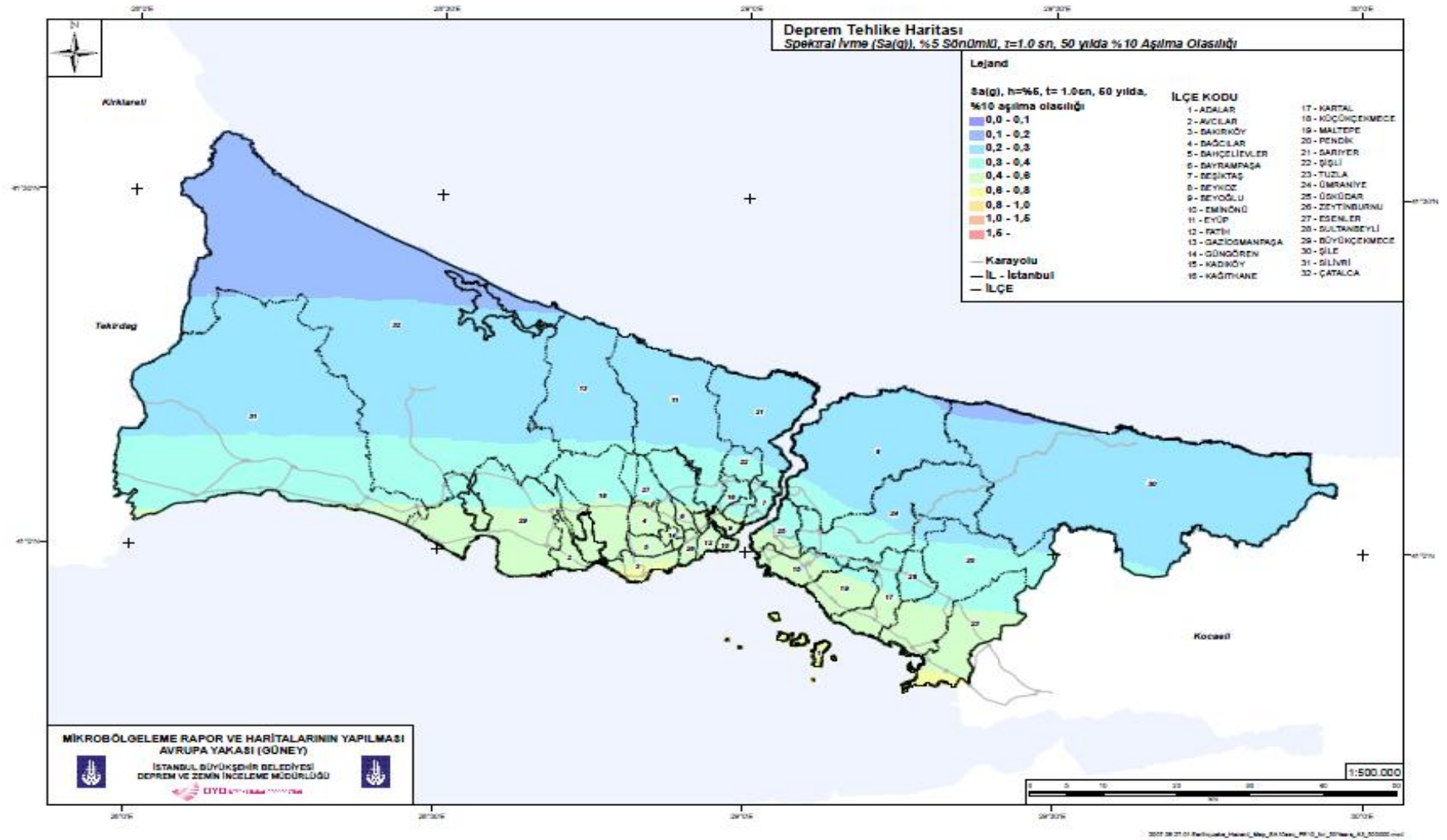
Şekil A.1 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2s$, 50 yılda %50 aşılma olasılığı.



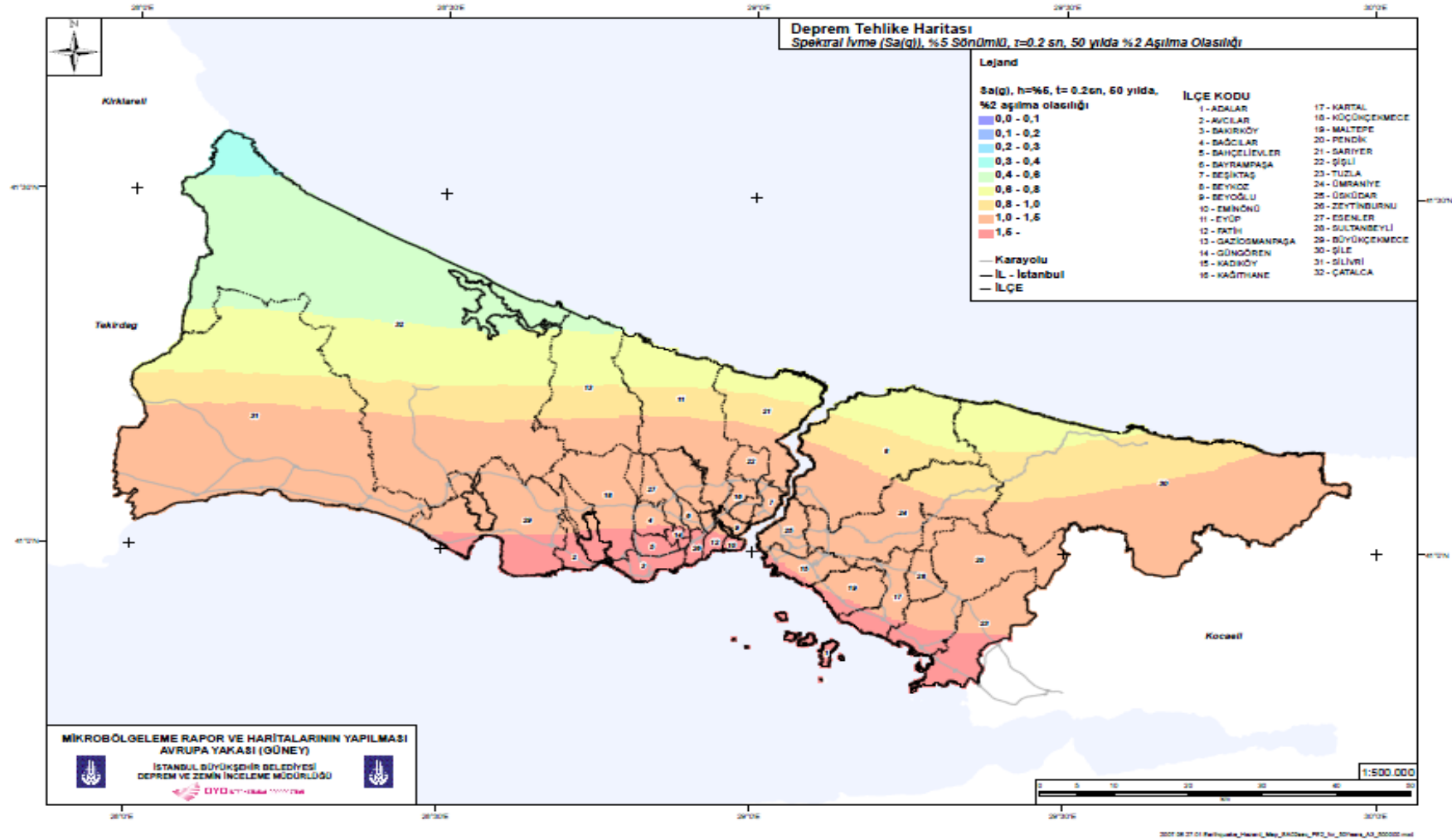
Şekil A.2 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0$ s, 50yılda %50 aşılma olasılığı.



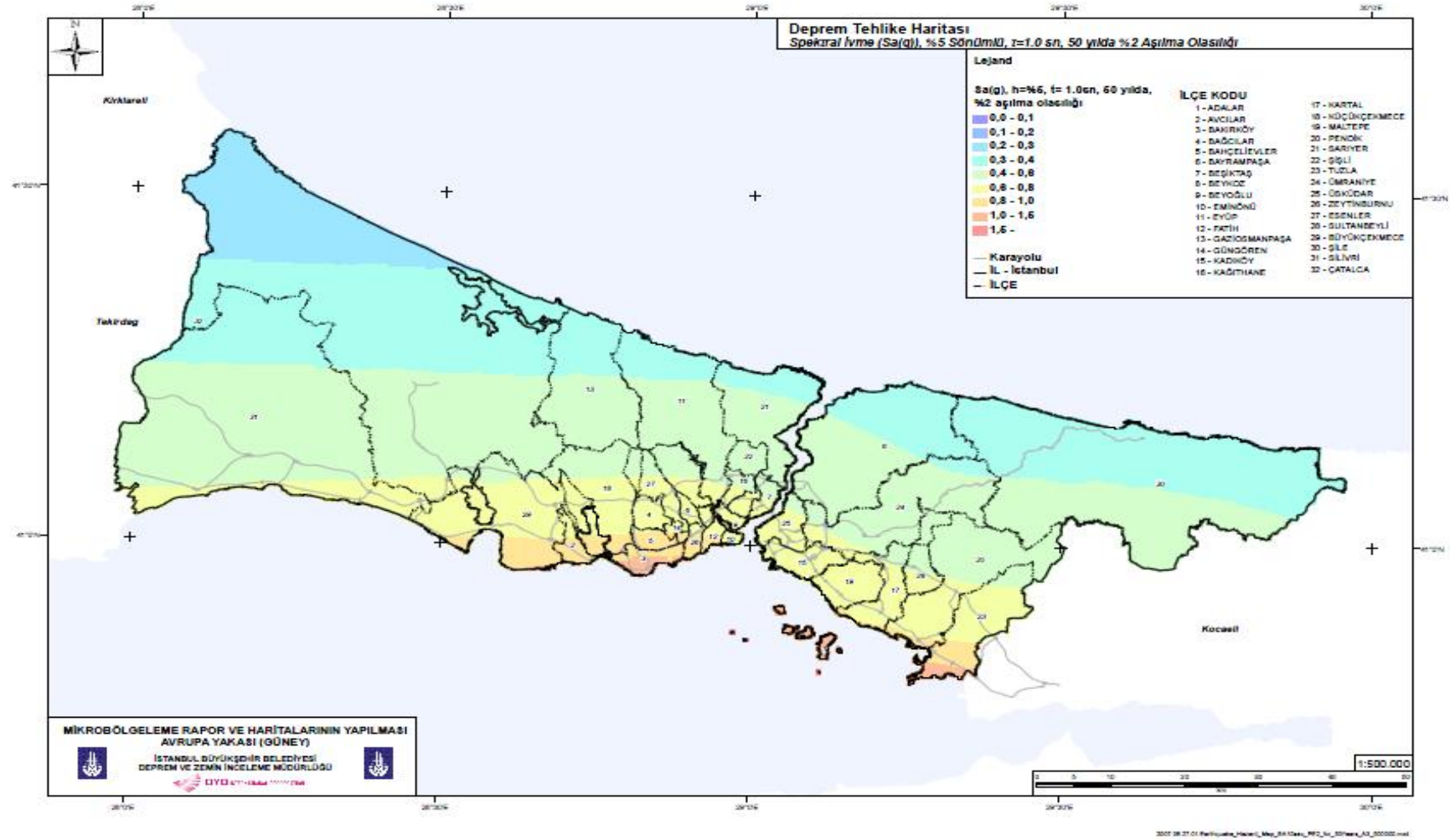
Şekil A.3 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2$ s, 50 yılda %10 aşılma olasılığı.



Şekil A.4 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0$ s, 50 yılda %10 aşılma olasılığı.

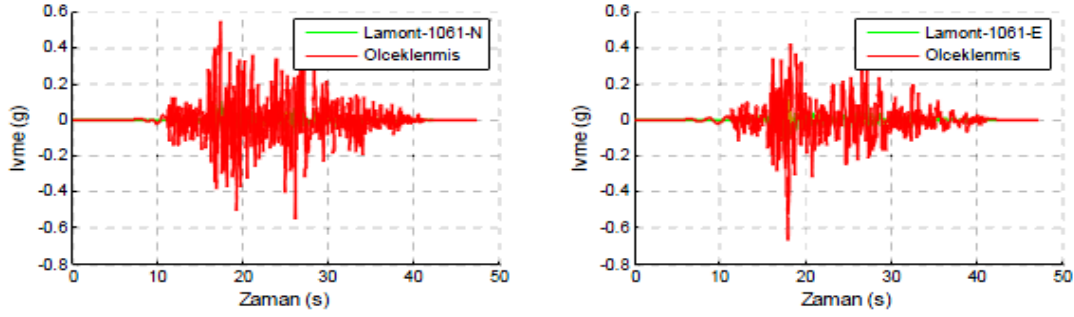


Şekil A.5 : Deprem tehlike haritası, $t=0.2$ s, 50 yılda %2 aşılma olasılığı.

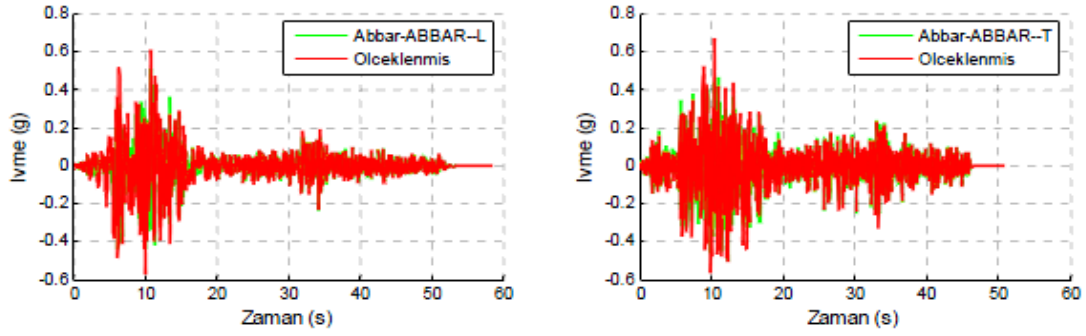


Şekil A.6 : Deprem tehlike haritası, $t=1.0$ s, 50 yılda %2 aşılma olasılığı.

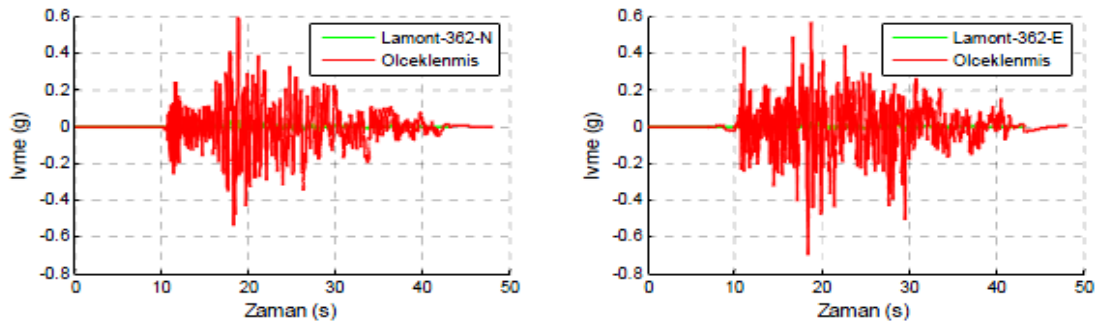
EK B : D3 Deprem Düzeyi İvme-Zaman Kayıtları ve Spektral İvme Grafikleri



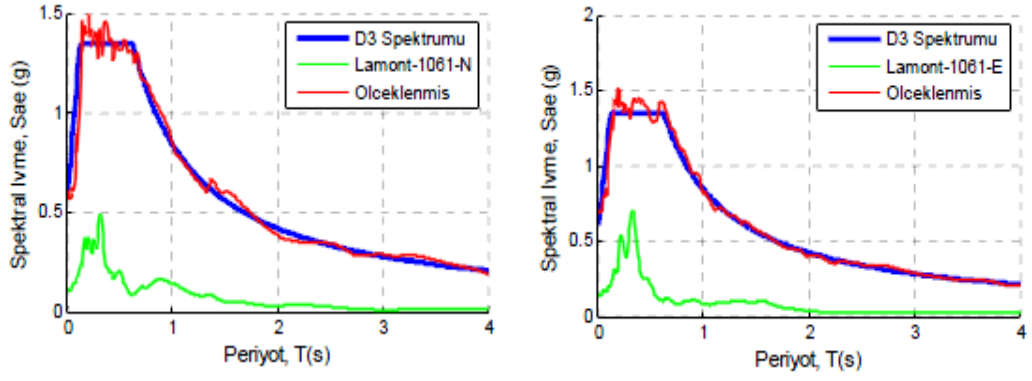
Şekil B.1: Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 1061-N ve –E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



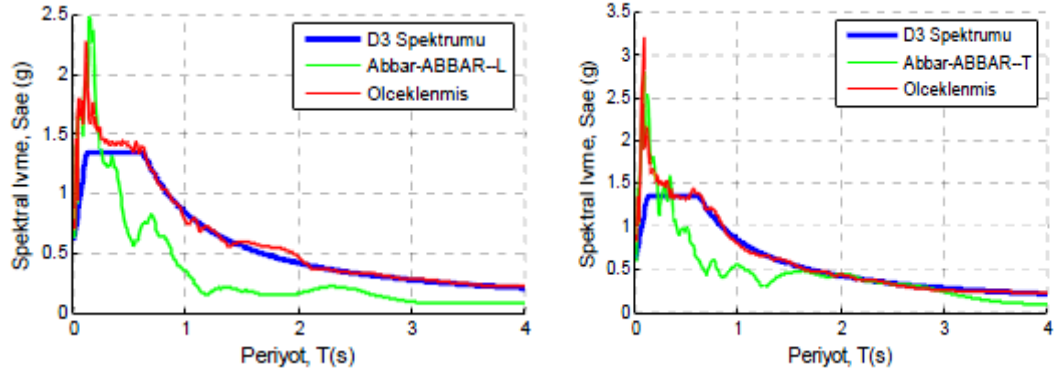
Şekil B.2 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi, Abbar istasyonu ABBAR-L ve -T bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



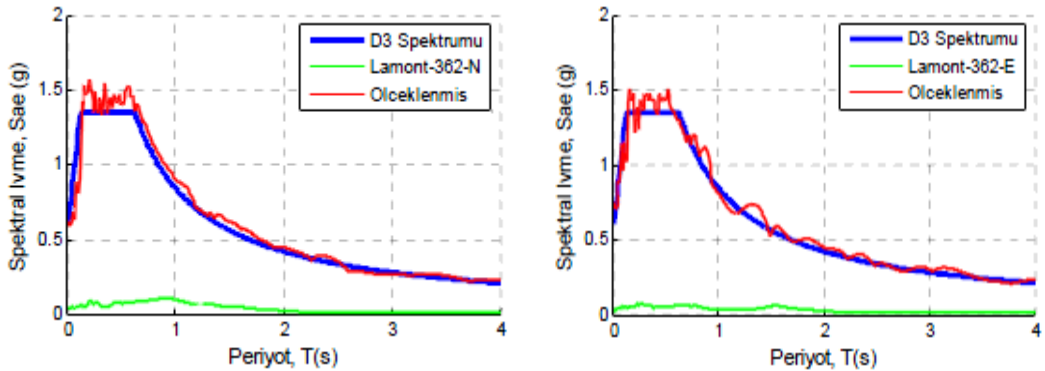
Şekil B.3 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi, Lamont istasyonu 362-N ve –E bileşenleri deprem yer hareketlerine ait ivme grafikleri.



Şekil B.4 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi
Lamont istasyonu 1061-N ve –E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.



Şekil B.5 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Manjil, İran depremi
Abbar istasyonu Abbar-L ve -T bilşenleri deprem yer hareketleri için spektral ivme.



Şekil B.6 : Orijinal ve D3 deprem düzeyi için ölçeklenmiş Düzce depremi Lamont
istasyonu 362-N ve –E bileşenleri deprem yer hareketleri için spektral
ivme.

EK C : Kiriş, kolon ve perdelerde kesme donatısı seçimi.

Çizelge C.1 : B5 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KİRİŞ NO	TİP	V _{dy} (kN)	M _{pi} (kNm)	M _{pj} (kNm)	I _n (m)	V _e (kN)	V _{eRa} (kN)	V _{max} (kN)	A _{sw} (cm ²)	Seçilen Etriye	V _r (kN)
38	B5	K40X50	101.63	227.37	377.53	7.60	181.22	133.20	951.30	0.78	Ø 8/10 (n=2)	171.55
37	B5	K40X50	104.34	227.37	377.53	7.60	183.93	142.93	951.30	0.83	Ø 8/10 (n=2)	171.55
36	B5	K80X50	125.58	273.45	584.40	7.60	238.46	189.71	1902.56	1.11	Ø 10/10 (n=2)	271.05
35	B5	K80X50	127.02	273.45	584.40	7.60	239.90	203.94	1902.56	1.19	Ø 10/10 (n=2)	271.05
34	B5	K100X50	139.68	334.18	683.83	7.60	273.63	238.89	2378.20	1.39	Ø 10/10 (n=2)	271.05
33	B5	K100X50	139.32	334.18	683.83	7.60	273.27	240.63	2378.20	1.40	Ø 10/10 (n=2)	271.05
32	B5	K100X50	139.11	334.18	683.83	7.60	273.06	242.48	2378.20	1.41	Ø 10/10 (n=2)	271.05
31	B5	K100X50	138.81	334.18	683.83	7.60	272.76	243.84	2378.20	1.42	Ø 10/10 (n=2)	271.05
30	B5	K100X50	138.48	334.18	683.83	7.60	272.43	244.73	2378.20	1.43	Ø 10/10 (n=2)	271.05
29	B5	K100X50	138.15	334.18	683.83	7.60	272.10	245.33	2378.20	1.43	Ø 10/10 (n=2)	271.05
28	B5	K100X50	137.59	334.18	683.83	7.60	271.54	244.63	2378.20	1.43	Ø 10/10 (n=2)	271.05
27	B5	K100X50	136.74	334.18	683.83	7.60	270.69	246.80	2378.20	1.44	Ø 10/10 (n=2)	271.05
26	B5	K120X50	148.19	433.55	823.68	7.60	313.62	279.24	2853.84	1.63	Ø 12/10 (n=2)	387.70
25	B5	K120X50	147.60	433.55	823.68	7.60	313.03	278.08	2853.84	1.62	Ø 12/10 (n=2)	387.70
24	B5	K120X50	147.28	433.55	823.68	7.60	312.71	278.33	2853.84	1.62	Ø 12/10 (n=2)	387.70
23	B5	K120X50	146.86	433.55	823.68	7.60	312.29	278.28	2853.84	1.62	Ø 12/10 (n=2)	387.70
22	B5	K120X50	146.17	433.55	823.68	7.60	311.60	276.70	2853.84	1.61	Ø 12/10 (n=2)	387.70
21	B5	K120X50	145.50	433.55	823.68	7.60	310.93	275.25	2853.84	1.60	Ø 12/10 (n=2)	387.70
20	B5	K120X50	144.69	433.55	823.68	7.60	310.12	273.05	2853.84	1.59	Ø 12/10 (n=2)	387.70
19	B5	K120X50	143.04	433.55	823.68	7.60	308.47	271.80	2853.84	1.58	Ø 12/10 (n=2)	387.70
18	B5	K120X50	142.58	433.55	823.68	7.60	308.01	270.65	2853.84	1.58	Ø 12/10 (n=2)	387.70
17	B5	K120X50	141.81	433.55	823.68	7.60	307.24	267.50	2853.84	1.56	Ø 12/10 (n=2)	387.70
16	B5	K120X50	141.07	433.55	823.68	7.60	306.50	265.17	2853.84	1.55	Ø 12/10 (n=2)	387.70
15	B5	K120X50	140.24	433.55	823.68	7.60	305.67	262.48	2853.84	1.53	Ø 12/10 (n=2)	387.70
14	B5	K120X50	139.48	433.55	823.68	7.60	304.91	260.20	2853.84	1.52	Ø 12/10 (n=2)	387.70
13	B5	K120X50	138.66	433.55	823.68	7.60	304.09	257.87	2853.84	1.50	Ø 12/10 (n=2)	387.70
12	B5	K120X50	137.68	373.42	649.90	7.60	272.33	254.75	2853.84	1.48	Ø 12/10 (n=2)	387.70
11	B5	K120X50	135.61	373.42	649.90	7.60	270.26	251.58	2853.84	1.47	Ø 12/10 (n=2)	387.70
10	B5	K140X50	144.32	392.14	609.10	7.60	276.06	277.30	3329.50	1.61	Ø 12/10 (n=2)	387.70
9	B5	K140X50	142.91	392.14	609.10	7.60	274.65	270.90	3329.50	1.58	Ø 12/10 (n=2)	387.70
8	B5	K140X50	141.91	392.14	609.10	7.60	273.65	263.73	3329.50	1.54	Ø 10/10 (n=2)	271.05
7	B5	K140X50	140.74	392.14	609.10	7.60	272.48	256.04	3329.50	1.49	Ø 10/10 (n=2)	271.05
6	B5	K140X50	139.55	392.14	609.10	7.60	271.29	248.83	3329.50	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
5	B5	K140X50	138.28	392.14	609.10	7.60	270.02	241.48	3329.50	1.41	Ø 10/10 (n=2)	271.05
4	B5	K140X50	135.69	392.14	609.10	7.60	267.43	230.86	3329.50	1.35	Ø 10/10 (n=2)	271.05
3	B5	K140X50	134.59	392.14	609.10	7.60	266.33	220.11	3329.50	1.28	Ø 10/10 (n=2)	271.05
2	B5	K140X50	133.39	392.14	609.10	7.60	265.13	202.99	3329.50	1.18	Ø 10/10 (n=2)	271.05
1	B5	K140X50	132.08	392.14	609.10	7.60	263.82	178.98	3329.50	1.04	Ø 10/10 (n=2)	271.05

Çizelge C.2 : B6 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V _{dy}	M _{pi}	M _{pj}	I _n	V _e	V _{eRa}	V _{max}	A _{sw}	Seçilen Etriye	V _r
38	B6	K40X50	65.73	227.37	377.53	6.00	166.55	95.25	951.30	0.56	Ø 8/10 (n=2)	171.55
37	B6	K40X50	66.85	227.37	377.53	6.00	167.67	107.07	951.30	0.62	Ø 8/10 (n=2)	171.55
36	B6	K80X50	81.31	273.45	584.40	6.00	224.29	142.59	1902.56	0.83	Ø 8/10 (n=2)	171.55
35	B6	K80X50	80.09	273.45	584.40	6.00	223.07	161.00	1902.56	0.94	Ø 8/10 (n=2)	171.55
34	B6	K100X50	87.60	334.18	683.83	6.00	257.27	194.60	2378.20	1.13	Ø 10/10 (n=2)	271.05
33	B6	K100X50	87.42	334.18	683.83	6.00	257.09	197.70	2378.20	1.15	Ø 10/10 (n=2)	271.05
32	B6	K100X50	87.36	334.18	683.83	6.00	257.03	201.06	2378.20	1.17	Ø 10/10 (n=2)	271.05
31	B6	K100X50	87.26	334.18	683.83	6.00	256.93	203.76	2378.20	1.19	Ø 10/10 (n=2)	271.05
30	B6	K100X50	87.16	334.18	683.83	6.00	256.83	205.87	2378.20	1.20	Ø 10/10 (n=2)	271.05
29	B6	K100X50	87.06	334.18	683.83	6.00	256.73	207.64	2378.20	1.21	Ø 10/10 (n=2)	271.05
28	B6	K100X50	86.93	334.18	683.83	6.00	256.60	207.71	2378.20	1.21	Ø 10/10 (n=2)	271.05
27	B6	K100X50	85.84	334.18	683.83	6.00	255.51	212.95	2378.20	1.24	Ø 10/10 (n=2)	271.05
26	B6	K120X50	92.91	433.55	823.68	6.00	302.45	244.65	2853.84	1.43	Ø 10/10 (n=2)	271.05
25	B6	K120X50	92.74	433.55	823.68	6.00	302.28	244.42	2853.84	1.42	Ø 10/10 (n=2)	271.05
24	B6	K120X50	92.65	433.55	823.68	6.00	302.19	246.81	2853.84	1.44	Ø 10/10 (n=2)	271.05
23	B6	K120X50	92.55	433.55	823.68	6.00	302.09	249.02	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
22	B6	K120X50	92.41	433.55	823.68	6.00	301.95	248.93	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
21	B6	K120X50	92.28	433.55	823.68	6.00	301.82	249.29	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
20	B6	K120X50	92.12	433.55	823.68	6.00	301.66	248.64	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
19	B6	K120X50	90.85	433.55	823.68	6.00	300.39	250.88	2853.84	1.46	Ø 10/10 (n=2)	271.05
18	B6	K120X50	90.77	433.55	823.68	6.00	300.31	252.14	2853.84	1.47	Ø 10/10 (n=2)	271.05
17	B6	K120X50	90.63	433.55	823.68	6.00	300.17	250.03	2853.84	1.46	Ø 10/10 (n=2)	271.05
16	B6	K120X50	90.49	433.55	823.68	6.00	300.03	249.44	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
15	B6	K120X50	90.33	433.55	823.68	6.00	299.87	248.36	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
14	B6	K120X50	90.19	433.55	823.68	6.00	299.73	248.32	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
13	B6	K120X50	90.04	433.55	823.68	6.00	299.58	248.36	2853.84	1.45	Ø 10/10 (n=2)	271.05
12	B6	K120X50	89.84	373.42	649.90	6.00	260.39	247.01	2853.84	1.44	Ø 10/10 (n=2)	271.05
11	B6	K120X50	88.46	373.42	649.90	6.00	259.01	246.99	2853.84	1.44	Ø 10/10 (n=2)	271.05
10	B6	K140X50	94.69	392.14	609.10	6.00	261.56	277.63	3329.50	1.52	Ø 10/10 (n=2)	271.05
9	B6	K140X50	94.38	392.14	609.10	6.00	261.25	273.58	3329.50	1.52	Ø 10/10 (n=2)	271.05
8	B6	K140X50	94.18	392.14	609.10	6.00	261.05	266.92	3329.50	1.52	Ø 10/10 (n=2)	271.05
7	B6	K140X50	93.90	392.14	609.10	6.00	260.77	258.92	3329.50	1.51	Ø 10/10 (n=2)	271.05
6	B6	K140X50	93.62	392.14	609.10	6.00	260.49	251.88	3329.50	1.47	Ø 10/10 (n=2)	271.05
5	B6	K140X50	93.30	392.14	609.10	6.00	260.17	244.52	3329.50	1.43	Ø 10/10 (n=2)	271.05
4	B6	K140X50	91.67	392.14	609.10	6.00	258.54	233.38	3329.50	1.36	Ø 10/10 (n=2)	271.05
3	B6	K140X50	91.41	392.14	609.10	6.00	258.28	220.34	3329.50	1.28	Ø 10/10 (n=2)	271.05
2	B6	K140X50	91.10	392.14	609.10	6.00	257.97	196.95	3329.50	1.15	Ø 10/10 (n=2)	271.05
1	B6	K140X50	90.67	392.14	609.10	6.00	257.54	162.64	3329.50	0.95	Ø 10/10 (n=2)	271.05

Çizelge C.3 : B14 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V_{dy}	M_{pi}	M_{pj}	I_n	V_e	$V_{e/Ra}$	V_{max}	A_{sw}	Seçilen Etriye	V_r
38	B14	K40X50	85.43	227.37	377.53	6.70	175.71	102.29	951.30	0.60	Ø 8/10 (n=2)	171.55
37	B14	K40X50	88.15	227.37	377.53	6.70	178.43	109.01	951.30	0.64	Ø 8/10 (n=2)	171.55
36	B14	K80X50	108.18	273.45	584.40	6.70	236.22	141.36	1902.56	0.82	Ø 8/10 (n=2)	171.55
35	B14	K80X50	109.73	273.45	584.40	6.70	237.77	149.54	1902.56	0.87	Ø 8/10 (n=2)	171.55
34	B14	K100X50	121.86	334.18	683.83	6.70	273.80	172.49	2378.20	1.01	Ø 10/10 (n=2)	271.05
33	B14	K100X50	121.47	334.18	683.83	6.70	273.41	172.16	2378.20	1.00	Ø 10/10 (n=2)	271.05
32	B14	K100X50	121.21	334.18	683.83	6.70	273.15	172.03	2378.20	1.00	Ø 10/10 (n=2)	271.05
31	B14	K100X50	120.87	334.18	683.83	6.70	272.81	171.69	2378.20	1.00	Ø 10/10 (n=2)	271.05
30	B14	K100X50	120.49	334.18	683.83	6.70	272.43	171.20	2378.20	1.00	Ø 10/10 (n=2)	271.05
29	B14	K100X50	120.11	334.18	683.83	6.70	272.05	170.68	2378.20	0.99	Ø 10/10 (n=2)	271.05
28	B14	K100X50	119.48	334.18	683.83	6.70	271.42	169.45	2378.20	0.99	Ø 10/10 (n=2)	271.05
27	B14	K100X50	118.64	334.18	683.83	6.70	270.58	169.80	2378.20	0.99	Ø 10/10 (n=2)	271.05
26	B14	K120X50	129.43	433.55	823.68	6.70	317.08	190.02	2853.84	1.11	Ø 10/10 (n=2)	271.05
25	B14	K120X50	128.78	433.55	823.68	6.70	316.43	188.70	2853.84	1.10	Ø 10/10 (n=2)	271.05
24	B14	K120X50	128.40	433.55	823.68	6.70	316.05	188.20	2853.84	1.10	Ø 10/10 (n=2)	271.05
23	B14	K120X50	127.92	433.55	823.68	6.70	315.57	187.49	2853.84	1.09	Ø 10/10 (n=2)	271.05
22	B14	K120X50	127.15	433.55	823.68	6.70	314.80	185.80	2853.84	1.08	Ø 10/10 (n=2)	271.05
21	B14	K120X50	126.40	433.55	823.68	6.70	314.05	184.22	2853.84	1.07	Ø 10/10 (n=2)	271.05
20	B14	K120X50	125.49	433.55	823.68	6.70	313.14	182.18	2853.84	1.06	Ø 10/10 (n=2)	271.05
19	B14	K120X50	123.78	433.55	823.68	6.70	311.43	180.23	2853.84	1.05	Ø 10/10 (n=2)	271.05
18	B14	K120X50	123.26	433.55	823.68	6.70	310.91	179.06	2853.84	1.04	Ø 10/10 (n=2)	271.05
17	B14	K120X50	122.39	433.55	823.68	6.70	310.04	176.75	2853.84	1.03	Ø 10/10 (n=2)	271.05
16	B14	K120X50	121.55	433.55	823.68	6.70	309.20	174.79	2853.84	1.02	Ø 10/10 (n=2)	271.05
15	B14	K120X50	120.62	433.55	823.68	6.70	308.27	172.50	2853.84	1.01	Ø 10/10 (n=2)	271.05
14	B14	K120X50	119.76	433.55	823.68	6.70	307.41	170.35	2853.84	0.99	Ø 10/10 (n=2)	271.05
13	B14	K120X50	118.82	433.55	823.68	6.70	306.47	168.04	2853.84	0.98	Ø 10/10 (n=2)	271.05
12	B14	K120X50	117.72	373.42	649.90	6.70	270.45	165.05	2853.84	0.96	Ø 10/10 (n=2)	271.05
11	B14	K120X50	115.51	373.42	649.90	6.70	268.24	161.10	2853.84	0.94	Ø 10/10 (n=2)	271.05
10	B14	K140X50	123.27	392.14	609.10	6.70	272.71	173.47	3329.50	1.01	Ø 10/10 (n=2)	271.05
9	B14	K140X50	121.66	392.14	609.10	6.70	271.10	168.10	3329.50	0.98	Ø 10/10 (n=2)	271.05
8	B14	K140X50	120.50	392.14	609.10	6.70	269.94	163.77	3329.50	0.95	Ø 10/10 (n=2)	271.05
7	B14	K140X50	119.16	392.14	609.10	6.70	268.60	158.52	3329.50	0.92	Ø 10/10 (n=2)	271.05
6	B14	K140X50	117.78	392.14	609.10	6.70	267.22	153.20	3329.50	0.89	Ø 8/10 (n=2)	171.55
5	B14	K140X50	116.32	392.14	609.10	6.70	265.76	147.87	3329.50	0.86	Ø 8/10 (n=2)	171.55
4	B14	K140X50	113.52	392.14	609.10	6.70	262.96	140.55	3329.50	0.82	Ø 8/10 (n=2)	171.55
3	B14	K140X50	112.23	392.14	609.10	6.70	261.67	134.83	3329.50	0.79	Ø 8/10 (n=2)	171.55
2	B14	K140X50	110.83	392.14	609.10	6.70	260.27	127.81	3329.50	0.75	Ø 8/10 (n=2)	171.55
1	B14	K140X50	109.30	392.14	609.10	6.70	258.74	120.86	3329.50	0.70	Ø 8/10 (n=2)	171.55

Çizelge C.4 : B16 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V_{dy}	M_{pi}	M_{pj}	I_n	V_e	$V_{e/Ra}$	V_{max}	A_{sw}	Seçilen Etriye	V_r
38	B16	K40X50	51.11	227.37	377.53	5.10	169.72	66.21	951.30	0.39	Ø8/10 (n=2)	171.55
37	B16	K40X50	52.13	227.37	377.53	5.10	170.74	73.23	951.30	0.43	Ø8/10 (n=2)	171.55
36	B16	K80X50	65.22	273.45	584.40	5.10	233.43	95.18	1902.56	0.55	Ø8/10 (n=2)	171.55
35	B16	K80X50	63.76	273.45	584.40	5.10	231.97	103.61	1902.56	0.60	Ø8/10 (n=2)	171.55
34	B16	K100X50	70.41	334.18	683.83	5.10	270.02	122.32	2378.20	0.71	Ø8/10 (n=2)	171.55
33	B16	K100X50	70.20	334.18	683.83	5.10	269.81	122.27	2378.20	0.71	Ø8/10 (n=2)	171.55
32	B16	K100X50	70.11	334.18	683.83	5.10	269.72	122.60	2378.20	0.71	Ø8/10 (n=2)	171.55
31	B16	K100X50	69.98	334.18	683.83	5.10	269.59	122.73	2378.20	0.72	Ø8/10 (n=2)	171.55
30	B16	K100X50	69.86	334.18	683.83	5.10	269.47	122.75	2378.20	0.72	Ø8/10 (n=2)	171.55
29	B16	K100X50	69.74	334.18	683.83	5.10	269.35	122.76	2378.20	0.72	Ø8/10 (n=2)	171.55
28	B16	K100X50	69.59	334.18	683.83	5.10	269.20	122.09	2378.20	0.71	Ø8/10 (n=2)	171.55
27	B16	K100X50	68.43	334.18	683.83	5.10	268.04	123.69	2378.20	0.72	Ø8/10 (n=2)	171.55
26	B16	K120X50	74.63	433.55	823.68	5.10	321.15	140.25	2853.84	0.82	Ø8/10 (n=2)	171.55
25	B16	K120X50	74.44	433.55	823.68	5.10	320.96	139.58	2853.84	0.81	Ø8/10 (n=2)	171.55
24	B16	K120X50	74.33	433.55	823.68	5.10	320.85	140.18	2853.84	0.82	Ø8/10 (n=2)	171.55
23	B16	K120X50	74.21	433.55	823.68	5.10	320.73	140.66	2853.84	0.82	Ø8/10 (n=2)	171.55
22	B16	K120X50	74.07	433.55	823.68	5.10	320.59	139.96	2853.84	0.82	Ø8/10 (n=2)	171.55
21	B16	K120X50	73.93	433.55	823.68	5.10	320.45	139.50	2853.84	0.81	Ø8/10 (n=2)	171.55
20	B16	K120X50	73.77	433.55	823.68	5.10	320.29	138.58	2853.84	0.81	Ø8/10 (n=2)	171.55
19	B16	K120X50	72.47	433.55	823.68	5.10	318.99	138.46	2853.84	0.81	Ø8/10 (n=2)	171.55
18	B16	K120X50	72.37	433.55	823.68	5.10	318.89	138.65	2853.84	0.81	Ø8/10 (n=2)	171.55
17	B16	K120X50	72.22	433.55	823.68	5.10	318.74	137.24	2853.84	0.80	Ø8/10 (n=2)	171.55
16	B16	K120X50	72.07	433.55	823.68	5.10	318.59	136.48	2853.84	0.80	Ø8/10 (n=2)	171.55
15	B16	K120X50	71.89	433.55	823.68	5.10	318.41	135.36	2853.84	0.79	Ø8/10 (n=2)	171.55
14	B16	K120X50	71.73	433.55	823.68	5.10	318.25	134.59	2853.84	0.78	Ø8/10 (n=2)	171.55
13	B16	K120X50	71.55	433.55	823.68	5.10	318.07	133.68	2853.84	0.78	Ø8/10 (n=2)	171.55
12	B16	K120X50	71.31	373.42	649.90	5.10	271.96	131.81	2853.84	0.77	Ø8/10 (n=2)	171.55
11	B16	K120X50	69.88	373.42	649.90	5.10	270.53	129.28	2853.84	0.75	Ø8/10 (n=2)	171.55
10	B16	K140X50	75.15	392.14	609.10	5.10	271.47	140.85	3329.50	0.82	Ø8/10 (n=2)	171.55
9	B16	K140X50	74.74	392.14	609.10	5.10	271.06	136.73	3329.50	0.80	Ø8/10 (n=2)	171.55
8	B16	K140X50	74.47	392.14	609.10	5.10	270.79	133.09	3329.50	0.78	Ø8/10 (n=2)	171.55
7	B16	K140X50	74.11	392.14	609.10	5.10	270.43	127.96	3329.50	0.75	Ø8/10 (n=2)	171.55
6	B16	K140X50	73.73	392.14	609.10	5.10	270.05	122.84	3329.50	0.72	Ø8/10 (n=2)	171.55
5	B16	K140X50	73.28	392.14	609.10	5.10	269.60	117.78	3329.50	0.69	Ø8/10 (n=2)	171.55
4	B16	K140X50	71.51	392.14	609.10	5.10	267.83	110.47	3329.50	0.64	Ø8/10 (n=2)	171.55
3	B16	K140X50	71.12	392.14	609.10	5.10	267.44	104.35	3329.50	0.61	Ø8/10 (n=2)	171.55
2	B16	K140X50	70.65	392.14	609.10	5.10	266.97	96.07	3329.50	0.56	Ø8/10 (n=2)	171.55
1	B16	K140X50	70.03	392.14	609.10	5.10	266.35	87.92	3329.50	0.51	Ø8/10 (n=2)	171.55

Çizelge C.5 : B23 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V _{dy}	M _{pi}	M _{pj}	I _n	V _e	V _{e/Ra}	V _{max}	A _{sw}	Seçilen Etriye	V _r
38	B23	K40X50	114.11	227.37	377.53	6.70	204.39	160.87	951.30	0.94	Ø8/10 (n=2)	171.55
37	B23	K40X50	113.69	227.37	377.53	6.70	203.97	169.35	951.30	0.99	Ø8/10 (n=2)	171.55
36	B23	K80X50	128.03	273.45	584.40	6.70	256.07	230.21	1902.56	1.34	Ø10/10 (n=2)	271.05
35	B23	K80X50	130.81	273.45	584.40	6.70	258.85	240.60	1902.56	1.40	Ø10/10 (n=2)	271.05
34	B23	K100X50	140.83	334.18	683.83	6.70	292.77	279.35	2378.20	1.63	Ø12/10 (n=2)	387.70
33	B23	K100X50	140.74	334.18	683.83	6.70	292.68	279.91	2378.20	1.63	Ø12/10 (n=2)	387.70
32	B23	K100X50	141.00	334.18	683.83	6.70	292.94	280.89	2378.20	1.64	Ø12/10 (n=2)	387.70
31	B23	K100X50	141.25	334.18	683.83	6.70	293.19	281.69	2378.20	1.64	Ø12/10 (n=2)	387.70
30	B23	K100X50	141.57	334.18	683.83	6.70	293.51	282.35	2378.20	1.65	Ø12/10 (n=2)	387.70
29	B23	K100X50	141.99	334.18	683.83	6.70	293.93	282.98	2378.20	1.65	Ø12/10 (n=2)	387.70
28	B23	K100X50	142.26	334.18	683.83	6.70	294.20	282.81	2378.20	1.65	Ø12/10 (n=2)	387.70
27	B23	K100X50	142.55	334.18	683.83	6.70	294.49	284.40	2378.20	1.66	Ø12/10 (n=2)	387.70
26	B23	K120X50	152.09	433.55	823.68	6.70	339.74	321.02	2853.84	1.87	Ø12/10 (n=2)	387.70
25	B23	K120X50	151.68	433.55	823.68	6.70	339.33	319.46	2853.84	1.86	Ø12/10 (n=2)	387.70
24	B23	K120X50	151.71	433.55	823.68	6.70	339.36	318.83	2853.84	1.86	Ø12/10 (n=2)	387.70
23	B23	K120X50	151.67	433.55	823.68	6.70	339.32	317.96	2853.84	1.85	Ø12/10 (n=2)	387.70
22	B23	K120X50	151.37	433.55	823.68	6.70	339.02	316.08	2853.84	1.84	Ø12/10 (n=2)	387.70
21	B23	K120X50	151.17	433.55	823.68	6.70	338.82	314.27	2853.84	1.83	Ø12/10 (n=2)	387.70
20	B23	K120X50	150.84	433.55	823.68	6.70	338.49	311.87	2853.84	1.82	Ø12/10 (n=2)	387.70
19	B23	K120X50	149.88	433.55	823.68	6.70	337.53	309.58	2853.84	1.80	Ø12/10 (n=2)	387.70
18	B23	K120X50	148.67	433.55	823.68	6.70	336.32	306.01	2853.84	1.78	Ø12/10 (n=2)	387.70
17	B23	K120X50	148.48	433.55	823.68	6.70	336.13	303.31	2853.84	1.77	Ø12/10 (n=2)	387.70
16	B23	K120X50	148.38	433.55	823.68	6.70	336.03	300.63	2853.84	1.75	Ø12/10 (n=2)	387.70
15	B23	K120X50	148.22	433.55	823.68	6.70	335.87	297.41	2853.84	1.73	Ø12/10 (n=2)	387.70
14	B23	K120X50	148.21	433.55	823.68	6.70	335.86	294.16	2853.84	1.71	Ø12/10 (n=2)	387.70
13	B23	K120X50	148.21	433.55	823.68	6.70	335.86	290.44	2853.84	1.69	Ø12/10 (n=2)	387.70
12	B23	K120X50	148.06	373.42	649.90	6.70	300.79	285.68	2853.84	1.67	Ø12/10 (n=2)	387.70
11	B23	K120X50	146.98	373.42	649.90	6.70	299.71	279.81	2853.84	1.63	Ø12/10 (n=2)	387.70
10	B23	K140X50	153.95	392.14	609.10	6.70	303.39	300.98	3329.50	1.75	Ø12/10 (n=2)	387.70
9	B23	K140X50	151.58	392.14	609.10	6.70	301.02	286.77	3329.50	1.67	Ø12/10 (n=2)	387.70
8	B23	K140X50	149.95	392.14	609.10	6.70	299.39	274.97	3329.50	1.60	Ø12/10 (n=2)	387.70
7	B23	K140X50	148.04	392.14	609.10	6.70	297.48	261.62	3329.50	1.53	Ø10/10 (n=2)	271.05
6	B23	K140X50	148.43	392.14	609.10	6.70	297.87	251.17	3329.50	1.46	Ø10/10 (n=2)	271.05
5	B23	K140X50	148.53	392.14	609.10	6.70	297.97	239.58	3329.50	1.40	Ø10/10 (n=2)	271.05
4	B23	K140X50	148.42	392.14	609.10	6.70	297.86	225.28	3329.50	1.31	Ø10/10 (n=2)	271.05
3	B23	K140X50	149.94	392.14	609.10	6.70	299.38	208.54	3329.50	1.22	Ø10/10 (n=2)	271.05
2	B23	K140X50	151.57	392.14	609.10	6.70	301.01	189.37	3329.50	1.10	Ø10/10 (n=2)	271.05
1	B23	K140X50	153.29	392.14	609.10	6.70	302.73	166.75	3329.50	0.97	Ø8/10 (n=2)	171.55

Çizelge C.6 : B18 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V_{dy}	M_{pi}	M_{pj}	I_n	V_e	V_{eRa}	V_{max}	A_{sw}	Seçilen Etriye	V_r
38	B18	K40X50	129.56	227.37	377.53	7.60	209.15	180.36	951.30	1.05	Ø 10/10 (n=2)	271.05
37	B18	K40X50	132.46	227.37	377.53	7.60	212.05	188.63	951.30	1.10	Ø 10/10 (n=2)	271.05
36	B18	K80X50	150.16	273.45	584.40	7.60	263.04	253.94	1902.56	1.48	Ø 10/10 (n=2)	271.05
35	B18	K80X50	152.87	273.45	584.40	7.60	265.75	266.34	1902.56	1.55	Ø 10/10 (n=2)	271.05
34	B18	K100X50	164.61	334.18	683.83	7.60	298.56	309.07	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
33	B18	K100X50	164.38	334.18	683.83	7.60	298.33	311.51	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
32	B18	K100X50	164.50	334.18	683.83	7.60	298.45	314.11	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
31	B18	K100X50	164.58	334.18	683.83	7.60	298.53	316.26	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
30	B18	K100X50	164.69	334.18	683.83	7.60	298.64	317.95	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
29	B18	K100X50	164.89	334.18	683.83	7.60	298.84	319.33	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
28	B18	K100X50	164.89	334.18	683.83	7.60	298.84	319.62	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
27	B18	K100X50	164.90	334.18	683.83	7.60	298.85	321.35	2378.20	1.74	Ø 12/10 (n=2)	387.70
26	B18	K120X50	175.89	433.55	823.68	7.60	341.32	362.27	2853.84	1.99	Ø 12/10 (n=2)	387.70
25	B18	K120X50	175.42	433.55	823.68	7.60	340.85	361.11	2853.84	1.99	Ø 12/10 (n=2)	387.70
24	B18	K120X50	175.37	433.55	823.68	7.60	340.80	360.86	2853.84	1.99	Ø 12/10 (n=2)	387.70
23	B18	K120X50	175.24	433.55	823.68	7.60	340.67	360.34	2853.84	1.99	Ø 12/10 (n=2)	387.70
22	B18	K120X50	174.82	433.55	823.68	7.60	340.25	358.83	2853.84	1.98	Ø 12/10 (n=2)	387.70
21	B18	K120X50	174.49	433.55	823.68	7.60	339.92	357.30	2853.84	1.98	Ø 12/10 (n=2)	387.70
20	B18	K120X50	174.01	433.55	823.68	7.60	339.44	355.15	2853.84	1.98	Ø 12/10 (n=2)	387.70
19	B18	K120X50	172.87	433.55	823.68	7.60	338.30	353.00	2853.84	1.97	Ø 12/10 (n=2)	387.70
18	B18	K120X50	171.87	433.55	823.68	7.60	337.30	349.81	2853.84	1.97	Ø 12/10 (n=2)	387.70
17	B18	K120X50	171.47	433.55	823.68	7.60	336.90	346.81	2853.84	1.96	Ø 12/10 (n=2)	387.70
16	B18	K120X50	171.20	433.55	823.68	7.60	336.63	344.18	2853.84	1.96	Ø 12/10 (n=2)	387.70
15	B18	K120X50	170.87	433.55	823.68	7.60	336.30	341.18	2853.84	1.96	Ø 12/10 (n=2)	387.70
14	B18	K120X50	170.66	433.55	823.68	7.60	336.09	338.23	2853.84	1.96	Ø 12/10 (n=2)	387.70
13	B18	K120X50	170.44	433.55	823.68	7.60	335.87	335.05	2853.84	1.95	Ø 12/10 (n=2)	387.70
12	B18	K120X50	170.04	373.42	649.90	7.60	304.69	331.27	2853.84	1.78	Ø 12/10 (n=2)	387.70
11	B18	K120X50	168.67	373.42	649.90	7.60	303.32	326.95	2853.84	1.77	Ø 12/10 (n=2)	387.70
10	B18	K140X50	176.92	392.14	609.10	7.60	308.66	357.29	3329.50	1.80	Ø 12/10 (n=2)	387.70
9	B18	K140X50	174.85	392.14	609.10	7.60	306.59	345.68	3329.50	1.79	Ø 12/10 (n=2)	387.70
8	B18	K140X50	173.57	392.14	609.10	7.60	305.31	334.43	3329.50	1.78	Ø 12/10 (n=2)	387.70
7	B18	K140X50	171.87	392.14	609.10	7.60	303.61	322.46	3329.50	1.77	Ø 12/10 (n=2)	387.70
6	B18	K140X50	171.45	392.14	609.10	7.60	303.19	313.11	3329.50	1.77	Ø 12/10 (n=2)	387.70
5	B18	K140X50	170.61	392.14	609.10	7.60	302.35	302.99	3329.50	1.76	Ø 12/10 (n=2)	387.70
4	B18	K140X50	170.89	392.14	609.10	7.60	302.63	290.77	3329.50	1.69	Ø 12/10 (n=2)	387.70
3	B18	K140X50	172.26	392.14	609.10	7.60	304.00	277.19	3329.50	1.62	Ø 12/10 (n=2)	387.70
2	B18	K140X50	173.79	392.14	609.10	7.60	305.53	257.54	3329.50	1.50	Ø 10/10 (n=2)	271.05
1	B18	K140X50	175.45	392.14	609.10	7.60	307.19	229.13	3329.50	1.34	Ø 10/10 (n=2)	271.05

Çizelge C.7 : B35 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V _{dy}	M _{pi}	M _{pj}	I _n	V _e	V _{e/Ra}	V _{max}	A _{sw}	Seçilen Etriye	V _r
38	B35	K50X120	67.82	1111.08	973.83	2.75	825.97	435.57	3003.00	1.02	Ø 10/10 (n=2)	674.74
37	B35	K50X120	72.93	1111.08	973.83	2.75	831.08	646.49	3003.00	1.51	Ø 10/10 (n=2)	674.74
36	B35	K50X120	75.58	1593.98	1420.55	2.75	1171.77	815.60	3003.00	1.91	Ø 10/10 (n=4)	1349.48
35	B35	K50X120	76.92	1593.98	1420.55	2.75	1173.11	987.17	3003.00	2.31	Ø 10/10 (n=4)	1349.48
34	B35	K50X120	77.48	1593.98	1420.55	2.75	1173.67	1133.27	3003.00	2.65	Ø 10/10 (n=4)	1349.48
33	B35	K50X120	77.72	1593.98	1420.55	2.75	1173.91	1262.85	3003.00	2.75	Ø 10/10 (n=4)	1349.48
32	B35	K50X120	77.70	1924.09	1933.62	2.75	1480.50	1368.51	3003.00	3.20	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
31	B35	K50X120	77.39	1924.09	1933.62	2.75	1480.19	1449.05	3003.00	3.39	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
30	B35	K50X120	76.78	1924.09	1933.62	2.75	1479.58	1507.47	3003.00	3.46	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
29	B35	K50X120	75.80	1924.09	1933.62	2.75	1478.60	1548.76	3003.00	3.46	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
28	B35	K50X120	74.34	1924.09	1933.62	2.75	1477.14	1579.23	3003.00	3.46	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
27	B35	K50X120	72.27	1924.09	1933.62	2.75	1475.07	1592.16	3003.00	3.45	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
26	B35	K50X120	69.08	1924.09	1933.62	2.75	1471.88	1598.93	3003.00	3.45	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
25	B35	K50X120	64.82	1924.09	1933.62	2.75	1467.62	1626.45	3003.00	3.44	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
24	B35	K50X120	58.94	2247.88	2257.83	2.75	1697.38	1667.33	3003.00	3.90	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
23	B35	K50X120	50.78	2247.88	2257.83	2.75	1689.22	1717.89	3003.00	3.96	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
22	B35	K50X120	39.45	2247.88	2257.83	2.75	1677.89	1775.46	3003.00	3.93	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
21	B35	K50X120	49.92	2247.88	2257.83	2.75	1688.36	1856.51	3003.00	3.95	Ø 12/10 (n=4)	1930.27
20	B35	K50X120	71.60	2652.62	2876.35	2.75	2082.13	1949.52	3003.00	4.57	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
19	B35	K50X120	101.70	2652.62	2876.35	2.75	2112.23	2044.50	3003.00	4.79	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
18	B35	K50X120	145.45	2652.62	2876.35	2.75	2155.98	2158.80	3003.00	5.05	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
17	B35	K50X120	117.46	2652.62	2876.35	2.75	2127.99	2227.68	3003.00	4.98	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
16	B35	K50X120	97.42	3035.53	3268.60	2.75	2389.83	2295.34	3003.00	5.37	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
15	B35	K50X120	84.50	3035.53	3268.60	2.75	2376.91	2347.95	3003.00	5.50	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
14	B35	K50X120	77.03	3035.53	3268.60	2.75	2369.44	2420.60	3003.00	5.55	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
13	B35	K50X120	74.21	3035.53	3268.60	2.75	2366.62	2513.71	3003.00	5.54	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
12	B35	K50X120	75.74	3813.47	3832.94	2.75	2856.25	2636.33	3003.00	6.17	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
11	B35	K50X120	81.59	3813.47	3832.94	2.75	2862.10	2803.07	3003.00	6.56	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
10	B35	K50X120	95.40	3813.47	3832.94	2.75	2875.91	3028.09	3003.00	6.73	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
9	B35	K50X120	122.14	3813.47	3832.94	2.75	2902.65	3185.61	3003.00	6.80	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
8	B35	K50X120	148.45	3813.47	3832.94	2.75	2928.96	3192.88	3003.00	6.86	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
7	B35	K50X120	191.73	3813.47	3832.94	2.75	2972.24	3273.36	3003.00	6.96	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
6	B35	K50X120	155.38	3813.47	3832.94	2.75	2935.89	3287.19	3003.00	6.87	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
5	B35	K50X120	127.77	3813.47	3832.94	2.75	2908.28	3303.02	3003.00	6.81	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
4	B35	K50X120	107.18	3813.47	3832.94	2.75	2887.69	3248.84	3003.00	6.76	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
3	B35	K50X120	91.17	3813.47	3832.94	2.75	2871.68	3027.93	3003.00	6.72	Ø 16/10 (n=4)	3433.50
2	B35	K50X120	77.92	3813.47	3832.94	2.75	2858.43	2574.96	3003.00	6.03	Ø 14/10 (n=4)	2630.63
1	B35	K50X120	64.82	3813.47	3832.94	2.75	2845.33	1690.56	3003.00	3.96	Ø 12/10 (n=4)	1930.27

Çizelge C.8 : B39 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V_{dy}	M_{pi}	M_{pj}	I_n	V_e	$V_{e/Ra}$	V_{max}	A_{sw}	Seçilen Etriye	V_r
38	B39	K30X50	64.14	138.72	175.96	5.10	125.84	64.69	713.46	0.38	Ø8/10 (n=2)	171.55
37	B39	K30X50	63.74	138.72	175.96	5.10	125.44	64.15	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
36	B39	K30X50	63.76	138.72	175.96	5.10	125.46	64.40	713.46	0.38	Ø8/10 (n=2)	171.55
35	B39	K30X50	63.65	138.72	175.96	5.10	125.35	64.29	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
34	B39	K30X50	63.63	138.72	175.96	5.10	125.33	64.39	713.46	0.38	Ø8/10 (n=2)	171.55
33	B39	K30X50	63.63	138.72	175.96	5.10	125.33	64.35	713.46	0.38	Ø8/10 (n=2)	171.55
32	B39	K30X50	63.63	138.72	175.96	5.10	125.33	64.32	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
31	B39	K30X50	63.62	138.72	175.96	5.10	125.32	64.28	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
30	B39	K30X50	63.61	138.72	175.96	5.10	125.31	64.23	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
29	B39	K30X50	63.59	138.72	175.96	5.10	125.29	64.19	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
28	B39	K30X50	63.58	138.72	175.96	5.10	125.28	64.15	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
27	B39	K30X50	63.54	138.72	175.96	5.10	125.24	64.09	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
26	B39	K30X50	63.51	138.72	175.96	5.10	125.21	64.10	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
25	B39	K30X50	63.48	138.72	175.96	5.10	125.18	64.05	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
24	B39	K30X50	63.43	139.07	206.08	5.10	131.11	64.00	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
23	B39	K30X50	63.35	139.07	206.08	5.10	131.03	63.94	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
22	B39	K30X50	63.26	139.07	206.08	5.10	130.94	63.86	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
21	B39	K30X50	63.11	139.07	206.08	5.10	130.79	63.73	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
20	B39	K30X50	62.92	139.07	206.08	5.10	130.60	63.56	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
19	B39	K30X50	62.63	139.07	206.08	5.10	130.31	63.28	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
18	B39	K30X50	62.26	139.07	206.08	5.10	129.94	62.91	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
17	B39	K30X50	62.46	139.07	206.08	5.10	130.14	63.09	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
16	B39	K30X50	62.61	139.07	206.08	5.10	130.29	63.25	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
15	B39	K30X50	62.72	139.07	206.08	5.10	130.40	63.38	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
14	B39	K30X50	62.78	139.07	206.08	5.10	130.46	63.48	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
13	B39	K30X50	62.80	139.07	206.08	5.10	130.48	63.54	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
12	B39	K30X50	62.79	138.76	251.99	5.10	139.41	63.59	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
11	B39	K30X50	62.71	138.76	251.99	5.10	139.33	63.62	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
10	B39	K30X50	62.60	138.76	251.99	5.10	139.22	63.40	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
9	B39	K30X50	62.41	138.76	251.99	5.10	139.03	63.32	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
8	B39	K30X50	62.21	138.76	251.99	5.10	138.83	63.27	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
7	B39	K30X50	61.89	138.76	251.99	5.10	138.51	62.95	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
6	B39	K30X50	62.19	138.76	251.99	5.10	138.81	63.29	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
5	B39	K30X50	62.40	138.76	251.99	5.10	139.02	63.58	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
4	B39	K30X50	62.54	138.76	251.99	5.10	139.16	63.78	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
3	B39	K30X50	62.69	138.76	251.99	5.10	139.31	63.92	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
2	B39	K30X50	62.78	138.76	251.99	5.10	139.40	63.95	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55
1	B39	K30X50	62.89	138.76	251.99	5.10	139.51	63.87	713.46	0.37	Ø8/10 (n=2)	171.55

Çizelge C.9 : B38 kirişi kesme donatısı seçimi.

KAT	KIRIŞ NO	TİP	V_{dy}	M_{pi}	M_{pj}	I_n	V_e	$V_{e/Ra}$	V_{max}	A_{sw}	Seçilen Etriye	V_r
38	B38	K30X50	84.41	138.72	175.96	2.75	198.84	95.15	713.46	0.55	Ø 8/10 (n=2)	171.55
37	B38	K30X50	84.81	138.72	175.96	2.75	199.24	97.88	713.46	0.57	Ø 8/10 (n=2)	171.55
36	B38	K30X50	84.79	138.72	175.96	2.75	199.22	101.70	713.46	0.59	Ø 8/10 (n=2)	171.55
35	B38	K30X50	84.91	138.72	175.96	2.75	199.34	105.54	713.46	0.62	Ø 8/10 (n=2)	171.55
34	B38	K30X50	84.92	138.72	175.96	2.75	199.35	108.85	713.46	0.63	Ø 8/10 (n=2)	171.55
33	B38	K30X50	84.92	138.72	175.96	2.75	199.35	111.87	713.46	0.65	Ø 8/10 (n=2)	171.55
32	B38	K30X50	84.93	138.72	175.96	2.75	199.36	114.35	713.46	0.67	Ø 8/10 (n=2)	171.55
31	B38	K30X50	84.93	138.72	175.96	2.75	199.36	116.27	713.46	0.68	Ø 8/10 (n=2)	171.55
30	B38	K30X50	84.94	138.72	175.96	2.75	199.37	117.68	713.46	0.69	Ø 8/10 (n=2)	171.55
29	B38	K30X50	84.96	138.72	175.96	2.75	199.39	118.70	713.46	0.69	Ø 8/10 (n=2)	171.55
28	B38	K30X50	84.97	138.72	175.96	2.75	199.40	119.51	713.46	0.70	Ø 8/10 (n=2)	171.55
27	B38	K30X50	85.01	138.72	175.96	2.75	199.44	119.92	713.46	0.70	Ø 8/10 (n=2)	171.55
26	B38	K30X50	85.04	138.72	175.96	2.75	199.47	120.16	713.46	0.70	Ø 8/10 (n=2)	171.55
25	B38	K30X50	85.07	138.72	175.96	2.75	199.50	120.98	713.46	0.71	Ø 8/10 (n=2)	171.55
24	B38	K30X50	85.12	139.07	206.08	2.75	210.63	122.13	713.46	0.71	Ø 8/10 (n=2)	171.55
23	B38	K30X50	85.20	139.07	206.08	2.75	210.71	123.58	713.46	0.72	Ø 8/10 (n=2)	171.55
22	B38	K30X50	85.30	139.07	206.08	2.75	210.81	125.31	713.46	0.73	Ø 8/10 (n=2)	171.55
21	B38	K30X50	85.44	139.07	206.08	2.75	210.95	127.09	713.46	0.74	Ø 8/10 (n=2)	171.55
20	B38	K30X50	85.63	139.07	206.08	2.75	211.14	128.96	713.46	0.75	Ø 8/10 (n=2)	171.55
19	B38	K30X50	85.92	139.07	206.08	2.75	211.43	130.73	713.46	0.76	Ø 8/10 (n=2)	171.55
18	B38	K30X50	86.29	139.07	206.08	2.75	211.80	132.00	713.46	0.77	Ø 8/10 (n=2)	171.55
17	B38	K30X50	86.09	139.07	206.08	2.75	211.60	132.80	713.46	0.77	Ø 8/10 (n=2)	171.55
16	B38	K30X50	85.95	139.07	206.08	2.75	211.46	134.08	713.46	0.78	Ø 8/10 (n=2)	171.55
15	B38	K30X50	85.83	139.07	206.08	2.75	211.34	135.46	713.46	0.79	Ø 8/10 (n=2)	171.55
14	B38	K30X50	85.77	139.07	206.08	2.75	211.28	137.14	713.46	0.80	Ø 8/10 (n=2)	171.55
13	B38	K30X50	85.75	139.07	206.08	2.75	211.26	139.20	713.46	0.81	Ø 8/10 (n=2)	171.55
12	B38	K30X50	85.77	138.76	251.99	2.75	227.86	141.85	713.46	0.83	Ø 8/10 (n=2)	171.55
11	B38	K30X50	85.84	138.76	251.99	2.75	227.93	145.12	713.46	0.85	Ø 8/10 (n=2)	171.55
10	B38	K30X50	85.95	138.76	251.99	2.75	228.04	148.91	713.46	0.87	Ø 8/10 (n=2)	171.55
9	B38	K30X50	86.14	138.76	251.99	2.75	228.23	152.09	713.46	0.89	Ø 8/10 (n=2)	171.55
8	B38	K30X50	86.34	138.76	251.99	2.75	228.43	152.89	713.46	0.89	Ø 8/10 (n=2)	171.55
7	B38	K30X50	86.66	138.76	251.99	2.75	228.75	153.72	713.46	0.90	Ø 8/10 (n=2)	171.55
6	B38	K30X50	86.36	138.76	251.99	2.75	228.45	153.83	713.46	0.90	Ø 8/10 (n=2)	171.55
5	B38	K30X50	86.15	138.76	251.99	2.75	228.24	153.90	713.46	0.90	Ø 8/10 (n=2)	171.55
4	B38	K30X50	86.01	138.76	251.99	2.75	228.10	152.34	713.46	0.89	Ø 8/10 (n=2)	171.55
3	B38	K30X50	85.86	138.76	251.99	2.75	227.95	147.74	713.46	0.86	Ø 8/10 (n=2)	171.55
2	B38	K30X50	85.77	138.76	251.99	2.75	227.86	138.14	713.46	0.81	Ø 8/10 (n=2)	171.55
1	B38	K30X50	85.66	138.76	251.99	2.75	227.75	120.54	713.46	0.70	Ø 8/10 (n=2)	171.55

Çizelge C.10 : C12 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shx}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shx}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{ra}+M_{r\bar{u}}/M_{r1}+M_{rj}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ra}+M_{r\bar{u}}/M_{r1}+M_{rj}$
38	C12	C60x60	0.36	35000	251.75	0.020	2,25	2,25	∅ 12/10 (n=2)		445.45	125.51	154.24	104.17	1639.44	4.10	445.45	208.15	150.99	112.42	1639.44	2.47
37	C12	C60x60	0.36	35000	520.70	0.041	2,25	2,25	∅ 12/10 (n=2)		445.45	65.30	107.20	63.97	1639.44	4.10	445.45	129.64	109.36	77.03	1639.44	2.47
36	C12	C60x60	0.36	35000	857.59	0.068	2,25	2,25	∅ 12/10 (n=2)		707.53	67.26	121.36	55.61	1639.44	3.41	707.53	144.10	125.19	86.64	1639.44	1.59
35	C12	C80x80	0.64	35000	1237.44	0.055	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	101.14	190.30	85.29	2995.52	11.87	1297.83	212.72	199.84	137.29	2995.52	5.55
34	C12	C80x80	0.64	35000	1664.80	0.074	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	94.19	182.93	79.14	2995.52	9.71	1297.83	192.87	190.30	128.84	2995.52	4.75
33	C12	C80x80	0.64	35000	2092.02	0.093	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	96.08	187.89	81.19	2995.52	9.71	1297.83	196.36	193.43	131.18	2995.52	4.75
32	C12	C80x80	0.64	35000	2519.46	0.112	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	95.69	189.19	81.05	2995.52	9.71	1297.83	195.52	193.11	130.69	2995.52	4.75
31	C12	C80x80	0.64	35000	2946.68	0.132	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	95.87	190.93	81.39	2995.52	9.71	1297.83	195.88	193.49	130.83	2995.52	4.75
30	C12	C80x80	0.64	35000	3373.31	0.151	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	95.46	190.75	80.89	2995.52	9.71	1297.83	195.12	192.27	129.83	2995.52	4.75
29	C12	C80x80	0.64	35000	3799.22	0.170	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	97.07	195.54	82.83	2995.52	9.71	1297.83	198.26	195.88	132.28	2995.52	4.75
28	C12	C80x80	0.64	35000	4222.98	0.189	3.08	3.08	∅ 14/10 (n=2)		1297.83	87.66	175.44	73.66	2995.52	9.71	1297.83	179.06	175.38	118.09	2995.52	4.75
27	C12	C90x90	0.81	35000	4663.99	0.165	3.50	3.50	∅ 16/10 (n=2)		1822.21	119.35	223.85	93.28	3825.36	23.77	1822.21	234.05	225.39	151.13	3825.36	11.61
26	C12	C90x90	0.81	35000	5147.61	0.182	3.50	3.50	∅ 16/10 (n=2)		1822.21	124.23	225.17	92.74	3825.36	18.32	1822.21	236.40	227.00	151.20	3825.36	9.64
25	C12	C90x90	0.81	35000	5628.57	0.199	3.50	3.50	∅ 16/10 (n=2)		1822.21	119.81	215.75	88.58	3825.36	18.32	1822.21	227.82	216.88	144.36	3825.36	9.64
24	C12	C90x90	0.81	35000	6108.36	0.215	5.25	5.25	∅ 14/10 (n=4)		2478.34	128.42	231.19	94.94	3825.36	18.32	2478.34	244.42	232.03	154.54	3825.36	9.64
23	C12	C90x90	0.81	35000	6586.59	0.232	5.25	5.25	∅ 14/10 (n=4)		2478.34	123.18	221.08	90.43	3825.36	18.32	2478.34	233.99	220.87	146.93	3825.36	9.64
22	C12	C90x90	0.81	35000	7061.33	0.249	5.25	5.25	∅ 14/10 (n=4)		2478.34	124.08	220.78	90.20	3825.36	18.32	2478.34	235.73	219.88	146.24	3825.36	9.64
21	C12	C90x90	0.81	35000	7532.70	0.266	5.25	5.25	∅ 14/10 (n=4)		2478.34	125.10	221.86	90.78	3825.36	18.32	2478.34	237.52	219.99	146.47	3825.36	9.64
20	C12	C90x90	0.81	35000	7999.85	0.282	5.25	5.25	∅ 14/10 (n=4)		2478.34	116.53	204.23	82.67	3825.36	18.32	2478.34	221.74	202.57	134.25	3825.36	9.64
19	C12	C100x100	1.00	35000	8481.26	0.242	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	134.37	237.02	95.29	4756.40	25.67	2841.49	256.52	235.03	155.62	4756.40	13.51
18	C12	C100x100	1.00	35000	8960.08	0.256	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	120.52	206.43	84.75	4756.40	25.67	2841.49	227.80	201.97	135.03	4756.40	13.51
17	C12	C100x100	1.00	35000	9434.18	0.270	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	124.37	211.85	85.87	4756.40	25.67	2841.49	237.76	209.39	139.18	4756.40	13.51
16	C12	C100x100	1.00	35000	9904.28	0.283	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	124.30	209.43	85.10	4756.40	25.67	2841.49	236.81	205.09	136.57	4756.40	13.51
15	C12	C100x100	1.00	35000	10369.79	0.296	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	121.17	201.48	81.39	4756.40	25.67	2841.49	231.80	197.12	130.96	4756.40	13.51
14	C12	C100x100	1.00	35000	10830.90	0.309	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	126.86	209.16	84.76	4756.40	25.67	2841.49	243.72	204.02	135.77	4756.40	13.51
13	C12	C100x100	1.00	35000	11287.45	0.322	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	113.04	200.28	81.50	4756.40	25.67	2841.49	204.45	192.91	128.77	4756.40	13.51
12	C12	C100x100	1.00	35000	11738.17	0.335	5.88	5.88	∅ 14/10 (n=4)		2841.49	102.45	188.83	76.70	4756.40	29.80	2841.49	182.81	182.87	121.47	4756.40	17.12
11	C12	C110x110	1.21	35000	12201.57	0.288	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	110.68	214.34	84.90	5788.64	39.11	3932.86	183.38	208.25	138.84	5788.64	22.47
10	C12	C110x110	1.21	35000	12737.08	0.301	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	83.82	172.03	66.39	5788.64	37.25	3932.86	123.60	140.35	91.90	5788.64	23.98
9	C12	C110x110	1.21	35000	13217.45	0.312	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	113.24	209.15	83.71	5788.64	37.25	3932.86	179.85	193.21	130.19	5788.64	23.98
8	C12	C110x110	1.21	35000	13689.28	0.323	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	113.24	205.77	82.18	5788.64	37.25	3932.86	177.23	185.24	123.58	5788.64	23.98
7	C12	C110x110	1.21	35000	14151.34	0.334	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	110.72	183.23	76.83	5788.64	37.25	3932.86	171.77	151.23	105.07	5788.64	23.98
6	C12	C110x110	1.21	35000	14603.80	0.345	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	114.85	194.53	78.33	5788.64	37.25	3932.86	172.52	156.65	107.64	5788.64	23.98
5	C12	C110x110	1.21	35000	15046.61	0.355	6.50	6.50	∅ 16/10 (n=4)		3932.86	109.21	185.33	72.74	5788.64	37.25	3932.86	163.04	148.04	100.66	5788.64	23.98
4	C12	C120x120	1.44	35000	15498.30	0.308	7.13	7.13	∅ 16/10 (n=4)		4393.76	111.11	209.99	81.15	6922.08	48.43	4393.76	170.52	152.09	105.08	6922.08	31.18
3	C12	C120x120	1.44	35000	15939.62	0.316	7.13	7.13	∅ 16/10 (n=4)		4393.76	106.38	195.23	73.52	6922.08	48.43	4393.76	168.97	123.43	86.99	6922.08	31.18
2	C12	C120x120	1.44	35000	16367.96	0.325	7.13	7.13	∅ 16/10 (n=4)		4393.76	104.68	181.61	73.36	6922.08	48.43	4393.76	162.10	67.83	59.03	6922.08	31.18
1	C12	C120x120	1.44	35000	16782.46	0.333	7.13	7.13	∅ 16/10 (n=4)		4393.76	53.08	371.76	43.68	6922.08	48.43	4393.76	81.86	317.43	72.51	6922.08	31.18

Çizelge C.11 : C16 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shx}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shx}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{ra}+M_{rd}/M_{ri}+M_{rj}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ra}+M_{rd}/M_{ri}+M_{rj}$
38	C16	C60x60	0.36	35000	343.11	0.027	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		445.45	329.22	129.21	84.56	1639.44	1.60	445.45	208.78	219.13	155.27	1639.44	2.56
37	C16	C60x60	0.36	35000	695.69	0.055	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	198.25	95.64	59.47	1639.44	1.60	707.53	129.40	154.80	103.49	1639.44	2.56
36	C16	C60x60	0.36	35000	1130.02	0.090	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	202.64	106.99	65.47	1639.44	1.33	707.53	143.46	176.83	115.46	1639.44	1.66
35	C16	C80x80	0.64	35000	1597.40	0.071	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	318.71	201.65	121.62	2995.52	6.29	1297.83	213.56	284.80	184.97	2995.52	9.23
34	C16	C80x80	0.64	35000	2112.04	0.094	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	287.58	196.39	117.45	2995.52	5.30	1297.83	192.43	269.47	172.39	2995.52	7.89
33	C16	C80x80	0.64	35000	2628.04	0.117	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	292.82	204.49	122.58	2995.52	5.30	1297.83	196.35	274.98	176.44	2995.52	7.89
32	C16	C80x80	0.64	35000	3145.47	0.140	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	291.92	208.90	125.21	2995.52	5.30	1297.83	195.43	275.26	176.44	2995.52	7.89
31	C16	C80x80	0.64	35000	3664.19	0.164	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	292.20	213.09	127.81	2995.52	5.30	1297.83	195.81	276.80	177.48	2995.52	7.89
30	C16	C80x80	0.64	35000	4184.00	0.187	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	291.25	215.42	129.28	2995.52	5.30	1297.83	195.00	276.04	177.04	2995.52	7.89
29	C16	C80x80	0.64	35000	4704.81	0.210	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	295.49	221.56	133.11	2995.52	5.30	2129.74	198.31	282.88	181.62	2995.52	7.89
28	C16	C80x80	0.64	35000	5225.98	0.233	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	265.90	201.70	121.32	2995.52	5.30	2129.74	178.52	253.30	162.74	2995.52	7.89
27	C16	C90x90	0.81	35000	5764.16	0.203	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	354.34	267.80	160.41	3825.36	7.82	2478.34	234.43	327.91	209.62	3825.36	11.64
26	C16	C90x90	0.81	35000	6348.36	0.224	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	360.47	271.32	161.98	3825.36	6.33	2478.34	236.29	330.25	209.50	3825.36	9.66
25	C16	C90x90	0.81	35000	6931.47	0.244	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	346.64	261.62	156.49	3825.36	6.33	2478.34	227.40	315.48	200.32	3825.36	9.66
24	C16	C90x90	0.81	35000	7514.08	0.265	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	373.04	286.07	171.23	3825.36	6.33	2478.34	244.60	339.43	215.64	3825.36	9.66
23	C16	C90x90	0.81	35000	8096.11	0.286	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	357.33	275.95	165.38	3825.36	6.33	2478.34	233.75	323.74	205.65	3825.36	9.66
22	C16	C90x90	0.81	35000	8676.76	0.306	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	359.71	277.41	166.50	3825.36	6.33	2478.34	235.55	323.60	205.64	3825.36	9.66
21	C16	C90x90	0.81	35000	9256.08	0.326	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	362.71	280.61	168.73	3825.36	6.33	2478.34	237.63	325.79	207.28	3825.36	9.66
20	C16	C90x90	0.81	35000	9833.73	0.347	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	336.50	260.34	156.72	3825.36	6.33	2478.34	220.61	299.34	190.15	3825.36	9.66
19	C16	C100x100	1.00	35000	10426.95	0.298	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	392.06	309.52	186.50	4756.40	8.63	2841.49	256.32	347.90	220.85	4756.40	13.17
18	C16	C100x100	1.00	35000	11017.07	0.315	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	349.01	273.57	165.19	4756.40	8.63	2841.49	228.23	304.44	194.17	4756.40	13.17
17	C16	C100x100	1.00	35000	11605.39	0.332	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	360.48	280.23	169.48	4756.40	8.63	2841.49	237.38	314.16	199.99	4756.40	13.17
16	C16	C100x100	1.00	35000	12192.22	0.348	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	360.65	279.36	169.30	4756.40	8.63	2841.49	236.64	309.95	197.74	4756.40	13.17
15	C16	C100x100	1.00	35000	12777.18	0.365	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	350.89	270.07	163.96	4756.40	8.63	2841.49	230.84	297.89	190.07	4756.40	13.17
14	C16	C100x100	1.00	35000	13360.23	0.382	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	369.15	284.81	173.26	4756.40	8.63	2841.49	243.75	310.49	198.64	4756.40	13.17
13	C16	C100x100	1.00	35000	13941.18	0.398	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	317.48	275.95	168.27	4756.40	8.63	2841.49	204.91	296.14	190.13	4756.40	13.17
12	C16	C100x100	1.00	35000	14519.25	0.415	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	279.46	260.94	159.51	4756.40	10.60	2841.49	181.39	278.56	178.95	4756.40	16.69
11	C16	C110x110	1.21	35000	15112.57	0.357	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	291.92	308.02	188.26	5788.64	13.44	3932.86	184.77	321.79	176.81	5788.64	21.17
10	C16	C110x110	1.21	35000	15785.95	0.373	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	217.19	234.58	142.59	5788.64	13.74	3932.86	123.17	209.37	122.86	5788.64	22.59
9	C16	C110x110	1.21	35000	16404.22	0.387	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	291.09	309.94	190.27	5788.64	13.74	3932.86	183.04	297.94	182.59	5788.64	22.59
8	C16	C110x110	1.21	35000	17013.35	0.402	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	289.81	296.14	182.05	5788.64	13.74	3932.86	179.72	275.22	177.25	5788.64	22.59
7	C16	C110x110	1.21	35000	17612.47	0.416	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	280.48	270.76	167.52	5788.64	13.74	3932.86	170.65	236.05	156.13	5788.64	22.59
6	C16	C110x110	1.21	35000	18204.41	0.430	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	298.02	280.04	173.58	5788.64	13.74	3932.86	177.41	236.62	156.76	5788.64	22.59
5	C16	C110x110	1.21	35000	18788.65	0.444	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	293.33	261.01	162.16	5788.64	13.74	3932.86	165.40	216.15	143.51	5788.64	22.59
4	C16	C120x120	1.44	35000	19383.59	0.385	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	300.55	289.96	180.87	6922.08	18.08	4393.76	169.63	219.40	148.64	6922.08	29.72
3	C16	C120x120	1.44	35000	19966.23	0.396	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	260.72	257.31	161.10	6922.08	18.08	4393.76	166.92	172.86	119.98	6922.08	29.72
2	C16	C120x120	1.44	35000	20534.56	0.407	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	250.04	223.75	142.90	6922.08	18.08	4393.76	161.05	105.06	86.00	6922.08	29.72
1	C16	C120x120	1.44	35000	21086.12	0.418	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	122.00	386.46	114.69	6922.08	18.08	4393.76	77.61	331.64	73.96	6922.08	29.72

Çizelge C.12 : C15 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shx}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shx}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{ra}+M_{ri0}/M_{ri}+M_{ri}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ra}+M_{ri0}/M_{ri}+M_{ri}$
38	C15	C60x60	0.36	35000	322.28	0.026	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		445.45	125.98	217.80	82.28	1639.44	2.55	445.45	330.06	159.55	91.91	1639.44	1.59
37	C15	C60x60	0.36	35000	653.48	0.052	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	65.19	147.00	58.55	1639.44	2.55	707.53	199.51	119.11	65.83	1639.44	1.59
36	C15	C60x60	0.36	35000	1054.75	0.084	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	66.87	165.00	65.09	1639.44	1.65	707.53	202.84	132.42	72.22	1639.44	1.32
35	C15	C80x80	0.64	35000	1488.43	0.066	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	101.81	262.93	101.43	2995.52	7.46	1297.83	321.04	251.23	136.17	2995.52	5.08
34	C15	C80x80	0.64	35000	1963.66	0.088	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	93.92	249.64	87.11	2995.52	6.38	1297.83	288.31	239.43	129.00	2995.52	4.28
33	C15	C80x80	0.64	35000	2440.94	0.109	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	96.06	256.80	93.55	2995.52	6.38	1297.83	291.97	243.64	131.85	2995.52	4.28
32	C15	C80x80	0.64	35000	2920.35	0.130	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.61	258.62	89.94	2995.52	6.38	1297.83	291.21	244.70	132.42	2995.52	4.28
31	C15	C80x80	0.64	35000	3401.62	0.152	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.80	261.35	91.09	2995.52	6.38	1297.83	291.54	246.15	133.23	2995.52	4.28
30	C15	C80x80	0.64	35000	3884.48	0.173	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.39	261.58	91.79	2995.52	6.38	1297.83	290.72	246.13	133.24	2995.52	4.28
29	C15	C80x80	0.64	35000	4368.69	0.195	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	97.06	269.04	93.58	2995.52	6.38	1297.83	294.78	250.59	135.72	2995.52	4.28
28	C15	C80x80	0.64	35000	4853.59	0.217	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	87.40	241.31	86.92	2995.52	6.38	2129.74	265.13	226.90	122.91	2995.52	4.28
27	C15	C90x90	0.81	35000	5355.44	0.189	3.50	3.50	Ø 16/10 (n=2)		1822.21	119.61	309.91	94.12	3825.36	11.64	1822.21	354.42	302.29	163.54	3825.36	7.82
26	C15	C90x90	0.81	35000	5898.08	0.208	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	124.19	311.05	104.57	3825.36	9.67	2478.34	361.81	305.74	164.85	3825.36	6.33
25	C15	C90x90	0.81	35000	6440.05	0.227	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	119.67	297.76	102.73	3825.36	9.67	2478.34	346.67	292.59	158.24	3825.36	6.33
24	C15	C90x90	0.81	35000	6981.97	0.246	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	128.60	320.36	108.84	3825.36	9.67	2478.34	373.68	318.97	172.55	3825.36	6.33
23	C15	C90x90	0.81	35000	7523.72	0.265	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	123.09	306.23	116.83	3825.36	9.67	2478.34	357.23	305.57	165.37	3825.36	6.33
22	C15	C90x90	0.81	35000	8064.53	0.284	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	124.02	306.30	117.63	3825.36	9.67	2478.34	359.61	305.50	165.42	3825.36	6.33
21	C15	C90x90	0.81	35000	8604.46	0.304	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	125.15	308.69	118.95	3825.36	9.67	2478.34	362.47	307.21	166.47	3825.36	6.33
20	C15	C90x90	0.81	35000	9143.16	0.323	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	116.09	283.28	114.25	3825.36	9.67	2478.34	336.58	284.05	153.97	3825.36	6.33
19	C15	C100x100	1.00	35000	9697.76	0.277	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	134.50	328.78	116.05	4756.40	13.20	2841.49	393.04	337.14	182.79	4756.40	8.65
18	C15	C100x100	1.00	35000	10250.21	0.293	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	120.58	289.39	117.64	4756.40	13.20	2841.49	347.85	295.48	160.38	4756.40	8.65
17	C15	C100x100	1.00	35000	10801.16	0.309	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	124.42	296.32	119.15	4756.40	13.20	2841.49	362.37	303.80	165.18	4756.40	8.65
16	C15	C100x100	1.00	35000	11350.96	0.324	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	124.35	293.54	119.71	4756.40	13.20	2841.49	361.44	300.15	163.57	4756.40	8.65
15	C15	C100x100	1.00	35000	11899.39	0.340	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	121.02	281.99	117.86	4756.40	13.20	2841.49	352.80	288.75	157.67	4756.40	8.65
14	C15	C100x100	1.00	35000	12446.51	0.356	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	127.26	293.87	112.28	4756.40	13.20	2841.49	372.81	302.72	165.69	4756.40	8.65
13	C15	C100x100	1.00	35000	12992.28	0.371	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	113.19	281.98	110.96	4756.40	13.20	2841.49	318.19	288.94	158.61	4756.40	8.65
12	C15	C100x100	1.00	35000	13536.20	0.387	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	102.34	264.46	118.18	4756.40	16.74	2841.49	286.62	271.73	149.60	4756.40	10.63
11	C15	C110x110	1.21	35000	14096.63	0.333	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	111.63	303.36	107.96	5788.64	21.30	3932.86	297.96	316.30	174.23	5788.64	13.53
10	C15	C110x110	1.21	35000	14735.99	0.348	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	82.96	225.23	74.00	5788.64	22.72	3932.86	205.04	207.58	114.27	5788.64	13.82
9	C15	C110x110	1.21	35000	15323.27	0.362	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	114.31	290.23	101.01	5788.64	22.72	3932.86	301.74	298.09	165.40	5788.64	13.82
8	C15	C110x110	1.21	35000	15903.93	0.376	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	112.97	275.38	109.53	5788.64	22.72	3932.86	299.93	276.69	153.98	5788.64	13.82
7	C15	C110x110	1.21	35000	16477.27	0.389	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	110.54	249.21	104.35	5788.64	22.72	3932.86	279.85	234.55	131.92	5788.64	13.82
6	C15	C110x110	1.21	35000	17045.68	0.402	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	115.26	257.34	106.40	5788.64	22.72	3932.86	298.53	232.81	131.57	5788.64	13.82
5	C15	C110x110	1.21	35000	17608.85	0.416	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	110.01	239.66	101.59	5788.64	22.72	3932.86	288.13	210.57	119.59	5788.64	13.82
4	C15	C120x120	1.44	35000	18185.30	0.361	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	111.87	264.97	110.15	6922.08	29.86	4393.76	269.13	212.85	122.29	6922.08	18.16
3	C15	C120x120	1.44	35000	18752.61	0.372	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	105.63	236.86	101.72	6922.08	29.86	4393.76	267.97	165.85	96.78	6922.08	18.16
2	C15	C120x120	1.44	35000	19307.78	0.383	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	104.33	216.32	103.39	6922.08	29.86	4393.76	256.63	96.93	61.44	6922.08	18.16
1	C15	C120x120	1.44	35000	19847.36	0.394	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	51.78	387.25	49.06	6922.08	29.86	4393.76	116.76	329.89	112.20	6922.08	18.16

Cizelge C.13 : C15 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c \cdot f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shx}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shx}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{rx}+M_{rd}/M_{ry}+M_{ry}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ry}+M_{rd}/M_{rx}+M_{rx}$
38	C14	C60x60	0.36	35000	295.90	0.023	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		445.45	125.96	203.55	123.67	1639.44	2.50	445.45	302.59	138.05	73.95	1639.44	1.56
37	C14	C60x60	0.36	35000	604.61	0.048	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		445.45	65.11	138.11	57.74	1639.44	2.50	445.45	140.81	109.30	58.55	1639.44	1.56
36	C14	C60x60	0.36	35000	989.90	0.079	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		446.45	67.12	155.82	58.77	1639.44	1.62	707.53	146.46	122.07	65.39	1639.44	1.30
35	C14	C80x80	0.64	35000	1409.03	0.063	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	101.55	244.51	90.05	2995.52	5.79	1297.83	269.39	243.22	130.28	2995.52	3.94
34	C14	C80x80	0.64	35000	1873.86	0.084	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	93.95	232.83	81.44	2995.52	4.95	1297.83	241.32	232.87	124.73	2995.52	3.32
33	C14	C80x80	0.64	35000	2339.68	0.104	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	96.07	239.65	84.18	2995.52	4.95	1297.83	246.41	237.75	127.35	2995.52	3.32
32	C14	C80x80	0.64	35000	2806.89	0.125	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.62	241.44	84.35	2995.52	4.95	1297.83	245.95	239.14	128.09	2995.52	3.32
31	C14	C80x80	0.64	35000	3275.13	0.146	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.82	244.12	85.16	2995.52	4.95	1297.83	246.59	240.66	128.91	2995.52	3.32
30	C14	C80x80	0.64	35000	3744.12	0.167	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	95.39	244.38	85.14	2995.52	4.95	1297.83	245.84	240.87	129.02	2995.52	3.32
29	C14	C80x80	0.64	35000	4213.63	0.188	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	97.07	251.57	87.74	2995.52	4.95	1297.83	249.73	244.88	131.17	2995.52	3.32
28	C14	C80x80	0.64	35000	4682.90	0.209	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	87.48	225.6	78.72	2995.52	4.95	2129.74	222.13	222.55	119.21	2995.52	3.32
27	C14	C90x90	0.81	35000	5168.01	0.182	3.50	3.50	Ø 16/10 (n=2)		1822.21	119.55	288.7	99.72	3825.36	11.66	1822.21	311.15	299.56	160.46	3825.36	7.83
26	C14	C90x90	0.81	35000	5696.55	0.201	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	124.20	290.01	98.47	3825.36	9.68	2478.34	316.38	302.85	162.22	3825.36	6.34
25	C14	C90x90	0.81	35000	6223.42	0.220	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	119.71	277.66	94.51	3825.36	9.68	2478.34	303.20	290.83	155.78	3825.36	6.34
24	C14	C90x90	0.81	35000	6749.29	0.238	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	128.56	298.17	101.72	3825.36	9.68	2478.34	331.99	318.30	170.49	3825.36	6.34
23	C14	C90x90	0.81	35000	7273.93	0.257	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	123.10	285.05	97.29	3825.36	9.68	2478.34	317.17	305.43	163.60	3825.36	6.34
22	C14	C90x90	0.81	35000	7796.64	0.275	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	124.03	285.15	97.48	3825.36	9.68	2478.34	319.79	305.57	163.67	3825.36	6.34
21	C14	C90x90	0.81	35000	8317.40	0.293	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	125.15	287.41	98.60	3825.36	9.68	2478.34	322.89	307.43	164.67	3825.36	6.34
20	C14	C90x90	0.81	35000	8835.76	0.312	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	116.21	263.89	90.29	3825.36	9.68	2478.34	298.23	285.02	152.67	3825.36	6.34
19	C14	C100x100	1.00	35000	9368.74	0.268	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	134.53	305.5	104.33	4756.40	13.33	2841.49	357.22	340.40	182.33	4756.40	8.74
18	C14	C100x100	1.00	35000	9898.55	0.283	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	120.51	268.13	92.95	4756.40	13.33	2841.49	314.95	298.71	160.00	4756.40	8.74
17	C14	C100x100	1.00	35000	10425.75	0.298	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	124.43	274.92	94.83	4756.40	13.33	2841.49	328.25	307.13	164.51	4756.40	8.74
16	C14	C100x100	1.00	35000	10950.57	0.313	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	124.35	272.34	94.58	4756.40	13.33	2841.49	327.43	303.90	162.78	4756.40	8.74
15	C14	C100x100	1.00	35000	11472.72	0.328	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	121.07	261.79	91.03	4756.40	13.33	2841.49	318.67	292.72	156.79	4756.40	8.74
14	C14	C100x100	1.00	35000	11992.21	0.343	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	127.23	272.53	95.61	4756.40	13.33	2841.49	339.30	307.80	164.87	4756.40	8.74
13	C14	C100x100	1.00	35000	12508.90	0.357	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	113.15	261.54	92.65	4756.40	13.33	2841.49	288.81	294.22	157.60	4756.40	8.74
12	C14	C100x100	1.00	35000	13022.22	0.372	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	102.38	245.66	87.91	4756.40	16.90	2841.49	258.85	276.93	148.34	4756.40	10.73
11	C14	C110x110	1.21	35000	13550.50	0.320	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	111.46	281.23	98.10	5788.64	21.78	3932.86	272.77	323.40	173.23	5788.64	13.83
10	C14	C110x110	1.21	35000	14156.35	0.334	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	83.41	211.82	73.92	5788.64	23.24	3932.86	187.35	212.72	113.94	5788.64	14.14
9	C14	C110x110	1.21	35000	14708.25	0.347	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	114.05	269.43	95.59	5788.64	23.24	3932.86	277.61	306.53	164.19	5788.64	14.14
8	C14	C110x110	1.21	35000	15252.35	0.360	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	113.07	257.17	92.45	5788.64	23.24	3932.86	272.81	283.40	151.80	5788.64	14.14
7	C14	C110x110	1.21	35000	15787.83	0.373	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	110.45	232.14	87.17	5788.64	23.24	3932.86	251.69	239.55	128.31	5788.64	14.14
6	C14	C110x110	1.21	35000	16316.83	0.385	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	115.34	241.59	89.42	5788.64	23.24	3932.86	260.87	236.39	126.62	5788.64	14.14
5	C14	C110x110	1.21	35000	16838.85	0.398	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	110.16	226.56	83.57	5788.64	23.24	3932.86	232.47	212.68	113.92	5788.64	14.14
4	C14	C120x120	1.44	35000	17372.75	0.345	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	111.49	252.13	93.42	6922.08	30.42	4393.76	216.46	213.08	114.13	6922.08	18.51
3	C14	C120x120	1.44	35000	17896.60	0.355	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	105.51	227.52	83.79	6922.08	30.42	4393.76	218.36	164.41	88.06	6922.08	18.51
2	C14	C120x120	1.44	35000	18407.58	0.365	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	104.19	209.59	83.75	6922.08	30.42	4393.76	208.18	89.61	48.00	6922.08	18.51
1	C14	C120x120	1.44	35000	18901.83	0.375	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	51.84	384.62	49.06	6922.08	30.42	4393.76	96.39	323.73	93.40	6922.08	18.51

Çizelge C.14 : C17 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shx}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shx}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{ra}+M_{rd}/M_{ri}+M_{rj}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ra}+M_{rd}/M_{ri}+M_{rj}$
38	C17	C60x60	0.36	35000	316.71	0.025	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		445.45	322.35	96.54	57.12	1639.44	1.55	445.45	125.81	205.85	122.08	1639.44	2.49
37	C17	C60x60	0.36	35000	648.23	0.051	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	202.28	79.76	47.19	1639.44	1.55	707.53	65.44	145.22	64.69	1639.44	2.49
36	C17	C60x60	0.36	35000	1063.03	0.084	2,25	2,25	Ø 12/10 (n=2)		707.53	200.98	91.21	53.97	1639.44	1.40	707.53	67.31	165.59	65.30	1639.44	1.61
35	C17	C80x80	0.64	35000	1513.56	0.068	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	320.07	183.43	108.53	2995.52	3.83	1297.83	102.17	261.68	101.75	2995.52	5.62
34	C17	C80x80	0.64	35000	2013.24	0.090	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	289.30	183.09	108.32	2995.52	3.23	1297.83	93.97	246.82	91.04	2995.52	4.81
33	C17	C80x80	0.64	35000	2513.11	0.112	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	292.78	191.66	113.40	2995.52	3.23	1297.83	95.99	251.90	93.81	2995.52	4.81
32	C17	C80x80	0.64	35000	3013.42	0.135	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	292.26	197.38	116.78	2995.52	3.23	1297.83	95.50	251.76	93.48	2995.52	4.81
31	C17	C80x80	0.64	35000	3513.98	0.157	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	292.33	202.35	119.72	2995.52	3.23	1297.83	95.70	252.98	94.04	2995.52	4.81
30	C17	C80x80	0.64	35000	4014.63	0.179	3.08	3.08	Ø 14/10 (n=2)		1297.83	291.44	205.50	121.58	2995.52	3.23	1297.83	95.29	252.06	93.79	2995.52	4.81
29	C17	C80x80	0.64	35000	4515.32	0.202	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	295.44	211.68	125.24	2995.52	3.23	2129.74	96.91	258.28	96.45	2995.52	4.81
28	C17	C80x80	0.64	35000	5015.35	0.224	4.62	4.62	Ø 14/10 (n=4)		2129.74	265.44	193.63	114.56	2995.52	3.23	2129.74	87.38	231.33	86.57	2995.52	4.81
27	C17	C90x90	0.81	35000	5531.71	0.195	3.50	3.50	Ø 16/10 (n=2)		1822.21	354.38	260.66	154.22	3825.36	7.82	1822.21	119.77	297.26	109.73	3825.36	11.64
26	C17	C90x90	0.81	35000	6093.96	0.215	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	361.00	265.93	157.34	3825.36	6.33	2478.34	124.29	298.69	107.54	3825.36	9.67
25	C17	C90x90	0.81	35000	6654.43	0.235	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	346.25	256.93	152.01	3825.36	6.33	2478.34	119.79	285.70	103.19	3825.36	9.67
24	C17	C90x90	0.81	35000	7213.67	0.254	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	373.02	282.64	167.23	3825.36	6.33	2478.34	128.70	306.56	111.17	3825.36	9.67
23	C17	C90x90	0.81	35000	7771.54	0.274	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	357.31	273.81	162.00	3825.36	6.33	2478.34	123.05	292.52	106.16	3825.36	9.67
22	C17	C90x90	0.81	35000	8327.26	0.294	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	359.62	276.23	163.43	3825.36	6.33	2478.34	123.99	292.59	106.47	3825.36	9.67
21	C17	C90x90	0.81	35000	8880.92	0.313	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	362.60	280.44	165.92	3825.36	6.33	2478.34	125.07	294.90	107.95	3825.36	9.67
20	C17	C90x90	0.81	35000	9432.23	0.333	5.25	5.25	Ø 14/10 (n=4)		2478.34	336.13	261.39	154.65	3825.36	6.33	2478.34	116.28	271.61	99.02	3825.36	9.67
19	C17	C100x100	1.00	35000	9998.59	0.286	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	392.25	313.69	185.59	4756.40	8.83	2841.49	134.99	315.52	115.39	4756.40	13.48
18	C17	C100x100	1.00	35000	10561.94	0.302	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	349.36	278.47	164.76	4756.40	8.83	2841.49	120.07	275.26	102.70	4756.40	13.48
17	C17	C100x100	1.00	35000	11122.04	0.318	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	360.24	284.50	168.32	4756.40	8.83	2841.49	124.99	284.63	104.92	4756.40	13.48
16	C17	C100x100	1.00	35000	11679.39	0.334	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	360.47	284.23	168.17	4756.40	8.83	2841.49	124.59	280.50	103.99	4756.40	13.48
15	C17	C100x100	1.00	35000	12233.22	0.350	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	350.73	276.00	163.30	4756.40	8.83	2841.49	121.63	269.44	99.82	4756.40	13.48
14	C17	C100x100	1.00	35000	12783.67	0.365	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	369.05	292.63	173.13	4756.40	8.83	2841.49	128.35	280.26	104.76	4756.40	13.48
13	C17	C100x100	1.00	35000	13330.56	0.381	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	317.72	285.35	168.83	4756.40	8.83	2841.49	113.50	266.82	101.04	4756.40	13.48
12	C17	C100x100	1.00	35000	13873.08	0.396	5.88	5.88	Ø 14/10 (n=4)		2841.49	278.61	270.21	159.87	4756.40	10.85	2841.49	104.52	251.88	95.40	4756.40	17.08
11	C17	C110x110	1.21	35000	14429.56	0.341	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	291.79	325.93	192.84	5788.64	14.14	3932.86	114.00	288.79	109.83	5788.64	22.27
10	C17	C110x110	1.21	35000	15062.33	0.356	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	217.38	250.62	148.28	5788.64	14.46	3932.86	79.51	188.28	69.33	5788.64	23.76
9	C17	C110x110	1.21	35000	15639.17	0.369	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	292.08	334.08	197.66	5788.64	14.46	3932.86	117.57	266.90	104.41	5788.64	23.76
8	C17	C110x110	1.21	35000	16207.98	0.383	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	289.26	316.64	187.34	5788.64	14.46	3932.86	115.79	249.81	97.03	5788.64	23.76
7	C17	C110x110	1.21	35000	16767.02	0.396	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	280.71	292.83	173.25	5788.64	14.46	3932.86	109.93	212.23	90.54	5788.64	23.76
6	C17	C110x110	1.21	35000	17316.63	0.409	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	298.82	301.57	178.42	5788.64	14.46	3932.86	113.39	213.24	90.75	5788.64	23.76
5	C17	C110x110	1.21	35000	17856.69	0.422	6.50	6.50	Ø 16/10 (n=4)		3932.86	295.50	278.58	164.82	5788.64	14.46	3932.86	105.42	196.33	83.26	5788.64	23.76
4	C17	C120x120	1.44	35000	18406.34	0.365	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	313.38	307.36	181.85	6922.08	18.90	4393.76	108.94	199.72	89.94	6922.08	31.06
3	C17	C120x120	1.44	35000	18943.51	0.376	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	259.99	270.00	159.75	6922.08	18.90	4393.76	107.58	157.84	75.38	6922.08	31.06
2	C17	C120x120	1.44	35000	19466.65	0.386	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	240.10	225.24	133.27	6922.08	18.90	4393.76	104.25	96.52	71.32	6922.08	31.06
1	C17	C120x120	1.44	35000	19975.27	0.396	7.13	7.13	Ø 16/10 (n=4)		4393.76	117.57	382.68	116.41	6922.08	18.90	4393.76	50.47	329.61	49.71	6922.08	31.06

Çizelge C.15 : C1 kolonu kesme donatısı seçimi.

KAT	KOLON NO	TİP	$A_c(m^2)$	$f_{ck}(kN/m^2)$	$N_{dm}(kN)$	$N_{dm}/A_c f_{ck}$	Gereken		Seçilen		X Doğrultusu						Y Doğrultusu					
							$A_{shk}(cm^2)$	$A_{shy}(cm^2)$	A_{shk}	A_{shy}	$V_{rx}(kN)$	V_{ex}	$V_{ex,R}$	V_{dx}	V_{max}	$M_{rx}+M_{ri}/M_{rt}+M_{rl}$	$V_{ry}(kN)$	V_{ey}	$V_{ey,R}$	V_{dy}	V_{max}	$M_{ry}+M_{ri}/M_{rt}+M_{rl}$
38	C1	C150x60	0.90	35000	425.01	0.013	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4225.82	1063.67	462.12	273.41	4371.84	2.87	792.34	309.97	103.83	61.60	4098.60	6.93
37	C1	C150x60	0.90	35000	908.47	0.029	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4225.82	731.17	421.16	249.18	4371.84	5.75	792.34	169.11	90.36	52.85	4098.60	13.84
36	C1	C150x60	0.90	35000	1427.34	0.045	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4225.82	875.02	572.52	338.73	4371.84	3.62	792.34	217.82	127.10	72.57	4098.60	9.84
35	C1	C150x60	0.90	35000	1950.24	0.062	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	852.48	673.07	398.22	4371.84	3.62	1447.54	218.17	137.38	77.29	4098.60	9.84
34	C1	C150x60	0.90	35000	2482.65	0.079	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	854.46	775.48	458.81	4371.84	3.62	1447.54	238.19	156.74	87.69	4098.60	8.64
33	C1	C150x60	0.90	35000	3018.89	0.096	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1021.92	860.06	508.86	4371.84	3.62	1447.54	232.48	154.04	86.23	4098.60	8.64
32	C1	C150x60	0.90	35000	3556.00	0.113	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1077.88	926.59	548.22	4371.84	2.85	1447.54	233.51	155.13	86.74	4098.60	8.64
31	C1	C150x60	0.90	35000	4091.35	0.130	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1075.76	975.84	577.35	4371.84	2.85	1447.54	233.32	155.15	86.68	4098.60	8.64
30	C1	C150x60	0.90	35000	4622.37	0.147	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1074.01	1011.53	598.47	4371.84	2.85	1447.54	233.36	155.24	86.61	4098.60	8.64
29	C1	C150x60	0.90	35000	5146.65	0.163	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1072.01	1036.22	613.08	4371.84	2.85	1447.54	232.88	154.65	86.21	4098.60	8.64
28	C1	C150x60	0.90	35000	5662.10	0.180	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1077.21	1060.47	627.43	4371.84	2.85	1447.54	235.94	153.28	85.26	4098.60	8.64
27	C1	C150x60	0.90	35000	6165.56	0.196	6.00	2.25	⊙ 16/10 (n=4,2)		4881.02	1064.90	1052.75	622.86	4371.84	2.85	1447.54	257.81	166.83	92.27	4098.60	8.64
26	C1	C150x60	0.90	35000	6658.73	0.211	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1065.71	1067.63	631.67	4371.84	2.85	1656.47	276.92	182.43	100.69	4098.60	7.37
25	C1	C150x60	0.90	35000	7136.20	0.227	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1339.63	1100.14	650.90	4371.84	2.85	1656.47	273.46	179.62	99.28	4098.60	7.37
24	C1	C150x60	0.90	35000	7594.43	0.241	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1418.88	1131.82	669.64	4371.84	2.15	1656.47	273.46	178.63	98.76	4098.60	7.35
23	C1	C150x60	0.90	35000	8029.08	0.255	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1423.72	1180.69	698.56	4371.84	2.15	1656.47	274.27	178.31	98.65	4098.60	7.35
22	C1	C150x60	0.90	35000	8434.29	0.268	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1424.20	1230.07	727.77	4371.84	2.15	1656.47	273.93	177.08	98.04	4098.60	7.35
21	C1	C150x60	0.90	35000	8801.21	0.279	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1637.93	1279.73	757.15	4371.84	2.15	1656.47	273.87	175.53	97.29	4098.60	7.35
20	C1	C150x60	0.90	35000	9117.26	0.289	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1714.52	1331.55	787.81	4371.84	1.79	1656.47	275.56	174.90	96.86	4098.60	7.35
19	C1	C150x60	0.90	35000	9363.72	0.297	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1704.26	1381.85	817.57	4371.84	1.79	1656.47	273.60	174.71	96.96	4098.60	7.35
18	C1	C150x60	0.90	35000	9512.84	0.302	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1650.47	1362.49	806.12	4371.84	2.73	1656.47	263.73	164.36	91.76	4098.60	5.37
17	C1	C150x60	0.90	35000	9731.48	0.309	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1935.10	1554.51	919.73	4371.84	2.73	1656.47	285.79	184.87	103.44	4098.60	5.37
16	C1	C150x60	0.90	35000	10001.72	0.318	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1915.83	1549.76	916.92	4371.84	2.42	1656.47	272.68	175.13	98.16	4098.60	5.37
15	C1	C150x60	0.90	35000	10308.38	0.327	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1926.94	1609.52	952.27	4371.84	2.42	1656.47	275.31	174.10	97.75	4098.60	5.37
14	C1	C150x60	0.90	35000	10640.27	0.338	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1921.79	1663.91	984.45	4371.84	2.42	1656.47	274.50	169.98	95.60	4098.60	5.37
13	C1	C150x60	0.90	35000	10988.40	0.349	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2196.04	1741.72	1030.49	4371.84	2.42	1656.47	236.36	167.10	94.15	4098.60	5.37
12	C1	C150x60	0.90	35000	11344.86	0.360	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2301.47	1820.88	1077.32	4371.84	2.03	1656.47	230.15	158.77	89.66	4098.60	6.53
11	C1	C150x60	0.90	35000	11701.58	0.371	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2128.60	2059.33	1218.40	4371.84	2.03	1656.47	201.20	177.02	100.00	4098.60	6.53
10	C1	C150x60	0.90	35000	12048.76	0.383	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	1659.58	1326.20	784.64	4371.84	2.03	1656.47	152.41	101.55	57.55	4098.60	6.88
9	C1	C150x60	0.90	35000	12384.19	0.393	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2418.81	2231.64	1320.35	4371.84	2.03	1656.47	229.33	169.33	97.33	4098.60	6.88
8	C1	C150x60	0.90	35000	12634.31	0.401	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2270.90	2127.77	1258.90	4371.84	2.03	1656.47	215.00	150.68	87.60	4098.60	6.88
7	C1	C150x60	0.90	35000	12797.51	0.406	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2280.14	2171.49	1284.76	4371.84	2.03	1656.47	213.09	136.88	80.82	4098.60	6.88
6	C1	C150x60	0.90	35000	13054.37	0.414	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2262.32	2157.29	1276.36	4371.84	2.24	1656.47	215.73	125.00	74.47	4098.60	6.02
5	C1	C150x60	0.90	35000	13377.85	0.425	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2384.47	2327.12	1376.84	4371.84	2.24	1656.47	224.96	123.03	74.29	4098.60	6.02
4	C1	C150x60	0.90	35000	13744.61	0.436	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2332.81	2190.82	1296.20	4371.84	2.24	1656.47	210.05	101.77	63.06	4098.60	6.02
3	C1	C150x60	0.90	35000	14135.49	0.449	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2401.56	2020.98	1195.71	4371.84	2.24	1656.47	201.00	87.08	55.91	4098.60	6.02
2	C1	C150x60	0.90	35000	14530.83	0.461	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	2458.93	1614.52	955.23	4371.84	2.24	1656.47	184.02	64.77	45.40	4098.60	6.02
1	C1	C150x60	0.90	35000	14912.45	0.473	9.00	3.38	⊙ 18/10 (n=4,2)		5995.30	625.59	932.69	551.83	4371.84	2.24	1656.47	66.94	82.20	49.99	4098.60	6.02

Çizelge C.16 : P1 perdesi kesme donatısı seçimi.

Kat	Eleman	G+Q+E+0.3F		G+Q+0.3E+F		β_v	X	Y	$V_{ex}(kN)$	$V_{ey}(kN)$	X	Y	$\emptyset$ Seçilen	$V_{rx}(kN)$	$V_{ry}(kN)$
		$V_{dx}(kN)$	$V_{ex,Ra}(kN)$	$V_{dy}(kN)$	$V_{ey,Ra}(kN)$		$(M_p)_y/(M_d)_t$	$(M_p)_x/(M_d)_t$			$V_{max}(kN)$	$V_{max}(kN)$			
38	P1	408.69	599.24	587.25	1096.35	2	29.043	178.799	599.24	1096.35	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
37	P1	967.23	1593.81	1223.36	2283.92	2	14.461	83.267	1593.81	2283.92	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
36	P1	1465.26	2420.24	1801.30	3362.89	2	11.851	41.411	2420.24	3362.89	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
35	P1	1664.49	2755.71	2068.99	3862.63	2	11.864	25.383	2755.71	3862.63	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
34	P1	1971.83	3271.23	2395.49	4472.18	2	10.758	17.839	3271.23	4472.18	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
33	P1	2186.71	3633.76	2585.79	4827.46	2	10.449	13.685	3633.76	4827.46	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
32	P1	2343.26	3898.76	2695.25	5031.81	2	10.359	11.155	3898.76	5031.81	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
31	P1	2449.15	4078.75	2755.01	5143.39	2	9.712	9.505	4078.75	5143.39	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
30	P1	2522.88	4205.14	2799.71	5226.84	2	8.744	8.371	4205.14	5226.84	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
29	P1	2566.52	4281.18	2831.88	5286.89	2	8.095	7.558	4281.18	5286.89	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
28	P1	2687.45	4489.56	2945.53	5499.08	2	7.480	6.945	4489.56	5499.08	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
27	P1	2552.15	4263.54	2794.87	5217.81	2	7.302	6.512	4263.54	5217.81	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
26	P1	2607.51	4359.69	2841.15	5304.19	2	7.247	6.201	4359.69	5304.19	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
25	P1	2712.01	4543.33	2952.68	5512.42	2	7.148	5.963	4543.33	5512.42	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
24	P1	2718.52	4564.72	2979.87	5563.18	2	7.189	5.789	4564.72	5563.18	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
23	P1	2830.76	4768.64	3125.39	5834.86	2	7.107	5.641	4768.64	5834.86	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
22	P1	2912.27	4918.46	3245.57	6059.23	2	6.922	5.516	4918.46	6059.23	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
21	P1	3042.82	5111.91	3362.87	6278.2	2	6.671	5.396	5111.91	6278.20	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
20	P1	3257.69	5438.79	3537.66	6604.54	2	6.297	5.268	5438.79	6604.54	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
19	P1	3251.77	5388.12	3486.24	6508.53	2	6.170	5.145	5388.12	6508.53	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
18	P1	3559.76	5878.27	3716.23	6937.91	2	5.794	4.985	5878.27	6937.91	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
17	P1	3480.13	5782.10	3756.24	7012.61	2	5.695	4.849	5782.10	7012.61	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
16	P1	3556.93	5939.39	3868.61	7222.39	2	5.571	4.718	5939.39	7222.39	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
15	P1	3638.16	6093.78	4017.50	7500.35	2	5.429	4.584	6093.78	7500.35	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
14	P1	3669.89	6156.46	4125.00	7701.05	2	5.364	4.449	6156.46	7701.05	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
13	P1	3779.80	6345.24	4332.92	8089.21	2	5.267	4.294	6345.24	8089.21	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
12	P1	3927.69	6594.26	4578.56	8547.81	2	5.197	4.116	6594.26	8547.81	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
11	P1	3816.14	6401.21	4667.75	8714.32	2	5.323	3.938	6401.21	8714.32	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
10	P1	4677.28	7826.02	5272.85	9843.98	2	3.518	3.532	7826.02	9843.98	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
9	P1	4232.64	7047.56	5288.15	9872.56	2	3.807	3.307	7047.56	9872.56	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
8	P1	4608.90	7647.77	5633.12	10516.58	2	3.831	3.060	7647.77	10516.58	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
7	P1	4995.96	8275.62	6127.56	11439.67	2	3.683	2.797	8275.62	11439.67	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
6	P1	5153.83	8592.26	6439.98	12022.94	2	3.432	2.547	8592.26	12022.94	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
5	P1	5315.89	8905.66	6794.38	12684.56	2	3.094	2.309	8905.66	12684.56	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
4	P1	5498.25	9246.20	7058.44	13177.54	2	2.663	2.087	9246.20	13177.54	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
3	P1	5842.38	9857.36	7381.59	13780.83	2	2.108	1.879	9857.36	13780.83	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
2	P1	6353.76	9888.33	7796.40	12550.00	2	1.534	1.683	9888.33	12550.00	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58
1	P1	5859.11	10718.64	6722.30	14555.25	2	1.145	1.534	10718.64	14555.25	20113.5	30967.2	$\emptyset 14/10(n=2)$	12612.68	16961.58

EK D : Doğrusal Analizde İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü**Çizelge D.1 : X doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü.**

KAT	$h_i(m)$	$(\Delta_i)_{ort}(m)$	$W_j(kN)$	$\sum W_j(kN)$	$F_{xi}(kN)$	$V_i(kN)$	θ_i
38	3.00	0.0060	8046.680	8046.680	693.940	693.940	0.02319
37	3.50	0.0071	8408.910	16455.590	804.030	1497.970	0.02228
36	3.50	0.0073	9327.790	25783.380	882.130	2380.100	0.02259
35	3.50	0.0072	9712.210	35495.590	871.880	3251.980	0.02245
34	3.50	0.0074	10171.660	45667.250	902.610	4154.590	0.02324
33	3.50	0.0074	10171.650	55838.900	876.400	5030.990	0.02347
32	3.50	0.0075	10171.660	66010.560	850.170	5881.160	0.02405
31	3.50	0.0076	10171.650	76182.210	823.960	6705.120	0.02467
30	3.50	0.0077	10171.660	86353.870	797.740	7502.860	0.02532
29	3.50	0.0077	10171.650	96525.520	771.530	8274.390	0.02566
28	3.50	0.0078	10171.660	106697.180	745.310	9019.700	0.02636
27	3.50	0.0077	10405.050	117102.230	725.610	9745.310	0.02644
26	3.50	0.0077	10864.490	127966.720	735.960	10481.270	0.02686
25	3.50	0.0078	10864.500	138831.220	708.120	11189.390	0.02765
24	3.50	0.0077	10864.490	149695.710	680.280	11869.670	0.02775
23	3.50	0.0077	10864.500	160560.210	652.420	12522.090	0.02821
22	3.50	0.0077	10864.490	171424.700	624.580	13146.670	0.02869
21	3.50	0.0077	10864.500	182289.200	596.730	13743.400	0.02918
20	3.50	0.0077	10864.490	193153.690	568.880	14312.280	0.02969
19	3.50	0.0075	11125.350	204279.040	546.080	14858.360	0.02946
18	3.50	0.0075	11125.350	215404.390	524.340	15382.700	0.03001
17	3.50	0.0075	11125.360	226529.750	495.880	15878.580	0.03057
16	3.50	0.0073	11125.350	237655.100	467.440	16346.020	0.03032
15	3.50	0.0073	11125.350	248780.450	438.980	16785.000	0.03091
14	3.50	0.0072	11125.350	259905.800	410.520	17195.520	0.03109
13	3.50	0.0071	11125.350	271031.150	382.080	17577.600	0.03128
12	3.50	0.0071	11125.350	282156.500	353.620	17931.220	0.03192
11	3.50	0.0070	11413.670	293570.170	328.550	18259.770	0.03215
10	5.00	0.0100	13459.950	307030.120	336.700	18596.470	0.03302
9	3.50	0.0066	11873.110	318903.230	290.580	18887.050	0.03184
8	3.50	0.0063	11873.110	330776.340	241.480	19128.530	0.03113
7	3.50	0.0060	11873.100	342649.440	211.300	19339.830	0.03037
6	3.50	0.0058	11873.110	354522.550	181.110	19520.940	0.03010
5	3.50	0.0054	11873.110	366395.660	150.930	19671.870	0.02874
4	3.50	0.0049	12188.880	378584.540	122.010	19793.880	0.02678
3	3.50	0.0042	12188.890	390773.430	92.770	19886.650	0.02358
2	3.50	0.0032	12188.880	402962.310	61.840	19948.490	0.01847
1	3.50	0.0015	12188.880	415151.190	30.920	19979.410	0.00891

Çizelge D.2 : Y doğrultusu ikinci mertebe etkilerinin kontrolü.

KAT	$h_i(m)$	$(\Delta_i)_{ort}(m)$	$W_j (kN)$	$\sum W_j(kN)$	$F_{xi} (kN)$	$V_i (kN)$	θ_i
38	3.00	0.0067	8046.680	8046.680	693.940	693.940	0.02590
37	3.50	0.0078	8408.910	16455.590	804.030	1497.970	0.02448
36	3.50	0.0078	9327.790	25783.380	882.130	2380.100	0.02414
35	3.50	0.0078	9712.210	35495.590	871.880	3251.980	0.02433
34	3.50	0.0078	10171.660	45667.250	902.610	4154.590	0.02450
33	3.50	0.0078	10171.650	55838.900	876.400	5030.990	0.02473
32	3.50	0.0078	10171.660	66010.560	850.170	5881.160	0.02501
31	3.50	0.0077	10171.650	76182.210	823.960	6705.120	0.02500
30	3.50	0.0078	10171.660	86353.870	797.740	7502.860	0.02565
29	3.50	0.0078	10171.650	96525.520	771.530	8274.390	0.02600
28	3.50	0.0077	10171.660	106697.180	745.310	9019.700	0.02602
27	3.50	0.0077	10405.050	117102.230	725.610	9745.310	0.02644
26	3.50	0.0077	10864.490	127966.720	735.960	10481.270	0.02686
25	3.50	0.0076	10864.500	138831.220	708.120	11189.390	0.02694
24	3.50	0.0075	10864.490	149695.710	680.280	11869.670	0.02702
23	3.50	0.0076	10864.500	160560.210	652.420	12522.090	0.02784
22	3.50	0.0074	10864.490	171424.700	624.580	13146.670	0.02757
21	3.50	0.0074	10864.500	182289.200	596.730	13743.400	0.02804
20	3.50	0.0074	10864.490	193153.690	568.880	14312.280	0.02853
19	3.50	0.0072	11125.350	204279.040	546.080	14858.360	0.02828
18	3.50	0.0071	11125.350	215404.390	524.340	15382.700	0.02841
17	3.50	0.0070	11125.360	226529.750	495.880	15878.580	0.02853
16	3.50	0.0068	11125.350	237655.100	467.440	16346.020	0.02825
15	3.50	0.0068	11125.350	248780.450	438.980	16785.000	0.02880
14	3.50	0.0065	11125.350	259905.800	410.520	17195.520	0.02807
13	3.50	0.0064	11125.350	271031.150	382.080	17577.600	0.02819
12	3.50	0.0062	11125.350	282156.500	353.620	17931.220	0.02787
11	3.50	0.0060	11413.670	293570.170	328.550	18259.770	0.02756
10	5.00	0.0080	13459.950	307030.120	336.700	18596.470	0.02642
9	3.50	0.0052	11873.110	318903.230	290.580	18887.050	0.02509
8	3.50	0.0048	11873.110	330776.340	241.480	19128.530	0.02372
7	3.50	0.0044	11873.100	342649.440	211.300	19339.830	0.02227
6	3.50	0.0039	11873.110	354522.550	181.110	19520.940	0.02024
5	3.50	0.0035	11873.110	366395.660	150.930	19671.870	0.01863
4	3.50	0.0029	12188.880	378584.540	122.010	19793.880	0.01585
3	3.50	0.0024	12188.890	390773.430	92.770	19886.650	0.01347
2	3.50	0.0017	12188.880	402962.310	61.840	19948.490	0.00981
1	3.50	0.0009	12188.880	415151.190	30.920	19979.410	0.00534

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Esra ÖZGÜN

Doğum Yeri ve Tarihi: Eskişehir, 01.03.1985

E-Posta: ozgunesra@gmail.com

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

