

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**1998 AFET YÖNETMELİĞİNİN EC 8 VE UBC-97 İLE
KARŞILAŞTIRILMASI**

Kemal Emre KUZGUN

Tez Yöneticisi
Prof.Ali Sayıl ERDOĞAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Elazığ-2007

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**1998 AFET YÖNETMELİĞİNİN EC 8 VE UBC-97 İLE
KARŞILAŞTIRILMASI**

Kemal Emre KUZGUN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİMDALI

Bu teztarihinde aşağıda belirtilen jüri üyeleri tarafından
oy birliği / oy çokluğu ile başarılı / başarısız olarak değerlendirilmiştir.

Danışman:**Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN**

Üye: Doç.Dr. Zülfü Çınar ULUCAN

Üye: Y.Doç.Dr.Salih YAZICIOĞLU

Bu seminerin kabulü Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
...../...../.....tarihsayılı kararıyla
onaylanmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu tezin yazılması sırasında değerli fikirleri ile katkıda bulunan Fırat Üniversitesi'nden Sn. Kürşat Esat ALYAMAÇ'a , ETABS ile modelleme konusunda yol gösteren Sn. Dr.İng. Siamak KOMAEİ'ye , Eurocode 2'ile dökümanların temin edilmesinde gösterdiği ilgi nedeniyle Sn. Kenneth ROSS'a , hiç tanışmamız olmamıza rağmen ACI 318-02'yi gönderen ve her konuda yardımını esirgemeyen California UC Davis Üniversitesi'nden Sn. Erol KALKAN'a ve de hepsinden önemlisi bana Yüksek Lisans eğitimi için şans tanıyan,her türlü konuda toleransını ve yardımını esirgemeyen hocam Sn. Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN'a teşekkürü bir borç kabul ediyorum.

İÇİNDEKİLER	i
ŞEKİLLER LİSTESİ	xii
TABLolar LİSTESİ	xvii
ÖZET	xxi
ABSTRACT	xxii
1.GİRİŞ	1
2. ABYYHY'E GÖRE DEPREME DAYANIKLI BİNALAR İÇİN HESAP KURALLARI	3
2.1. Giriş	3
2.2. Düzensiz Binalar	3
2.2.1. Düzensiz Binalara İlişkin Koşullar	3
2.2.2.Planda Düzensizlik Durumları	3
2.2.2.1. A1- Burulma Düzensizliği	3
2.2.2.2. A2- Döşeme Düzensizliği	3
2.2.2.3. A3 -Planda Çıkıntılar Bulunması	6
2.2.3. Düşeyde Düzensizlik Durumları	7
2.2.3.1. B1-Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)	7
2.2.3.2. B2-Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)	7
2.2.3.3. B3-Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği :	8
2.3.Elastik Deprem Yüklerinin Tanımlanması	8
2.3.1. Etkin Yer İvmesi Katsayısı	9
2.3.2. Bina Önem Katsayısı	9
2.3.3. Spektrum Katsayısı	9
2.3.4. Özel Tasarım İvme Spektrumları	10
2.4. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	12
2.4.1. Taşıyıcı Sistemlerin Süneklik Düzeylerine İlişkin Genel Koşullar	12
2.4.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Boşluksuz Perdeli-Çerçevesi Sistemlere İlişkin Koşullar	13
2.5. Hesap Yönteminin Seçilmesi	13
2.6. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	13
2.6.1.Genel	13
2.6.2. Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulama Sınırları	14

2.6.3. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi	14
2.6.4. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	15
2.6.5. Gözönüne Alınacak Yerdeğiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları	16
2.6.6. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi	18
2.7. Mod Birleştirme Yöntemi	18
2.7.1. Genel	18
2.7.2. İvme Spektrumu	19
2.7.3. Gözönüne Alınacak Dinamik Serbestlik Dereceleri	19
2.7.4. Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı	20
2.7.5. Mod Katkılarının Birleştirilmesi	21
2.7.6. Hesaplanan Büyüklüklere İlişkin Altsınır Değerleri	21
2.8. Zaman -Tanım Alanında Hesap Yöntemleri	21
2.8.1. Yapay Deprem Yer Hareketleri	21
2.8.2. Kaydedilmiş veya Benzeştirilmiş Deprem Yer Hareketleri	22
2.8.3. Zaman Tanım Alanında Hesap	22
2.9. Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması, İkinci Mertebe Etkileri Ve Deprem Derzleri	22
2.9.1. Etkin Görelî Kat Ötelemelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması	22
2.9.2. İkinci Mertebe Etkileri	23
2.9.3. Deprem Derzleri	23
3. EC 8'E GÖRE DEPREME DAYANIKLI BİNALAR İÇİN HESAP KURALLARI	25
3.1.Zemin Özellikleri	25
3.2.Sismik Bölgeler	26
3.3.Sismik Kuvvetlerin Temsil Edilmesi	26
3.3.1.Genel	26
3.3.2.Yatay Elastik Davranış Spektrumu	27
3.3.3.Düşey Elastik Davranış Spektrumu	30
3.3.4.Elastik Analizler İçin Tasarım Spektrumu	30
3.3.5.Sismik Kuvvetin Alternatif Temsili	31
3.4.Yapıların Tasarımı	32
3.4.1.Depreme Dayanıklı Yapıların Özellikleri	32
3.4.1.1.Tasarımın Temel İlkeleri	32

3.4.1.2.Birincil Ve İkincil Sismik Elemanlar	33
3.4.2.Düzenlilik Kriterleri	34
3.4.2.1.Planda Düzenlilik Kriterleri	34
3.4.2.2.Düşeyde Düzenlilik Kriterleri	35
3.4.3.Bina Önem Katsayısı	36
3.4.4.Modelleme	37
3.5.Analiz Yöntemleri	38
3.5.1.Genel	38
3.6.Yatay Kuvvet Metodu Analizleri	39
3.6.1.Genel	39
3.6.2.Taban Kesme Kuvveti	39
3.6.3.Yatay Sismik Kuvvetlerin Dağıtılması	40
3.6.4.Burulma Etkileri	41
3.7.Modal Davranış Spektrumu Analizleri	41
3.7.1.Genel	41
3.7.2.Modal Davranışların Birleştirilmesi	42
3.7.3.Burulma Etkileri	42
3.8.Lineer Olmayan Statik Analizler	43
3.8.1.Genel	43
3.8.2.Yatay Yükler	43
3.8.3.Kapasite Eğrisi	43
3.8.4.Dayanım fazlalığı katsayısı	43
3.8.5.Hedef deplasman	44
3.8.6.Burulma Etkileri	44
3.9.Lineer Olmayan Zaman Tanım Alanı Analizleri	44
3.10.Sismik Kuvvet Bileşeni Etkilerinin Kombinasyonu	45
3.10.1.Sismik Kuvvetin Yatay Bileşeni	45
3.10.2.Sismik Kuvvetin Düşey Bileşeni	46
3.11. Güvenlik Tahkikleri	46
3.11.1.Genel	46
3.11.1.1.Dayanım Koşulu	46
3.11.1.2.Global Ve Lokal Süneklik Koşulu	47

3.11.1.3. Sismik Derz Koşulu	48
3.12.Ara Kat Ötelemeleri	48
3.13.Kagir Dolgu Duvarlı Çerçeveler İçin İlave Önlemler	49
3.13.1.Genel	49
3.13.2.Kagir Dolgu Duvarlar Nedeniyle Oluşan Düzensizlik	49
3.13.2.1.Planda Düzensizlik	49
3.13.2.2.Düşeyde Düzensizlik	50
3.13.3.Dolgu Duvarlarda Hasar Sınırlaması	50
4.UBC-97 İÇİN DEPREME DAYANIKLI BİNALAR İÇİN HESAP KURALLARI	51
4.1.Kriterlerin Seçimi	51
4.1.1. Tasarım İçin Esaslar	51
4.1.2. Kullanım Kategorileri	51
4.1.3. Bölge jeolojisi ve zemin karakteristikleri	51
4.1.4.Bölge Sismik Tehlike Karakteristikleri	51
4.1.4.1. Sismik Bölge	52
4.1.4.2. 4.Sismik Bölge Kaynak Yakınlık Katsayısı	52
4.1.4.3.Sismik Davranış Katsayıları	52
4.1.5.Konfigurasyon Koşulları	52
4.1.5.1.Düzenli Yapılar	52
4.1.5.2.Düzensiz Yapılar	52
4.1.6.Taşıyıcı sistemler	53
4.1.6.1. Taşıyıcı Duvar Sistemler	53
4.1.6.2.Yapı Çerçeve Sistemler	53
4.1.6.3. Moment Taşıyan Çerçeve Sistemler	53
4.1.6.4.İkili sistemler	53
4.1.7. Yatay kuvvet prosedürünün seçilmesi	54
4.1.7.1 Statik	54
4.1.7.2.Dinamik	54
4.2.Minimum Tasarım Yatay Kuvvetleri	57
4.2.1.Deprem Yükleri	57
4.2.2.Modelleme koşulları	58
4.2.3.Statik Kuvvet Yöntemi	59

4.2.3.1.Tasarım Kesme Kuvveti	59
4.2.3.2. Yapının Titreşim Periyodu	59
4.2.3.3.Kuvvetin Düşeyde Dağıtılması	60
4.2.3.4.Kesme Kuvvetinin Yatayda Dağıtılması	61
4.2.3.5.Yatay Burulma Momentleri	61
4.2.3.6.Kat Ötelemeleri İçin Sınırlamalar	61
4.3.Dinamik Analiz Yöntemleri	62
4.3.1.Yer Hareketi	62
4.3.2.Matematiksel Model	63
4.3.3.Davranış Spektrumu Analizleri	63
4.3.3.1.Davranış Spektrumu Temsili Ve Sonuçların Yorumu	63
4.3.3.2.Mod Sayısı	63
4.3.3.3.Modların Birleştirilmesi	63
4.3.3.4.Elastik Davranış Parametrelerinin Azaltılması	63
4.3.3.5.Burulma	64
4.3.4.Zaman-Tanım Alanı Analizleri	64
4.3.4.1.Zaman-Tanım Alanı	64
4.3.4.2.Elastik Zaman-Tanım Alanı Analizi	64
4.3.4.3. Lineer Olmayan Zaman- Tanım Alanı Analizleri	64
5. DEPREM ANALİZLERİ	65
5.1.Model Hakkında	65
5.2. 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Deprem Analizleri	65
5.2.1.Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	65
5.2.1.1. Z2 Zemin Sınıfı İçin	65
5.2.1.2. Z3 Zemin Sınıfı İçin	70
5.2.2. Mod Birleştirme Yöntemi	72
5.2.2.1. Z2 Zemin Sınıfı İçin Mod Birleştirme Yöntemi	72
5.2.2.2. Z3 Zemin İçin Mod Birleştirme Yöntemi	74
5.2.3.Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri	75
5.2.3.1. Z2 Zemin Profili için Lineer Zaman Tanım Alanı Analizi	75
5.2.3.2. Z3 Zemin Profili için Lineer Zaman-Tanım Alanı Analizleri	78
5.3. Eurocode 8'e Göre Deprem Analizleri	81
5.3.1.Yatay Kuvvet Metodu	81

5.3.1.1. B Zemin Grubu İçin	81
5.3.1.2.C Grubu Zemin İçin	83
5.3.2.Modal Davranış Spektrum Analizi	84
5.3.2.1.B Grubu Zemin İçinn	84
5.2.2.2.C Grubu Zemin İçin	85
5.3.3. Zaman-Tanım Alanı Analizleri	86
5.3.3.1.B Grubu Zemin İçin	86
5.3.3.2.C Grubu Zemin Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri	90
5.4. UBC-97'e Göre Deprem Analizleri	94
5.4.1.Yatay Kuvvet Metodu	94
5.4.1.1. C Zemin Profili İçin	94
5.4.1.2. D Zemin Profili İçin	98
5.4.2.Davranış Spektrum Analizi	99
5.4.2.1.C Zemin Profiline Göre	99
5.4.2.2.D Zemin Profili İçin	102
5.5.Yatay Kuvvet Yöntemi Ve Mod Birleştirme Yöntemleri İçin Genel Karşılaştırma	104
6.DAYANIM KOŞULLARI	107
6.1. TS-500'e Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları	107
6.1.1.Semboller	107
6.1.2.Malzeme Katsayıları	107
6.1.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri	108
6.2. Eurocode 2'e Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları	109
6.2.1. Semboller	109
6.2.2. Malzeme Katsayıları	110
6.2.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri	111
6.2.3.1.Yükler İçin Karakteristik Değerler	112
6.2.3.2.Yükler İçin Tasarım Değerleri	112
6.2.3.3.Taşıma Gücü Sınır Durumu	114
6.2.3.4.Kullanılabilirlik Sınır Durumu	115
6.2.4.Basitleştirilmiş Yük Kombinasyonları	116
6.3.ACİ 318-02'ye Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları	116
6.3.1.Semboller	116

6.3.2. Malzeme Dayanımları	117
6.3.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri	118
6.3.4.Tasarım Dayanımı	119
6.3.5.Alternatif Yükler Ve Dayanım Azaltma Katsayıları	120
6.4.UBC-97’de Kullanılan Yük Kombinasyonları	122
6.4.1. Semboller	122
6.4.2.Yük Kombinasyonları	122
7.EĞİLME VE BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİ	124
7.1. TS-500’e Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi	124
7.1.1. Genel Kabuller	124
7.1.2. Eğilme Elemanlarının Boyutları Ve Donatıları İle İlgili Koşullar	124
7.1.3.Eksenel Kuvvet Ve Eğilme Altındaki Elemanların Boyutları Ve Donatıları İle İlgili Koşullar	126
7.1.4. Eksenel Çekme ve Eğilme	126
7.1.5. Narinlik Etkisi	126
7.1.5.1 Genel Yöntem	126
7.1.5.2. Yaklaşık Yöntem (Moment Büyütme Yöntemi)	127
7.1.5.3 Yanal Ötelenme Ölçütü	127
7.1.5.4.Kolon Etkili Boyu	128
7.1.5.5.Narinlik Etkisinin İhmal Edilebileceği Durumlar	128
7.1.5.6.Burkulma Yükü	129
7.1.5.7.Moment Büyütme Katsayısı	129
7.2. Eurocode 2’ye Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi	130
7.2.1 Gerilme-Deformasyon Eğrileri	130
7.2.2.Taşıma Gücü Sınır Durumunda Deformasyon Kabulleri	133
7.2.3. Basınç Deformasyonlarının Sınırlandırılması	133
7.2.4.Narin Kolonlar	134
7.2.5. Narinlik Etkisi İçin Tasarım	139
7.2.5.1. Genel	139
7.2.5.2.Birinci Mertebe Momentler	140
7.2.5.3.Moment Büyütme Yöntemi	141
7.2.5.4.Nominal Eğrilik Yöntemi	143
7.3. ACI 318-02’e Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi	147

7.3.1.Genel Kabuller	147
7.3.2.Genel Prensipler	147
7.3.3.Eğilme Elemanlarında Minimum Donatı	149
7.3.4.Basınç Elemanlarında Minimum Donatı	149
7.3.5. Artırılmış Momentler-Genel	150
7.3.6.Öteleme Yapmayan Çerçevelerde Artırılmış Momentler	151
7.3.7. Öteleme Yapan Çerçevelerde Artırılmış Momentler	154
7.3.7.1. $\delta_s M_s$ 'in Hesaplanması	155
8.KESME DAYANIMI	157
8.1.TS 500'e Göre Kesme Dayanımı	157
8.1.1. Genel	157
8.1.2.Kesme Kuvveti Hesabı	157
8.1.3.Eğik Çatlama Dayanımı	157
8.1.4.Kesme Dayanımı	158
8.1.5.Gevrek Kırılmanın Önlenmesi	158
8.1.5.1.Minimum Kesme Donatısı	158
8.1.5.2.Kesme Kuvveti Üst Sınırı	159
8.1.6.Kesme Donatısı Detayları	159
8.2.Eurocode 2'e Göre Kesme Dayanımı	159
8.2.1.Kesme Donatısız Elemanlarda Kesme Dayanımı	159
8.2.2. Kesme Donatılı Kesitlerin Dayanımı	162
8.3.ACI 318-02'e Göre Kesme Dayanımı	164
8.3.1.Genel	164
8.3.2.Beton Tarafından Sağlanan Kesme Dayanımı	166
8.3.3. Kesme Donatısı Tarafından Sağlanan Kesme Dayanımı	167
8.3.3.1Genel	167
8.3.3.2.Minimum kesme donatısı	167
8.3.3.3.Kesme Donatısının Tasarımı	168
9.ABYHYH İÇİN SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK BETONARME ELEMENLAR	169
9.1.Malzeme	169
9.2 Özel Deprem Etriyeleri ve Çirozları	169
9.3. Süneklilik Düzeyi Yüksek Kolonlar	170

9.3.1. Enkesit Koşulları	170
9.3.2. Boyuna Donatı Koşulları	170
9.3.3. Boyuna Donatının Düzenlenmesi	170
9.3.4. Enine Donatı Koşulları	171
9.3.5. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu	174
9.3.6. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu	175
9.3.7. Kolonların Kesme Güvenliği	176
9.3.8. Kısa Kolonlara İlişkin Koşullar	177
9.4.Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler	178
9.4.1. Enkesit Koşulları	178
9.4.2. Boyuna Donatı Koşulları	178
9.4.3. Boyuna Donatının Düzenlenmesi	179
9.4.4. Enine Donatı Koşulları	180
9.4.5. Kirişlerin Kesme Güvenliği	180
9.5.Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerinde Kolon - Kiriş Birleşim Bölgeleri	182
9.5.1. Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler	182
9.5.2. Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği	182
9.6. Süneklik Düzeyi Yüksek Perdeler	183
9.6.1. Enkesit Koşulları	183
9.6.2. Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği	184
9.6.3. Gövde Donatısı Koşulları	185
9.6.4. Gövde Donatılarının Düzenlenmesi	185
9.6.5. Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları	186
9.6.6. Tasarım Eğilme Momentleri	186
9.6.7. Perdelerin Kesme Güvenliği	188
10.EUROCODE 8'E GÖRE SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ELEMENLAR	189
10.1.Tasarım İlkeleri	189
10.1.1.Enerji Sönümleme Kapasitesi Ve Süneklik Sınıfları	189
10.1.3.Taşıyıcı Sistemler İçin Davranış Katsayıları	189
10.1.4.Kapasite Tasarımı	191

10.1.5.Lokal Süneklik Koşulu	191
10.2.Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar	192
10.2.1.Geometrik Koşullar	192
10.2.2.Tasarım Kuvveti Etkileri	193
10.2.3.Dayanım	193
10.2.4.Lokal Süneklik Koşulları	194
10.3.Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler	197
10.3.1.Geometrik Koşullar	197
10.3.2.Tasarım Kuvvet Etkileri	197
10.3.3.Dayanım	198
10.3.4.Kesme Dayanımı	199
10.3.5. Lokal Süneklik İçin Detaylar	200
10.4.Süneklik Düzeyi Yüksek Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri	201
10.4.1.Tasarım Kuvvet Etkileri	201
10.4.2.Taşıma Gücü Tahkikleri Ve Detaylar	202
10.5.Süneklik Düzeyi Yüksek Perde Duvarlar	203
10.5.1.Genel	203
10.5.2. Tasarım Kuvvet Etkileri	204
10.5.2.1.Düzlemlerinde Narin Perde Duvarlar İçin Özel Koşullar	204
10.5.2.2.Kısa Perdeler İçin Özel Koşullar	206
10.5.3. Taşıma Gücü Tahkikleri Ve Detayları	206
10.5.3.1.Eğilme Dayanımı	206
10.5.3.2.Perde Duvar Gövdesinde Kesme Kuvvetinden Kaynaklanan Diyagonal Çekme Kırılması	206
10.5.4.Lokal Süneklik İçin Koşullar	207
10.6.Donatıların Ankrajı ve Ekleri İçin Kurallar	210
10.6.1.Genel	210
10.6.2.Donatıların Ankrajı	211
10.6.2.1.Kolonlarda Ankraj	211
10.6.2.2.Kirişlerde Ankraj	211
10.6.3.Donatıların Eklenmesi	212

11.ACİ 318-02'YE GÖRE ÖZEL BETONARME ELEMANLAR	214
11.1.Genel Koşullar	214
11.1.1.Taşıyıcı Sistemlerin Analizi	214
11.1.2.Dayanım Koşulları	214
11.1.3.Mekanik Ekler	215
11.2. Özel Moment Taşıyan Çerçevelerde Eğilme Elemanları	216
11.2.1.Genel	216
11.2.2.Boyuna Donatı	216
11.2.3.Enine Donatı Koşulları	217
11.2.4. Kesme Dayanımı Koşulları	218
12.2.4.1. Tasarım Kuvvetleri	218
12.2.4.2.Enine Donatı	218
11.3. Eğilme Ve Eksenel Yüke Maruz Özel Moment Çerçeve Elemanları	219
11.3.1.Genel	219
11.3.2.Eğilme Dayanımı	220
11.3.3.Boyuna Donatı	220
11.3.4.Enine Donatı	221
11.3.5.Kesme Dayanımı Koşulları	223
11.4. Özel Moment Çerçevelerde Birleşim Bölgeleri	223
11.4.1. Genel Koşullar	223
11.4.2. Enine Donatı	224
11.4.3. Kesme Dayanımı	224
11.5. Özel Betonarme Perde Duvarlar	225
11.5.1.Donatı	225
11.5.2. Tasarım Kuvvetleri	226
11.5.3. Kesme Dayanımı	226
11.5.4. Eğilme Ve Eksenel Yükler İçin Tasarım	226
11.5.5. Özel Betonarme Perde Duvarlarda Uç Bölgeleri	227
12.SONUÇLAR	228
KAYNAKLAR	230
ÖZGEÇMİŞ	233

ŞEKİLLER LİSTESİ

- Şekil 2.1 :A1-burulma düzensizliğinde döşeme relatif deplasmanları
- Şekil 2.2 :A2 -döşeme düzensizliği
- Şekil 2.3 :A3 -düzensizliği ,planda çıkıntılar bulunması
- Şekil 2.4 :Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği
- Şekil 2.5 :Özel tasarım ivme spektrumu
- Şekil 2.6 :Eşdeğer deprem kuvvetinin dağılımı
- Şekil 2.7 :Kaydırılmış kütle merkezleri
- Şekil 2.8 :A2 -döşeme düzensizliği halinde ek dışmerkezlik
- Şekil 2.9 :Fiktif yük ve deplasmanlar
- Şekil 3.1 :Eurocode 8’de elastik davranış spektrumu
- Şekil 3.2 :A- E grubu zeminler için önerilen Tip 1 elastik davranış spektrumu (%5 sönümleme için)
- Şekil 3.3 :A- E grubu zeminler için önerilen Tip 2 elastik davranış spektrumu (%5 sönümleme için)
- Şekil 3.4 :Geri çekmeli yapılar için düzenlilik kriterleri
- Şekil 4.1 :UBC-97 için tasarım davranış spektrumu
- Şekil 5.1 :Örnek yapıya ait kalıp planı
- Şekil 5.2 :Kobe Depremi KJM istasyonu,Y yönü
- Şekil 5.3 :Nortridge Depremi Arleta Nordoff İstasyonu,Y yönü
- Şekil 5.4 :San Fernando Depremi Old Ridge Route İstasyonu,Y yönü
- Şekil 5.5 :Kocaeli Depremi Arçelik Tesisleri,Y yönü
- Şekil 5.6 :Z2 zemin için Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemleri kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.7 :Z2 zemin için Lineer Zaman –Tanım Alanı Analiz’leri ile Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemleri taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması
- Şekil 5.8 :Sismik kuvvetin Y bileşeni için Lineer Zaman Tanım Alanı Analiz’lerinden elde edilen kat deplasmanları
- Şekil 5.9 :Düzce Depremi Düzce İstasyonu,Y yönü
- Şekil 5.10 :Northridge Depremi Sylmar İstasyonu,Y yönü
- Şekil 5.11 :Kocaeli Depremi Düzce İstasyonu,Y yönü
- Şekil 5.12 :San Fernando Depremi LA Hollywood Store İstasyonu,Y yönü

- Şekil 5.13 :Z3 zemin profili Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemleri kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.14 :Z3 zemin için Lineer Zaman –Tanım Alanı Analiz’leri ile Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemleri taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması
- Şekil 5.15 : Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri’nden elde edilen kat deplasmanları
- Şekil 5.16 : Kobe Depremi KJM istasyonu,X yönü
- Şekil 5.17 : Northridge Depremi,Arleta Nordoff İstasyonu,X yönü
- Şekil 5.18 :San Fernando Depremi Old-Ridge Route İstasyonu,X yönü
- Şekil 5.19 :Kocaeli Depremi Arçelik İstasyonu,X yönü
- Şekil 5.20 :B grubu zemin için kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması
- Şekil 5.21 : Kobe Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.22 : Northridge Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.23 : San Fernando Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.24 : Kocaeli Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.25 : B grubu zemin için yatay kuvvet yöntemi ve modal davranış spektrum analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.26 : Düzce Depremi Düzce istasyonu,X yönü
- Şekil 5.27 : Northridge Depremi Sylmar istasyonu,X yönü
- Şekil 5.28 : Kocaeli Depremi Kocaeli istasyonu,X yönü
- Şekil 5.29 : San Fernando Depremi LA Holywood Store istasyonu,X yönü
- Şekil 5.30 : C grubu zemin için kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması
- Şekil 5.31 : Düzce Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.32 : Northridge Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.33 : Northridge Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.34 : San Fernando Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi
- Şekil 5.35 :C grubu zemin için Yatay Kuvvet Metodu ve Modal Davranış Spektrumu Analiz’inden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması
- Şekil 5.36 : C grubu zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için kat kesme kuvvetlerinin değişimi
- Şekil 5.37 : D grubu zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için kat kesme kuvvetlerinin değişimi

- Şekil 5.38 :Sismik kaynağa 2km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.39 :Sismik kaynağa 5km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.40 :Sismik kaynağa 10 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.41 : Sismik kaynağa 2 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.42 : Sismik kaynağa 5 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.43 :Sismik kaynağa 10 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.44 :Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.45 : Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.46 : Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri
- Şekil 5.47 : Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri
- Şekil 5.48 : Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.49 : Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri
- Şekil 5.50 : Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri
- Şekil 5.51 : Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri
- Şekil 6.1 : Soğukta işlem görmüş donatı için gerilme-deformasyon bağıntısı
- Şekil 6.2 : S420 sınıfı donatılar için net çekme deformasyonu, ϵ_t ve c / d_t ile ϕ değişimi
- Şekil 6.3 : S 420 sınıfı donatılar için net çekme deformasyonu, ϵ_t ve c / d_t ile ϕ değişimi
- Şekil 7.1 :TS-500'de giriş boyutları
- Şekil 7.2 : Donatı çeliği için gerilme-deformasyon diyagramı

Şekil 7.3	: İdealleştirilmiş gerilme –deformasyon dağılımları
Şekil 7.4	: Kolonlar için deformasyon şekilleri
Şekil 7.5	: Kolonlarda etkili uzunluk
Şekil 7.6	: Öteleme yapması önlenmiş kolonlarda momentler ve deformasyonlar
Şekil 7.7	: Değişik narinlikteki kolonlar için yük-deformasyon eğriler
Şekil 7.8	: Farklı eksenel yük seviyelerinde kolonda eğriliğin değişimi
Şekil 7.9	: $d'/h = 0.2$ için k_2 değerleri
Şekil 7.10	: $d'/h = 0.1$ için k_2 değerleri
Şekil 7.11	: Deformasyon dağılımı ve net çekme deformasyonu
Şekil 7.12	: Jackson ve Moreland diyagramı
Şekil 8.1	: Değişik mesnetlenme türleri
Şekil 8.2	: İdealleştirilmiş kafes modeli
Şekil 8.3	: Kesme donatısının hesaplanması için diyagram
Şekil 8.4	: Şekil 8.4. Kesme dayanımının $\cot \theta$ ile değişimi
Şekil 8.5	: Mesnet koşulunu sağlayan elemanlar
Şekil 8.6	: Mesnet koşulunu sağlamayan elemanlar
Şekil 9.1	: Özel deprem etriyeleri ve çirozları
Şekil 9.2	: Kolonlarda boyuna donatının kenetlenmesi
Şekil 9.3	: Kolon ve düğüm noktası enine donatıları
Şekil 9.4	: Düğüm noktasında kolon ve kiriş uç momentleri
Şekil 9.5	: Kısa kolon
Şekil 9.6	: Kirişlerde donatının kenetlenmesi
Şekil 9.7	: Kiriş enine donatıları
Şekil 9.8	: Kiriş enine donatı hesabına esas olan kuvvet ve momentler
Şekil 9.9	: Kuşatılmış birleşim koşulları
Şekil 9.10	: Perde uç bölgeleri ve donatıları
Şekil 9.11	: Perde duvarlarda tasarım eğilme momentleri
Şekil 10.1	: Kolonlarda kesme kuvveti hesabında kolon uç momentleri
Şekil 10.2	: Beton çekirdeğin sargılanması
Şekil 10.3	: Kiriş kesme tasarımında kullanılan uç momentler
Şekil 10.4	: Kolona bağlanan kirişler için etkili tabla genişliği b_{eff}

- Şekil 10.5 :Kiriş enine donatıları
- Şekil 10.6 :Narin perdelerde eğilme momenti zarfı
- Şekil 10.7 :İkili bir sistemdeki perde duvar için kesme kuvveti tasarım zarfı
- Şekil 10.8 :Perde uç bölgesi ve maksimum eğrilikte deformasyonlar
- Şekil 10.9 :Uç bölgeler için minimum kalınlıklar
- Şekil 10.10 :Süneklik düzeyi yüksek tablalı perde duvarlarda minimum uç eleman kalınlığı
- Şekil 10.11 :Dış kolon-kiriş birleşimlerinde ankraj için ilave önlemler
- Şekil 11.1 :Bindirmeli fretler için örnekler
- Şekil 11.2 :Kirişler ve kolonlar için tasarım kesme kuvvetleri
- Şekil 11.3 : Kolonlarda enine donatılar için örnekler
- Şekil 11.4 :Etkili birleşim bölgesi alanı, A_j

TABLÖLAR LİSTESİ

Tablo 2.1	: Etkin yer ivmesi katsayıları
Tablo 2.2	: Bina önem katsayıları
Tablo 2.3	: Spektrum karakteristik periyotları
Tablo 2.4	: Zemin grupları
Tablo 2.5	: Yerel zemin sınıfları
Tablo 2.6	: Betonarme sistemler için taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R)
Tablo 2.7	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabileceği binalar
Tablo 2.8	: Hareketli Yüğü Azaltma Katsayıları
Tablo 3.1	: Eurocode 8'e göre zemin sınıfları
Tablo 3.2	: Tip 1 elastik davranış spektrumunu tanımlayan parametre değerleri
Tablo 3.3	: Tip 2 elastik davranış spektrumunu tanımlayan parametre değerleri
Tablo 3.4	: Düşey elastik davranış spektrumlarını tanımlayan tavsiye edilen parametre değerleri
Tablo 3.5	: Yapısal düzenliliğin sismik analiz ve tasarıma olan etkisi
Tablo 3.6	: Eurocode 8 için bina önem katsayıları
Tablo 4.1	: Kullanım kategorileri
Tablo 4.2	: Zemin profil tipleri
Tablo 4.3	: Z sismik bölge katsayıları
Tablo 4.4	: N_a kaynak yakınlık katsayısı
Tablo 4.5	: Sismik kaynak tipi
Tablo 4.6	: C_a sismik katsayısı
Tablo 4.7	: C_v sismik katsayısı
Tablo 4.8	: Taşıyıcı sistemler
Tablo 4.9	: N_v Kaynak yakınlık katsayısı
Tablo 5.1	: Kat kesme kuvvetleri (Z2 zemin için)
Tablo 5.2	: Maksimum, minimum ve ortalama görelî kat ötelemeleri
Tablo 5.3	: Burulma düzensizliği kontrolü
Tablo 5.4	: Artırılmış ek dışmerkezlik oranları
Tablo 5.5	: Artırılmış eksantriteler için görelî kat ötelemeleri
Tablo 5.6	: Yumuşak kat düzensizliği kontrolü
Tablo 5.7	: Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü
Tablo 5.8	: Kat kesme kuvvetleri (Z3 zemin sınıfı için)

Tablo 5.9	: Kat deplasmanları ve görelî kat ötelemeleri
Tablo 5.10	: Burulma düzensizliği katsayıları
Tablo 5.11	: Artırılmış eksantrite oranları
Tablo 5.12	: Artırılmış eksantriteler için kat deplasmanları ve ötelemeleri
Tablo 5.13	: Yumuşak kat düzensizliği katsayıları
Tablo 5.14	: Titreşim periyotları ve modal kütleler
Tablo 5.15	: Z2 zemin için mod birleştirme yönteminde kullanılan davranış spektrumu
Tablo 5.16	: Kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.17	: Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.18	: Tekrarlanan analiz sonucu elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.19	: Z3 zemin profili için mod birleştirme yöntemi ve eşdeğer deprem yükünden elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.20	: Z3 zemin sınıfı için mod birleştirme yönteminde kullanılan spektrum
Tablo 5.21	: Tekrarlanan analiz sonucu elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.22	: Z2 zemin için kullanılan deprem ivme kayıtları ve özellikleri
Tablo 5.23	: Z2 zemin için Lineer Zaman Tanım Alanı Analiz'lerden elde edilen taban kesme kuvvetleri
Tablo 5.24	: Z2 zemin profili için Lineer Zaman-Tanım Alanı Analizler'inden elde edilen kat deplasmanları
Tablo 5.25	: Deprem ivme kayıtları ve özellikleri
Tablo 5.26	: Z3 zemin profili için lineer zaman- tanım alanı analizlerinden elde edilen taban kesme
Tablo 5.27	: Z3 zemin profili için lineer zaman-tanım alanı analizlerinden elde edilen kat deplasmanları
Tablo 5.28	: kat kesme kuvvetleri (B grubu zemin için)
Tablo 5.29	: Maksimum,minimum kat deplasmanları ve ötelemeleri
Tablo 5.30	: Görelî kat ötelemeleri için tahkik
Tablo 5.31	: kat kesme kuvvetleri (C grubu zemin için)
Tablo 5.32	: C grubu zemin için kat deplasman ve ötelemeleri
Tablo 5.33	: Görelî kat ötelemeleri için tahkik
Tablo 5.34	: B grubu zemin için tasarım spektrumu
Tablo 5.35	: B grubu zemin için kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.36	: C grubu zemin için tasarım spektrumu

Tablo 5.37	: C grubu zemin için taban kesme kuvvetleri
Tablo 5.38	: Lineer zaman-tanım alanı analizlerinde X yönünde kullanılan ivme kayıtları
Tablo 5.39	: B grubu zemin için $E_y+0,30E_x$ ve E_y 'den elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.40	: B grubu zemin için X ve Y yönlerindeki zaman tanım alanlarının kombinasyonundan elde edilen deplasmanlar
Tablo 5.41	: Lineer zaman-tanım alanı analizlerinde X yönünde kullanılan ivme kayıtları
Tablo 5.42	: B grubu zemin için $E_y+0,30E_x$ ve E_y 'den elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.43	: C grubu zemin için X ve Y yönlerindeki zaman tanım alanlarının kombinasyonundan elde edilen deplasmanlar (m)
Tablo 5.44	: C zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km uzaklık için taban ve kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.45	: Sismik kaynağa 2km uzaklık için kat deplasman ve ötelemeleri
Tablo 5.46	: Sismik kaynağa 2km uzaklık için burulma düzensizliği kontrolü
Tablo 5.47	: Artırılmış ek dışmerkezlilikler
Tablo 5.48	: Artırılmış ek dışmerkezlilikler için kat deplasman ve ötelemeleri
Tablo 5.49	: Sismik kaynağa 2km mesafe için yumuşak kat düzensizliği tahkiki
Tablo 5.50	: Göreli kat ötelemelerinin kontrolü
Tablo 5.51	: Sismik kaynağa 5km ve 10km mesafe için maksimum kat deplasman
Tablo 5.52	: D zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için taban ve kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.53	: D zemin profilinde Sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için maksimum kat deplasmanları
Tablo 5.54	: C zemin profili için spektrum fonksiyonları
Tablo 5.55	: C zemin profili için modal davranış analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 5.56	: D zemin profili için spektrum fonksiyonları
Tablo 5.57	: D zemin profili için davranış spektrumu analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri
Tablo 6.1	: Beton sınıfları için dayanım değerleri
Tablo 6.2	: Donatı çelikleri için mekanik özellikler (TS 708'den)
Tablo 6.3	: Eurocode 2'de tanımlı beton sınıfları ve ilgili özellikler.
Tablo 6.4	: Donatılar için süneklik sınıfları
Tablo 6.5	: Yüklerin sınıflandırılması
Tablo 6.6	: Yapılara etki eden yükler için γ kısmi emniyet katsayıları

Tablo 6.7	: ψ için tavsiye edilen değerler
Tablo 6.8	: Farklı X değerleri için azaltma katsayıları
Tablo 6.9	: EN 1990'da taşıma gücü sınır durumunda yük kombinasyonları için kısmi emniyet katsayıları
Tablo 6.10	: ACI 318-02'de tanımlı beton dayanımları ve MPa cinsinden karşılıkları
Tablo 6.11	: Donatı için minimum ASTM dayanım koşulları
Tablo 6.12	: ACI 318-02'de tanımlı donatılar ve SI birim sistemindeki karşılıkları
Tablo 7.1	: Değişik beton sınıfları için k_1 değerleri
Tablo 7.2	: Betonda gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlayan katsayılar
Tablo 7.3	: Gerilme bloğu parametrelerinin karşılaştırılması
Tablo 7.4	: Etkili uzunluk katsayıları için yaklaşık değerler(etkili uzunluk=katsayı*net açıklık)
Tablo 8.1	: Bazı beton sınıfları için $(0.18 / \gamma_c)(100\rho_1 f_{ck})^{1/3}$ değerleri
Tablo 8.2	: k derinlik katsayıları
Tablo 8.3	: Bazı beton sınıfları için v_{min} değerleri
Tablo 8.4	: Bazı beton sınıfları için gerilme cinsinden maksimum ve minimum beton payanda kapasiteleri
Tablo 10.1	: Düşeyde düzenli yapılar için taşıyıcı sistem davranış katsayıları

ÖZET

Ülkemiz nüfusunun yüzde 95'i deprem riski altında yaşamaktadır.Kuzey Anadolu ve Doğu Anadolu Fay hatları nedeniyle çok sayıda büyüklüğü 7.0Richter'e varan şiddetli deprem meydana gelmiştir ve de gelmeye de devam edecektir.Bu nedenle insanlarımızı ve şehirlerimizi korumak ve Kocaeli Depreminde olduğu gibi ağır kayıpları tekrar yaşamamak için depreme dayanıklı yapı tasarımına önem verilmelidir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımının ilk adımı deprem kuvvetlerinin belirlenmesidir.Bu amaçla çeşitli hesap yöntemleri kullanılmasına rağmen bu yöntemlerin barındırdığı belirsizlikler nedeniyle tam olarak deprem kuvvetlerinin hesaplanması mümkün değildir.

Deprem hasarları yapıların gerçek davranışı hakkında fikir verir ve depreme dayanıklı tasarım konusunda zorunlu kuralları ortaya koyar.Hasarların genel sebepleri düzensiz taşıyıcı sistemler,konstrüktif kurallara uyulmaması ve düşük malzeme kalitesidir.

Genel olarak deprem yönetmelikleri deprem kuvvetlerinin hesaplamaları,taşıyıcı sistemler için düzensizlik kriterleri ve konstrüktif detaylar için kurallar verir ve malzeme kalitesi için alt sınır belirler.İsimleri yada yürürlükte olduğu ülkeler farklı olsa da bütün yönetmeliklerin ortak noktası deprem etkilerine karşı minimum dayanım ve sünekliğin beraber sağlanması gerekliliğidir.

Bu çalışmanın amacı 2007 Deprem Yönetmeliği,Eurocode 8 ve Uniform Building Code 8 arasında inceleme ve karşılaştırma yapmaktır.

Anahtar Kelimeler:Depreme dayanıklı tasarım,düzensiz yapılar,statik analiz yöntemleri,mod birleştirme yöntemi,lineer zaman-tanım alanı analizi, taban kesme kuvveti süneklik düzeyi yüksek elemanlar.

ABSTRACT

Ninety five percent of Turkiye's population have been living under the risk of earthquake. Up today ,due to North Anatolian Fault and East Anatolian Fault, many destructive earthquakes whose magnitudes reaching 7.0 Richter have taken place and also will take place. In order to protect our people and cities and not to suffer the heavy losses such as in Kocaeli Earthquake ,attention should be paid to earthquake resistant design.

First stage of earthquake resistant design is calculation of seismic forces. For this purpose various analysis methods are employed it is not possible to determine the exact values of seismic forces due to inaccuracies that analysis methods contain.

Earthquake damages give idea about exact behaviour of structures and reveal the necessary rules that must be obeyed on the point of earthquake resistant design. The chief reasons of damages is irregular structural systems, violation of ductility rules and poor material quality.

As a rule, earthquake codes give rules on the calculation of earthquake forces, irregularity criteria for structural systems and details ensuring element ductility and also determines lower limit for material quality. Even their name or the countries where they are in use are different, the common point of earthquake codes is necessity of ensuring the strength and ductility simultaneously.

The purpose of this study is to review and compare the provisions on subjects that mentioned above.

Key words: Earthquake resistant design , irregular structures ,static analysis method, modal response analysis,linear time-history analysis,base shear force,high ductility elements,

1.GİRİŞ

Yapılar kendi ağırlıklarını,kullanım sırasında oluşacak yükleri ve hizmet ömrü süresince etki edecek olan rüzgar ve deprem gibi yatay kuvvetleri karşılayabilecek şekilde tasarlanır.Deprem kuvvetlerine karşı yapı tasarımının ilk adımı deprem nedeniyle oluşacak yatay kuvvetlerin belirlenmesidir.Gelecekte olması bir depremin şiddetini ve karakteristiğini tam olarak mümkün değildir.Buna rağmen bir taşıyıcı sistemi emniyetli ve ekonomik olarak farklı performans seviyeleri için tasarlamak mümkündür.

Deprem anında meydana gelen atalet kuvvetlerinin hesaplanmasında, depremin şiddet ve karakteristikleri,taşıyıcı zemin ve binanın taşıyıcı sistem karakteristikleri tam olarak bilinemez.Bu nedenle hesaplamalarda bazı kabuller yapılır ve bu kabullerin sonucunda hesap yöntemleri geliştirilir ve deprem yönetmelikleri oluşturulur.

Bu çalışmada Afet Bölgelerinde Yapılacak Hakkında Yönetmelik ,Eurocode 8 ve Uniform Building Code arasında deprem analizleri ve süneklik düzeyi yüksek betonarme elemanlar için karşılaştırma yapılmıştır.

Çalışmanın ikinci ,üçüncü ve dördüncü bölümleri sırasıyla 2007 Deprem Yönetmeliği, EC8 ve UBC-97’de deprem analizleri için verilen kurallar ile ilgilidir.

Örnek bir yapının için 2007 Deprem Yönetmeliği’negöre Z2 ve Z3 zemin sınıflarına oturduğu kabulü ile beşinci bölümde Eşdeğer Deprem Yüğü , Mod Birleştirme ve Lineer Zaman-Tanım Alanı Analiz yöntemleri gerçekleştirilmiştir.Z2 ve Z3 zemin sınıflarının EC 8 ve UBC-97’deki eşdeğerleri içinde aynı yöntemler uygulanmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.Analizlerde ETABS 8.5 yazılımı kullanılmıştır.Lineer Olmayan Statik ve Lineer Olmayan Zaman-Tanım Analizleri için inceleme yapılmamıştır. Altıncı bölümde yönetmeliklerde en gayri müsait kesit tesirlerini elde etmek için kullanılan yük kombinasyonları ve malzeme dayanımları ile ilgili genel kurallar incelenmiştir.Yedinci bölümde , 2007 Deprem Yönetmeliği’ni, EC 8’i ve UBC-97’yi daha iyi anlamak için , bu yönetmeliklerin paralelinde kullanılan TS 500 ,EC2 ve ACI 318-02 yönetmelikleri için kesme davranışı kuralları incelenmiştir.Aynı amaçla sekizinci bölümde bu kez eğilme ve birleşik eğilme etkisindeki elemanlar incelenmiştir.Dokuzuncu,onuncu ve on birinci bölümlerde süneklik düzeyi yüksek elemanlar sırasıyla 2007 Deprem Yönetmeliği ,EC 8 ve UBC-97 kurallarına göre incelenmiştir.On birinci bölümde süneklik düzeyi yüksek elemanların incelenmesinde esasen bir deprem yönetmeliği olmamasına rağmen ACI 318-02 tercih edilmiştir.ACI 318-02 süneklik düzeyi normal ,orta ve yüksek elemanlar için genel kuralları verir.Süneklik düzeyi yüksek elemanlar bir deprem yönetmeliği olan UBC-97 ‘nin dördüncü derece sismik bölge (en şiddetli) için verdiği koşulları sağlar.ACI 318-02’in diğer

yönetmeliklerden farkı formülasyonların SI birim sistemini kullanmamasıdır.On ikinci bölümde bu yönetmeliklerin karşılaştırılmasından elde edilen sonuçlar açıklanmıştır.

2. ABYYHY İÇİN DEPREME DAYANIKLI YAPI KURALLARI

2.1. Giriş

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizin yakın tarihi çok sayıda yıkıcı depremi barındırmaktadır. Dünya genelinde son yüz yıllık içerisinde meydana gelen yıkıcı depremlerden sonra yapı inşasına çeşitli kurallar getirilmeye çalışılmış ve bunlar afet yönetmelikleri şeklinde ortaya konulmuştur. Teknoloji geliştikçe ve depremlerden dolayı meydana gelen can ve mal kayıpları arttıkça bu yönetmelikler değiştirilmiştir. Ülkemizde de bu konuda ilk çalışma Erzincan depreminden sonra (1939, $M=7.9$) 1940 yılında yapılmıştır. Bu tarihten günümüze kadar sekiz adet deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir. Bu yönetmeliklerin ortak noktası yayınlandıkları yıl ne olursa daima ağırlıklı olarak deprem konusuna değinmiş olmalarıdır. Bu nedenle afet yönetmelikleri genellikle deprem yönetmeliği olarak adlandırılır.

- 1940 - Zelzele Mıntıkalarında Yapılacak İnşaata Ait İtalyan Yapı Talimatnamesi
- 1944 - Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi
- 1949 - Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği
- 1953 - Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
- 1962 - Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)
- 1968 - Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)
- 1975 - Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)
- 1998 - Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYH)

1949 Afet Yönetmeliğine kadar yürürlüğe giren deprem yönetmelikleri henüz betonarme binalardan tam olarak söz edilmemiştir. Betonarme binaların yaygın olarak kullanılmamasından dolayı bu yönetmeliklerde deprem hesabı ile ilgili çalışmalar bulunmamaktadır. İlk deprem hesabı çok basitte olsa 1949 Deprem Yönetmeliğinde mevcuttur. Ayrıca bu yönetmelikte yüzeysel deprem bölgesi (1. ve 2.) tanımı kullanılmıştır.

1953 Afet Yönetmeliği deprem kuvvetlerinin hesabında bir önceki yönetmelikte verilen formülü kullanmaktadır. Fakat bu yönetmelikte zemin konusunda daha fazla önem verilmiştir. Çeşitli zemin sınıfları için emniyet gerilmeleri belirlenmiştir.

1962 Afet Yönetmeliği'nde: Bir önceki yönetmeliğe göre çok büyük değişiklikler olmamıştır. Deprem kuvvetleri yine aynı formül ile hesaplanmaktadır. Deprem kuvveti hesabında kullanılan C katsayısı önceki yönetmeliklerden farklı olarak bu kez formül ile hesaplanmaktadır.

1972 Afet Yönetmeliği'nde Depremden başka su baskını ve yangın afetinden korunma hususunda da bazı önerilerde bulunulmuştur. Betonarme , yapı elemanlarının genel özelliklerinden bahsedilmiş, boyut ve donatı ile ilgili kurallara yer verilmiştir. Ayrıca bu yönetmelikte çizimler yapılarak, görselliğe önem verilmiş ve anlatılanların daha iyi anlaşılması sağlanmıştır. Yönetmeliğin daha öncekilerden en önemli farkı betonarme inşaat elemanlarının kurallarından bahsetmesi ve deprem hesabının daha ayrıntılı hale gelmesidir.

1975 Afet Yönetmeliği: Ülke 1. , 2. , 3. ve 4. derece deprem bölgelerine ayrılmıştır. Yönetmelikte zamanına göre başarılı bir çalışma olduğu ve betonarme elemanlarla ilgili verilen boyut ve donatı değerlerinin depremlerde yeterli denilebilecek seviyede olduğu günümüzde belirtilmektedir. Deprem kuvvetleri hesabı birçok parametreye göredetaylı bir şekilde yapılmaktadır. Depremlerde ağır hasara neden olan birçok eksiklik görülmüş ve bu yönetmelikte düzeltilmiştir. Ayrıca bu yönetmelikte özellikle kolon-kiriş birleşim bölgelerine ve kolon, kiriş sarılma bölgelerine önem verilmiştir.

1998 Afet Yönetmeliği: 1998 yılında yapılan değişikliklerle de yönetmelik, önemli miktarda, depreme dayanıklı yapı tasarımı için eksiksiz duruma getirilmiştir. Yönetmelik depreme dayanıklı bina tasarımı için ilk önce düzensizlik adını verdiği bazı konuları işlemiştir. Binanın yatay ve düşey doğrultudaki düzensizliklerini tanımlamış, tasarım esnasında bu kurallara uyulması istenmiştir. Yönetmelik yapıya etki edecek deprem kuvvetlerinin belirlenebilmesi için, etkin yer ivmesi katsayısı, bina önem katsayısı ve spektrum katsayısı tanımlamıştır. Daha sonra eşdeğer deprem yükü yöntemi, mod birleştirme yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemleri olmak üzere üç başlık altında analiz yöntemleri açıklanmıştır. Yönetmelik depreme dayanıklı yapı tasarımı başlığı altında betonarme elemanların hepsi ile ilgili kuralları vermiştir.

Kolonların kesitleri, konumları, enine ve boyuna donatıları, kirişlerin boyutları, enine ve boyuna donatıları, perdelerle ilgili kurallar şekillerle açıklanarak, tablo, formül veya denklem formunda belirtilmiştir. Tüm betonarme yapı elemanları ayrıntılı bir şekilde incelenmiştir. Sadece betonarme yapılar için değil, çelik, ahşap, yığma ve istinat yapıları içinde depreme dayanıklı tasarım kuralları belirlenmiştir. Diğer yönetmeliklerde çok az bir hesap kısmı mevcuttur fakat bu yönetmeliğin her bir adımı bir kurala, bir formüle bağlanmıştır. 1998 Deprem Yönetmeliği bir tecrübe, teknoloji ve akademik çalışma ürünüdür.

1998 Deprem Yönetmeliği Mart 2006 tarihinde yayınlanan Resmi Gazete ile değişikliğe uğramıştır. Yeni yönetmelikteki en belirgin fark yeni bir bölüm içerisinde mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesine değinilmesidir. [1]

2.2. Düzensiz Binalar

2.2.1. Düzensiz Binalara İlişkin Koşullar

A1 ve B2 türü düzensizlikler deprem hesap yönteminin seçiminde etken olan düzensizliklerdir. A2 ve A3 türü düzensizliklerin bulunduğu binalarda, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde deprem kuvvetlerini düşey taşıyıcı sistem elemanları arasında güvenle aktarabildiği hesapla doğrulanmalıdır.

B1 türü düzensizliğinin bulunduğu binalarda, gözönüne alınan i'inci kattaki dolgu duvarı alanlarının toplamı bir üst kattakine göre fazla ise, η_{ci} 'nin hesabında dolgu duvarları gözönüne alınmaz. $0.60 \leq (\eta_{ci})_{\min} < 0.80$ aralığında Tablo 2.5'te verilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı, $1.25(\eta_{ci})_{\min}$ değeri ile çarpılarak her iki deprem doğrultusunda da binanın tümüne uygulanacaktır. Ancak hiçbir zaman $\eta_{ci} < 0.60$ olmamalıdır. Aksi durumda, zayıf katın dayanımı ve rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanır.

B3 türü düzensizliğin bulunduğu binalara ilişkin koşullar, bütün deprem bölgelerinde uygulanmak üzere, aşağıda belirtilmiştir:

- (a) Kolonların binanın herhangi bir katında konsol kirişlerin veya alttaki kolonlarda oluşturulan güselerin üstüne veya ucuna oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez.
- (b) Kolonun iki ucundan mesnetli bir kirişe oturması durumunda, kirişin bütün kesitlerinde ve ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda bu kirişin bağlandığı düğüm noktalarına birleşen diğer kiriş ve kolonların bütün kesitlerinde, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan tüm iç kuvvet değerleri %50 oranında arttırılacaktır.
- (c) Üst katlardaki perdenin altta kolonlara oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez.
- (d) Perdelerin binanın herhangi bir katında, kendi düzlemleri içinde kirişlerin üstüne açıklık ortasında oturtulmasına hiçbir zaman izin verilmez.[2],[3]

2.2.2. Planda Düzensizlik Durumları

2.2.2.1. A1- Burulma Düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumu olarak tanımlanır(Şekil 2.1).Görelî kat ötelemelerinin hesabı, $\pm$ %5 ek dışmerkezlîk etkileri de dikkate alınarak yapılmalıdır. [2],[3]

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{\max}}{(\Delta_i)_{ort}} \geq 1.2 \quad (2.1)$$

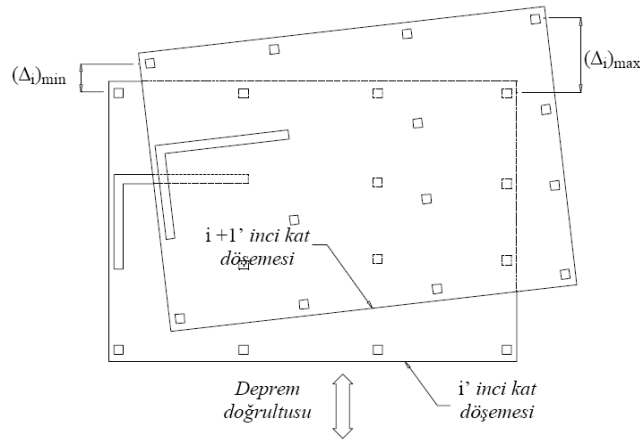
2.2.2.2. A2- Döşeme Düzensizliği

Herhangi bir kattaki döşemede aşağıda tanımlı şartlardan birinin sağlanması durumudur.(Şekil 2.2) [2],[3]

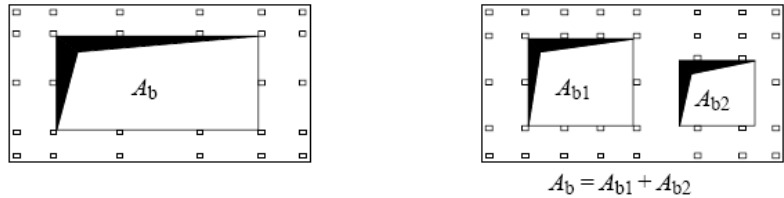
- a) Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu,
- b) Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,
- c) Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu

2.2.2.3. A3 -Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur (Şekil 2.3) [2],[3]



Şekil 2.1.A1 burulma düzensizliğinde döşeme relatif deplasmanları

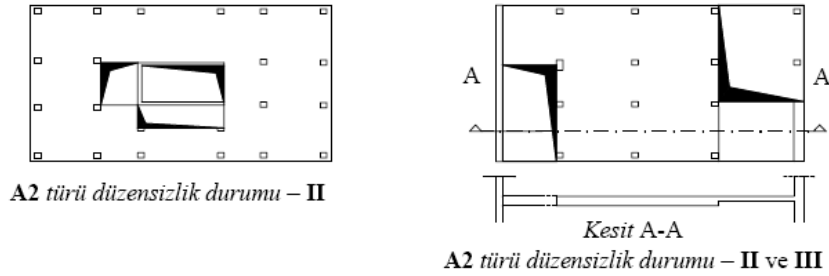


A2 türü düzensizlik durumu – I

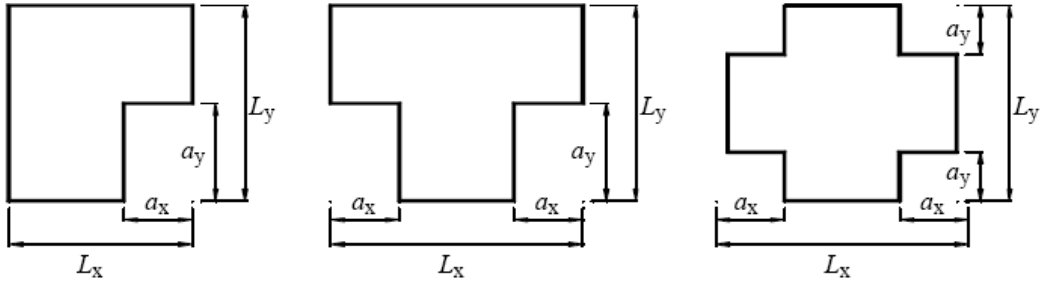
$$A_b / A > 1/3$$

A_b : Boşluk alanları toplamı

A : Brüt kat alanı



Şekil 2.2. A2 döşeme düzensizliği



A3 türü düzensizlik durumu:
 $a_x > 0.2 L_x$ ve aynı zamanda $a_y > 0.2 L_y$

Şekil 2.3.A3 düzensizliği ,planda çıkıntılar bulunması

2.2.3. Düşeyde Düzensizlik Durumları

2.2.3.1. B1-Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanı'nın, bir üst kattaki etkili kesme alanı'na oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumu olarak tanımlanır. [2],[3]

$$\eta_{ci} = \frac{\sum (A_e)_i}{\sum (A_e)_{i+1}} < 0.80 \quad (2.2)$$

Herhangi bir kattaki etkili kesme alanı aşağıdaki denklem ile hesaplanır.

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k \quad (2.3)$$

A_w : Kolon enkesiti etkin gövde alanı .(depreme dik doğrultudaki kolon çıkıntılarının alanı hariç)

A_g : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı.

A_k : Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı.

2.2.3.2. B2-Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 2.0'den fazla olması durumu olarak tanımlanır. Görelî kat ötelemelerinin hesabında, $\pm$ %5 ek dışmerkezlilik etkilerinin de dikkate alınır. [2]

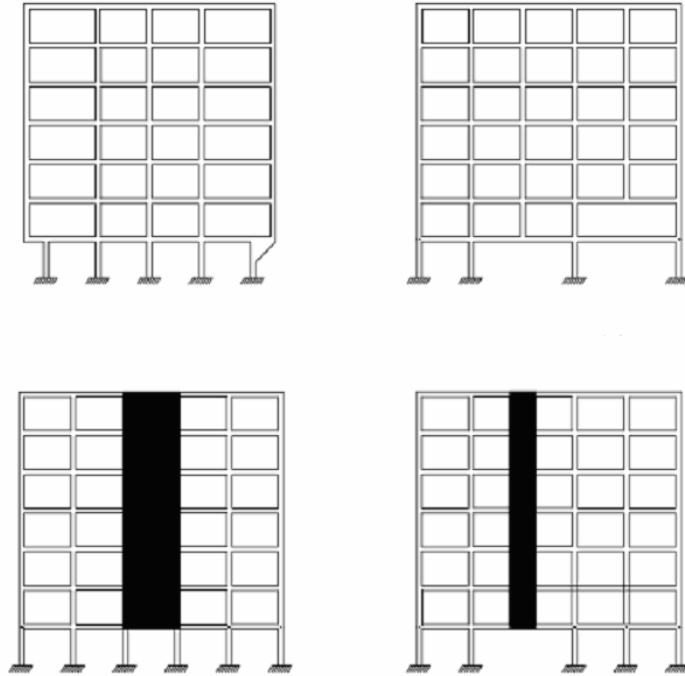
$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort}} > 2.0 \quad (2.4)$$

yada

$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{ort}} > 2.0 \quad (2.5)$$

2.2.3.3. B3-Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği :

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumu olarak tanımlanır. (Şekil 2.4) [2],[3]



Şekil 2.4.Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği

2.3.Elastik Deprem Yüklerinin Tanımlanması

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, Denk.(2.6) 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. [2],[3]

$$A(T) = A_o . I . S(T) \quad (2.7)$$

$$S_{ae}(T) = A(T) . g \quad (2.8)$$

2.3.1. Etkin Yer İvmesi Katsayısı

Denklem(2.7)'de yer alan Etkin Yer İvmesi Katsayısı, A_0 , Tablo 2.2'de tanımlanmıştır. [2],[3]

Tablo 2.1.Etkin yer ivmesi katsayıları

Deprem Bölgesi	A_0
1	0,10
2	0,20
3	0,30
4	0,40

2.3.2. Bina Önem Katsayısı

Denklem(2.6)'da yer alan Bina Önem Katsayısı, I , Tablo 2.2'te tanımlanmıştır.

Tablo 2.2.Bina önem katsayıları

Binanın kullanım amacı yada türü	Bina önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar; a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) 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, bina türü endüstri yapıları, vb)	1

2.3.3. Spektrum Katsayısı

Denklem (2.6)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak aşağıdaki ifadeler ile hesaplanır.

$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow S(T) = 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} \quad (2.9)$$

$$T_A < T \leq T_B \Rightarrow S(T) = 2,5 \quad (2.10)$$

$$T_B < T \Rightarrow S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (2.11)$$

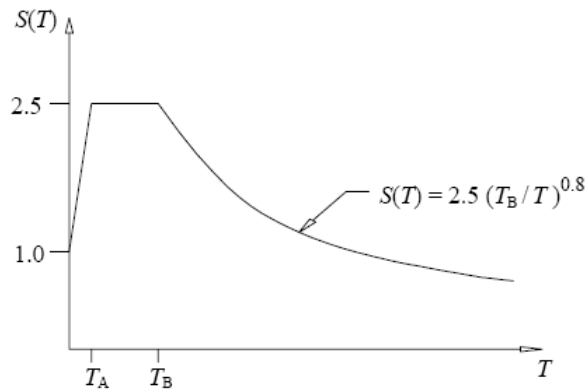
Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , Yerel Zemin Sınıfları'na bağlı olarak Tablo 2.3'te verilmiştir. Zemin grupları ve yerel zemin sınıfları Tablo 2.4 ve 2.5'de gösterilmiştir. [2],[3]

Tablo 2.3. Spektrum Karakteristik Periyotları

Yerel zemin sınıfı	T_A (s)	T_B (s)
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

2.3.4. Özel Tasarım İvme Spektrumları

Gerekli durumlarda elastik tasarım ivme spektrumu, yerel deprem ve zemin koşulları gözönüne alınarak yapılacak özel araştırmalarla da belirlenebilir. Ancak, bu şekilde belirlenecek ivme spektrumu ordinatlarına karşı gelen spektral ivme katsayıları, tüm periyotlar için, Tablo 2.3'deki ilgili karakteristik periyotlar gözönüne alınarak Denklem (2.8)'den bulunacak değerlerden hiçbir zaman daha küçük olmamalıdır. [2],[3]



Şekil 2.5. Özel tasarım ivme spektrumu

Tablo 2.4.Zemin grupları

Zemin grubu	Zemin tanım grubu	Standart penetrasyon (N/30)	Relatif sıkılık (%)	Serbest basınç direnci	Kayma dalgası hızı (m/s)
A	1.Masif volkanik kayalar ve ayrışmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar.....	-	-	>1000	>1000
	2. Çok sıkı kum, çakıl.....	>50	85-100	-	>700
	3. Sert kil ve siltli kil.....	>32	-	>400	>700
B	1.Tüf ve aglomera gibi gevşek volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayalar....	-	-	500-1000	700-1000
	2. Sıkı kum, çakıl.....	30-50	65-85	-	400-700
	3. Çok katı kil ve siltli kil...	16-32	-	-	300-700
C	1.Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar.....	-	-	<500	400-700
	2.Orta sıkı kum, çakıl.....	10-30	35-65	-	200-400
	3.Katı kil ve siltli kil.....	8-16	-	100-200	200-300
D	1.Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları.....	-	-	-	<200
	2. Gevşek kum.....	<10	<35	-	<200
	3. Yumuşak kil, siltli kil.....	<8	-	<100	<200

Tablo 2.5.Yerel zemin sınıfları

Yerel Zemin Sınıfı	Tablo 6.1'e Göre Zemin Grubu ve En Üst Zemin Tabakası Kalınlığı (h_1)
Z1	(A) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (B) grubu zeminler
Z2	$h_1 > 15$ m olan (B) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (C) grubu zeminler
Z3	$15 \text{ m} < h_1 \leq 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 \leq 10$ m olan (D) grubu zeminler
Z4	$h_1 > 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 > 10$ m olan (D) grubu zeminler

2.4. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak için ,spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı'na bölünür. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Tablo 2.6'da tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu, T'ye bağılı olarak Denklem(2.12) ile belirlenir. [2],[3]

$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow R_a(T) = 1,5 + (R - 1,5) \cdot \frac{T}{T_A} \quad (2.12)$$

$$T_A \leq T \Rightarrow R_a(T) = R$$

2.4.1. Taşıyıcı Sistemlerin Süneklik Düzeylerine İlişkin Genel Koşullar

Tablo 2.6.Betonarme Sistemler İçin Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları (R)

Bina Taşıyıcı Sistemi	Süneklik düzeyi normal sistem	Süneklik düzeyi yüksek sistem
1.Yerinde dökme betonarme binalar		
1.1 Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	4	8
1.2 Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
1.3 Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	4	6
1.4 Deprem yüklerinin tamamının çerçeveler ile boşluksuz ve / veya bağ kirişli perde duvarlar tarafından taşındığı binalar.....	4	7

Tablo 2.6'da süneklik düzeyi yüksek olarak gözönüne alınacak taşıyıcı sistemlerde, süneklik düzeyinin her iki yatay deprem doğrultusunda da yüksek olması zorunludur. 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 sayılır.

Süneklik düzeyleri her iki doğrultuda aynı olan veya bir doğrultuda yüksek, diğer doğrultuda karma olan sistemlerde, farklı doğrultularda birbirinden farklı R katsayıları kullanılabilir. [2],[3]

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde;

(a) Taşıyıcı sistemi sadece çerçevelerden oluşan binalarda süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerin kullanılması zorunludur.

(b) Tablo 2.3'e göre Bina Önem Katsayısı $I = 1.5$ ve $I = 1.4$ olan tüm binalarda süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler veya süneklik düzeyi bakımından karma taşıyıcı sistemler kullanılır.

2.4.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Boşluksuz Perdeli-Çerçeve Sistemlere İlişkin Koşullar

Deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek boşluksuz (bağ kirişsiz) betonarme perdeler ile süneklik düzeyi yüksek betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı binalara ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir[2],[3]:

a) Bu tür sistemlerde, Tablo 2.6'da yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için verilen $R = 7$ değerinin kullanılabilmesi için boşluksuz perdelerin tabanında deprem yüklerinden meydana gelen kesme kuvvetlerinin toplamı, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetinin %75'inden daha fazla olmamalıdır. ($\alpha_s \leq 0.75$).

b) Yukarıdaki koşulun sağlanamaması durumunda, $0.75 \leq \alpha_s \leq 1.0$ aralığında kullanılacak R katsayısı, yerinde dökme betonarme ve çelik çerçeve durumu için $R = 10 - 4.\alpha_s$ bağıntısı ile belirlenir.

2.5. Hesap Yönteminin Seçilmesi

Binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler; Bölüm 2.6'da bahsedilen Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Bölüm 2.7'de bahsedilen Mod Birleştirme Yöntemi ve Bölüm 2.8'de bahsedilen Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri'dir. Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri tüm binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılabilir. [2],[3]

2.6. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

2.6.1.Genel

Deprem etkilerine karşı yapılan bütün tasarımlar dinamik yük doğasını dikkate almalıdır. Bununla beraber basit, düzenli yapılarda eşdeğer lineer statik analiz metodları ile yapılan tasarımlar genellikle yeterlidir. Çoğu yönetmelikte düzenli, alçak-orta yükseklikte yapılar için bu yöntemle izin verilir.

Eşdeğer statik analizlerin teorik esasları statik kuvvetlerin deprem sırasında gerçekte meydana gelecek deformasyon şeklini oluşturacak şekilde seçilmesidir. Sadece bir modda davranış gösteren yapılarda maksimum deformasyon anında yapıda bütün noktalarda hız sıfırdır. Bu nedenle eşdeğer statik kuvvet her bir noktada ivme ile kütlenin çarpımına eşit olur. Bu sayede eşdeğer statik yöntem ile dinamik analizler arasında eşitlik mümkün olur. Bununla beraber davranışa birden fazla mod katkı yaptığında yapıdaki değişik katlar

maksimum davranışlarını değişik zamanlarda yapar ve bu nedenle bir grup statik kuvvet asla gerçek olarak bütün katlardaki dinamik davranışları temsil edemez.

Eşdeğer statik yükler bu nedenle sadece her bir doğrultuda birinci modun etkili olduğu önemli yanal burulma modu bulundurmeyen alçak-orta yükseklikteki yapılarda iyi sonuç verir. İkinci yada daha yüksek modların etkili olabileceği yada önemli burulma etkilerinin oluşabileceği yüksek yapılarda (yüksekliği 75m'den büyük) bu yöntem daha az uygundur. Bununla beraber yöntem böyle yapılarda bile daha karmaşık yöntemlerle elde edilen sonuçların kontrolü için faydalı olabilir.[4]

2.6.2. Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulama Sınırları

ABYYHY'de Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar Tablo 2.6'da özetlenmiştir. Tablo 2.6'nın kapsamına girmeyen binaların deprem hesabında, mod birleştirme ve zaman-tanım alanı analizleri kullanılır. [2],[3]

Tablo 2.7.Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabileceği binalar

Deprem bölgesi	Bina türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1.,2.	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25 \text{ m}$
1.,2.	Her bir katta burulma düzensizliği $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 40 \text{ m}$
3.,4.	Tüm binalar	$H_N \leq 40 \text{ m}$

2.6.3. Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü'nün Belirlenmesi

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V_t , Denklem(2.13) ile belirlenir.

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 \cdot A_o \cdot I \cdot W \quad (2.13)$$

Denk.(2.13)'te yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , Denklem(2.14) ile belirlenir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.14)$$

Denklem (2.14)'deki w_i kat ağırlıkları ise Denklem (2.15) ile hesaplanır.

$$w_i = g_i + n \cdot q_i \quad (2.15)$$

Denklem(2.15)'de yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , Tablo 2.8'de verilmiştir. Endüstri binalarında sabit ekipman ağırlıkları için $n = 1$ alınacak, ancak vinç kaldırma yükleri kat ağırlıklarının hesabında gözönüne alınmaz. Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u gözönüne alınır. [2],[3]

Tablo 2.8.Hareketli Yük Azaltma Katsayıları

Binanın kullanım amacı	n
Depo,antrepo,vb	0,80
Okul,öğrenci yurdu,spor tesisi,sinema,garaj,lokanta vb	0,60
Konut,işyeri,otel	0,30

2.6.4. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Denklem(2.13) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denk.(2.16) ile ifade edilir (Şekil 2.6a):

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (2.16)$$

Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri Denklem(2.17) ile belirlenir.

$$\Delta F_N = 0,0075.N.V_t \quad (2.17)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denklem(2.18) ile dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \cdot \frac{w_i \cdot H_i}{\sum_{j=1}^N w_j \cdot H_j} \quad (2.18)$$

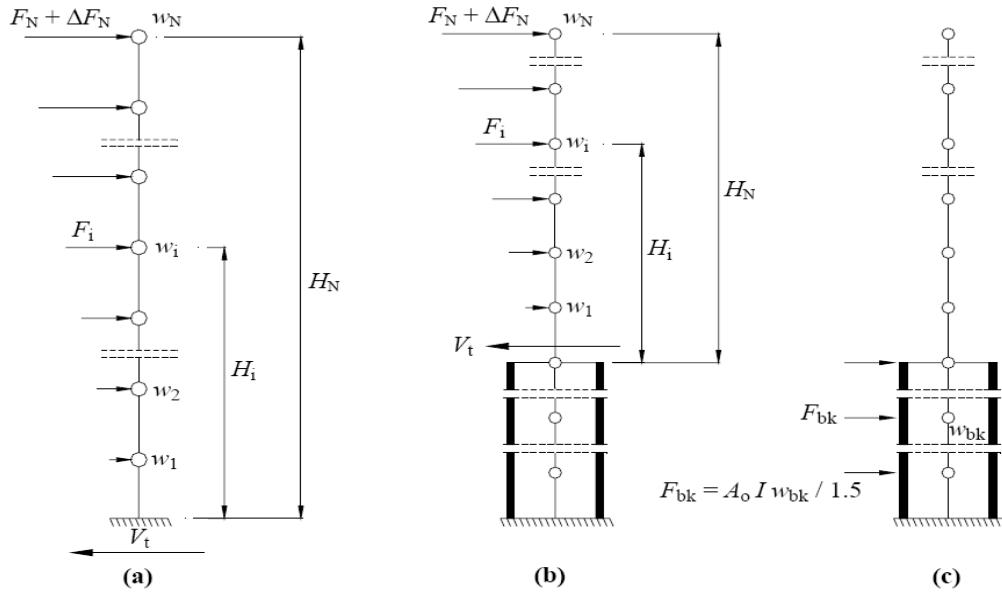
Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, bodrum katlarına ve üstteki katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri, aşağıda belirtildiği üzere, ayrı ayrı hesaplanacaktır. Bu yükler, üst ve alt katların birleşiminden oluşan taşıyıcı sisteme birlikte uygulanacaktır.

(a) Üstteki katlara etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün ve eşdeğer kat deprem yüklerinin belirlenmesinde, bodrumdaki rijit çevre perdeleri gözönüne alınmaksızın Tablo 2.6'dan seçilen R katsayısı kullanılır ve sadece üstteki katların ağırlıkları hesaba katılır. Bu durumda ilgili bütün tanım ve bağıntılarda temel üst kotu yerine zemin katın kotu gözönüne

alınır. Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında da, fiktif yüklerin belirlenmesi için sadece üstteki katların ağırlıkları kullanılır. (Şekil 2.6b).

(b) Rijit bodrum katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin hesabında, sadece bodrum kat ağırlıkları gözönüne alınacak ve Spektrum Katsayısı olarak $S(T) = 1$ alınır. Her bir bodrum katına etkiyen eşdeğer deprem yükünün hesabında, Denklem(2.7)'den bulunan spektral ivme değeri ile bu katın ağırlığı doğrudan çarpılır ve elde edilen elastik yükler, $R_a(T) = 1.5$ katsayısına bölünerek azaltılır. (Şekil 2.6c)

(c) Üstteki katlardan bodrum katlarına geçişte yer alan ve çok rijit bodrum perdeleri ile çevrelenen zemin kat döşeme sisteminin kendi düzlemi içindeki dayanımı, bu hesapta elde edilen iç kuvvetlere göre kontrol edilir. [2],[3]



Şekil 2.6. Eşdeğer deprem kuvvetinin dağılımı

2.6.5. Gözönüne Alınacak Yerdeğiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

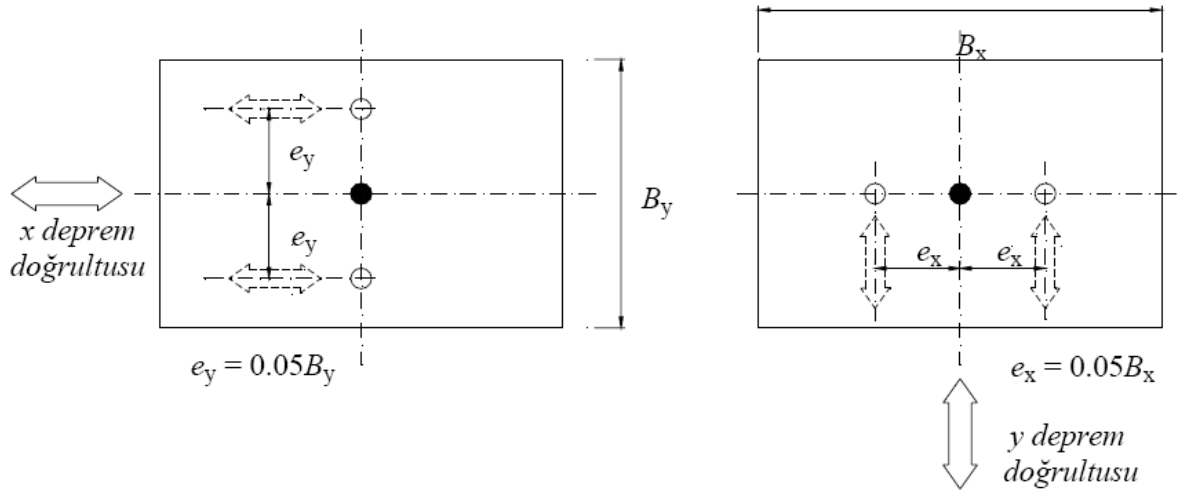
Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmalıdır. Her katta dağıtılan eşdeğer deprem yükleri, ek dışmerkezlilik etkisi'nin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun $+ \%5$ 'i ve $- \%5$ 'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanmalıdır. (Şekil 2.7).

A2 türü düzensizliğin bulunduğu ve döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışmadığı binalarda, döşemelerin yatay düzlemdeki şekil değiştirmelerinin gözönüne

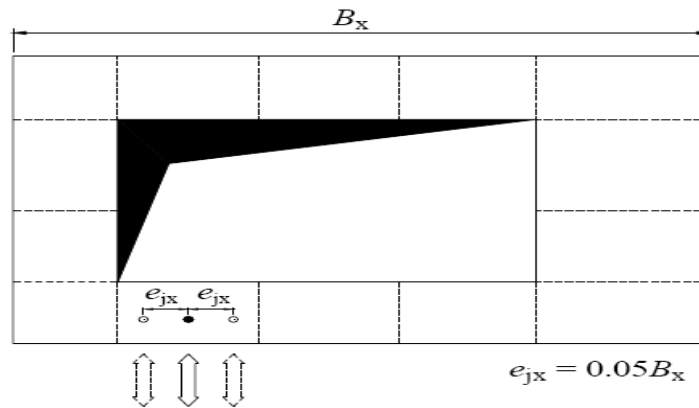
alınmasını sağlayacak yeterlikte bağımsız statik yerdeğiştirme bileşeni hesapta gözönüne alınmalıdır. Ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılabilmesi için, her katta çeşitli noktalarda dağılmış halde bulunan tekil kütlelere etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin her biri, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun $\pm\%5$ 'i ve $-\%5$ 'i kadar kaydırılır. (Şekil 2.8).

Binanın herhangi bir i'inci katında A1 türü düzensizliğin bulunması durumunda, $1.2 < \eta_{bi} \leq 2.0$ olmak koşulu ile, bu katta uygulanan $\pm\%5$ ek dışmerkezlilik, her iki deprem doğrultusu için Denk.(2.19)'da verilen D_i katsayısı ile çarpılarak büyütülür. [2],[3]

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1.20} \right)^2 \quad (2.19)$$



Şekil 2.7. Kaydırılmış kütle merkezleri



Şekil 2.8. A2 döşeme düzensizliği halinde ek dışmerkezlilik

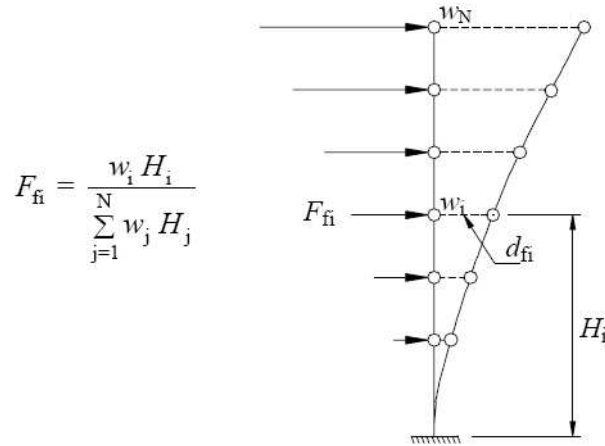
2.6.6. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, Denk.(2.20) ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} \cdot d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (2.20)$$

i'inci kata etkiyen fiktif yükü gösteren F_{fi} , Denk.(2.9)'da $(V_t - \Delta F_N)$ yerine herhangi bir değer (örneğin birim değer) konularak elde edilir. (Şekil 2.9).

Denk.(2.11) ile hesaplanan değerden bağımsız olarak, bodrum kat(lar) hariç kat sayısı $N > 13$ olan binalarda doğal periyod, $0.1N$ 'den daha büyük alınmayacaktır. [2],[3]



Şekil 2.9. Fiktif yük ve deplasmanlar

2.7. Mod Birleştirme Yöntemi

2.7.1. Genel

Mod birleştirme yöntemi yapıdaki önemli elastik titreşim modlarının hesaplanmasını gerektirir. Her bir moddaki maksimum davranışlar davranış spektrumundan elde edilir ve genel maksimum davranışların belirlenmesi için uygun yöntemlerle birleştirilir.

Modal davranış spektrum analizlerinin daha karmaşık olan zaman-tanım alanı analizlerine olan üstünlükleri aşağıda verilmiştir.[4]

- 1)Deprem süresince yapının bütün zaman tanım alanı davranışı yerine sadece belirli bir sayıda sınırlı modun davranışı belirlendiği için problemin boyutu azalır.Bu problemi işlem süresi ve bilgisayar çıktısı açısından kolaylaştırır.
- 2)Mod şekillerinin ve yapının periyodlarının incelenmesi tasarımcıya yapının dinamik davranışı hakkında fikir verir.
- 3)İdealleştirilmiş zarf spektrumunun kullanılması analizi özel deprem kaydı karakteristiklerinden bağımsız hale getirir.
- 4)Davranış spektrum analizleri ilk analiz için ve lineer ile non-lineer zaman tanım alanı analizlerinin doğruluğunun kontrolü için faydalı olabilir.

Bu avantajların yanında yöntemin bazı dezavantajlarda vardır.

- 1)Davranış spektrumu analizi esas olarak lineerdir ve lineer olmayan davranışı ancak yaklaşık olarak açıklayabilir.
- 2)Sonuçlar sadece maksimum davranış cinsindendir.Bununla beraber maksimum davranışlar genelde eş zamanlı olarak meydana gelmez,örneğin moment aktaran bir çerçevede orta katlardaki bir kolonda eksenel kuvvetin ilk mod tarafından kontrol edilmesi olası iken eğilme momenti ve kesme kuvveti daha yüksek modlar tarafından kontrol edilebilir.
- 3)Davranış spektrum analizleri ile elde edilen global eğilme momentlerinin eş zamanlı oluşmayan maksimaların zarfı olduğuna ve global kesme kuvveti zarfı ile dengede olmadığına dikkat edilmelidir.
- 4)Sistemde sönemleme seviyelerindeki değişimler (örneğin yapı ve taşıyıcı zemin arasında) yaklaşık olarak açıklanır.
- 5)Yöntem yapının zemin tarafından taşınan kısımlarının aynı harekete maruz kaldığını kabul eder.Bu durum uzun boru hatlarında yada uzun açıklıklı köprülerde doğru olmayabilir.

2.7.2. İvme Spektrumu

Herhangi bir n'inci titreşim modunda gözönüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı Denk.(2.21) ile belirlenir.

$$S_{ar}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (2.21)$$

Elastik tasarım ivme spektrumunun göre özel tasarım ivme spektrumu ile belirlenmesi durumunda, Denk.(2.21)'te $S_{ae}(T_n)$ yerine, ilgili özel spektrum ordinatı gözönüne alınmalıdır.[2]

2.7.3. Gözönüne Alınacak Dinamik Serbestlik Dereceleri

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 alınır. Her katta modal deprem yükleri bu serbestlik dereceleri için hesaplanır, ancak ek dışmerkezlik etkisi'nin 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 uygulanır. (Şekil 2.7)

A2 başlığı altında tanımlanan döşeme süreksizliğinin bulunduğu ve döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışmadığı binalarda, döşemelerin kendi düzlemleri içindeki şekildeğiştirmelerinin gözönüne alınmasını sağlayacak yeterlikte dinamik serbestlik derecesi gözönüne alınır. Ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi için, her katta çeşitli noktalarda dağılmış bulunan tekil kütlelere etkiyen modal deprem yüklerinin her biri, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılır. (Şekil 2.8) Bu tür binalarda, sadece ek dışmerkezlik etkilerinden oluşan iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri Eşdeğer Deprem Yüklü Yöntemine göre de hesaplanabilir. Bu büyüklükler, ek dışmerkezlik etkisi gözönüne alınmaksızın her bir titreşim modu için hesaplanarak mod katkılarının birleştirilmesi kuralları esasına göre birleştirilen büyüklüklere doğrudan eklenir.[2]

2.7.4. Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı

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:

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.22)$$

$$\sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i$$

Denklem(2.22)'de yer alan L_{xn} ve L_{yn} ile modal kütle M_n 'nin ifadeleri, kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalar için aşağıda verilmiştir:[2]

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

$$L_{yn} = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_{yin} \quad (2.23)$$

$$M_n = \sum_{i=1}^N (m_i \cdot \Phi_{xin}^2 + m_i \cdot \Phi_{yin}^2 + m_{\theta n} \cdot \Phi_{\theta n}^2)$$

2.7.5. Mod Katkılarının Birleştirilmesi

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 uygulanabilir.

Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayıları'nın hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınır.[2]

2.7.6. Hesaplanan Büyüklüklere İlişkin Altsınır Değerleri

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, mod katkılarının birleştirilmesi kuralları esasına göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemiyle hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$) Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, Denklem(2.24)'e göre büyütülmelidir.

$$B_D = \frac{\beta V_t}{V_{tB}} B_B \quad (2.24)$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda Denklem(2.24)'deki β katsayısı 0.90, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise 0.80 alınır.[2]

2.8. Zaman -Tanım Alanında Hesap Yöntemleri

Bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik ya da doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için, yapay yollarla üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketleri kullanılabilir.[2]

2.8.1. Yapay Deprem Yer Hareketleri

Yapay yer hareketlerinin kullanılması durumunda, aşağıdaki özellikleri taşıyan en az üç deprem yer hareketi üretilecektir.[2]

(a) Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.

(b) Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_{og} 'den daha küçük olmayacaktır.

(c) Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmayacaktır. Zaman tanım alanında doğrusal elastik analiz yapılması durumunda, azaltılmış deprem yer hareketinin elde edilmesi için esas alınacak spektral ivme değerleri Denklem (2.21) ile hesaplanır.

2.8.2. Kaydedilmiş veya Benzeştirilmiş Deprem Yer Hareketleri

Zaman tanım alanında yapılacak deprem hesabı için kaydedilmiş depremler veya kaynak ve dalga yayılımı özellikleri fiziksel olarak benzeştirilmiş yer hareketleri kullanılabilir. Bu tür yer hareketleri üretilirken yerel zemin koşulları da uygun biçimde gözönüne alınmalıdır. Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin kullanılması durumunda en az üç deprem yer hareketi üretilecek ve bunlar yapay deprem yer hareketi için verilen tüm koşulları sağlamalıdır.[2]

2.8.3. Zaman Tanım Alanında Hesap

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 tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınır.[2]

2.9. Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması, İkinci Mertebe Etkileri Ve Deprem Derzleri

2.9.1. Etkin Göreli Kat Ötelemelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denklem(2.25) ile elde edilir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (2.25)$$

Denklem (2.25)'de 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 göreli kat ötelemesi, δ_i , Denklem(2.26) ile elde edilir.

$$\delta_i = R.\Delta_i \quad (2.26)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem(2.26) ile hesaplanan δ_i etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, Denklem(2.27)'da verilen koşulu sağlamalıdır.

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0,02 \quad (2.27)$$

Denklem(2.27)'de verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır. Ancak verilen koşul sağlansa bile, yapısal olmayan gevrek elemanların (cephe elemanları vb) etkin görelî kat ötelemeleri altında kullanılabilirliği hesapla doğrulanmalıdır.[2]

2.9.2. İkinci Mertebe Etkileri

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 Denklem(2.28) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \cdot \sum_{j=1}^N w_j}{V_i \cdot h_i} \leq 0,12 \quad (2.28)$$

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

Denk.(2.28)'deki koşulun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde artırılarak deprem hesabı tekrarlanır.[2]

2.9.3. Deprem Derzleri

Farklı zemin oturmalarına bağlı temel öteleme ve dönmeleri ile sıcaklık değişimlerinin etkisi dışında, bina blokları veya mevcut eski binalarla yeni yapılacak binalar arasında, sadece deprem etkisi için bırakılacak derz boşluklarına ilişkin koşullar aşağıda belirtilmiştir:

Derz boşlukları, her bir kat için komşu blok veya binalarda elde edilen yerdeğiştirmelerin karelerinin toplamının karekökü ile aşağıda tanımlanan α katsayısının çarpımı sonucunda bulunan değerden az olmayacaktır. Gözönüne alınacak kat yerdeğiştirmeleri, kolon veya perdelerin bağlandığı düğüm noktalarında hesaplanan azaltılmış d_i yerdeğiştirmelerinin kat içindeki ortalamaları olarak alınır. Mevcut eski bina için hesap

yapılmasının mümkün olmaması durumunda eski binanın yerdeşiştirmeleri, yeni bina için aynı katlarda hesaplanan değerlerden daha küçük alınmamalıdır..

(a) Komşu binaların veya bina bloklarının kat dōřemelerinin bütün katlarda aynı seviyede olmaları durumunda $\alpha = R / 4$ alınır.

(b) Komşu binaların veya bina bloklarının kat dōřemelerinin, bazı katlarda olsa bile, farklı seviyelerde olmaları durumunda, tüm bina için $\alpha = R / 2$ alınır.

Bırakılacak minimum derz boşluğu, 6 m yüksekliğe kadar en az 30 mm'dir ve bu değere 6 m'den sonraki her 3 m'lik yükseklik için en az 10 mm eklenir.

Bina blokları arasındaki derzler, depremde blokların bütün doğrultularda birbirlerinden bağımsız olarak çalışmasına olanak verecek şekilde düzenlenir.[2]

3. EC 8'E GÖRE DEPREME DAYANIKLI BİNALAR İÇİN HESAP KURALLARI

3.1.Zemin Özellikleri

Zemin incelemeleri ve sınıflandırması hakkında daha ayrıntılı bilgi EN 1998-5:2004 Bölüm 4'de verilmektedir. İnşaat alanı ve taşıyıcı zemin kırılma,şev dengesizliği ve bir deprem anında sıvılaşma yada yoğunlaşma nedeniyle oluşabilecek kalıcı oturma gibi risklerden uzak olmalıdır.Böyle olayların oluşma ihtimali EN 1998-5:2004 Bölüm 4 gereğince incelenmelidir.

Eurocode 8'de A,B,C,D, E ,S₁ ve S₂ olmak üzere yedi ayrı zemin sınıfı tanımlanmıştır.Bu zemin sınıfları Tablo 3.1'de gösterilmektedir.

Tablo 3.1.Eurocode 8'e göre zemin sınıfları

Zemin tipi	Profilin tanımı	Parametreler		
		V _{s,30} (m/s)	N _{SPT}	C _u (kPa)
A	Yüzeyde en fazla 5m kalınlığında daha zayıf malzeme bulunduran dahil kaya ve kaya benzeri jeolojik formasyon	>800	-	-
B	En az on metrelerce kalınlığında çok sıkı kum,çakıl yada çok rijit kil tabakaları	360-800	>50	>250
C	Onlarca metre ile yüzlerce metre arasında kalınlığa sahipderin sıkı yada orta sıkılıkta kum,çakıl yada rijit kil	180-360	15-50	70-250
D	Gevşek-orta kohezyonsuz zemin (yada bazı kohezyonlu tabakalara sahip) yada yumuşak-sert kohezyonlu zemin tabakaları	<180	<15	<70
E	Kalınlığı 5m ile 20m arasında değişen C ve D tipi zemine ait v _s değerine sahip yüzey alüvyon tabakasından oluşan zemin			
S ₁	En az 10m kalınlığında yüksek plastik indeksli (PI > 40) ve su içerikli yumuşak kil /siltten oluşan yada içeren yığınlar	<100	-	10-20
S ₂	Akışkanlaşabilir zemin yada hassas kil tabakaları ile A-E ve S ₁ zemin gruplarına dahil olmayan zeminler			

Elde mevcut bilgi var ise mevcut zeminler ortalama kesme dalga hızı v_{s,30} değerine göre sınıflandırılmalıdır.Aksi halde N_{SPT} kullanılmalıdır. N_{SPT} standart penetrasyon testinde vuruş sayısıdır.Ortalama kesme dalga hızı v_{s,30} aşağıdaki ifade ile hesaplanır.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

Burada h_i ve i . tabakadaki kalınlığı (m), v_i kesme dalga hızını (10^{-5} yada daha düşük seviyede kesme deformasyonu) ve N üst 30m'deki tabaka sayısını göstermektedir.

S_1 ve S_2 özel zemin tiplerinden birisini sağlayan zemin koşullarına sahip bölgelerde sismik kuvveti belirlemek için özel incelemeler gereklidir. Bu sınıflar için, özellikle S_2 , sismik yük altında zemin kırılması dikkate alınacaktır. Böyle zeminler tipik olarak çok düşük v_s değerine, düşük sönümlmeye ve anormal derecede geniş lineer davranış aralığına sahiptir ve bu nedenle alışılmadık derecede zemin-yapı etkileşimine neden olabilir. Bu konuyla ilgili daha ayrıntılı bilgi EN 1998-5:2004 Bölüm 6'da mevcuttur.[5]

3.2.Sismik Bölgeler

Ülke toprakları üye ülkelerin ulusal standartları tarafından lokal tehlike göz önüne alınarak sismik bölgelere ayrılır. Her bir bölgedeki tehlikenin sabit kalacağı kabul edilir.

Eurocode 8'in çoğu uygulamasında sismik tehlike tek bir parametre cinsinden ,A grubu zemin üzerinde referans maksimum yer ivmesi, a_{gR} , ifade edilir. Bu değer her ülkenin kendi ulusal standartlarından yada sismik haritalarından alınabilir.

Her bir sismik bölge için yetkililer tarafından seçilen referans maksimum yer ivmesi göçme olmama koşulu için sismik kuvvetin referans dönüş periyodu T_{NCR} 'ye karşılık gelir. 1,0 değerine sahip γ_1 önem katsayısı bu referans dönüş periyodu için verilir. Referans dışındaki dönüş periyotları için A grubu zemin üzerinde tasarım yer ivmesi , a_g , önem katsayısı γ_1 'nin a_{gR} katına eşittir.

Düşük depremsellik durumunda bazı yapı tipleri ve kategorileri için basitleştirilmiş sismik tasarım prosedürleri kullanılabilir. Düşük depremsellik koşulunun içi gereken kriterler ülkelerin kendi ulusal standartları tarafından belirlenebilir. Bununla beraber A grubu zemin üzerinde tasarım yer ivmesi a_g değeri $0.08g$ ($0.78m/s^2$)'den büyük olmadığı yada a_{gS} değerinin $0.1g$ ($0.98m/s^2$)'den büyük olmadığı yerlerde düşük depremsellik durumunun kabul edilmesi Eurocode 8 tarafından önerilmektedir.

Çok düşük depremsellik durumunda EN 1998 koşullarının yerine getirilmesine gerek yoktur. A grubu zemin üzerinde tasarım yer ivmesi a_g değeri $0.04g$ ($0.39m/s^2$)'den büyük olmadığı yada a_{gS} değerinin $0.05g$ ($0.49m/s^2$)'den büyük olmadığı yerlerde çok düşük depremsellik durumunun kabul edilmesi Eurocode 8 tarafından önerilir. Çok düşük depremsellik durumunun kabulünde alt sınır olarak a_g yada a_{gS} değerlerinden hangisinin kullanılacağı ulusal yönetmeliklerde bulunabilir. Düşük ve çok düşük depremsellik durumunun kabulünde alt sınır olarak a_g yada a_{gS} değerlerinden hangisinin kullanılacağı yine ulusal yönetmeliklerde bulunabilir.[5]

3.3.Sismik Kuvvetlerin Temsil Edilmesi

3.3.1.Genel

Verilen bir noktada deprem hareketi elastik yer ivmesi davranış spektrumu ile temsil edildiği için “elastik davranış spektrumu” olarak adlandırılır.

Yatay sismik kuvvet birbirinden bağımsız kabul edilen ve aynı davranış spektrumunda temsil edilen iki ortogonal bileşen ile tanımlanır. Bir bölgeyi etkileyen depremler farklı kaynaklar tarafından meydana getiriliyorsa, tasarım sismik kuvvetini yeterli derecede temsil edecek birden fazla spektrum şeklinin kullanma olasılığı dikkate alınmalıdır. Deprem hareketinin zaman tanım alanında temsili kullanılabilir. Özel yapılar için sismik hareketin uzayda ve ayrıca da zamanda değişiminin dikkate alınması gerekebilir.[5]

3.3.2. Yatay Elastik Davranış Spektrumu

Sismik kuvvetin yatay bileşeni için elastik davranış spektrumu $S_e(T)$ aşağıdaki ifadelerle tanımlanabilir.

$$0 \leq T \leq T_B \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq 4s \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

Burada

$S_e(T)$:Elastik davranış spektrumu

T :Lineer tek serbestlik dereceli sistemin titreşim periyodu

a_g :A tipi zemin üzerinde tasarım yer ivmesi ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

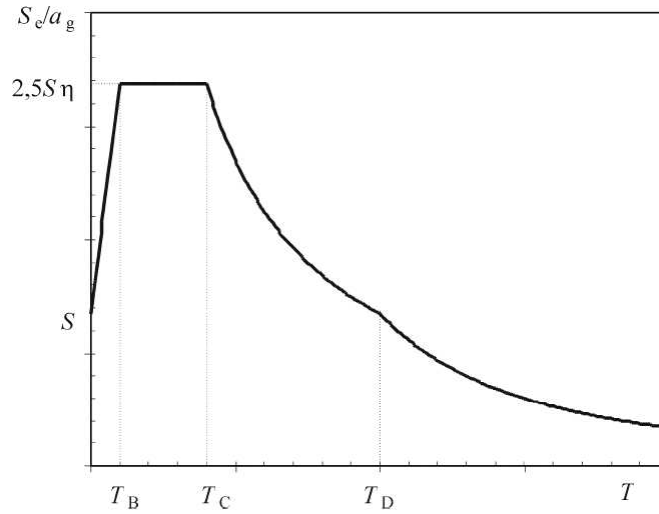
T_B :Sabit spektral ivme bölgesinde periyot değeri alt sınırı

T_C :Sabit spektral ivme bölgesinde periyot değeri üst sınırı

T_D :Spektrum sabit deplasman davranış bölgesinin başlangıcını tanımlayan değer

S :Zemin katsayısı

η :%5 sönümlleme için 1 referans değerini alan sönümlleme düzeltme katsayısı



Şekil 3.1. Eurocode 8'de elastik davranış spektrumu

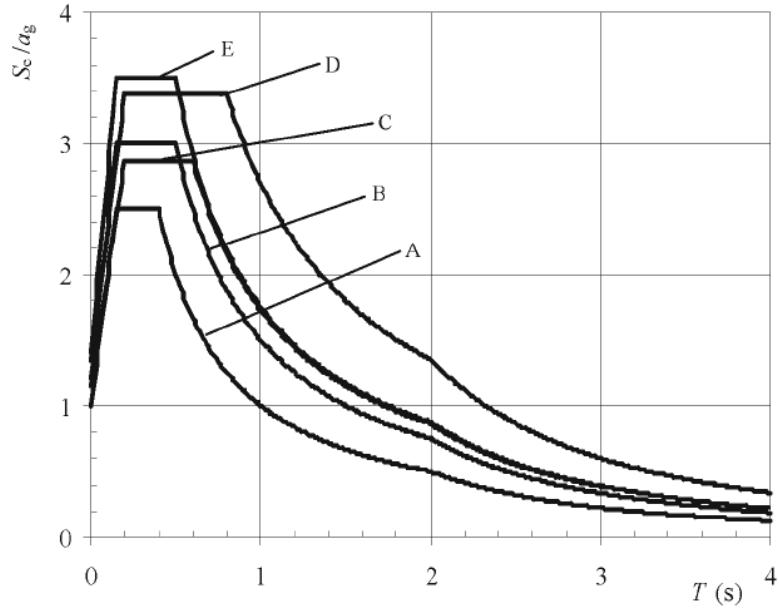
Elastik davranış spektrumunun şeklini belirleyen T_B, T_C, T_D periyodları ve S zemin katsayısı zemine bağlı olarak değişir. Bir ülkede her bir zemin tipi ve spektrum tipi için kullanılacak olan T_B, T_C, T_D ve S değerleri ulusal yönetmeliklerden alınabilir. Derin jeolojik yapı açıklanamıyorsa Tip 1 ve Tip 2 olarak 2 ayrı spektrum şeklinin kullanılması Eurocode 8 tarafından önerilmektedir. Bir bölge için tanımlanan sismik tehlikenin büyük çoğunluğunu oluşturan depremlerin yüzey dalgası magnitüdleri M_s , 5.5'den büyük değil ise Tip 2 spektrumun kullanılması önerilir. A, B, C, D ve E zemin grupları için tavsiye edilen T_B, T_C, T_D ve S değerleri Tip 1 spektrum için Tablo 3.2 'de ve Tip 2 spektrum için Tablo 3.3'de verilmektedir. Eğer derin jeolojik yapı açıklanabiliyorsa ulusal yönetmeliklerden farklı bir spektrum seçilebilir.

Tablo 3.2. Tip 1 elastik davranış spektrumunu tanımlayan parametre değerleri

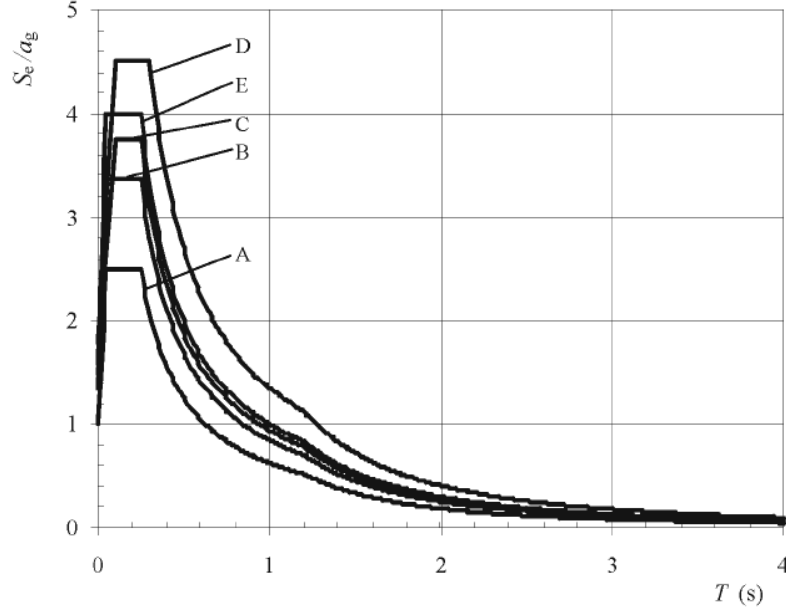
Zemin Tipi	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Tablo 3.3. Tip 2 elastik davranış spektrumunu tanımlayan parametre değerleri

Zemin Tipi	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2



Şekil 3.2.A- E grubu zeminler için önerilen Tip 1 elastik davranış spektrumu (%5 sönümleme için)



Şekil 3.3. A- E grubu zeminler için önerilen Tip 2 elastik davranış spektrumu (%5 sönümleme için)

S_1 ve S_2 zemin sınıflarına ait T_B, T_C, T_D ve S parametrelerinin belirlenmesi için özel incelemeler yapılmalıdır.[4],[5]

ζ yüzde olarak ifade edilen yapının viskoz sönümleme oranı olmak üzere sönümleme düzeltme katsayısı η aşağıdaki ifade ile belirlenebilir:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)} \geq 0.55 \quad (3.6)$$

3.3.3.Düşey Elastik Davranış Spektrumu

Sismik kuvvetin düşey bileşeni ,elastik davranış spektrumu $S_{ve}(T)$ ile aşağıdaki ifadeler kullanılarak temsil edilebilir.

$$0 \leq T \leq T_B \Rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 3.0 - 1) \right] \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta 3.0 \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta 3.0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \Rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta 3.0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.10)$$

Bir ülkede düşey spektrum şekli için kullanılacak T_B, T_C, T_D ve a_{vg} değerleri ulusal yönetmeliklerden bulunabilir.Önerilen tercih yatay elastik davranış spektrumunda olduğu gibi Tip 1 ve Tip 2 olarak iki ayrı düşey spektrum tipinin kullanılmasıdır. Bölge için tanımlanan sismik tehlikenin büyük çoğunluğunu oluşturan depremlerin yüzey dalgası magnitüdleri M_s , 5,5’den büyük değil ise Tip 2 spektrumun kullanılması önerilir.A,B,C,D ve E zemin grupları için düşey spektrumu tanımlayan parametreler Tablo 3.4’de verilmiştir.Bu parametreler S_1 ve S_2 özel zemin grupları için kullanılamaz.[5]

Tablo 3.4:Düşey elastik davranış spektrumlarını tanımlayan tavsiye edilen parametre değerleri

Spektrum	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tip1	0.90	0.05	0.15	1.0
Tip2	0.45	0.05	0.15	1.0

3.3.4.Elastik Analizler İçin Tasarım Spektrumu

Taşıyıcı sistemlerin sismik etkileri lineer olmayan bölgede karşılama kapasiteleri,taşıyıcı sistemlerin genellikle lineer elastik davranışa karşılık gelenden daha düşük sismik kuvvetlere karşı tasarlanmalarına imkan tanır.Tasarımda inelastik yapısal analizlerden kaçınmak için yapının enerji sönümleme kapasitesi, genellikle elemanlarının sünek davranışı ve/veya diğer mekanizmalar yolu ile sağlanır ,azaltılmış bir davranış spektrumuna dayanan elastik analiz yapılarak dikkate alınır ve bu nedenle de “tasarım spektrumu” olarak adlandırılır.Bu azaltma q davranış katsayısı ile sağlanır.Yapının tamamen yüzde beş sönümleme ile elastik davranışı ile karşılayabileceği sismik kuvvetlerin tasarımda kullanılan sismik kuvvetlere oranı q davranış sayısını verir.q davranış katsayısının değerleri çeşitli malzeme ve taşıyıcı sistemler için ilgili süneklik sınıflarına göre EN 1998’in çeşitli bölümlerinde verilmektedir.

Sismik kuvvetin yatay bileşenleri için tasarım spektrumu $S_d(T)$ aşağıdaki ifadeler ile elde edilebilir.

$$0 \leq T \leq T_B \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

$$T_D \leq T \Rightarrow S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.14)$$

$S_d(T)$:T asarım spektrumu

q :Davranış katsayısı

β :Yatay tasarım spektrumu için alt sınır değeri

β değeri için kullanılacak değer ulusal yönetmeliklerden alınabilir. β için Eurocode 8’de önerilen değer 0.20’dir.

Sismik kuvvetin düşey bileşeni içinde tasarım spektrumları Denklem (3.11)-(3.14) ile verilmektedir fakat a_{vg} ile a_g yer değiştirmelidir.S değeri 1.0 olarak alınır.Sismik kuvvetlerin düşey bileşeni için 1.5 değerine kadar q değeri bütün malzeme ve taşıyıcı sistemler için kullanılmalıdır.Düşey doğrultuda 1.50’den büyük q değerleri kullanımı uygun analizler ile doğrulanmalıdır.[4],[5]

3.3.5.Sismik Kuvvetin Alternatif Temsili

Sismik hareket, yer ivmesi zaman-tanım alanları ile ilgili nicelikler cinsinden (/hız ve deplasman) temsil edilebilir.Uzaysal model gerektiğinde sismik hareket eş zamanlı olarak etki eden üç akselogramdan oluşmalıdır.Eurocode 8’in ilgili bölümlerince idealleştirme yapılabilir.Uygulamanın yapısına ve eldeki mevcut bilgilere bağlı olarak sismik hareketin tanımı yapay ile kaydedilmiş yada benzeştirilmiş akselogramlar kullanılarak yapılabilir.

Yapay akselogramlar yüzde beş sönümlemeli Tip 1 ve Tip 2 spektrumlarla karşılık gelecek şekilde üretilir.Yapay akselogramların süresi ve diğer ilgili özellikleri sismik hareket ile tutarlı olmalıdır.Bölgeye has bilgiler mevcut olmadığı takdirde yapay akselogram süresi en az 10 s olmalıdır.

Yapay akselogramlar aşağıdaki kuralları sağlamalıdır.

a)En az üç akselogram kullanılmalıdır.

b)Sıfır periyot spektral davranış ivme değerlerinin ortalaması (tekil zaman-tanım alanlarından elde edilir) söz konusu bölgedeki a_g .S değerinden küçük olmamalıdır.

c) T_1 ,yapay akselogramın uygulandığı doğrultuda yapının ana titreşim periyodu olmak üzere $0.2T_1$ ile $2T_1$ periyotları arasında bütün zaman – tanım alanlarından elde edilen %5 sönümlemeli elastik spektrumun hiçbir ortalama değeri %5 sönümlemeli elastik spektrumun ilgili değerinin %90'ından az olmamalıdır.

Kullanılacak benzeştirilmiş yada kayıt edilmiş akselogramlar da yapay akselogramlar için yukarıda verilen kuralları sağlamalıdır.[5]

3.4.Yapıların Tasarımı

3.4.1.Depreme Dayanıklı Yapıların Özellikleri

3.4.1.1.Tasarımın Temel İlkeleri

Tasarımın erken safhalarında dikkate alınması gerektiği Eurocode 8'de belirtilen depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkeleri aşağıda açıklanmıştır.[5]

1)Yapısal sadelik

Sismik kuvvetlerin aktarılması için açık ve direkt yolların varlığı ile ifade karakterize edilen yapısal sadelik ulaşılması gereken önemli bir amaçtır. Basit yapılarda modelleme,analiz,boyutlandırma,detaylandırma, ve yapım daha az belirsizlik içerir ve bu nedenle sismik davranışlarının tahminleri daha güvenilirlerdir.[5]

2)Üniformluk ve Simetri

Planda üniformluk yapıda dağılmış kütlelerden kaynaklanan atalet kuvvetlerinin kısa ve direkt aktarımını sağlayan taşıyıcı elemanların eşit olarak dağıtılması ile karakterize edilir.Eğer gerekli ise üniformluk bütün yapının sismik derzler ile dinamik olarak bağımsız bölümlere ayrılması ile sağlanabilir fakat bu derzler tekil bölümlerin çarpışmalarını engellemek için tasarlanacaktır.Gerilme yığılmalarının yada yüksek sünekliğin erken göçmeye neden olabileceği hassas bölgelerin oluşmasını önlemeye yardımcı olmak için yapı yüksekliği boyunca üniformluğun sağlanması ayrıca önemlidir.Yapının konfigürasyonu simetrik yada yarı simetrik ise taşıyıcı elemanların simetrik yerleşimi, planda iyi dağıtılmış olmalıdır.Eşit olarak dağıtılmış taşıyıcı elemanlar kuvvet etkilerinin daha uygun olarak yeniden dağılımına ve bütün yapı yüksekliğince enerji sönümüne imkan verir.[5]

3)İki yatay doğrultuda dayanım ve rijitlik

Yatay sismik hareket iki doğrultulu bir olay olduğu için taşıyıcı sistem yatay sismik kuvvetlere her iki doğrultuda karşı koyabilmelidir.Bu amacı sağlamak için taşıyıcı elemanlar her iki ana doğrultuda benzer dayanım ve rijitliği sağlayacak şekilde ortogonal olarak yerleştirilecektir.Yapının rijitlik karakteristiklerinin seçimi sismik kuvvet etkilerini minimize etmeyi amaçlar ayrıca ikinci mertebe etkileri yada aşırı hasar nedeniyle karasızlığa neden olabilecek aşırı deplasmanların oluşumu da sınırlar.[5]

4)Burulma dayanımı ve rijitliği

Yatay dayanım ve rijitliğin yanında taşıyıcı sistemler değişik taşıyıcı elemanlarda üniform olmayan şekilde gerilme oluşturan burulma hareketlerini sınırlamak için yeterli burulma dayanım ve rijitliğine sahip olacaktır.Bu amaçla sismik kuvvetlere karşı koyan elemanların yapının dış kenarlarına yakın düzenlenmesi açık avantaj sağlar.[5]

5)Kat seviyelerinde diyafram davranışı

Yapılarda döşemeler (çatı dahil) yapının genel sismik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir.Atalet kuvvetlerini toplayan ve düşey taşıyıcı elemanlara ileten ve ayrıca bu sistemlerin yatay sismik kuvvetleri karşılarken beraber çalışmasını sağlayan yatay diyaframlar olarak işlev görürler.Diyafram olarak döşemelerin çalışması özellikle düşey taşıyıcı sistemlerin karmaşık yada üniform olmayan yerleşimlerinde yada değişik yatay deforme olabilirlik karakteristiklerinde sistemlerin kullanıldığı durumlar ile ilgilidir.

Döşeme sistemleri düzlemlerinde rijitlik,dayanım ile düşey taşıyıcı sistemlerle etkili birleşimlere sahip olmalıdır.Düşey ve yatay sistemler arasında böyle bir etkili birleşimi engelleyen kompakt olmayan yada çok uzun düzlem şekilleri durumuna, özellikle büyük döşeme açıklıkları ana düşey taşıyıcı elemanlar civarında ise, özel olarak dikkat edilmelidir.

Yatay atalet kuvvetlerinin düşey taşıyıcı elemanlara analiz kabullerine göre aktarılması için diyaframlar düzlemlerinde ,özellikle diyaframın altındaki yada üstündeki düşey eleman rijitliğinde değişimler varsa, yeterli rijitliğe sahip olmalıdır.[5]

6) Uygun temel

Temellerin tasarım ve inşası ile üst yapıyla olan birleşimleri bütün yapının üniform deprem kuvvetine maruz kalmasına imkan verecektir.Farklı taşıyıcı duvarlara ,örneğin genişlik yada rijitlikçe değişen, sahip yapılarda rijit,döşeme plağı olan kutu tipli yada boşluklu temel seçilmelidir.Tekil temel elemanlı yapılarda,ana doğrultularda bu elemanlar arasında temel plağı yada bağ kirişi kullanılması tavsiye edilir.[5]

3.4.1.2.Birincil Ve İkincil Sismik Elemanlar

Bir grup taşıyıcı eleman (örneğin kirişler ve/veya kolonlar)yapının sismik yük taşıyan sisteminin bir parçası olmayan ikincil sismik elemanlar olarak tasarlanabilir.Bu elemanların Eurocode 8’de süneklik düzeyi yüksek ve orta elemanlar için verilen kuralları sağlamasına gerek yoktur ve yatay rijitlik ile dayanıma olan katkıları ihmal edilir.Bununla beraber bu elemanlar ve birleşimleri en gayri müsait sismik tasarım durumundan kaynaklanan yatay deplasmanlara maruz kaldıklarında ağırlık yüklerini karşılamaya devam edecek şekilde tasarlanır ve detaylandırılır.Herşeye rağmen ikincil sismik elemanlar yatay rijitliğe sahiptir.Bütün ikincil sismik elemanların yatay rijitliklerinin katkılarının toplamı birincil sismik elemanların %15’inden fazla olamaz.Bazı taşıyıcı elemanların ikincil sismik eleman

olarak tasarımına yapının sınıflandırmasını düzensizden düzenliye doğru değiştirebilme ihtimali nedeniyle izin verilmez.

İkincil sismik eleman olarak tasarlanmayan bütün yapılar birincil sismik eleman olarak kabul edilir. Bu elemanlar yatay yük taşıyan sistemin asli bir elemanı olarak yapısal analizlerde modellenir ve süneklik düzeyine bağlı olarak Eurocode 8’de verilen kurallara göre detaylandırılır.[5]

3.4.2. Düzenlilik Kriterleri

UBC-97 ve ABYYHY’de olduğu gibi Eurocode 8’de de sismik tasarım durumunda yapılar düzenli ve düzensiz olarak sınıflandırılır. Bu sınıflandırma sismik tasarımda aşağıdaki hususları etkiler

- Yapısal model; idealleştirilmiş düzlemsel model yada uzaysal modelden herhangi biri
- Analiz metodu; basitleştirilmiş davranış spektrum analizi (yatay kuvvet metodu) yada modal analizlerden birisi
- q davranış katsayısı; düşeyde düzensiz yapılar için değeri azaltılacaktır.

Yapının düzenli yada düzensiz olması her üç yönetmelikte kullanılacak analiz yöntemini etkilerken taşıyıcı sistem davranış katsayısı sadece Eurocode 8’de değişmektedir. Yapısal düzenliliğin analiz ve tasarımdaki etkisiyle ilişkili olarak, planda ve düşeyde düzenlilik karakteristiklerine göre yapılan kabuller aşağıdaki tabloda verilmiştir.[5]

Tablo 3.5:Yapısal düzenliliğin sismik analiz ve tasarıma olan etkisi

Düzenlilik		İzin verilen idealleştirme		Lineer elastik analizler için q Davranış katsayısı
Planda	Düşeyde	Model	Lineer elastik analiz	
Evet	Evet	Düzlemsel	Yatay Kuvvet	Referans değer
Evet	Hayır	Düzlemsel	Modal	Azaltılmış değer
Hayır	Evet	Uzaysal	Yatay Kuvvet	Referans değer
Hayır	Hayır	Uzaysal	Modal	Azaltılmış değer

Düşeyde düzensiz yapılarda davranış katsayılarının azaltılmış değeri için referans değer 0,80 katsayısı ile çarpılmalıdır.

Düzenlilik kriterleri için Eurocode 8’in diğer yönetmelikten ayrıldığı bir başka noktada planda ve düşeyde düzenlilik koşullarının tanımlanmasında daha nitel ifadelerin tercih edilmesidir.

3.4.2.1. Planda Düzenlilik Kriterleri

Planda düzenli olarak sınıflandırılacak yapılar aşağıdaki listelenen bütün koşulları yerine getirmelidir.[5]

- 1)Yanal rijitlik ve kütle dağılımı ile ilgili olarak yapı planda iki ortogonal doğrultuda yaklaşık olarak simetrik olmalıdır.

2)Plan konfigürasyonu kompakt olacaktır,örneğin her bir kat bir poligonal dış bükey hat ile sınırlandırılmalıdır.Eğer planda geri çekme varsa (girinti yapan köşeler gibi) plandaki düzenliliğin geri çekmelerin katın plandaki rijitliğini etkilememesi koşulu ve her bir geri çekilme için kat dış kenarları ile katı çevreleyen dışbükey poligonal hat arasındaki alanın kat alanının yüzde 5'inden büyük olmaması koşulu ile yerine getirildiği kabul edilebilir.

3)Kat deplasmanının düşey taşıyıcı elemanlar arasındaki kuvvet dağılımına küçük bir etkisinin olabilmesi için kat döşemelerinin plandaki rijitliği düşey taşıyıcı elemanlarının plandaki rijitlikleri yanında yeterince büyük olmalıdır..Bu amaçla L,C,H,I ve X plan şekillerine özel dikkat verilmelidir.

4)Yapının plandaki narinliği $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ oranı 4'den küçük olmalıdır.,burada $L_{\max}$ ve $L_{\min}$ sırasıyla ortogonal doğrultularda ölçülen yapının maksimum ve minimum plan boyutlarıdır.

5)Her bir katta ve x ile y analiz doğrultularının her birisi için, e_o eksantritesi ile r burulma yapıçapı aşağıda sadece y yönü için gösterilen iki koşulu da sağlamalıdır.

$$e_{ox} \leq 0.30r_x \quad (3.15)$$

$$r_x \geq l_s \quad (3.16)$$

burada

e_{ox} :analiz doğrultusuna dik yönde,x doğrultusunda ölçülen kütle ve rijitlik merkezleri arasındaki mesafedir.

r_x :y doğrultusundaki burulma rijitliğinin yanal rijitliğe oranının kareköküdür.(burulma yarıçapı)

l_s :kat kütlelerinin planda dönme yarıçapıdır.

3.4.2.2.Düşeyde Düzenlilik Kriterleri

Düşeyde düzenli olarak sınıflandırılacak yapılar aşağıda listelenen bütün koşulları yerine getirmelidir.[5]

1)Çekirdek,taşıyıcı duvarlar,çerçeveler gibi bütün yatay yük taşıyan sistemler temellerinden yapının en üstüne kadar,eğer her hangi bir katta geri çekme var ise bu geri çekme seviyesine kadar kesintisiz olarak devam etmelidir.

2)Tekil katların kütleleri ve yatay rijitlikleri tabandan yapının en üstüne kadar sabit kalacaktır yada ani değişiklikler olmaksızın kademeli olarak azalmalıdır.

3)Çerçeve tipi yapılarda bitişik katlar arasında gerçek kat dayanımının analizlerce gereken dayanıma oranı orantısız olarak değişmemelidir. Bu amaçla kagir dolgu duvarlara dikkat edilmelidir.

4)Yapıda geri çekmeler varsa aşağıdaki ilave koşullar sağlanmalıdır.

a)Eksenel simetriyi koruyan kademeli geri çekmeler varsa , herhangi bir kattaki geri çekme bir önceki plan boyutunun (geri çekme doğrultusunda) %20'sinden fazla olmayacaktır.(Bakınız Şekil 3.4a ve Şekil 3.4b)

b)Toplam yapı yüksekliğinin %15'inin altındaki tek bir geri çekme için ,geri çekilme bir önceki plan boyutunun %50'sinden fazla olmayacaktır.(Bakınız Şekil 3.4c)

c)Eğer geri çekilme simetriyi bozuyorsa,bütün katlardaki geri çekilme temel yada rijit bodrum katı üzerindeki zemin kat boyutunun %30'undan fazla olmayacaktır ve tekil geri çekmeler bir önceki plan boyutunun %10'undan fazla olmayacaktır.(Bakınız Şekil 3.4d)

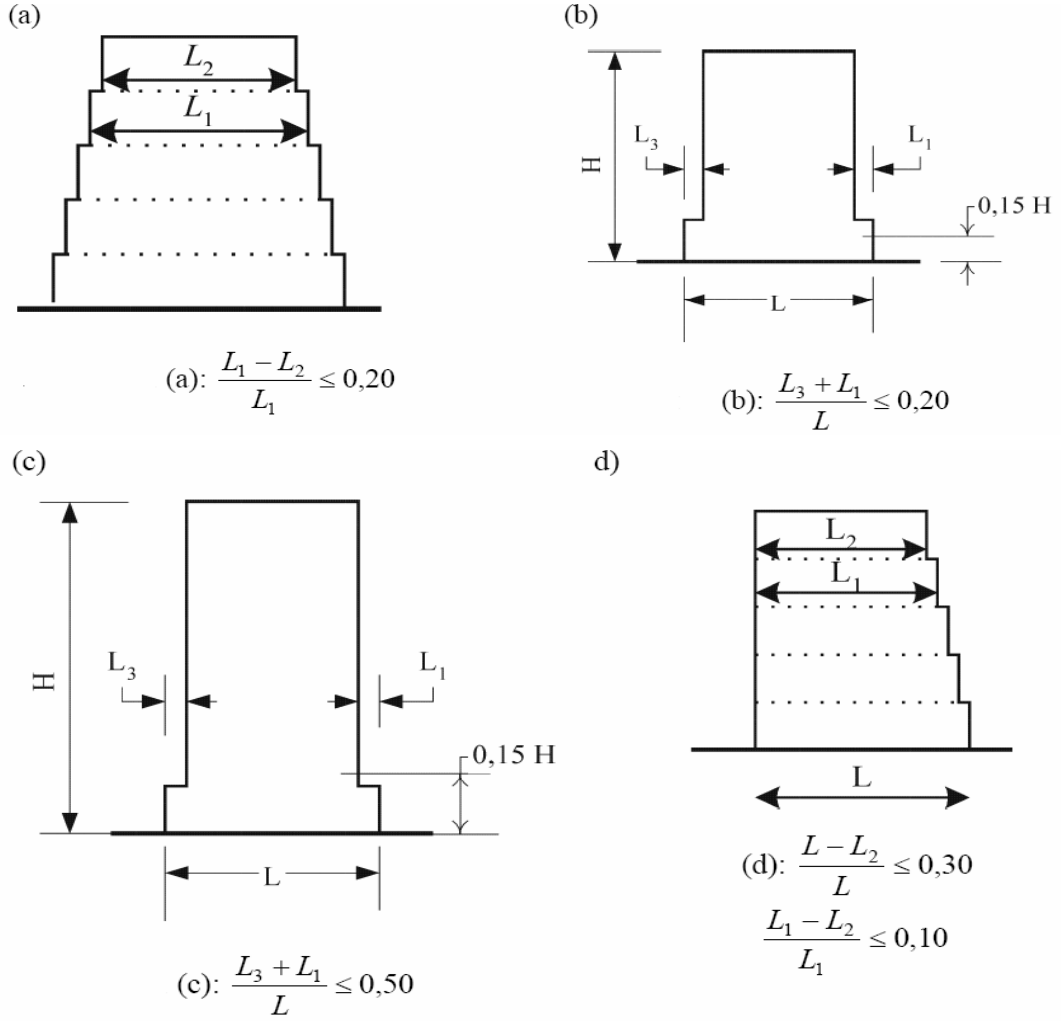
3.4.3.Bina Önem Katsayısı

Yapılar göçmelerinin insan hayatına olan etkilerine,depremden hemen sonraki dönemdeki kullanılma durumları ile göçmeleri halinde soysal ve ekonomik sonuçlara bağlı olarak 4 farklı önem sınıfından bir tanesine dahil edilir. Önem sınıfları γ_1 ile karakterize edilir. $\gamma_1=1.0$ önem katsayısı referans dönüş periyoduna sahip sismik kuvvete karşılık gelir.

Tablo 3.6 Eurocode 8 için bina önem katsayıları

Önem sınıfı	Yapılar
I	Halk güvenliği için düşük öneme sahip binalar,tarımsal binalar
II	Diğer gruplara dahil olmayan sıradan yapılar
III	Sismik dayanımları göçmeleri halindeki sonuçlar açısından önemli binalar,örneğin okullar,toplantı salonları vb.
IV	Sivil savunma açısından deprem sırasında bütünlüğü hayati önemde olan yapılar örneğin hastaneler,itfaiye istasyonları,enerji santralleri

γ_1 için kullanılacak değerler ülkelerin kendi ulusal standartlarından alınabilir.Bir ülkedeki farklı sismik bölgelerde sismik tehlikeye ve emniyet kabullerine bağlı olarak farklı γ_1 değerleri kullanılabilir. γ_1 önerilen değerler önem sınıfı I,II,III ve IV için sırasıyla 0.8,1.0,1.2 ve 1.4'dür.[4],[5]



Şekil 3.4.Geri çekmeli yapılar için düzenlilik kriterleri

3.4.4.Modelleme

Yapının modeli rijitlik ve kütle dağılımını ele alınan sismik kuvvet altında bütün önemli deformasyon şekillerini ve atalet kuvvetlerini açıklamaya yetecek ölçüde temsil etmelidir.Non-lineer analizlerde model ayrıca dayanımın dağılımını da yeterli derecede temsil etmelidir.

Model ayrıca düğüm noktası bölgelerinin yapının deforme olabilirliğine olan katkısını da açıklayacaktır.Birincil sismik yapının davranışını etkileyebilecek olan taşıyıcı olmayan elemanlarda dikkate alınmalıdır.

Genel olarak yapının birbirlerine yatay diyaframlarla bağlı bir grup düşey ve yatay yük taşıyan elemanlardan oluştuğu kabul edilebilir.Kat diyaframları düzlemlerinde rijit olarak kabul edildiklerinde, her bir kat kütlesi ve atalet momentleri kütle merkezinde toplanabilir.

Betonarme,kompozit çelik-beton ve kagir yapılarda yük taşıyan elemanların rijitlikleri genellikle çatlama etkileri dikkate alınarak hesaplanmalıdır.Bu rijitlik donatı akma başlangıcına karşılık gelmelidir.

Çatlamış elemanlar için daha kesin bir analiz yapılmadığında betonarme ve kagir elemanların elastik eğilme ve kesme rijitlikleri özellikleri, çatlamamış keside ait bu özelliklerin yarısı olarak alınabilir.

Yapının yanal dayanım ve rijitliğine önemli derecede katkı yapan dolgu duvarlar hesaplara dahil edilmelidir.Yapı davranışı üzerinde olumsuz bir etki meydana getirdiğinde temellerin deforme olabilirliği modelde dikkate alınacaktır.Ayrıca temellerin deforme olabilirliğinin (yapı-zemin etkileşimi de dahil) davranışa olumlu bir etki yaptığı durumlarda hesaba katılabilir.[4],[5]

3.5.Analiz Yöntemleri

3.5.1.Genel

Sismik kuvvetler ve sismik tasarıma dahil olan diğer kuvvet etkileri yapının lineer-elastik davranışı kabulüne göre belirlenebilir.Referans olarak Eşdeğer Statik Yöntemi kabul eden UBC-97 ve ABYYHY'den farklı olarak Eurocode 8'deki referans yöntem yapının lineer elastik modelinin ve bir tasarım spektrumunun kullanıldığı modal davranış spektrum analizleridir.[4],[5]

Yapının taşıyıcı sistem karakteristiklerine bağlı olarak aşağıdaki iki lineer elastik analiz yönteminden birisi kullanılabilir.

- a)Gereken koşulları yerine getiren yapılarda yatay kuvvet metodu analizleri
- b)Bütün yapılara uygulanabilen modal davranış spektrum analizleri

Lineer metotlara alternatif olarak aşağıda verilen lineer olmayan yöntemlerden biriside kullanılabilir.

- a)Lineer olmayan statik (push-over) analizler
- b)Lineer olmayan zaman tanım alanı (dinamik) analizler

Planda düzenlilik kriterleri sağlanıyorsa lineer elastik analizler her bir ana doğrultuda bir tane olmak üzere iki düzlemsel model kullanılarak gerçekleştirilebilir.Planda düzenlilik kriterleri sağlanmasa bile aşağıdaki özel düzenlilik koşullarının yerine getirilmesi halinde yapının önem sınıfına bağlı olarak lineer elastik analizler her bir yatay doğrultuda bir tane olmak üzere iki düzlemsel model kullanılarak gerçekleştirilebilir.

- a)Yapı iyi dağıtılmış ve nispeten rijit cephe kaplaması ve bölme duvarlarına sahip ise,
- b)Yapı yüksekliği 10m'den fazla değil ise,
- c)Döşemelerin düzlemlerindeki rijitliği düşey taşıyıcı elemanların yanal rijitliği yanında yeterince büyük ise ve bu nedenle rijit diyafram kabulü yapılabiliyorsa,

d) Rijitlik ve kütle merkezleri düşeyde yaklaşık olarak aynı hat üzerinde olmalıdır, her iki yöndeki analizlerde $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ve $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ koşulları sağlanmalıdır. Burada l_s dönme yarıçapı, r_x ve r_y burulma yarıçapları, e_{ox} ve e_{oy} doğal eksantriteleri göstermektedir.

Yukarıdaki paragrafta d) maddesi hariç bütün koşulları sağlayan yapılarda da her bir ana doğrultu için bir tane olmak üzere iki düzlemsel model kullanılarak lineer elastik analiz yapılabilir fakat böyle yapılarda analizlerden elde edilen bütün kesit tesir değerleri 1,25 değeri ile çarpılarak büyütülür.

Yukarıdaki son üç maddeyi sağlamayan yapıların analizi uzaysal modeller kullanılarak yapılır.[5]

3.6.Yatay Kuvvet Metodu Analizleri

3.6.1.Genel

Bu analiz , her bir ana doğrultudaki davranışları ana titreşim periyodu modundan daha yüksek mod katkılarından önemli derecede etkilenmeyen yapılara uygulanabilir.Aşağıdaki her iki koşulu yerine getiren yapılarda bu kuralın sağlandığı kabul edilir.[4],[5]

a)İki ana doğrultuda aşağıdakilerden daha düşük titreşim periyoduna sahip olan yapılarda,

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C \\ 2.0s \end{cases} \quad (3.17)$$

T_C değeri kullanılan spektrum tipine bağlı olarak Tablo 3.2 yada Tablo 3.3'den alınır.

b)Düşeyde düzenlilik kriterlerini sağlayan yapılarda.

3.6.2.Taban Kesme Kuvveti

Yapının analiz edildiği her bir yatay doğrultuda F_b taban kesme kuvveti aşağıdaki ifade ile belirlenecektir.[4],[5]

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda \quad (3.18)$$

burada

$S_d(T_1)$: T_1 periyodunda tasarım spektrum ordinatı.

T_1 :Ele alınan doğrultuda yapının titreşim periyodu.

m :Temel yada rijit bodrum katı üzerinde hesaplanan yapının toplam kütlesi.

λ :Düzeltilme katsayısı,yapı iki kattan daha fazla yüksekliğe sahip ise ve $T_1 \leq 2.T_C$ ise $\lambda = 0.85$ diğer hallerde $\lambda = 1.0$ alınır.

İki katlı ve daha yüksek yapılarda birinci mod kütlesi ile toplam kütle arasındaki farkı açıklamak için hesaplanan taban kesme kuvveti yukarıda açıklanan λ katsayısı ile %15

azaltılır.UBC-97 ve ABYYHY’ki yaklaşımın aksine burada amaç yatay kuvvet metodu ile elde edilen sonuçların modal davranış spektrumu ile elde edilen sonuçlara yakınlaştırılmasıdır.

Yapının T_1 titreşim periyodu hesabında dinamik metodlara dayanan eşitlikler (örneğin Rayleigh metodu gibi) kullanılabilir.40m yüksekliğe kadar olan yapılarda T_1 periyodunun değeri yaklaşık olarak aşağıdaki formül ile hesaplanabilir.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.19)$$

burada

C_t :Moment taşıyıcı uzay çelik çerçevelerde 0,085 , moment taşıyıcı uzay betonarme çerçevelerde ve dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerde 0,075 ve diğer bütün yapılarda 0,050 olarak alınır.

H :Temel yada rijit bodrum kat üzerinden itibaren yapının yüksekliği. (m)

Alternatif olarak beton yada kagir perde duvarlı yapılarda formül (3.19)’daki C_t değeri aşağıdaki şekilde alınabilir.

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (3.20)$$

burada

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2] \quad (3.21)$$

A_c :yapının ilk katında perde duvarların toplam etkili alanları (m^2)

A_i :Yapının ilk katında i. perde duvarın etkili enkesit alanı (m^2)

l_{wi} :Uygulanan kuvvete paralel doğrultuda birinci katta i. inci perde duvarın uzunluğu,
 l_{wi} / H değeri 0,90’dan büyük olmamalıdır.

3.6.3.Yatay Sismik Kuvvetlerin Dağıtılması

Sismik kuvvet etkileri bütün katlara F_i kuvvetleri uygulanarak belirlenecektir.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.22)$$

Burada z_i ve z_j sismik kuvvetin uygulandığı seviyeden itibaren (temel yada rijit bodrum duvar üstü) m_i ve m_j kat kütlelerinin yükseklikleridir. Bu bölüme göre hesaplanan F_i yatay kuvvetleri yatay yük taşıyan sisteme döşemelerin kendi düzlemlerinde rijit oldukları kabulüne göre dağıtılacaktır.[4],[5]

3.6.4.Burulma Etkileri

Kütle dağılımındaki belirsizlikleri ve sismik hareketin uzaydaki değişimini açıklamak için her bir i katındaki hesaplanmış kütle merkezinin nominal konumundan aşağıdaki ifade ile hesaplanan ek eksantrite kadar uzaklaştığı kabul edilir.

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i \quad (3.23)$$

Burada e_{ai} , kütle merkezinin i katındaki nominal konumundan uzakta olduğu ilave eksantrite ve L_i uygulanan sismik kuvvet doğrultusuna dik doğrultuda yapının boyutudur.

Eğer yatay rijitlik ve kütle planda düzenli olarak dağıtılmışsa ve burulma etkileri tekil, yük taşıyan elemanlardaki kuvvet etkilerinin aşağıdaki δ katsayısı ile büyütülmesi ile açıklanabilir.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (3.24)$$

burada

x :Ele alınan elemanların planda yapının ağırlık merkezine olan uzaklığıdır, uygulanan sismik kuvvet doğrultusuna dik doğrultuda ölçülür.

L_e :En dıştaki iki yatay yük taşıyan eleman arasındaki mesafedir, uygulanan sismik kuvvet doğrultusuna dik doğrultuda ölçülür.

Eğer analizlerde her bir ana doğrultuda bir tane olmak üzere iki düzlemsel model kullanılıyorsa burulma etkileri Denklem (3.23)'de verilen e_{ai} eksantritesinin iki katının alınması ve Denklem (3.24)'ün 0.6 katsayısı yerine 1.2 katsayısı ile uygulanmasıyla elde edilir.[5]

3.7.Modal Davranış Spektrumu Analizleri

3.7.1.Genel

Bu analiz yöntemi Eurocode 8'in referans yöntemi olarak bütün yapılara ve yatay kuvvet metodu analizlerinin uygulanabilme koşulları sağlamayan yapılara uygulanabilir.[5]

Global davranışa önemli derecede etki eden bütün titreşim modları hesaplara dahil edilmelidir.Aşağıdaki koşullardan birisinin sağlandığı gösterilirse yukarıdaki maddenin yerine getirildiği kabul edilebilir.

a)hesaplara dahil edilen modlar için etkili modal kütlelerin toplamı en az toplam yapı kütlelerinin yüzde 90'ı ise,

b)etkili modal kütleleri yüzde 5'den fazla olan modlar hesaplara dahil ediliyorsa.

Uzaysal bir model kullanıldığında yukarıdaki koşullar her bir ilgili doğrultu için sağlanmalıdır.

Yukarıda a) yada b) maddelerinde tanımlanan koşullar, örneğin burulma modlarının önemli derecede katkı yaptığı yapılarda ,sağlanamayabilir.Bu durumda uzaysal modelde hesaplara dahil edilecek minimum mod sayısı k aşağıdaki iki şarta uymalıdır.

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (3.25a)$$

ve

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.25b)$$

burada

k :Hesaplara dahil edilecek mod sayısı.

n :Temel yada rijit bodrum katı üzerindeki kat sayısı.

T_k :k. titreşim modunun periyodu.

3.7.2.Modal Davranışların Birleştirilmesi

i ve j modlarındaki davranışlar, eğer periyotları olan T_i ve T_j (T_j < T_i) aşağıdaki koşulu sağlamaları koşulu birbirinden bağımsız olarak kabul edilebilir.[5]

$$T_j \leq 0,90T_i \quad (3.26)$$

Bütün ilgili modal davranışlar birbirinden bağımsız olarak kabul edilebildiğinde sismik kuvvet etkisinin maksimum değeri ,E_E , aşağıdaki formül ile bulunabilir.

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.27)$$

burada

E_E :Ele alınan sismik kuvvetin etkisi (kuvvet,deplasman)

E_{Ei} :i. titreşim modunda bu sismik kuvvet etkisinin değeri

Modların birbirinden bağımsız olmaması halinde CQC(Complete Quadratic Combination) gibi daha kesin birleştirme yöntemleri kullanılacaktır.

3.7.3.Burulma Etkileri

Analizlerde uzaysal model kullanıldığında, burulma etkileri her bir i katında düşey eksenindeki M_{ai} burulma momentlerinden oluşan statik yüklemenin uygulanmasından elde edilen kuvvetlerin zarfı olarak belirlenebilir.[5]

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.28)$$

burada

M_{ai} :i katında düşey eksenindeki burulma momenti.

e_{ai} :İlgili doğrultuda i kat kütlelerinin ilave eksantritesi.

F_i :i katına etki eden yatay kuvvet.

Denklem (3.28)'deki yükleme etkileri pozitif ve negatif işaretleri ile (bütün katlarda aynı işaret ile) hesaplara dahil edilmelidir.

Analizlerde iki ayrı düzlemsel model kullanıldığında modların birleştirilmesi sırasında Denklem (3.23) ve (3.24)'ün uygulanması ile burulma etkileri açıklanabilir.

3.8.Lineer Olmayan Statik Analizler

3.8.1.Genel

Push-over analizler sabit ağırlık yükleri ve monoton olarak artan yatay yük koşulları altında gerçekleştirilen lineer olmayan statik analizlerdir. Aşağıdaki amaçlarla yeni tasarlanmış binaları yada mevcut binaların yapısal performanslarını değerlendirmek için uygulanabilir.[4],[5]

- a) α_u / α_1 dayanım fazlalığı oranı değerlerini onaylamak yada gözden geçirmek,
- b) beklenen plastik mekanizmaları ve hasar dağılımını belirlemek,
- c) mevcut yada güçlendirilmiş yapıların yapısal performanslarını değerlendirmek,
- d) q davranış katsayısının kullanıldığı lineer elastik analizlere dayanan tasarıma alternatif olarak.Bu durumda hedef deplasman kullanılmalıdır.

Düzenlilik kriterlerini veya 3.5.1'de verilen planda düzensiz yapılar için düzlemsel model kullanılabilme koşullarını sağlamayan yapılar uzaysal model kullanılarak analiz yapılır.Sadece bir yönde yatay kuvvetlerin uygulandığı iki bağımsız lineer olmayan statik analiz gerçekleştirilebilir.

Düzenlilik kriterlerini ve 3.5.1'de verilen planda düzensiz yapılar için düzlemsel model kullanılabilme koşullarını sağlayan yapılarda analizler her bir ana yatay doğrultuda bir tane olmak üzere iki düzlemsel model kullanılarak gerçekleştirilebilir.[5]

3.8.2.Yatay Yükler

Eurocode 8'de yatay kuvvetler için aşağıdaki dağıtımlar tanımlanmıştır.

- Uniform dağılım;düşeyden bağımsız olarak kütlelerle orantılı yatay kuvvetleri esas alır.
- Modal dağılım;ele alınan doğrultuda elastik analizlerce elde edilmiş yatay kuvvet değerleri ile tutarlı yatay kuvvetlerle orantılıdır.[4],[5]

3.8.3.Kapasite Eğrisi

Taban kesme kuvveti ile kontrol deplasmanı arasındaki ilişki (kapasite eğrisi),kontrol deplasmanının 0 ile hedef deplasmanın yüzde 150'si arasında değişen değerleri için push-over analizler yardımı ile belirlenir.Kontrol deplasmanı yapının en üst katında kütle merkezinden itibaren alınabilir.[4],[5]

3.8.4.Dayanım fazlalığı katsayısı

α_u / α_1 Dayanım fazlalığı katsayısı push-over analizler ile belirlendiğinde,iki yatay yük dağılımından elde edilen Dayanım fazlalığı katsayılarından küçük olan değer kullanılmalıdır.[5]

3.8.5.Hedef deplasman

Hedef deplasman ,eşdeğer tek serbestlik derecesi (SDOF) deplasmanı düşünülerek yatay elastik davranış spektrumundan elde edilen sismik deformasyon olarak tanımlanır. [5]

3.8.6.Burulma Etkileri

Tanımlı yük dağılımları ile uygulanan push-over analizlerin burulmaya karşı esnek yapıların,örneğin birinci ana titreşim modunun burulma olduğu yapılar,güçlü /rijit bölgelerindeki deplasmanları önemli derecede düşük hesapladığı Eurocode 8’de ifade edilmiştir.Böyle yapılarda rijit/güçlü bölgelerdeki deplasmanlar artırılır.

Planda güçlü / rijit bölgeler paralel statik yükleri altında karşı tarafa göre daha düşük yatay deplasmanların olduğu bölgelerdir.Burulmaya karşı esnek yapılarda güçlü / rijit bölgelerdeki dinamik deplasmanlar baskın burulma modunun etkisi önemli derecede artış gösterebilir.

Bir büyütme katsayısı ile uzaysal modelde elastik modal analizler sonuçlarına dayanan güçlü / rijit bölge deplasmanlarının artırılması ile yukarıdaki koşulun yerine getirildiği kabul edilebilir.

Planda düzenli yapılar için iki düzlemsel model kullanıldığında eşdeğer statik yöntem yada modal davranış spektrum analizi için verilen burulma kuralları uygulanmalıdır.[5]

3.9.Linear Olmayan Zaman Tanım Alanı Analizleri

Yapının zamana bağlı davranışı kaydedilmiş,benzeştirilmiş yada yapay akselogramlar kullanılarak tanımlanan sismik hareket için diferansiyel denklemlerin direkt sayısal integrasyonundan elde edilebilir.[4],[5]

Taşıyıcı eleman modelleri aşağıda verilen kuralları ve elastik sonrası yükleme-boşalma değişimlerinde eleman davranışını tanımlayan kuralları kapsamalıdır.Bu kurallar sismik tasarım durumunda beklenen deplasman aralığı dışında elemandaki enerji sönümlemesini gerçekçi olarak yansıtmalıdır.[5]

a)Minimum olarak,eleman düzeyinde iki eksenli kuvvet-deformasyon ilişkisi kullanılmalıdır.Betonarme ve kagir yapılarda iki eksenli kuvvet-deformasyon ilişkisinin elastik rijitliği çatlamış kesitinkine karşılık gelmelidir.Davranış süresince akma sonrası hareket göstermesi beklenen sünek elemanlarda iki eksenli ilişkinin elastik rijitliği akma noktasının sekant rijitliği olmalıdır.Çatlama ve çatlama sonrası rijitliklerini dikkate alan üç eksenli kuvvet-deformasyon ilişkisine izin verilir.

b)Sıfır akma sonrası rijitlik kabul edilebilir.Eğer dayanımda azalma bekleniyorsa ,örneğin kagir duvarlarda yada diğer gevrek elemanlarda ,bu elemanların kuvvet-deformasyon ilişkilerine azalma ilave edilmek zorundadır.

c)Aksi belirtilmemişse eleman özellikleri malzeme karakteristiklerinin ortalama değerlerine dayanmalıdır.

Eğer davranış en az yedi non-lineer zaman tanım alanı analizinden elde ediliyorsa,bu analizlerden elde edilen davranış niceliklerinin ortalaması kuvvet etkilerinin tasarım değeri E_d olarak kullanılmalıdır.Aksi hallerde bu analizlerden elde edilen en gayri müsait sonuç E_d olarak kullanılmalıdır.

3.10.Sismik Kuvvet Bileşeni Etkilerinin Kombinasyonu

3.10.1.Sismik Kuvvetin Yatay Bileşeni

Genel olarak sismik kuvvet yatay bileşenlerinin eş zamanlı etkidiği kabul edilir. Sismik kuvvetin yatay bileşenlerinin kombinasyonları aşağıdaki şekilde açıklanabilir.[5]

a) Her bir bileşenin yapısal davranışı modal davranışlar için kombinasyon kuralları kullanılarak bağımsız olarak hesaplanır.

b)Sismik kuvvetin iki yatay bileşeninden dolayı yapıdaki kuvvet etkilerinin maksimum değeri yatay bileşenlerden dolayı oluşan kuvvet etkilerinin kareler toplamının karekökü ile hesaplanacaktır.

c) Yukarıda açıklanan b) maddesindeki kural eş zamanlı olarak etki eden kuvvet etkileri için genellikle güvenli yönde hesaplama yapılmasını sağlar.Sismik kuvvetin iki yatay bileşeninden dolayı eş zamanlı olarak oluşan olası kuvvet tesirlerinin hesabı için daha kesin yöntemler kullanılabilir.

Yukarıdaki b) ve c) maddelerine alternatif olarak sismik kuvvetin yatay bileşenlerinin kombinasyonundan dolayı oluşan kuvvet etkileri aşağıdaki iki formül kullanılarak hesaplanabilir.

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (3.29)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.30)$$

burada

E_{Edx} yapıda seçilen x yatay doğrultusunda sismik kuvvetin uygulanmasından dolayı oluşan kuvvet etkileridir.

E_{Edy} aynı sismik kuvvetin yapının ortogonal y eksenini boyunca uygulanmasından dolayı oluşan kuvvet etkileridir.

Non-lineer zaman tanım alanı analizleri ile yapının uzaysal model kullanıldığında akselogramların eş zamanlı olarak her iki yatay doğrultuda etki ettiği kabul edilir.

3.10.2.Sismik Kuvvetin Düşey Bileşeni

3.3.3’de tanımlanan sismik kuvvetin düşey bileşeninin , a_{vg} ,değeri 0,25g (2,5m/s²)’den büyük olduğu zaman aşağıda listelenen elemanlarda dikkate alınmalıdır.[5]

-20m yada daha fazla açıklığa sahip yatay yada yataya yakın taşıyıcı elemanlarda

-5m ‘den daha uzun yatay yada yataya yakın konsol elemanlarda

-yatay yada yataya yakın öngerilmeli elemanlarda

-kolonları taşıyan kirişlerde

Sismik kuvvetin düşey bileşenden kaynaklanan etkilerin belirlenmesi için yapılan analizlerde, düşey bileşenin etki ettiği kabul edilen yukarıda listelenmiş elemanları kapsayan ve bunlara bitişik elemanların rijitliğini de dikkate alan yapının kısmi modelleri kullanılmalıdır.Düşey bileşen etkileri sadece dikkate alınan elemanlarda (yukarıda listelenenler) ve bunların direkt olarak ilişkide bulunduğu taşıyıcı eleman yada yapı bölümlerinde hesaplara dahil edilmelidir.

Eğer bu elemanlara sismik kuvvetin yatay bileşenleri de etki ediyorsa sismik kuvvetin yatay bileşenleri için verilen kurallar sismik kuvvetin üç bileşeni için genişletilerek uygulanabilir.Alternatif olarak aşağıdaki üç kombinasyon kuvvet etkilerinin hesabında kullanılabilir.

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (3.31)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (3.32)$$

$$0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \quad (3.33)$$

burada

E_{Edz} :Tanımlanan tasarım sismik kuvvetinin düşey bileşeninin uygulanmasından dolayı meydana gelen kuvvet etkisidir.

Lineer olmayan statik (push-over) analiz uygulandığında sismik kuvvetin düşey bileşeni ihmal edilebilir.

3.11. Güvenlik Tahkikleri

3.11.1.Genel

Aşağıda açıklanan dayanım,süneklik ve sismik derz koşullarının yerine getirilmesiyle sismik tasarım durumu altında göçme olmaması kuralının (taşıma gücü sınır durumu) sağlandığı kabul edilebilir.[5]

3.11.1.1.Dayanım Koşulu

Aşağıda verilen koşulun bütün taşıyıcı elemanlarda,bu elemanların birleşimlerinde ve taşıyıcı olmayan elemanlarda yerine getirilmesi zorunluluktur.[5]

$$E_d \leq R_d \quad (3.34)$$

E_d :Sismik tasarım durumunda eğer gerekiyorsa ikinci mertebe analizlerde dahil kuvvet etkilerinin tasarım değeri.Eğilme momentlerinin Eurocode 2 ve Eurocode 3'e göre yeniden dağıtımına izin verilir.

R_d :Eurocode 8 ve diğer ilgili Eurocode'larda verilen malzeme (malzeme özellikleri için karakteristik değerler f_k , ve kısmi emniyet katsayıları γ_m) ve taşıyıcı sistem özellikleri ile alakalı mekanik modellere göre hesaplanan tasarım dayanımı.

Tasarım kuvvet etkileri E_d ,lineer olmayan statik analizler ile elde ediliyorsa gevrek elemanlarda Denklem (3.34)'deki dayanım koşulu kuvvetler cinsinden sağlanır.Süneklik için tasarlanan ve detaylandırılan sönümleyici bölgelerde Denklem (3.34)'de verilen dayanım koşulu deformasyonlar cinsinden sağlanır.

İkinci mertebe etkilerinin (P-Δ) aşağıdaki koşulun sağlanması halinde dikkate alınmasına gerek yoktur.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (3.35)$$

θ :Ara kat öteleme hassaslık katsayısı.

P_{tot} :Sismik tasarım durumunda ele alınan katın üzerindeki toplam ağırlık.

d_r :Ele alınan kat ve üst noktalarında ortalama yatay deplasmanların farkı.

V_{tot} :Toplam sismik kat kuvveti.

h :Ara kat yüksekliği.

$0.10 \leq \theta \leq 0.20$ olması halinde ikinci mertebe etkileri ilgili sismik kuvvet etkilerinin $1/(1 - \theta)$ katsayısı ile çarpılmasıyla dikkate alınır. θ katsayısının değeri 0.30'dan büyük olmamalıdır.

Yorgunluk dayanımının sismik tasarım durumunda tahkikine gerek yoktur.

3.11.1.2.Global Ve Lokal Süneklik Koşulu

Seçilen sisteme ve davranış katsayısına dayanan süneklik sınıfı dikkate alınarak taşıyıcı elemanların ve bir bütün olarak yapının yeterli sünekliğe sahip olduğu kanıtlanmalıdır. Aşağıdaki koşulların sağlanması ile bu kuralın yerine getirildiği kabul edilir.[5]

- a)Lineer olmayan statik analizlerden elde edilen mekanizmalar tatmin edici ise,
- b) Lineer olmayan statik analizlerden elde edilen global,ara kat ve lokal deformasyonlar ve süneklikleri ilgili kapasiteleri geçmiyorsa,
- c)Gevrek elemanlar elastik bölgede kalıyorsa.

Çok katlı yapılarda yumuşak plastik mekanizması engellenmelidir.

Çerçeve eşdeğerli olanlarda dahil olmak üzere çerçeve yapılarda, iki katlı yada daha yüksek yapıların birincil sismik kolonlarının bütün birincil ve ikincil kirişlerle olan birleşimlerinde aşağıdaki kural sağlanmalıdır.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.30 \sum M_{Rb} \quad (3.36)$$

ΣM_{Rc} :Düğüm noktasına bağlanan kolonların dayanım momentlerinin tasarım değerleri toplamı. Kolon eğilme momenti dayanımları en düşük aksel kuvvet için hesaplanmalıdır.

ΣM_{Rb} :Düğüm noktasına bağlanan kiriş momentlerinin tasarım değeri.

Denklem (3.36) düğüm noktasına bağlanan kiriş momentleri için her iki doğrultuda (pozitif ve negatif) sağlanmalıdır. Kolon momentleri daima kiriş momentlerine zıt alınır. İki ortogonal doğrultuda düzenlenmiş çerçeve yapılarda Denklem (3.36) her iki düşey düzlemde sağlanmalıdır. Taşıyıcı sistem sadece bir ana yatay doğrultuda çerçeve yada çerçeve eşdeğerli ise Denklem (3.36) sadece bu doğrultudaki düşey ekseninde sağlanmalıdır. Çok katlı yapıların en üst katında bu kural ihmal edilebilir.

3.11.1.3. Sismik Derz Koşulu

Binalar bitişik binaların yada aynı binanın yapısal olarak bağımsız bölümleri arasındaki deprem sonucu oluşan çarpışmalara karşı korunacaktır. Bu amaçla

a) Aynı özelliğe sahip olmayan bitişik binalar yada yapısal olarak bağımsız alt bölümler arasındaki potansiyel çarpışma mesafesi yapının o noktadaki maksimum yatay deplasmanından az olmamalıdır.

b) Aynı özelliğe sahip binalar yada yapısal olarak bağımsız bölümler için ara mesafe yapıların yada bağımsız ünitelerin maksimum yatay deplasmanlarının kareler toplamının kare kökünden az olmalıdır.

c) Yapının yada bağımsız bina bölümlerinin kat seviyesi bitişikteki yapı yada bağımsız bölümün kat seviyesi ile aynı ise yukarıda verilen minimum değerler 0.70 oranında azaltılabilir. [5]

3.12. Ara Kat Ötelemeleri

Yapıya bağlı gevrek malzemeli taşıyıcı olmayan elemanlarda;

$$d_r.v = 0.005h \quad (3.37)$$

Sünek taşıyıcı olmayan elemanlara sahip yapılarda,

$$d_r.v = 0.0075h \quad (3.38)$$

Yapısal deformasyonlardan etkilenmeyecek şekilde yapıya bağlanmış taşıyıcı olmayan yapılarda yada taşıyıcı olmayan elemanların bulunmadığı yapılarda,

$$d_r.v = 0.010h \quad (3.39)$$

d_r :Ele alınan kat ve üst noktalarında ortalama yatay deplasmanların farkı.

h :Kat yüksekliği.

ν :Sismik etkinin dönüş periyodunu açıklayan azlatma katsayısı.

ν değeri ayrıca yapının önem katsayısına da bağlı olabilir. Bu değer ülkelerin kendi ulusal standartlarından alınabilir Ayrıca farklı ν değerleri sismik tehlikeye bağlı olarak değişik sismik bölgeler için tanımlanabilir. Eurocode 8’de ν için önerilen değerler 3. ve 4. önem sınıfları için 0.4 , 1. ve 2.önem sınıfları için 0.5’dir. [5]

3.13.Kagir Dolgu Duvarlı Çerçeveler İçin İlave Önlemler

3.13.1.Genel

Bu bölümdeki kurallar süneklik düzeyi yüksek çerçeve yada çerçeve eşdeğerli karma sistemler ile aşağıdaki bütün özellikleri sağlayan kagir dolgu duvarlarla etkileşim yapan süneklik düzeyi yüksek çelik yada çelik-beton kompozit moment taşıyıcı çerçevelere uygulanabilir.[5]

- a)beton çerçevenin prizinden sonra yada çelik çerçevenin montajından sonra inşa edilirse,
- b)özel birleşimler (dikmeler,kesme kolektörleri,bağlantılar vb) olmadan çerçeve ile temasta ise (örneğin özel ayırım derzleri olmadan),
- c)prensip olarak taşıyıcı olmayan eleman olarak kabul ediliyorsa,

Perde duvarlı yada perde duvar eşdeğerli karma sistemlerde ve ayrıca çaprazlı çelik yada çelik-beton kompozit sistemlerde dolgu duvarlarla olan etkileşim ihmal edilebilir.

Dolgu duvarlar nedeniyle düşeyde ve planda oluşabilecek düzensizlik sonuçları hesaplara dahil edilmelidir..Dolgu duvarların davranışı ile ilgili belirsizliklerde (mekanik özelliklerinde ve çerçeve bağlantılarındaki değişiklikler,yapının kullanımı sırasındaki olası değişimler gibi) dikkate alınmalıdır..Yine aynı şekilde çerçeve-dolgu duvar etkileşiminin olumsuz lokal etkileri hesaplara dahil edilmelidir.

3.13.2.Kagir Dolgu Duvarlar Nedeniyle Oluşan Düzensizlik

3.13.2.1.Planda Düzensizlik

Dolgu duvarlarda düzensiz,simetrik olmayan yada üniform olmayan düzenlemelerden kaçınılmalıdır.

Dolgu duvarların simetrik olmayan yerleşiminden dolayı planda önemli düzensizlik olması durumunda (örneğin yapının ardışık iki yüzünde dolgu duvarların varlığı)yapının analizinde uzaysal modeller kullanılmalıdır.Dolgu duvarlar modele dahil edilmelidir ve kagir duvarların konumlarını ve özelliklerini dikkate alan analizler yapılmalıdır.Planda esnek bölümlerde (örneğin dolgu duvarların yoğunlaştığı bölgeye en uzak olan yüzde)dolgu duvarlardan kaynaklanan burulma etkilerine karşı taşıyıcı elemanların tahkikine özel önem verilmelidir.

Birden fazla önemli açıklığa sahip (örneğin kapı yada pencere boşluğu)dolgu duvarlar modelde ihmal edilmelidir.[5]

3.13.2.2.Düşeyde Düzensizlik

Düşeyde önemli derecede düzensizlik varsa (örneğin diğer katlara nispeten bir yada daha fazla katta dolgu duvarlarda önemli derecede azalma yapılmışsa)ilgili katlardaki düşey taşıyıcı elemanlarda sismik kuvvet etkileri artırılmalıdır.

Daha kesin bir yöntem kullanılmıyorsa hesaplanan sismik kuvvet etkilerinin aşağıda tanımlanan η büyütme katsayısı ile artırılması ile yukarıdaki madde sağlanabilir.

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rv}}{\sum V_{Ed}} \right) \leq q \quad (3.34)$$

burada

ΔV_{Rv} :Daha fazla dolgu duvar bulunan katla karşılaştırıldığında ele alınan katta kagir duvarlardaki toplam dayanım azalması.

$\sum V_{Ed}$:Ele alınan katta bütün düşey birincil sismik elemanlara etki eden kesme kuvvetleri toplamı.

Denklem (4.26) ile elde edilen η büyütme katsayısı değeri 1,1'den küçük ise kuvvet etkilerinin artırılmasına gerek yoktur.[5]

3.13.3.Dolgu Duvarlarda Hasar Sınırlaması

Düşük depremsellik durumu haricinde bütün süneklik sınıflarında (yüksek,orta ve düşük) taşıyıcı sistemlerde dolgu duvarların gevrek kırılmasını ile ayrılmasını (özellikle gevrek malzemeli ve boşluklu kagir panellerde) ve ayrıca kagir panellerin kısmi yada bütün olarak düzlem dışı göçmesini önlemek için uygun önlemler alınmalıdır.Narinlik oranı (küçük olan yükseklik yada genişliğin kalınlığa oranı) 15'e eşit yada büyük olan kagir panellerde özel önlemler alınmalıdır.

Yukarıdaki madde gereğince alınması gereken önlemlere örnekler; düzlem içi ve düzlem dışı bütünlük ve davranışı artırmak ,duvarın bir yüzünde iyi ankrajlanmış hafif kablo ağ yerleştirmek,kolonlara mesnetlenen eğilme düzleminde duvar bağlantıları ve duvarın bütün kalınlığı boyunca beton dikmeler şeklinde olabilir.[5]

4.UBC-97 İÇİN DEPREME DAYANIKLI BİNALAR İÇİN HESAP KURALLARI

4.1.Kriterlerin Seçimi

4.1.1. Tasarım İçin Esaslar

Yapıların tasarımında kullanılacak prosedürlere ve uyulacak sınırlamalar sismik bölgeler,zemin karakteristikleri,kullanım,konfigurasyon,taşıyıcı sistem ve yükseklik dikkate alınarak belirlenir.

Yapılar,yatay yük taşıyan sisteme özgü dayanım fazlalığı ve süneklik dikkate alınarak tasarıma esas sismik hareket nedeniyle oluşacak olan yatay deplasmanlara karşı koymak için yeterli dayanıma sahip olacak şekilde tasarlanır.Minimum tasarım dayanımı statik yatay kuvvet prosedürüne göre bulunan tasarım deprem kuvvetlerine dayanacaktır.

UBC-97’de emniyet gerilmeleri ve taşıma gücü yöntemlerinin kullanılmasına izin verilir.İlgili yük kombinasyonlarının kullanılması koşulu ile tasarımda kullanılan analiz yönteminden bağımsız olarak yapı-zemin ara yüzeylerinde kayma yada dönme tahkikleri için emniyet gerilmeleri yöntemi kullanılabilir.[6]

4.1.2. Kullanım Kategorileri

Depreme dayanıklı yapı tasarımı için ,her bir yapı bir kullanım kategorisine dahil edilir.Tablo 4.1 kullanım kategorileri için I ve I_w önem katsayılarını verir.[6],[7]

4.1.3. Bölge jeolojisi ve zemin karakteristikleri

Bir bölge Tablo 4.2’da verilen bölge sınıflandırma prosedürü kullanılarak uygun şekilde ispatlanmış jeoteknik verilere göre bir zemin profili içerisine dahil edilir.[6]

Zemin profil tipini belirlemek için yeterli detaylıkta zemin özelliği bilinmiyorsa S_D tipi zemin seçilir.

S_A, S_B, S_C, S_D ve S_E zemin tipleri Tablo 4.2’de gösterilmiştir. S_F grubu zemin aşağıda tanımlı zeminler gibi bölgeye has değerlendirme gerektiren zemin olarak tanımlanır.

- a)Sıvılaşabilir zeminler,çok hassas killer,göçebilir ve zayıf bağlı zeminler.
- b)Derinliği 10 feet (3,05m)’i geçen turba ve/veya yüksek derecede organik killer.
- c)Derinliği 25 feet (7,62m) ve $PI > 75$ plastik indeksine sahip çok yüksek plastisiteli killer.
- d)Derinliği 120 feet (36,57m)’i geçen çok kalın yumuşak / orta rijitlikteki killer.

4.1.4.Bölge Sismik Tehlike Karakteristikleri

Bölge için sismik tehlike karakteristikleri sismik bölge,bölgenin aktif sismik kaynaklara yakınlığı,bölge zemin profili karakteristiklerine ve yapı önem katsayısı dikkate alınarak belirlenir.[6]

4.1.4.1. Sismik Bölge

Her bir yapıya Tablo 4.3 yardımı ile bir Z sismik bölge katsayısı verilir. 4. sismik bölge en şiddetli deprem bölgesi kabul edilir. Azalan sismik bölge numarası ile beraber bölgenin depremselliği de azalır.[6]

4.1.4.2. 4.Sismik Bölge Kaynak Yakınlık Katsayısı

4. sismik bölgede her bir temel zeminine Tablo 4.4 ile Tablo 4.5 'de bahsedilen sismik kaynak tipi gereğince bir kaynak yakınlık katsayısı verilir. C_a değerinin belirlenmesinde kullanılan N_a katsayısının aşağıdaki bütün koşulları sağlayan yapılar için 1,10'den büyük olmasına gerek yoktur.[6]

- a) Zemin profil tipi S_A, S_B, S_C yada S_D ise,
- b) $\rho=1,0$ ise,
- c) Tek katlı yapılar, Grup R, Bölüm 3 ve Grup U, Bölüm 1 kullanımı hariç olmak üzere yatay kuvvet taşıyan sistemin elemanı olmak için tasarlanan moment çerçeveler özel moment taşıyıcı çerçeveler ise,
- d) Düşeyde 1.tip ,4.tip yada 5.tip ve yatayda 1.tip yada 4.tip yapısal düzensizliklerinin hiç birisi mevcut değilse,

4.1.4.3.Sismik Davranış Katsayıları

Her bir yapıya Tablo 4.6 gereğince C_a sismik katsayısı ve Tablo 4.7 gereğince C_v sismik katsayısı verilir.[6]

4.1.5.Konfigurasyon Koşulları

Yapılar düzenli ve düzensiz olarak iki sınıfa ayrılır.

4.1.5.1.Düzenli Yapılar

Düzenli yapılar planda yada düşey konfigürasyonda önemli fiziksel süreksizlikler bulunmayan yada yatay yük taşıyan sistemlerinde 4.1.5.2'de tanımlanan süreksizliklere sahip olmayan yapılardır.[6],[7]

4.1.5.2.Düzensiz Yapılar

Düzensiz yapılar konfigürasyonda yada yatay yük taşıyan sistemlerinde önemli fiziksel süreksizliklere sahip olan yapılardır.[6],[7]

1)Düşeyde düzensizlik

- a) Rijitlik düzensizliği-yumuşak kat: Yanal rijitliğin üstteki katın yüzde 70'inden az yada üstteki üç katın ortalama rijitliğinin yüzde 80'ninden az olması durumudur.
- b) Ağırlık (kütle) düzensizliği: Bir kattaki etkili kütleinin komşu katın etkili kütleinin yüzde 150'sinden fazla olması halinde kütle düzensizliğinin varlığı kabul edilir. Normal bir kattan daha hafif olan çatı katının dikkate alınmasına gerek yoktur.

c)Düşey geometrik düzensizliği:Herhangi bir kattaki yatay kuvvet taşıyan sistemin yatay boyutunun bitişik kattaki yatay yük taşıyan sistemin yatay boyutundan yüzde 130 fazla olması durumudur.

d)Kapasitede düzensizlik-zayıf kat: Bir kattaki dayanımın bir üstteki kat dayanımının yüzde 80'inden az olması durumudur. Kat dayanımı ,ele alınan deprem doğrultusunda kat kesme kuvvetini paylaşan bütün sismik elemanların dayanımlarının toplamıdır.

2)Planda düzensizlik

a)Burulma düzensizliği:Burulma düzensizliği yapıdaki maksimum deformasyonun yapının ortalama deformasyonuna oranının 1.20'den büyük olması durumudur.

b)Girinti yapan köşeler:Yapının plandaki konfigürasyonun ve yatay yük taşıyan sisteminin verilen doğrultudaki yapının plan boyutunun yüzde 15'inden fazla girinti yapan köşelere sahip olması durumudur.

c)Diyafram süreksizliği:Katlar arasında etkili diyafram rijitliğinin yüzde 50'den daha fazla değişmesi yada diyaframda yüzde 50'den fazla açıklığın olduğu durumda dahil olmak üzere ani süreksizliğin yada rijitlikte değişimin olması.

d)Paralel olmayan sistemler:Düşey yatay yük taşıyan elemanların yatay yük taşıyan sistemin ortogonal eksenlerine paralel yada simetrik olmaması hali.

4.1.6.Taşıyıcı sistemler

Taşıyıcı sistemler Tablo 4.8'de listelenen türlerden birisi olarak seçilir.[6]

4.1.6.1. Taşıyıcı Duvar Sistemler

Tam bir düşey yük taşıyan uzay çerçeve sisteme sahip olmayan taşıyıcı sistemlerdir.Taşıyıcı duvarlar yada çapraz sistemler ağırlık yüklerinin tamamını yada çoğunu taşır.Yatay yüklere karşı dayanım perde duvarlar yada çapraz çerçeveler ile sağlanır.

4.1.6.2.Yapı Çerçeve Sistemler

Ağırlık yüklerinin taşınması için tam bir uzay çerçeveye sahip taşıyıcı sistemlerdir.Yatay yüklere karşı dayanım perde duvarlar yada çapraz çerçeveler ile sağlanır.

4.1.6.3. Moment Taşıyan Çerçeve Sistemler

Ağırlık yüklerinin taşınması için tam bir uzay çerçeveye sahip taşıyıcı sistemlerdir.Moment taşıyan çerçeveler yatay yüklere karşı dayanımı öncelikle elemanlarının eğilme hareketi ile sağlar.

4.1.6.4.İkili sistemler

Aşağıdaki özelliklere sahip taşıyıcı sistemlerdir.

a)Ağırlık yüklerini karşılamak için tam bir uzay çerçeveye ve

b) Yatay yüklere karşı dayanımı sağlamak için perde duvarlara yada çapraz çerçeveler ile moment taşıyan çerçevelere (Özel Moment Taşıyıcı Çerçeveler, Orta Moment Taşıyıcı Çerçeveler yada çelik Sıradan Moment Taşıyan Çerçeveler) sahip olan yapılardır. Moment taşıyan çerçeveler bağımsız olarak tasarım kesme kuvvetinin %25'ini karşılayacak şekilde tasarlanacaktır.

İki sistem toplam taban kesme kuvvetini bütün katlarda karma sistem etkileşimi dikkate alınarak rijitlikleri ile orantılı olarak karşılayacak şekilde tasarlanacaktır.

4.1.7. Yatay kuvvet prosedürünün seçilmesi

4.1.7.1 Statik

Statik yatay kuvvet metodu aşağıdaki yapılara uygulanabilir.[6]

- a) Düzenli yada düzensiz, 1. sismik bölgede ve 2. sismik bölgede 4. ve 5. kullanım kategorisindeki bütün yapılarda,
- b) 4.1.7.2'de d) maddesi hariç olmak üzere, Tablo 4.8'de tanımlanan sistemlerle yatay dayanımın sağlandığı 240 feet (73,15m)'den daha az yükseklikteki düzenli yapılarda,
- c) 5 kat yada 65 feet (19,82m)'den daha düşük yükseklikteki düzensiz yapılarda,
- d) Rijit bir alt bölüm tarafından mesnetlenen esnek üst bölüme sahip yapılarda yapının her iki bölümü bağımsız olarak kabul ediliyor ve alt bölümdeki ortalama kat rijitliği üst bölümün ortalama kat rijitliğinin en az 10 katı ise, ayrıca yapının ana titreşim periyodu üst bölümün periyodunun 1,10 katından fazla değil ise.

4.1.7.2. Dinamik

Dinamik analiz prosedürü bütün yapılara ve aşağıda tanımlanan özellikteki yapılara uygulanabilir.[6]

- a) 4.1.7.1'de a) maddesi hariç olmak üzere 240 feet (73,15m)'den yüksek yapılara,
- b) Düşeyde rijitlik, ağırlık yada geometrik düzensizliklerine sahip yapılar yada yatayda ve düşeyde tanımlanmamış düzensizlik özelliklerine sahip yapılarda,
- c) 3. ve 4. sismik bölgelerde ikili sistemler ile özel moment taşıyan çerçevelerin beraber bulunduğu binalar hariç olmak üzere yüksekliği boyunca aynı taşıyıcı sisteme sahip olmayan 5 kat yada 65 feet (19,81m)'den yüksek yapılar,
- d) Düzenli yada düzensiz, S_F zemin üzerine oturan 0,70sn'den daha yüksek periyoda sahip yapılarda. Analizler zemin etkilerini kapsamalıdır ve 4.3.1'deki 4). Maddeyi sağlamalıdır.

Tablo 4.1.Kullanım kategorileri

Kullanım kategorisi	Yapının kullanılışı yada fonksiyonu	Sismik önem katsayısı, I	Rüzgar önem katsayısı, I_w
1.Doğal felaketleri takip eden acil operasyonlar için gerekli yapılar	-Grup I,Bölüm 1ameliyat ve acil müdahale alanları bulunan yapılar -İtfaiye ve karakollar -Hava kontrol kuleleri -Aci durum araçları ve uçakları için garaj ve hangarlar -İletişim için gerekli olan yapılar -Güç santralleri -İçme suyu yada yangın söndürücü madde madde ve/veya ekipman bulunduran tanklar yada diğer yapılar	1,25	1,15
2.Tehlikeli madde içeren yapılar	-Toksik ,patlayıcı,parlayıcı vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	1,25	1,15
3.Özel kullanım	-300'den fazla öğrenci kapasiteli binalar -500'den fazla öğrenci kapasiteli yüksek okul ve fakülteler tarafından kullanılan binalar -50 hasta yada daha fazla kapasiteli sağlık birimleri -5000'den fazla insan kapasitesi olan bütün yapılar -1.kategoriye girmeyen ve her zaman çalışma gereksinimi olmayan enerji üretim merkezleri ve kamu binaları	1,00	1,00
4.Standart kullanım	-1,2. ve 3.kategorilerde listelenmeyen ve yüksek bina sınıfına girmeyen bütün konutlar	1,00	1,00
5.Muhtelif	-Yüksek binalar dışındaki diğer yapılar	1,00	1,00

Tablo 4.2.Zemin profil tipleri

Profil tipi	Zemin profil tanımı	Zemin profilinin üst 30,48m'si için ortalama zemin özellikleri		
		Kesme Dalga Hızı v_s , m/sn	Standart penetrasyon testi	Drenajsız kesme Dayanımı (kPa)
S_A	Sert kaya	>1500	-	
S_B	Kaya	760-1500	-	
S_C	Çok sıkı zemin yada yumuşak kaya	360-760	>50	>100
S_D	Rijit zemin profili	180-360	15-50	50-100
S_E	Yumuşak zemin profili	<180	<15	<50
S_F	Özel inceleme gerektiren zemin			

Tablo 4.3. Z sismik bölge katsayıları

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

Tablo 4.4: N_a kaynak yakınlık katsayısı

Sismik kaynak tipi	Bilinen sismik kaynağa olan en yakın mesafe		
	≤2km	5km	≥10km
A	1,5	1,2	1,0
B	1,3	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Tablo 4.5.Sismik kaynak tipi

Sismik kaynak tipi	Sismik kaynak tanımı	Sismik kaynak özellikleri	
		Mak.moment büyüklüğü,M	Kayma hızı, mm/yıl
A	Büyük magnitüdlü depremler Üretebilen ve yüksek sismik Aktiviteli faylar.	$M \geq 7,0$	$SR \geq 5$
B	A ve C dışındaki faylar	$M > 7$ $M < 7$ $M \geq 6,5$	$SR < 5$ $SR < 2$ $SR < 2$
C	Büyük magnitüdlü depremler Üretemeyen ve düşük sismik Aktiviteli faylar	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

Tablo 4.6. C_a sismik katsayısı

Zemin profil Tipi	Z sismik bölge katsayısı				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,20	Z=0,30	Z=0,40
S _A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32N _a
S _B	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40N _a
S _C	0,09	0,18	0,24	0,33	0,40N _a
S _D	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44N _a
S _E	0,19	0,30	0,34	0,36	0,36N _a
S _F	S _F tipi zemin için C _a sismik katsayılarını belirlemek için jeoteknik tahkikler ve dinamik davranış analizleri yapılacaktır.				

Tablo 4.7.C_v sismik katsayısı

Zemin profil Tipi	Z sismik bölge katsayısı				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,20	Z=0,30	Z=0,40
S _A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32N _v
S _B	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40 N _v
S _C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 N _v
S _D	0,18	0,32	0,40	0,54	0,64 N _v
S _E	0,26	0,50	0,64	0,84	0,96 N _v
S _F	S _F tipi zemin için C _v sismik katsayılarını belirlemek için jeoteknik tahkikler ve dinamik davranış analizleri yapılacaktır.				

Tablo 4.8.Taşıyıcı sistemler

Taşıyıcı sistem	Yatay yük taşıyan sistemin tanımı	R	Ω _o	Yükseklik sınırı(m)
Taşıyıcı duvar sistemler	1.Perde duvarlar			
	a)Beton	4.5	2.8	48,76
	b)Kargir	4.5	2.8	48,76
Yapı çerçeve sistemleri	1Perde duvarlar			
	a)Beton	5.5	2.8	73,15
	b)Kargir	5.5	2.8	48,76
Moment taşıyıcı çerçeve sistemler	1.Özel moment taşıyan çerçeveler(SMRF)			
	a)Çelik	8.5	2.8	-
	b)Beton	8.5	2.8	-
	2.Beton orta moment taşıyan çerçeveler(IMRF)	6.6	2.8	48,76
	3.Sıradan moment taşıyan çerçeveler(OMRF)			
	a)Çelik	4.5	2.8	-
	b) Beton	3.5	2.8	48,76
İkili sistemler	1.Beton perde duvar ile SMRF	8.5	2.8	-
	2.Beton perde duvar ile çelik OMRF	4.2	2.8	48,76
	3.Beton perde duvar ile beton IMRF	6.5	2.8	48,76

4.2.Minimum Tasarım Yatay Kuvvetleri

4.2.1.Deprem Yükleri

Yapılar herhangi bir doğrultuda yapısal davranış ve sismik kuvvetler oluşturan yer hareketi için tasarlanacaktır.İlgili yük kombinasyonlarında aşağıdaki deprem yüklerim kullanılır.[6]

$$E = \rho.E_h + E_v \quad (4.1)$$

$$E_m = \Omega_o.E_h \quad (4.2)$$

E_m :yapıda oluşabilecek en büyük deprem kuvveti

E_h :V_t taban kesme kuvveti nedeniyle oluşan deprem yükü.

E_v :sismik hareketin düşey bileşeninden kaynaklanan yük etkisi.

Ω_0 :taşıyıcı sistemdeki dayanım fazlalığını açıklayan sismik kuvvet büyütme katsayısı.Taşıyıcı sisteme bağlı olarak Tablo 4.8’den alınır.

ρ :güvenilebilirlik katsayısı

$$\rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} \cdot \sqrt{A_B}} \quad (4.3)$$

$r_{\max}$,maksimum eleman-kat kesme kuvveti oranıdır. Verilen bir deprem doğrultusu için eleman-kat kesme kuvveti oranı en büyük yüke maruz tekil elemanın tasarım kat kesme kuvvetinin kat tasarım kesme kuvvetine oranıdır.Herhangi bir “i” katı için eleman-kat kesme kuvveti oranı “ r_i ”olarak gösterilir.Maksimum eleman-kat kesme kuvveti oranı “ $r_{\max}$ ”, yapının üçte iki yüksekliği içerisindeki herhangi bir katta oluşan eleman-kat kesme kuvveti oranları değerlerinin , r_i , en büyük olanıdır.

Moment taşıyıcı çerçevelerde r_i ,bir çerçeve açıklığında bitişik iki kolondaki kesme kuvvetleri toplamının kat kesme kuvvetine oranlarının en büyüğü olarak alınır.

Perde duvarlar için r_i , perde kesme kuvvetlerinin $3,05 / l_w$ ile çarpılması ve kat kesme kuvvetine bölünmesi ile elde edilen en büyük değerdir.Burada l_w perde duvarın uzunluğudur (m).

İkili sistemler için r_i , yukarıda açıklanan bütün yatay yük taşıyan elemanların dikkate alınmasıyla hesaplanan en büyük eleman-kat kesme kuvveti oranıdır.İkili sistemler için ρ değeri yukarıda bağıntı ile hesaplanan değerinin yüzde sekseninden fazla alınmayabilir.

ρ değeri 1,0’dan az alınmayacaktır ve ayrıca bu değer 1,50’den yüksek alınması da gerek yoktur.İkili sistemler haricindeki özel moment taşıyıcı çerçevelerde ρ değeri 1,25’den fazla olmayacaktır.Bu durumda ρ değerinin 1,25’den küçük (yada eşit) olmasını sağlamak için özel moment taşıyıcı çerçevelerde ilave açıklıklar eklenerek $r_{\max}$ değeri düşürülür.

A_B yapının zemin kat alanıdır. Zemin katı üst katlara göre daha büyük olan geri çekmeli yapılarda A_B ortalama kat alanı olarak hesaplanabilir.

4.2.2.Modelleme koşulları

Yapının matematiksel modeli bütün yatay yük taşıyan elemanları kapsamalıdır.Model ayrıca elemanların rijitlik ve dayanımını kapsamalı ve yapının kütlesinin ve rijitliğinin uzaydaki değişimini temsil edebilmelidir.Bunlara ilave olarak

- a)Betonarme ve kargir elemanların rijitlik özellikleri çatlamış kesit özelliklerini kapsamalıdır.
- b)Çelik moment çerçeve sistemlerde panel bölge deformasyonlarının kat ötelemesine olan katkısı da dikkate alınmalıdır.[6]

4.2.3. Statik Kuvvet Yöntemi

4.2.3.1. Tasarım Kesme Kuvveti

Verilen bir doğrultuda toplam tasarım kesme kuvveti aşağıdaki formül ile hesaplanacaktır. C_v katsayısının hesaplanmasında kullanılacak olan N_v kaynak yakınlık katsayısı Tablo 4.9’da verilmiştir.[6],[7]

$$V = \frac{C_v * I}{R * T} * W \quad (4.4)$$

Toplam tasarım kesme kuvveti aşağıdaki değerden büyük olmayacaktır.

$$V = \frac{2,5 * C_a * I}{R} * W \quad (4.5)$$

Tablo 4.9. N_v Kaynak yakınlık katsayısı

Sismik kaynak Tipi	Bilinen kaynağa en yakın mesafe			
	$\leq 2\text{km}$	5km	10 km	$\geq 15\text{km}$
A	2	1,6	1,2	1,0
B	1,6	1,2	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Kesme kuvveti aşağıdaki değerden daha küçük olmayacaktır.

$$V = 0,11 * C_a * I * W \quad (4.6)$$

Ek olarak 4. deprem bölgelerinde taban kesme kuvveti aşağıdaki değerden daha düşük olmayacaktır.

$$V = \frac{0,8 * Z * N_v * I}{R} * W \quad (4.7)$$

4.2.3.2. Yapının Titreşim Periyodu

T değeri aşağıdaki yöntemlerden biri ile hesaplanabilir.[6],[7]

a) Bütün yapılarda T aşağıdaki ifade ile hesaplanabilir.

$$T = C_t * h_n^{3/4} \quad (4.8)$$

Çelik moment taşıyan çerçeveler için $C_t=0.0853$

Betonarme moment taşıyan çerçeveler için $C_t=0.0731$

Alternatif olarak beton yada kagir perde duvarlı yapılarda C_t değeri $0,0743/\sqrt{A_c}$ olarak alınabilir. (A_c, m^2) A_c değeri aşağıdaki şekilde hesaplanır. Denklemden kullanılan D_e / h_n değeri 0.90 dan büyük olamaz.

$$A_c = \sum A_e \left[0,2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \quad (4.9)$$

b) T titreşim periyodu taşıyıcı sistemin yapısal özellikleri ve deformasyon karakteristikleri dikkate alınarak uygun analizler ile bulunabilir. İkinci yöntem ile elde edilen T değeri ilk yöntem ile edilen T değerinden 4. deprem bölgesinde %30; 1., 2., 3. deprem bölgelerinde %40'dan fazla olamaz. T periyodu aşağıda verilen Rayleigh oranı ile hesaplanır. Burada f_i fiktif kuvvetleri ve δ_i fiktif deplasmanları göstermektedir.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2 \right)}{\left(g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i \right)}} \quad (4.10)$$

4.2.3.3. Kuvvetin Düşeyde Dağıtılması

Daha kesin bir yöntemin bulunmaması halinde aşağıdaki formüller ile toplam kesme kuvveti yapı yüksekliği boyunca katlar arasında dağıtılır. [6], [7]

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (4.11)$$

F_n 'e ek olarak üst katta yoğunlaşan F_t ilave kuvveti aşağıdaki formül ile hesaplanır.

$$F_t = 0,07 * T * V \quad (4.12)$$

F_t değerinin 0,25V 'den fazla olmasına gerek yoktur. T değeri 0,70sn'ye eşit yada küçük ise 0 kabul edilebilir.

Taban kesme kuvvetinin geri kalan bölümü N. kat dahil aşağıdaki formüle göre yapı yüksekliği boyunca dağıtılır.

$$F_x = \frac{(V - F_t) * w_i * h_x}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i} \quad (4.13)$$

4.2.3.4.Kesme Kuvvetinin Yatayda Dağıtılması

Bir kattaki tasarım kesme kuvveti, V_x bu katın üzerindeki katlara ait olan F_t ve F_x kuvvetlerinin toplamıdır. V_x kesme kuvveti ,düşey yatay yük taşıyan elemanlar arasında diyafram rijitliği dikkate alınarak rijitlikleriyle orantılı paylaşılır.[6]

Diyaframlar esnek olmadığında her bir kattaki kütlenin hesaplanmış kütle merkezinden ele alına deprem doğrultusuna dik doğrultudaki yapı boyutunun yüzde 5'i kadar yer değiştirdiği kabul edilir.Bu değişikliğin kat içerisindeki kesme kuvveti dağılımına etkisi dikkate alınmalıdır.

Diyaframdaki maksimum yatay deplasmanın ele alınan kattaki ortalama ötelemenin 2 katından fazla olması halinde diyaframın esnek olduğu kabul edilir.

4.2.3.5.Yatay Burulma Momentleri

Diyaframlar esnek olmadığında yatay burulma momentlerinden kaynaklanan kesme kuvvetindeki artış dikkate alınır.Tasarımda her bir eleman için en elverişsiz sonuçları veren yük kombinasyonu kullanılır.[6]

Burulma düzensizliğinin meydana gelmesi halinde ,burulma etkileri her bir katta aşağıdaki formül ile elde edilen A_x büyütme katsayısı ile eksantrite artırılarak açıklanır. A_x değerinin 3,0'dan büyük olmasına gerek yoktur.

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \quad (4.14)$$

burada

$\delta_{\max}$:ele alınan x katındaki maksimum deplasman

δ_{avg} :ele alınan x katındaki ortalama deplasman

4.2.3.6.Kat Ötelemeleri İçin Sınırlamalar

Tasarım sismik kuvvetlerine karşılık gelen ötelemeler Δ_s olarak simgelenir.Yatay yük taşıyan sistemin statik kuvvet yönteminden elde edilen tasarım kesme kuvvetleri kullanılarak lineer elastik analizi yapılır.Ayrıca dinamik analiz yöntemleri de kullanılabilir.Bu analizlerde kullanılan model 4.2.2'yi sağlamalıdır.Analizlerden elde edilen deformasyonlar Δ_s değerleridir.Bu deformasyonlara burulma etkileri de dahil olmalıdır.[6]

Maksimum elastik davranış deplasmanı Δ_M olarak simgelenir. Δ_M aşağıdaki formülle yada alternatif olarak lineer olmayan zaman-tanım alanı analizleri ile hesaplanabilir.Bu analizler P- Δ etkilerini kapsamalıdır.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s \quad (4.15)$$

Δ_M kullanılarak hesaplanan hesaplanan ötelemeler titreşim periyodu 0.7s'den küçük olan yapılarda kat yüksekliğinin 0.025 katını, titreşim periyodu 0.7s'den büyük yapılarda kat yüksekliğinin 0.020 katını geçmemelidir.

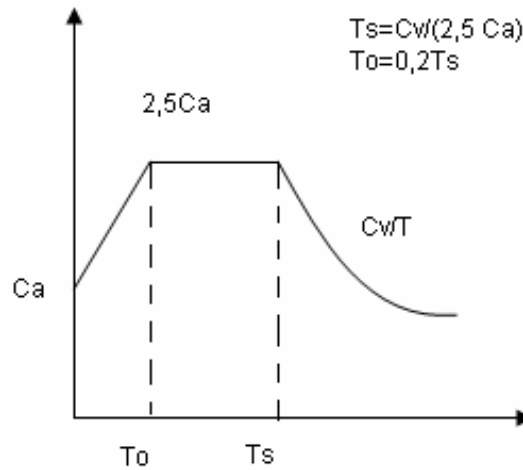
Fakat can güvenliğini etkileyen taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar tarafından daha büyük öteleme değerlerinin tolere edilebileceği ispatlanırsa yukarıda verilen sınırlar aşılabılır.

4.3.Dinamik Analiz Yöntemleri

4.3.1.Yer Hareketi

Yer hareketi temsili minimum koşul olarak, 50 yıl içerisinde yüzde 10 aşılma olasılığına sahip olmalıdır ve R katsayısı ile azaltma yapılmamalıdır. Yer hareketi temsili için aşağıdakilerden herhangi bir tanesi kullanılabilir.[6]

1)Ele alınan bölgeye uygun C_a ve C_v değerleri kullanılarak Şekil 4.1'de verilen elastik bir tasarım davranış spektrumu kullanılabilir.Tasarım ivme ordinatları yerçekimi ivmesi ($9,85m/s^2$) ile çarpılır.



Şekil 16.3 :UBC-97 için tasarım davranış spektrumu

2)Bölgedeki jeolojik,tektonik,sismolojik özelliklere ve zemin karakteristiklerine dayanan bölgeye has elastik tasarım davranış spektrumu.Yer hareketi sırasında yapının beklenen davranışı başka bir değeri işaret etmediği takdirde ,spektrum yüzde 5 sönümleme değeri için oluşturulmalıdır.

3)Bölge için oluşturulan yer hareketi zaman tanım alanları gerçek yer hareketlerinin bir temsili olacaktır.Zaman tanım alanlarında bulunan davranış spektrumları,tekil yada kombinasyon halinde olsun , yukarıdaki 2).maddede verilen spektrum tanımına uygun olmalıdır.

4) S_F zemin profili üzerine turan yapılarda aşağıdaki kurallar uygulanır.

- a)Yer hareketinin temsili yukarıdaki 2).ve 3). Maddelere göre yapılmalıdır.
- b)Elastik olmayan davranış nedeniyle yapının periyodundaki büyüme ve zemin-yapı etkileşimi nedeniyle yapının davranışındaki olası artışlar dikkate alınmalıdır.

4.3.2.Matematiksel Model

Fiziksel yapının matematiksel modeli yapının kütle ve rijitlik dağılımını dinamik davranışın önemli özelliklerini hesaplamaya yeterli olacak düzeyde temsil etmelidir.Üç boyutlu modeller yüksek derecede planda düzensizliğine ve rijit yada yarı rijit diyaframa sahip yapılar için kullanılır.Analizlerde kullanılan rijitlik özellikleri ve genel matematiksel modelleme 4.2.2 kurallarını sağlamalıdır.[6]

4.3.3.Davranış Spektrumu Analizleri

Toplam yapısal davranışa önemli derecede katkı yapan bütün modların maksimum dinamik davranışlarının kullanıldığı elastik dinamik analizlerdir.Maksimum modal davranışlar modal periyotlara karşılık gelen uygun davranış eğrilerinin ordinatları kullanılarak hesaplanır.Maksimum modal katkılar istatistiksel yolla yaklaşık toplam yapı davranışını bulmak için birleştirilir[6]

4.3.3.1.Davranış Spektrumu Temsili Ve Sonuçların Yorumu

Yer hareketi tanımı Bölüm 4.3.1 gereğince yapılır..Kuvvetler,momentler ve deplasmanlar dahil ilgili davranış parametreleri Elastik Davranış Parametresi olarak adlandırılır. Elastik davranış parametreleri Bölüm 1631.5.4 gereğince azaltılabilir

4.3.3.2.Mod Sayısı

Her bir ana doğrultuda dikkate alınan modlar için etkili modal kütlelerin toplamının en az toplam yapı kütlelerinin yüzde 90'ı olduğunun gösterilmesi ile yapı davranışına önemli katkı yapan bütün modların hesaplara dahil edilmesi koşulunun sağlandığı kabul edilir.

4.3.3.3.Modların Birleştirilmesi

Her bir mod için maksimum eleman kuvvetleri,deplasmanlar,kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvvetleri kabul edilmiş yöntemlerden biri ile birleştirilecektir.Analizlerde üç boyutlu modeller kullanıldığında modal davranış değerlerinin birleştirilmesinde modal etkileşim etkileri de dikkate alınacaktır.

4.3.3.4.Elastik Davranış Parametrelerinin Azaltılması

- 1.Yer hareketi temsili 4.3.1'de birinci maddeyi sağladığı bütün düzenli yapılarda ,elastik davranış parametreleri ,ilgili tasarım kesme kuvvetinin Statik Yatay Kuvvet Yöntemi'yle hesaplanan taban kesme kuvvetinin yüzde 90'ından daha az olmayacak şekilde azaltılabilir.
- 2.Yer hareketi temsili 4.3.1'de ikinci maddeyi sağladığı bütün düzenli yapılarda,elastik davranış parametreleri ,ilgili tasarım kesme kuvvetinin Statik Yatay Kuvvet Yöntemi'yle hesaplanan tasarım kesme kuvvetinin yüzde 80'inden az olmayacak şekilde azaltılabilir.

3.Yer hareketi temsilinden bağımsız olarak ,bütün düzensiz yapılarda elastik davranış parametreleri ilgili tasarım kesme kuvvetinin Statik Yatay Kuvvet Yöntemi'yle hesaplanan tasarım kesme kuvvetinin yüzde 100'ünden az olmayacak şekilde azaltılabilir.

4.3.3.5.Burulma

Analizler Bölüm 4.2.3.4'de tanımlanan eksantrite etkileri de dahil burulma etkilerini açıklamalıdır.Üç boyutlu modeller kullanıldığında burulma momentlerinin etkisi kütle konumlarının değiştirilmesi gibi uygun düzeltmelerle dikkate alınmalıdır.[6]

4.3.4.Zaman-Tanım Alanı Analizleri

4.3.4.1.Zaman-Tanım Alanı

Zaman tanım alanı analizleri an az üç kayıtlı sismik olaydan seçilen uygun yatay yer hareketi zaman tanım alanı bileşeni çifti kullanılarak gerçekleştirilecektir.Uygun zaman tanım alanları tasarıma esas deprem (yada maksimum olası deprem) ile tutarlı magnitüd,fay uzaklığı ve kaynak mekanizmalarına sahip olmalıdır.Eğer üç tane uygun yer hareketi zaman tanım alanı çifti mevcut değil ise gereken sayısı tamamlamak için benzeştirilmiş uygun yer hareketi zaman tanım alan çiftleri kullanılabilir.

Her bir yatay yer hareketi çiftinde,yatay bileşenlerin %5 sönümlemeli bölgeye has spektrumu kareler toplamının karekökü (SRSS) oluşturulur.Hareketlerde SRSS spektrumunun ortalama değeri, 0,2T ve 1,5T saniye periyotları arasında tasarıma esas depremin yüzde 5 sönümlemeli değerinin 1.4 katından az olamaz.Her bir zaman tanım alanı çifti burulma etkileri de dikkate alınarak eş zamanlı olarak modele uygulanır.

İlgili parametre her bir zaman tanım alanı analizinde hesaplanacaktır. Eğer üç zaman tanım analiz yapılıyorsa ilgili parametrenin maksimum değeri tasarımda kullanılır.Eğer yedi yada daha fazla sayıda zaman tanım alanı analizi yapılıyorsa ilgili parametrenin ortalama değeri tasarımda kullanılabilir.[6]

4.3.4.2.Elastik Zaman-Tanım Alanı Analizi

Elastik zaman tanım alanı analizleri 4.3.1 , 4.3.2 , 4.3.3.2 , 4.3.3.4 , 4.3.3.5 , 4.3.4.1 'de verilen koşulları sağlamalıdır. Elastik zaman tanım alanı analizlerinden elde edilen davranış parametreleri Elastik Davranış Parametreleri olarak adlandırılır.Bu analiz sonrasında bütün elemanların tasarımında taşıma gücü yöntemi kullanılır.Elastik davranış parametreleri 4.3.3.4 gereğince azaltılabilir.[6]

4.3.4.3. Lineer Olmayan Zaman- Tanım Alanı Analizleri

Zaman tanım alanlarının oluşturulması ve sonuçlarının belirlenmesi 4.3.4.1 gereğince yapılacaktır.Lineer olmayan elemanların kapasiteleri ve karakteristikleri önem katsayısı dikkate alınarak test verilerine yada ispatlanmış deney sonuçlarına uygun olarak modellenmelidir. 4.2.3.6'da verilen sınırlama koşulları sağlanmalıdır.[6]

5. DEPREM ANALİZLERİ

5.1. Model Hakkında

Örnek yapıya kat planı Şekil 5.1’de gösterilmiştir. Kolaylık sağlaması nedeniyle bütün kirişler $25 \times 60 \text{ cm}^2$ ‘lık dikdörtgen kiriş şeklinde modellenmiştir. Döşeme yükleri ve kolon boyutları kat planı üzerinde gösterilmiştir. Örnek yapı ETABS 8.5 ile modellenmiş ve analiz edilmiştir. Analizlerde duvar yükleri dikkate alınmamıştır. [8]-[12]

-Yapı zemin kat ve 5 normal kattan oluşmaktadır.

-Zemin kat 4.0m ve diğer katlar 3.20m’dir.

-Taşıyıcı sistem süneklik düzeyi yüksek perde ve taşıyıcı sistemi yüksek çerçeveden oluşur.

-Yapı 1° deprem bölgesinde yer almaktadır.

-Zemin kat ağırlığı 3562.34kN ve normal kat ağırlığı 3348.57kN dur

Zemin ile ilgili olarak iki kabul yapılmıştır. İlk kabulde yapının kalınlığı 15m’den fazla sıkı kum ve çakıl tabakası üzerine oyturduğu dikkate alınmıştır. Bu zemin 2007 Deprem Yönetmeliği’nde Z2 yerel zemin sınıfına, Eurocode 8’de B tipi zemin grubuna dahildir. UBC-97’deki bu zemin sınıfının karşılığı C tipi zemin profilidir.

İkinci kabulde bu kez kalınlığı 15-50m arasında değişen katı kil ve silt tabakası dikkate alınmıştır. Bu zemin grubu 2007 Deprem Yönetmeliği’nde Z3 yerel zemin sınıfına, Eurocode 8’de C tipi zemin profiline dahildir. Bu zemin sınıfının UBC-97’deki karşılığı ise D tipi zemin profilidir. [2],[5],[6]

-Yapının Y yönündeki ana titreşim periyodu $T_{1y}=0,5838\text{s}$ ’dir.

- Deprem analizi sadece Y yönü için yapılmıştır.

5.2. 2007 Deprem Yönetmeliği’ne Göre Deprem Analizleri

5.2.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

5.2.1.1. Z2 Zemin Sınıfı İçin

$$W=20305,2\text{kN}$$

$$T_A=0.15\text{s}$$

$$T_B=0.40\text{s}$$

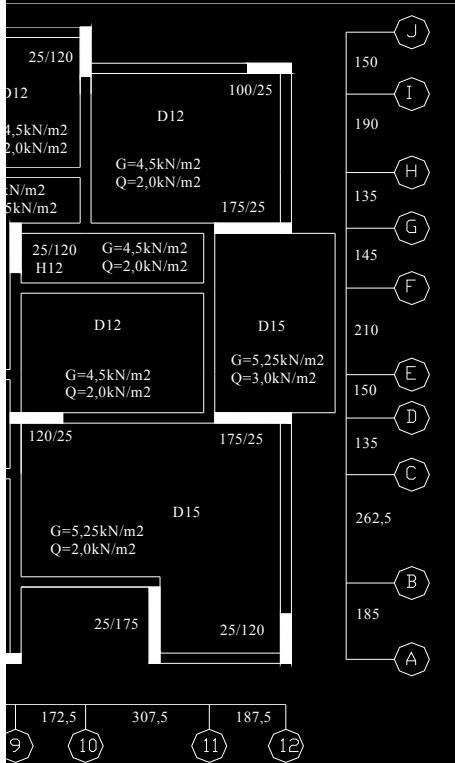
$$T_1=0.5838\text{s}$$

$$A_0=0.40$$

$$I=1.0$$

$$R_a(T)=7 \text{ (Bu değerin geçerliliği için tahkik yapılacaktır)}$$

$$T_B < T \Rightarrow S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (2.11)$$



Şekil 5.1. Örnek yapıya ait kalıp planı

$$T_B = 0.4 < 0.5838 = T_1 \Rightarrow S(T) = 1.847$$

$$A(T) = A_o . I . S(T) \quad (2.7)$$

$$A(T) = 0.738$$

Taban kesme kuvveti

$$V_t = \frac{W . A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 . A_o . I . W \quad (2.13)$$

$$V_t = 2143.6kN > 812.20kN$$

Ek eşdeğer deprem yükü

$$\Delta F_N = 0,0075 . N . V_t$$

$$\Delta F_N = 96.46kN$$

$V_t - \Delta F_N$ farkı aşağıdaki bağıntı ile katlar arasında dağıtılır. ΔF_N en üst kata etki ettirilir. Bu şekilde elde edilen kat kesme kuvvetleri Tablo 5.1’de gösterilmiştir.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) . \frac{w_i . H_i}{\sum_{j=1}^N w_j . H_j} \quad (2.18)$$

Tablo 5.1. Kat kesme kuvvetleri (Z2 zemin için)

Kat	Fi(kN)
6	663.11
5	475.98
4	385.32
3	294.65
2	203.99
1	120.56
Σ	2143.61

Kat kesme kuvvetleri yüzde 5 eksantrite dikkate alınarak kat kütle merkezlerine etki ettirilmiştir. Kat kesme kuvvetleri nedeniyle meydana gelen maksimum, ortalama ve minimum göreceli kat ötelemeleri Tablo 5.2’de verilmektedir.

Tablo 5.2. Maksimum, minimum ve ortalama göreceli kat ötelemeleri

Kat	Min. deplasman (m)	Mak. deplasman (m)	Δ_{min} (m)	Δ_{max} (m)	Δ_{ort} (m)
6	0.0126	0.0208	0.0024	0.0034	0.0029
5	0.0102	0.0174	0.0025	0.0038	0.00315
4	0.0077	0.0136	0.0025	0.0041	0.0033
3	0.0052	0.0095	0.0023	0.004	0.00315
2	0.0029	0.0055	0.0019	0.0035	0.0027
1	0.001	0.002	0.001	0.002	0.0015

Tablo 5.2’de verilen ötelemeler yardımı ile burulma düzensizliği incelenmiştir. $\eta_{bi} = \Delta_{i\max} / \Delta_{iort} \leq 1.20$ şartı sağlanmalıdır.

Tablo 5.3.Burulma düzensizliği kontrolü

Kat	$\Delta_{\max}$	Δ_{ort}	η_{bi}	Sonuç
6	0.0034	0.0029	1.17	Yok
5	0.0038	0.00315	1.21	Var
4	0.0041	0.0033	1.24	Var
3	0.004	0.00315	1.27	Var
2	0.0035	0.0027	1.30	Var
1	0.002	0.0015	1.33	Var

BinadaA1 burulma düzensizliği mevcuttur, bu nedenle katta uygulanan minimum %5 ek dış merkezlik aşağıdaki D_i katsayısı ile çarpılarak büyütülür.Bu ek dışmerkezliğe göre analiz tekrarlanır.

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1,20} \right)^2 \quad (2.19)$$

Tablo 5.4.Artırılmış ek dışmerkezlik oranları

Kat	η_{bi}	D_i	e(%)
6	1.17	1.000	5.00
5	1.21	1.011	5.05
4	1.24	1.072	5.36
3	1.27	1.120	5.60
2	1.30	1.167	5.83
1	1.33	1.235	6.17

Yeni dış merkezlikler için tekrarlanan deprem analizlerinden elde edilen kat deplasmanları ve ötelemeleri Tablo 5.4’de verilmektedir.

Tablo 5.5.Artırılmış eksantriteler için görel kat ötelemeleri

Kat	Minimum deplasman(m)	Maksimum deplasman(m)	$\Delta_{min}(m)$	$\Delta_{max}(m)$	$\Delta_{ort}(m)$
6	0.0124	0.021	0.0023	0.0035	0.0029
5	0.0101	0.0175	0.0025	0.0038	0.00315
4	0.0076	0.0137	0.0025	0.0041	0.0033
3	0.0051	0.0096	0.0023	0.004	0.00315
2	0.0028	0.0056	0.0018	0.0035	0.00265
1	0.001	0.0021	0.001	0.0021	0.00155

Herhangi bir katta aşağıdaki koşulun sağlanması halinde yumuşak kat düzensizliğinin olduğu kabul edilir.Tablo 5.6’de yumuşak kat düzensizliği incelenmiştir.

$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort}} > 2.0 \quad (2.4)$$

Tablo 5.6.Yumuşak kat düzensizliği kontrolü

Kat	Δ_{ort} (m)	η_{ki}
6	0.0029	-
5	0.00315	1.09
4	0.0033	1.05
3	0.00315	0.95
2	0.00265	0.84
1	0.00155	0.58

Süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemler ile süneklik düzeyi boşluksuz perde duvarlı sistemlerde $R=7$ katsayısının kullanılması için; boşluksuz perde duvarları tabanındaki toplam eğilme momenti bina tabanında oluşan toplam eğilme momentinin %75 inden fazla olmaması gerekir.Yapılan analizler sonucunda toplam taban ve perde momentleri elde edilmiştir.

$$\Sigma M_{perde}=13202,26\text{kNm}$$

$$\Sigma M_{taban}=31514,00\text{kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{\sum M_{perde}}{\sum M_{taban}} = 0.418 < 0.75$$

Örnek yapı için $R=7$ katsayısı kullanılabilir.

Binanın herhangi bir katında kolon yada perde duvarlarda hesaplanan görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri aşağıdaki koşullardan elverişsiz olanı sağlamalıdır.[2],[8]

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (2.25)$$

$$\delta_i = R.\Delta_i \quad (2.26)$$

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0,02 \quad (2.27)$$

Tablo 5.7.Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	$\Delta_{\max}$ (m)	h_i (m)	$(\delta_i)_{\max}$ (m)	$(\delta_i)_{\max}/h_i$	Sonuç
6	0.0035	3.2	0.0245	0.0076	Uygun
5	0.0038	3.2	0.0266	0.0083	Uygun
4	0.0041	3.2	0.0287	0.0089	Uygun
3	0.004	3.2	0.028	0.0087	Uygun
2	0.0035	3.2	0.0245	0.0076	Uygun
1	0.0021	4	0.0147	0.0036	Uygun

5.2.1.2. Z3 Zemin Sınıfı İçin

$$W=20305,2\text{kN}$$

$$T_A=0.15\text{s}$$

$$T_B=0.60\text{s}$$

$$T_1=0.5838\text{s}$$

$$A_0=0.40$$

$$I=1.0$$

$$R_a(T)=7$$

$$T_A < T \leq T_B \Rightarrow S(T) = 2,5$$

$$A(T) = 1.0$$

$$V_i = 2900.75\text{kN} > 812.20\text{kN}$$

$$\Delta F_N = 130,5\text{N}$$

Tablo 5.8. Kat kesme kuvvetleri (Z3 zemin sınıfı için)

Kat	Fi (kN)
6	897.32
5	644.10
4	521.41
3	398.73
2	276.04
1	163.15
Σ	2900.75

Bu kat kesme kuvvetleri ile yapılan analizlerden elde edilen kat deplasman ve ötelemeleri

Tablo 5.9. Kat deplasmanları ve göreceli kat ötelemeleri

Kat	Maksimum deplasman(m)	Minimum deplasman(m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
6	0.0282	0.017	0.0047	0.0032	0.00395
5	0.0235	0.0138	0.0051	0.0033	0.0042
4	0.0184	0.0105	0.0055	0.0034	0.00445
3	0.0129	0.0071	0.0055	0.0032	0.00435
2	0.0074	0.0039	0.0046	0.0025	0.00355
1	0.0028	0.0014	0.0028	0.0014	0.0021

Burulma düzensizliği için kontrol

Tablo 5.10. Burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$\Delta_{\max}$	Δ_{ort}	η_b	Sonuç
6	0.0047	0.00395	1.19	Yok
5	0.0051	0.0042	1.21	Var
4	0.0055	0.00445	1.24	Var
3	0.0055	0.00435	1.26	Var
2	0.0046	0.00355	1.30	Var
1	0.0028	0.0021	1.33	Var

Eksanrite artırılarak deprem analizi tekrarlanmalıdır.

Tablo 5.11. Artırılmış eksanrite oranları

Kat	$\Delta_{\max}$	Δ_{ort}	η_b	Sonuç
6	0.0047	0.00395	1.19	Yok
5	0.0051	0.0042	1.21	Var
4	0.0055	0.00445	1.24	Var
3	0.0055	0.00435	1.26	Var
2	0.0046	0.00355	1.30	Var
1	0.0028	0.0021	1.33	Var

Artırılan eksanrite oranları için tekrarlanan deprem analizlerinden elde edilen yeni kat deplasmanları ve ötelemeleri aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 5.12. Artırılmış eksanriteler için kat deplasmanları ve ötelemeleri

Kat	Masimum. deplasman (m)	Minimum deplasman (m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
6	0.0284	0.0168	0.0047	0.0032	0.00395
5	0.0237	0.0136	0.0051	0.0033	0.0042
4	0.0186	0.0103	0.0056	0.0034	0.0045
3	0.013	0.0069	0.0055	0.0031	0.0043
2	0.0075	0.0038	0.0047	0.0025	0.0036
1	0.0028	0.0013	0.0028	0.0013	0.00205

Yumuşak Kat Düzensizliğinin kontrolü [2],[8]

Tablo 5.13. Yumuşak kat düzensizliği katsayıları

Kat	Δ_{ort}	η_{ki}	Sonuç
6	0.00395	-	Yok
5	0.0042	1.06	Yok
4	0.0045	1.07	Yok
3	0.0043	0.96	Yok
2	0.0036	0.84	Yok
1	0.00205	0.57	Yok

5.2.2. Mod Birleştirme Yöntemi

5.2.2.1. Z2 Zemin Sınıfı İçin Mod Birleştirme Yöntemi

$$T_A=0.15s$$

$$T_B=0.60s$$

$$T_1=0.5838s$$

Döşemeleri yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışan yapılarda her bir katta birbirine dik doğrultuda iki yatay serbestlik derecesi ve düşey eksen etrafında bir dönme serbestlik derecesi bulunur. Bu nedenle de kat sayısının üç katı kadar titreşim modunun hesaplanması önerilmektedir. Yapıda 18 titreşim modu göz önüne alınmıştır. Bu modlar ve modal kütleyle olan katkıları Tablo 5.14’de verilmektedir. Ele alınan 18 mod için etkin kütlelerin toplamı yapı kütleinin yüzde 99’udur. Bu nedenle ele alınan mod sayısı yeterlidir.

Tablo 5.14. Titreşim periyotları ve modal kütleler

Mode	Periyod	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,6893	29,094	0,0982	29,094	0,0982
2	0,5838	0,0542	74,0850	29,637	74,1832
3	0,5459	74,0090	0,0294	76,9727	74,2127
4	0,1972	0,5248	0,0081	77,4974	74,2208
5	0,1464	13,7946	0,0146	91,2921	74,2353
6	0,1400	0,0088	16,1103	91,3008	90,3456
7	0,0922	0,2698	0,0021	91,5706	90,3477
8	0,0665	4,7385	0,0007	96,3091	90,3484
9	0,0582	0,0002	5,8171	96,3093	96,1655
10	0,0518	0,1237	0,001	96,4329	96,1665
11	0,0381	2,0989	0,0002	98,5318	96,1667
12	0,0331	0,0524	0,0002	98,5843	96,1668
13	0,0321	0	2,4693	98,5843	98,6362
14	0,0247	1,0024	0,0001	99,5867	98,6363
15	0,0244	0,0331	0,0001	99,6198	98,6364
16	0,0211	0	1,0458	99,6198	99,6822
17	0,0182	0,38	0	99,9998	99,6822
18	0,0161	0	0,3177	99,9998	99,9999

Yukarıdaki tabloya göre yapıda Y yönündeki modal kütleyle en büyük katkı üçüncü moda gerçekleşmektedir. Bu nedenle yapının titreşim periyodu olarak üçüncü moda karşılık gelen titreşim periyodu alınır.

Tablo 5.15. Z2 zemin için mod birleştirme yönteminde kullanılan davranış spektrumu

T1(s)	S(T1)
0	1.000
0.1	2.000
0.2	2.500
0.4	2.500
0.5	2.091
0.6	1.807
0.7	1.598
0.8	1.436
0.9	1.307
1	1.201
1.1	1.113
1.2	1.038
1.3	0.974
1.4	0.918
1.5	0.868
2	0.690
5	0.331

Yukarıda tanımlanan spektrum fonksiyonundan elde edilen taban kesme kuvveti ve kat kesme kuvvetleri aşağıda gösterilmektedir.

Tablo 5.16.Kat kesme kuvvetleri

Kat	Fi
6	464.94
5	325.15
4	256.49
3	191.07
2	131.76
1	83.5
V _t	1452.91

Mod birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemlerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılırsa;

Tablo 5.17.Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri

Kat	Kat kesme kuvvetleri	
	Mod Birleştirme Yöntemi (kN)	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (kN)
6	464.94	663.11
5	325.15	475.98
4	256.49	385.32
3	191.07	294.65
2	131.76	203.99
1	83.5	120.56
V _t	1452.91	2143.61

Herhangi bir deprem doğrultusunda mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti V_{tB} 'nin eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen taban kesme kuvveti V_t 'ye oranı aşağıdaki β değerinden küçük ise ($\beta.V_{tB} < V_t$) mod birleştirme yöntemine göre elde edilen iç kuvvet ve deplasmanlar büyütülmelidir. 2007 Deprem Yönetmeliğinde A1, B2 yada B3 düzensizliklerinden en az birisini bulunduran yapılar için β değeri 0.90 , bu düzensizliklerden hiç birine sahip olmayan yapılar için 0.80 olarak verilmektedir.

$$B_D = \frac{0.90 * 2143.61}{1452.91} B_B = 1.33.B_B$$

Bu büyütme katsayısı ile analiz tekrarlanır. Bu analiz sonucu elde edilen kat ve taban kesme kuvvetleri aşağıda verilmiştir. [2], [8]

Tablo 5.18. Tekrarlanan analiz sonucu elde edilen kat kesme kuvvetleri

Kat	Fi (kN)
6	618.5
5	432.54
4	341.19
3	254.18
2	175.28
1	102.08
V_t	1923.77

5.2.2.2. Z3 Zemin İçin Mod Birleştirme Yöntemi

$$T_A = 0.15s$$

$$T_B = 0.60s$$

$$T_1 = 0.5838s$$

Tablo 5.19. Z3 zemin profili için mod birleştirme yöntemi ve eşdeğer deprem yükünden elde edilen kat kesme kuvvetleri

Kat	Mod Birleştirme Yöntemi (kN)	Eşdeğer Deprem Yükü Yön. (kN)
6	644.59	897.32
5	522.63	644.10
4	401.22	521.41
3	292.67	398.73
2	189.32	276.04
1	94.6	163.15
V_t	2145.03	2900.75

Tablo 5.20.Z3 zemin sınıfı için mod birleştirme yönteminde kullanılan spektrum

Zaman (s)	S(T)
0	1.00
0.05	1.50
0.1	2.00
0.15	2.50
0.2	2.50
0.6	2.50
0.7	2.21
0.8	1.99
0.9	1.81
1	1.66
1.1	1.54
1.2	1.44
1.3	1.35
1.4	1.27
1.5	1.20
2	0.95

Yukarıdaki spektrum fonksiyonundan elde edilen kat ve taban kesme kuvvetleri ile bunların eşdeğer deprem yükünden elde edilen değerlerle karşılaştırılması aşağıdaki tabloda yapılmıştır.Aşağıda tanımlı büyütme katsayısı ile mod birleştirme yöntemi tekrarlanır.[2],[8]

$$B_D = \frac{0.9 * 2900.75}{2145.03} B_B = 1.217 B_B$$

Tablo 5.21.Tekrarlanan analiz sonucu elde edilen kat kesme kuvvetleri

Kat	Fi(kN)
6	783,56
5	635,28
4	487,75
3	355,77
2	230,09
1	115,05
V _t	2607,5

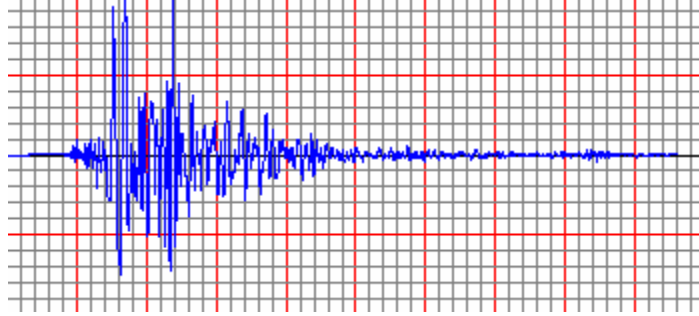
5.2.3.Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri

5.2.3.1. Z2 Zemin Pofili için Lineer Zaman Tanım Alanı Analizi

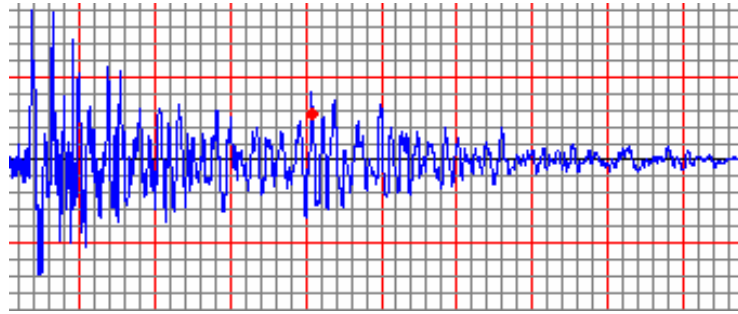
2007 Deprem Yönetmeliğinde lineer yada lineer olmayan zaman tanım analizleri için en az üç yer hareketi temsilinin kullanılması gerektiğini belirtmesine rağmen burada karşılaştırma amacıyla her depreme ait sadece bir temsil kullanılmıştır.Y yönü için kullanılan yer hareketi temsillerinin özellikleri ve grafikleri aşağıda verilmiştir.[12]

Tablo 5.22.Z2 zemin için kullanılan deprem ivme kayıtları ve özellikleri

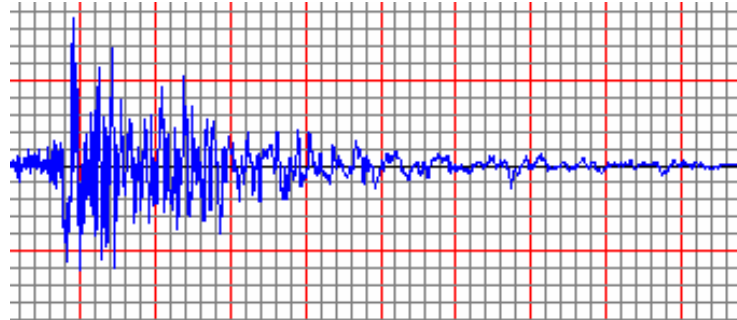
Deprem	İstasyon	Maksimum yer ivmesi ,PGA (g)	Adım sayısı	Zaman aralığı,(s)
Kobe	KJM	0.599	2401	0.02
Northridge	Arleta-Nordoff	0.344	2001	0.02
San Fernando	Old Ridge Route	0.268	3001	0.01
Kocaeli	Arçelik	0.149	6001	0.005



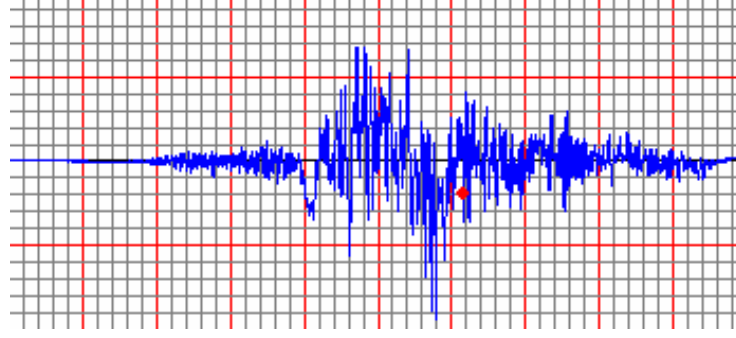
Şekil 5.2.Kobe Depremi KJM istasyonu,Y yönü



Şekil 5.3.. Northridge Depremi Arleta Nordoff İstasyonu,Y yönü



Şekil 5.4. San Fernando Depremi Old Ridge Route İstasyonu,Y yönü



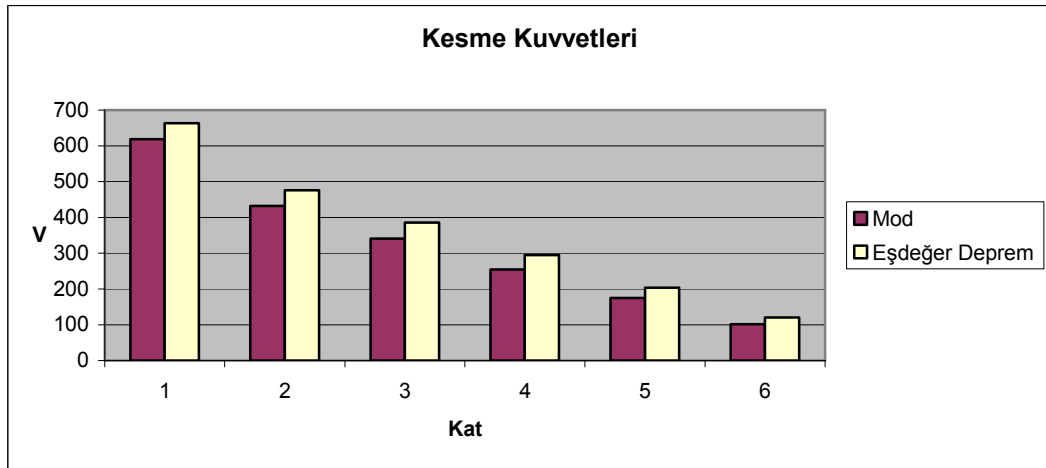
Şekil 5.5.Kocaeli Depremi Arçelik Tesisleri,Y yönü

Tablo 5.23. Z2 zemin için Lineer Zaman Tanım Alanı Analiz'lerden elde edilen taban kesme kuvvetleri.

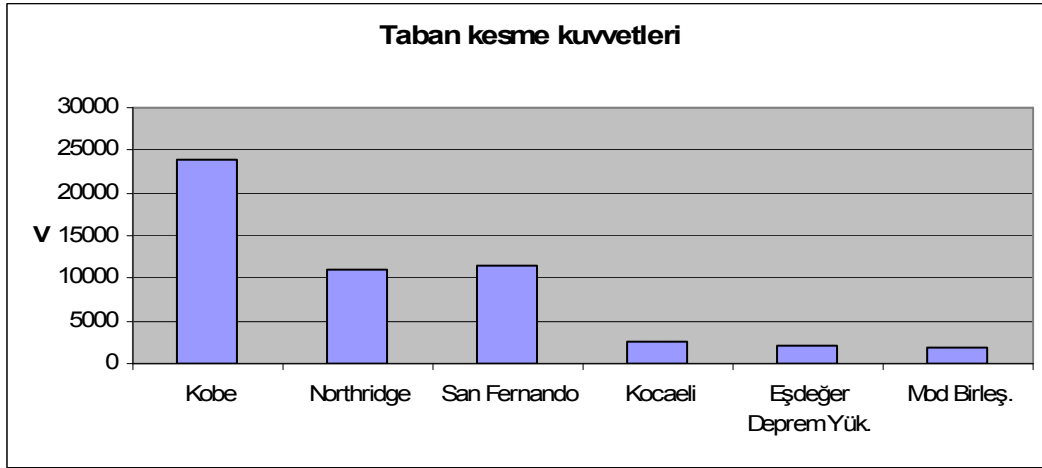
Deprem	$V_{t \max}$ (kN)
Kobe	23998
Northridge	11067.2
San Fernando	11439.3
Kocaeli	2690,37

Tablo 5.24. Z2 zemin profili için Lineer Zaman-Tanım Alanı Analizler'inden elde edilen kat deplasmanları

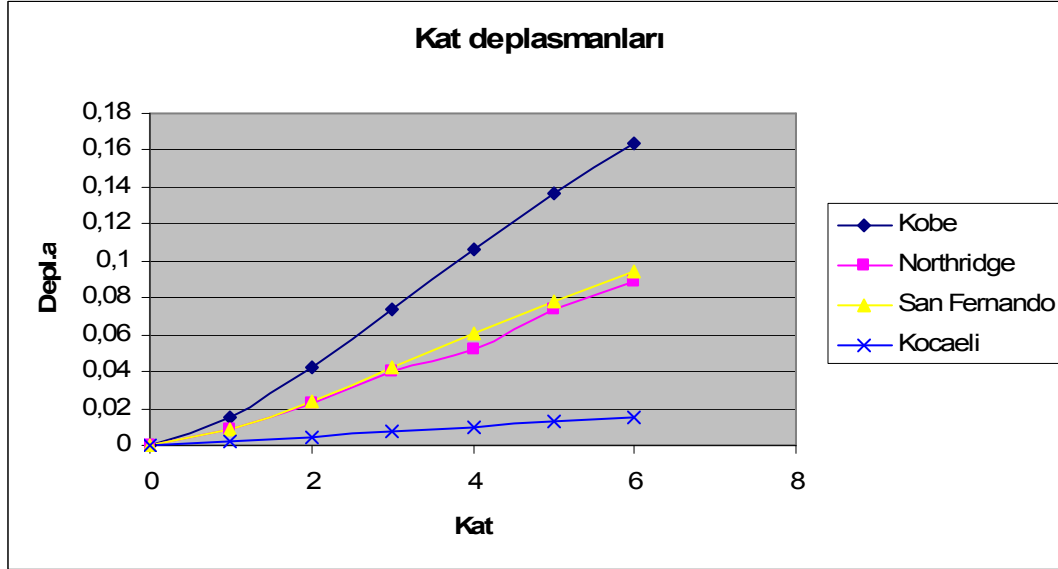
Kat	Kat deplasmanları (m)			
	Kobe	Northridge	San Fernando	Kocaeli
6	0,1642	0,0894	0,0947	0,015
5	0,1367	0,0741	0,0784	0,0125
4	0,1064	0,0524	0,0605	0,01
3	0,074	0,0396	0,0418	0,0073
2	0,0425	0,0224	0,0238	0,0044
1	0,0157	0,0082	0,0088	0,0017



Şekil 5.6. Z2 zemin için Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemleri kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.7. Z2 zemin için Lineer Zaman –Tanım Alanı Analiz’leri ile Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemleri taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



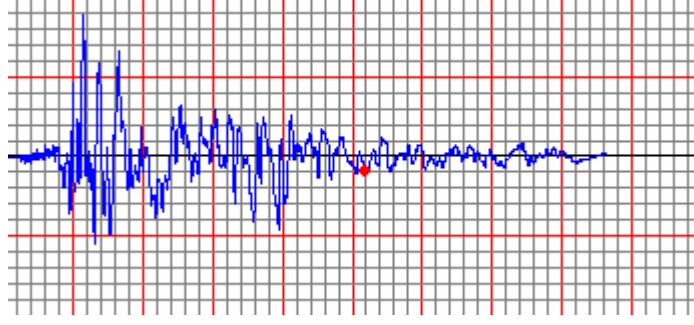
Şekil 5.8. Sismik kuvvetin Y bileşeni için Lineer Zaman Tanım Alanı Analiz’lerinden elde edilen kat deplasmanları

5.2.3.2. Z3 Zemin Profili İçin Lineer Zaman-Tanım Alanı Analizleri

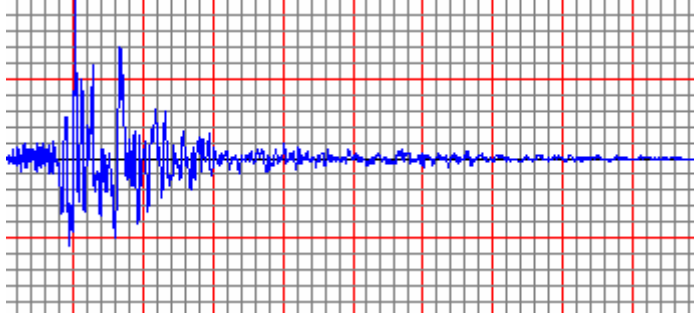
Z3 zemin için Y yönünde kullanılan yer hareketi temsillerinin özellikleri ve grafikleri aşağıda verilmiştir.[12]

Tablo 5.25. Deprem ivme kayıtları ve özellikleri

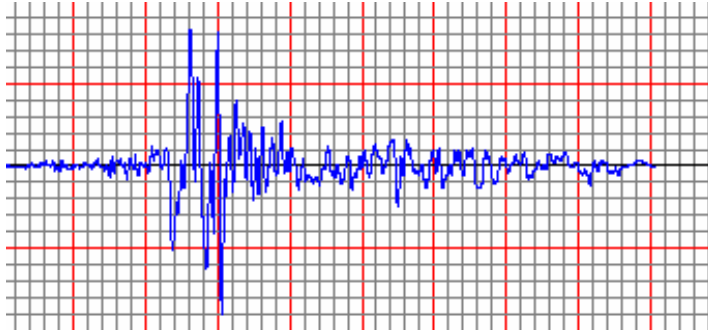
Deprem	İstasyon	Maksimum yer ivmesi ,PGA (g)	Adım sayısı	Zaman aralığı (s)
Düzce	Düzce	0.535	5178	0.005
Northridge	Sylmar	0.604	2001	0.02
Kocaeli	Düzce	0.355	5438	0.005
San Fernando	Hollywood Store	0.210	2801	0.01



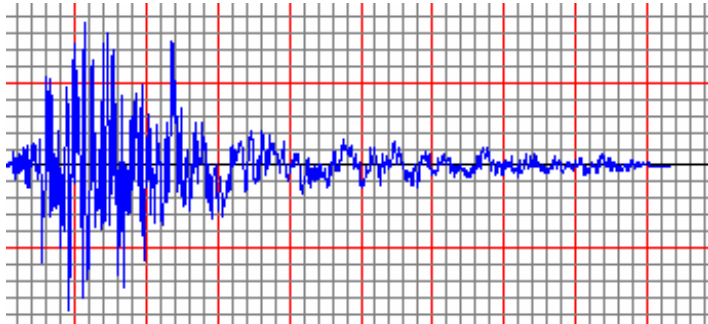
Şekil 5.9. Düzce Depremi Düzce İstasyonu,Y yönü



Şekil 5.10.Northridge Depremi Sylmar İstasyonu,Y yönü



Şekil 5.11. Kocaeli Depremi Düzce İstasyonu,Y yönü



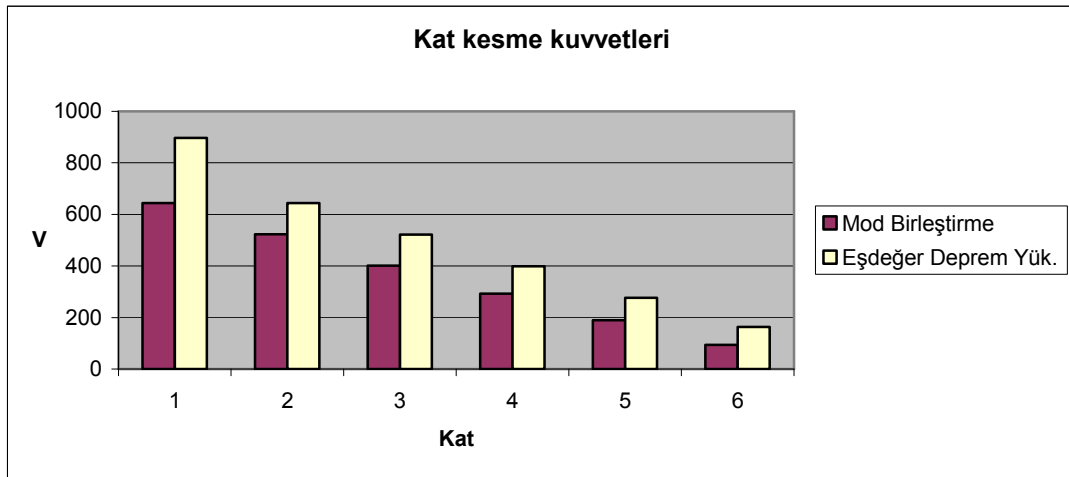
Şekil 5.12.San Fernando Depremi LA Hollywood Store İstasyonu,Y yönü

Tablo 5.26.Z3 zemin profili için lineer zaman- tanım alanı analizlerinden elde edilen taban kesme kuvvetleri

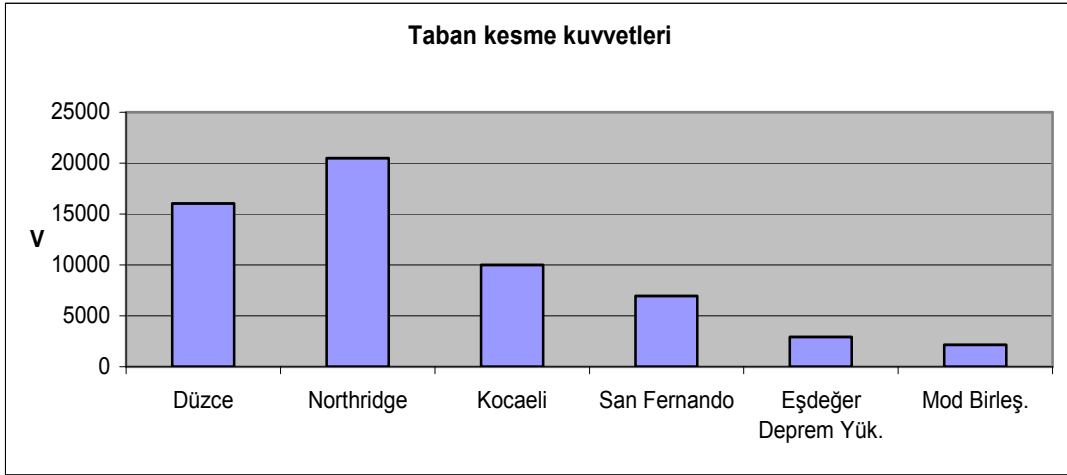
Deprem	$V_{t \max}$ (kN)
Düzce	16048.4
Northridge	20495.6
Kocaeli	9998.9
San Fernando	6931.4

Tablo 5.27. Z3 zemin profili için lineer zaman-tanım alanı analizlerinden elde edilen kat deplasmanları

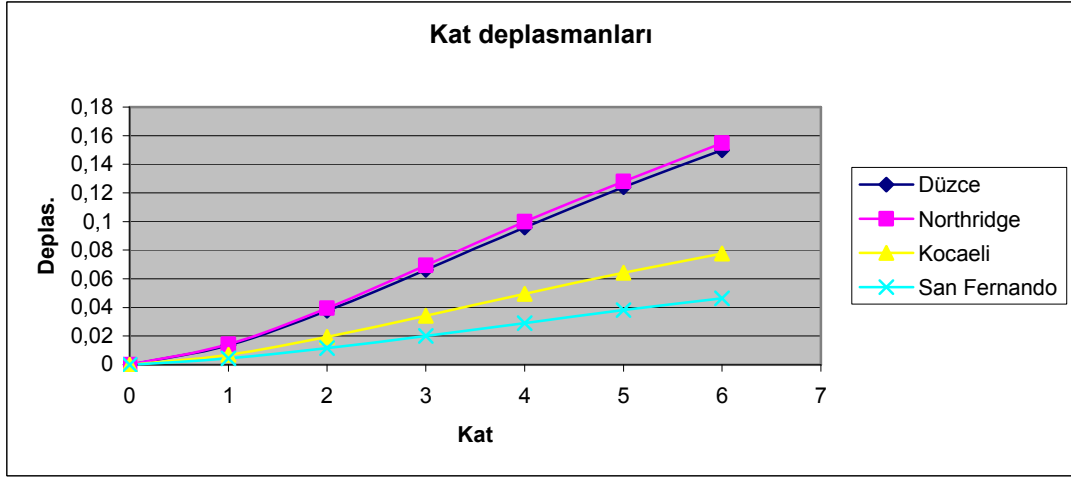
Kat	Deplasman (m)			
	Düzce	Northridge	Kocaeli	San Fernando
6	0,1498	0,1549	0,0777	0,0465
5	0,1241	0,128	0,0643	0,0381
4	0,096	0,100	0,0496	0,0291
3	0,0663	0,0693	0,0342	0,0201
2	0,0376	0,0394	0,0194	0,0117
1	0,0137	0,0143	0,007	0,0044



Şekil 5.13. Z3 zemin profili Mod Birleştirme ve Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemleri kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.14. Z3 zemin için Lineer Zaman –Tanım Alanı Analiz’leri ile Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemleri taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



Şekil 5.15. Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri’nden elde edilen kat deplasmanları

5.3. Eurocode 8’e Göre Deprem Analizleri

5.3.1. Yatay Kuvvet Metodu

5.3.1.1. B Zemin Grubu İçin

B grubu zemin ve Tip 1 spektrum için (şiddetli deprem bölgesi için) zemin parametreleri;

$$S=1.20$$

$$T_B=0.15s$$

$$T_c=0.50s$$

$$T_D=2.0s$$

$$T_1=0.5838s$$

$$I=1.0$$

$$W=20305.2kN$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$$q = q_o . k_w \geq 1.5 \quad (10.1)$$

$$q = 4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} k_w \geq 1.5$$

Perde eşdeğerli sistemlerde $\alpha_u / \alpha_1 = 1.20$

$$k_w = 1.0$$

$$q = 5.40$$

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_d(T) \begin{cases} = a_g . S . \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta . a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

$$S_d(T) = 0.190 > 0.2 * 0.4 = 0.08$$

$$F_b = S_d(T_1) . m . \lambda \quad (3.18)$$

$$F_b = 3284.9 kN$$

Taban kesme kuvveti aşağıdaki bağıntı ile katlar arasında dağıtılır.

$$F_i = F_b . \frac{z_i . m_i}{\sum z_j . m_j} \quad (3.22)$$

Tablo 5.28. kat kesme kuvvetleri (B grubu zemin için)

Kat	Fi(kN)
6	909,25
5	763,77
4	618,29
3	472,81
2	327,33
1	193,46
Vt	3284.9

Yüzde 5 eksantrite dikkate alınarak bu kat kesme kuvvetlerinden elde edilen kat deformasyon ve ötelemeleri ;

Tablo 5.29.Maksimum,minimum kat deplasmanları ve ötelemeleri

Kat	Maksimum deplasman (m)	Minimum deplasman (m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
Kat6	0,03119	0,018768	0,005094	0,003485	0,00429
Kat5	0,026096	0,015282	0,00563	0,003664	0,004647
Kat4	0,020466	0,011618	0,006077	0,003754	0,004915
Kat3	0,014389	0,007865	0,006077	0,003485	0,004781
Kat2	0,008311	0,004379	0,005183	0,00286	0,004022
Kat1	0,003128	0,001519	0,003128	0,001519	0,002324

Eurocode 8’de 2007 Deprem Yönetmeliğinin aksine analiz sonrasında herhangi bir düzensizlik kontrolü öngörülmemiştir.

Görelî kat ötelemelerinin sınırlanması için en gayri müsait koşul gevrek malzemeli taşıyıcı olmayan elemanlara sahip yapılar içindir.[5]

$$d_r.v = 0.005h \quad (3.37)$$

Tablo 5.30. Görelî kat ötelemeleri için tahkik

Kat	$d_r=\Delta_{\text{ort}}$ (m)	$d_r.v$	0.005h	Sonuç
Kat6	0,00429	0,001716	0,016	Uygun
Kat5	0,004647	0,001859	0,016	Uygun
Kat4	0,004915	0,001966	0,016	Uygun
Kat3	0,004781	0,001912	0,016	Uygun
Kat2	0,004022	0,001609	0,016	Uygun
Kat1	0,002324	0,00093	0,02	Uygun

5.3.1.2.C Grubu Zemin İçin

C grubu zemin ve Tip 1 spektrum için (Şiddetli deprem bölgesi) zemin parametreleri;

$$S=1.15s$$

$$T_B=0.20s$$

$$T_c=0.60s$$

$$T_D=2.0s$$

$$T_1=0.5838s$$

$$I=1.0$$

$$W=20305.2kN$$

$$a_g=0,4$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$$q=5.4$$

$$T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.12)$$

$$S_d(T) = 0.213$$

$$F_b = 3675,6kN$$

Tablo 5.31. kat kesme kuvvetleri (C grubu zemin için)

Kat	F _i (kN)
6	1017,396
5	854,61
4	691,83
3	529,05
2	366,26
1	216,47
V _t	3675,62

Yüzde 5 eksantrite dikkate alınarak bu kat kesme kuvvetleri ile yapılan analizlerden elde edilen kat deplasman ve ötelemeleri aşağıda verilmiştir.[5]

Tablo 5.32. C grubu zemin için kat deplasman ve ötelemeleri

Kat	Maksimum deplasman (m)	Minimum deplasman (m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
Kat6	0,0349	0,021	0,0057	0,0039	0,0048
Kat5	0,0292	0,0171	0,0063	0,0041	0,0052
Kat4	0,0229	0,013	0,0068	0,0042	0,0055
Kat3	0,0161	0,0088	0,0068	0,0039	0,00535
Kat2	0,0093	0,0049	0,0058	0,0032	0,0045
Kat1	0,0035	0,0017	0,0035	0,0017	0,0026

Tablo 5.33. Göreli kat ötelemeleri için tahkik

Kat	dr	dr.v	0.005h	Sonuç
Kat6	0,0048	0,00192	0,016	Uygun
Kat5	0,0052	0,00208	0,016	Uygun
Kat4	0,0055	0,0022	0,016	Uygun
Kat3	0,00535	0,00214	0,016	Uygun
Kat2	0,0045	0,0018	0,016	Uygun
Kat1	0,0026	0,00104	0,02	Uygun

5.3.2.Modal Davranış Spektrum Analizi

5.3.2.1.B Grubu Zemin İçinn

Tip 1 spektrum ve B grubu zemin için modal davranış spektrum analizinde kullanılan tasarım spektrumu aşağıda verilmektedir.[5]

Tablo 5.34.B grubu zemin için tasarım spektrumu

Zaman (s)	Sd(T)
0	0,320
0,1	0,254
0,2	0,222
0,3	0,222
0,4	0,222
0,6	0,185
0,7	0,158
0,8	0,138
0,9	0,123
1	0,111
1,1	0,101
1,2	0,093
1,3	0,085
1,4	0,080
1,5	0,080
2	0,080
2,5	0,080
3	0,080
4	0,08
5	0,08
10	0,08

Bu tasarım spektrumundan elde edilen kat kesme kuvvetleri;

Tablo 5.35.B grubu zemin için kat kesme kuvvetleri

Kat	F _i
6	906,9
5	691,34
4	525,26
3	393,4
2	270,1
1	146
V _t	2933

5.2.2.2.C Grubu Zemin İçin

$$S=1.15s$$

$$T_B=0.20s$$

$$T_c=0.60s$$

$$T_D=2.0s$$

$$T_1=0.5838s$$

$$a_g=0.4$$

Tablo 5.36. C grubu zemin için tasarım spektrumu

Zaman	Sd(T)
0	0,31
0,1	0,26
0,2	0,2128
0,3	0,2128
0,4	0,2128
0,6	0,2128
0,7	0,1824
0,8	0,1596
0,9	0,142
1	0,1276
1,1	0,116
1,2	0,1064
1,3	0,0984
1,4	0,0912
1,5	0,0852
2	0,08
2,5	0,08
3	0,08
5	0,08
10	0,08

Bu tasarım spektrumundan elde edilen kat kesme kuvvetleri;

Tablo 5.37.C grubu zemin için taban kesme kuvvetleri

Kat	F _i
6	970,67
5	765,8
4	584,15
3	431,81
2	288,03
1	148,78
V _t	3189,24

5.3.3. Zaman-Tanım Alanı Analizleri

5.3.3.1.B Grubu Zemin İçin

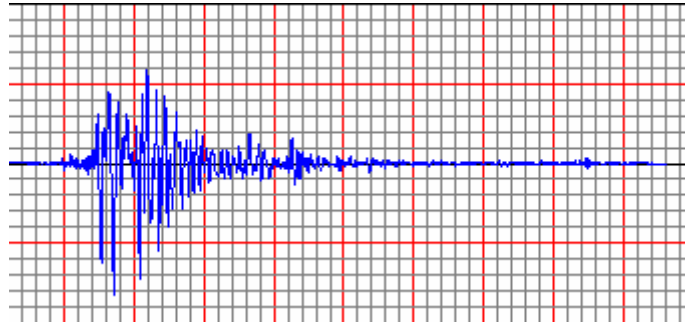
3.10.1’de verilen Denklem (3.31) gereğince Y ve X yönlerinde etki eden zaman tanımları yapıya uygulanmıştır.[5],[12]

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.30)$$

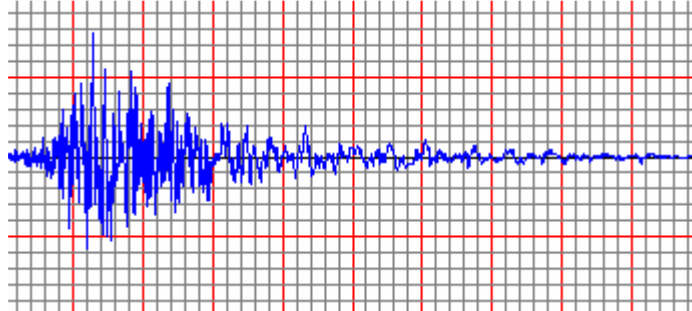
Tablo 5.38.Lineer zaman-tanım alanı analizlerinde X yönünde kullanılan ivme kayıtları

Deprem	İstasyon	Maksimum yer ivmesi ,PGA (g)	Adım sayısı	Zaman aralığı,(s)
Kobe	KJM	0,235	2401	0.02
Northridge	Arleta-Nordoff	0,320	2001	0.02
San Fernando	Old Ridge Route	0,354	3001	0.01
Kocaeli	Arçelik	0,152	6001	0.005

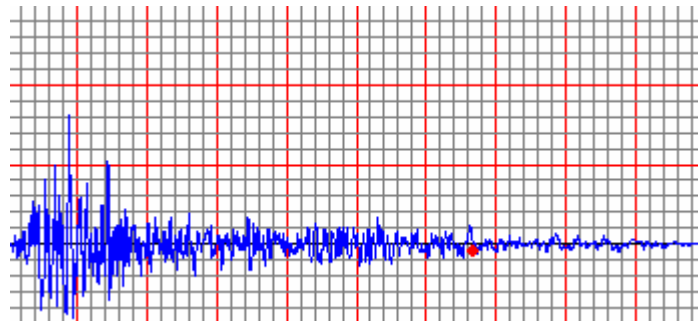
X yönünde kullanılan zaman tanım alanı grafikleri aşağıda gösterilmiştir.



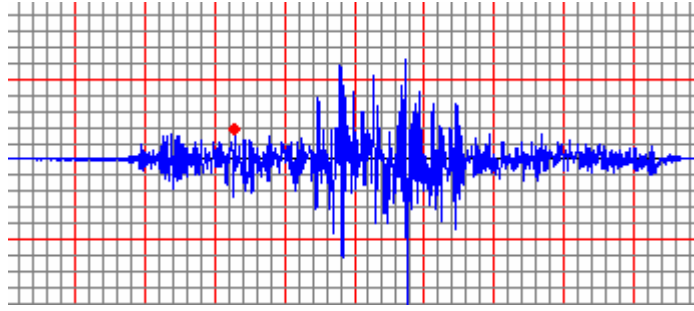
Şekil 5.16. Kobe Depremi KJM istasyonu,X yönü



Şekil 5.17.Northridge Depremi,Arleta Nordoff İstasyonu,X yönü



Şekil 5.18.San Fernando Depremi Old-Ridge Route İstasyonu,X yönü



Şekil 5.19. Kocaeli Depremi Arçelik İstasyonu, X yönü

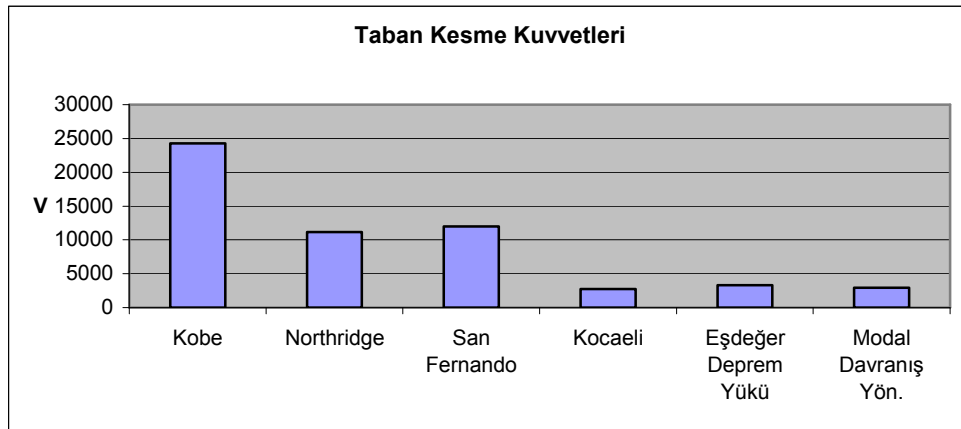
X ve Y yönlerindeki zaman tanım alanlarının kombinasyonundan ve elde edilen kat kesme kuvvetleri ve deplasmanlar aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 5.39. B grubu zemin için $E_y+0,30E_x$ ve E_y 'den elde edilen kat kesme kuvvetleri

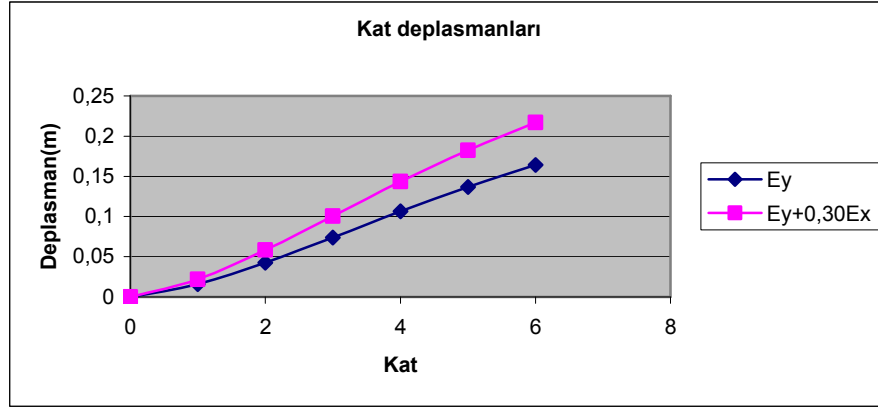
Deprem	Taban kesme kuvveti (kN)	
	$E_y+0,30E_x$	E_y
Kobe	24283,46	23998
Northridge	11173,18	11067,24
San Fernando	11999,16	11439,36
Kocaeli	2729,93	2690,37

Tablo 5.40. B grubu zemin için X ve Y yönlerindeki zaman tanım alanlarının kombinasyonundan elde edilen deplasmanlar

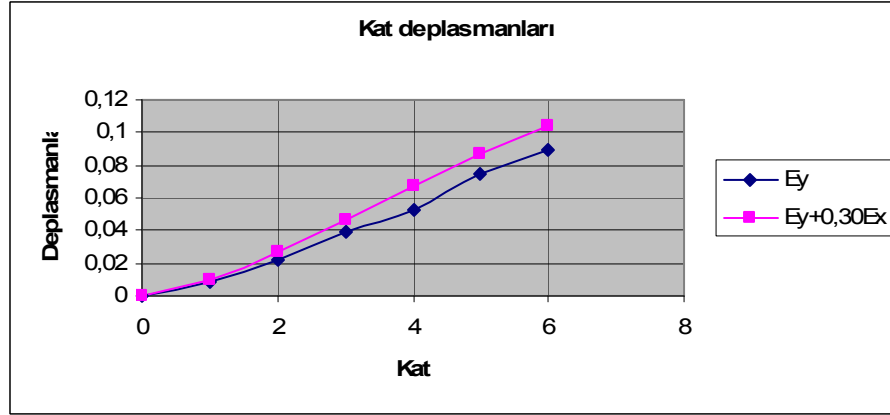
Kat	Kobe	Northridge	San Fernando	Kocaeli
6	0,2172	0,1043	0,1006	0,0189
5	0,1824	0,0869	0,0833	0,0158
4	0,1433	0,0677	0,0644	0,0128
3	0,1007	0,0471	0,0445	0,0093
2	0,0585	0,0269	0,0253	0,0056
1	0,0219	0,0099	0,0093	0,0022



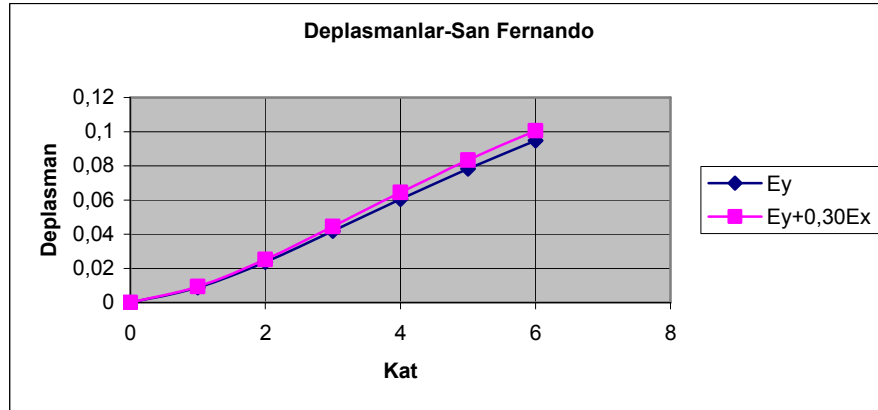
Şekil 5.20. B grubu zemin için kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



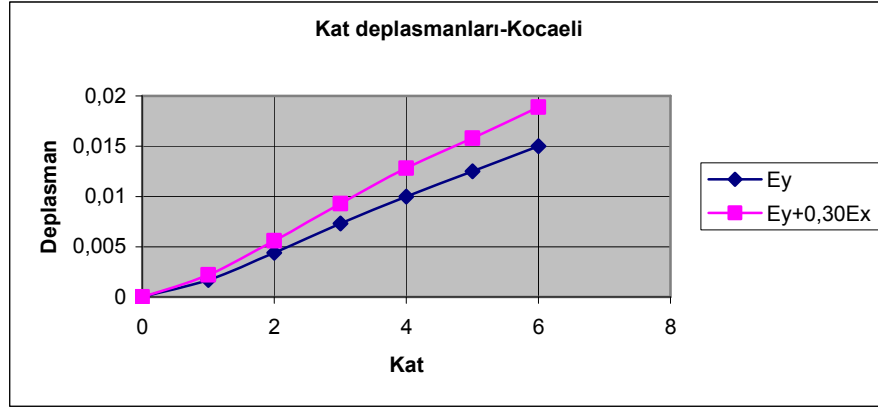
Şekil 5.21. Kobe Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



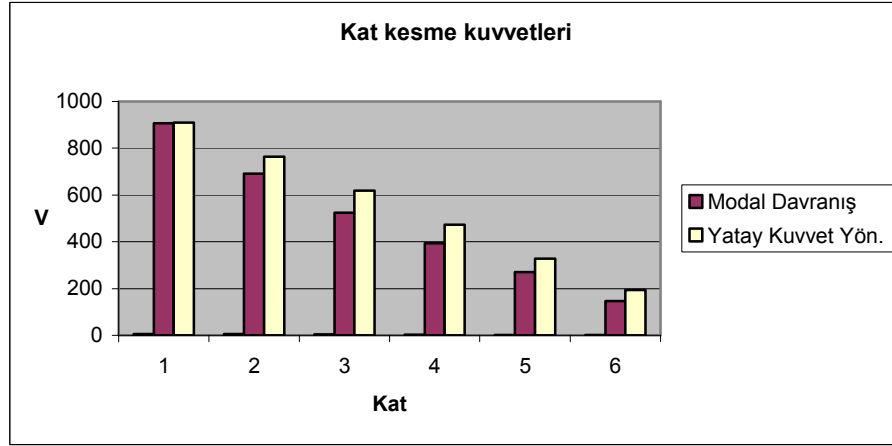
Şekil 5.22. Northridge Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



Şekil 5.23. San Fernando Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



Şekil 5.24. Kocaeli Depreminde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi

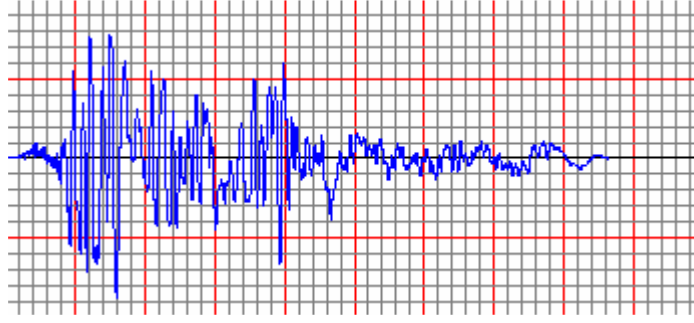


Şekil 5.25.B grubu zemin için yatay kuvvet yöntemi ve modal davranış spektrum analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri

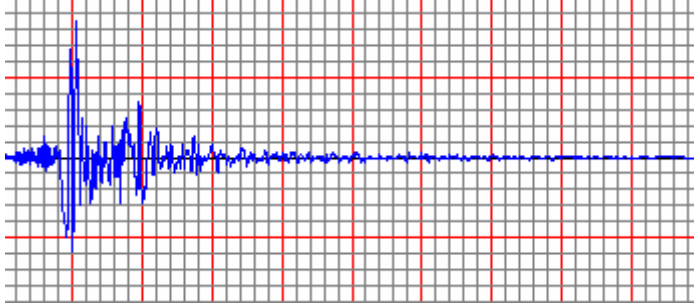
5.3.3.2.C Grubu Zemin Lineer Zaman Tanım Alanı Analizleri

Tablo 5.41. Lineer zaman-tanım alanı analizlerinde X yönünde kullanılan ivme kayıtları

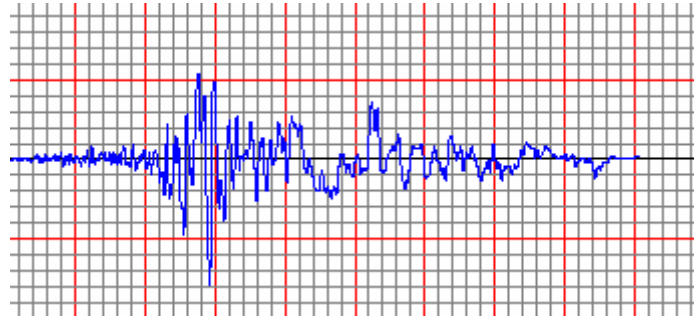
Deprem	İstasyon	Maksimum yer ivmesi ,PGA (g)	Adım sayısı	Zaman aralığı,(s)
Düzce	Düzce	0.348	5178	0.005
Northridge	Sylmar	0.843	2001	0.02
Kocaeli	Düzce	0.312	5438	0.005
San Fernando	LA Hollywood Store	0.174	2801	0.01



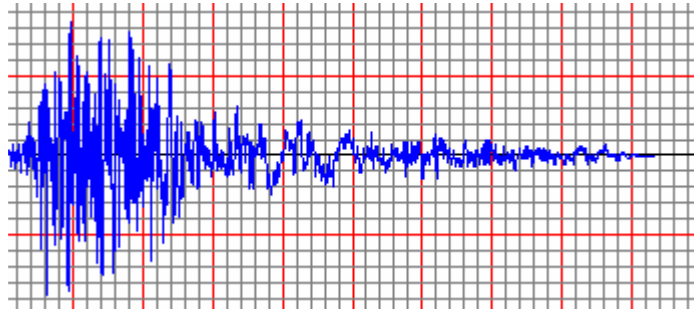
Şekil 5.26. Düzce Depremi Düzce istasyonu,X yönü



Şekil 5.27. Northridge Depremi Sylmar istasyonu,X yönü



Şekil 5.28. Kocaeli Depremi Kocaeli istasyonu,X yönü



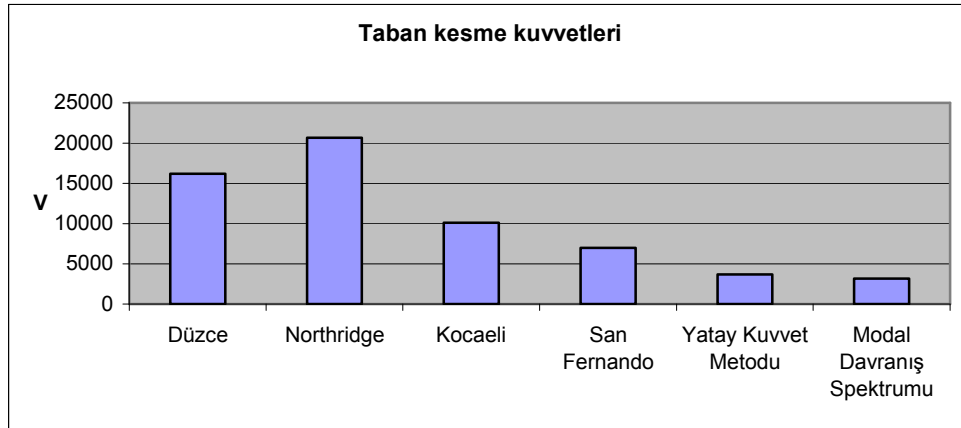
Şekil 5.29. San Fernando Depremi LA Hollywood Store istasyonu,X yönü

Tablo 5.42.B grubu zemin için $E_y+0,30E_x$ ve E_y 'den elde edilen kat kesme kuvvetleri

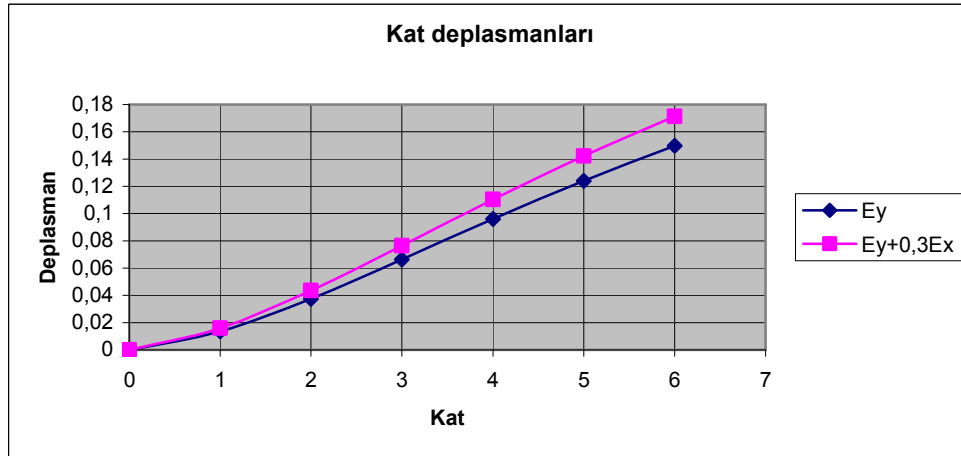
Deprem	Taban kesme kuvveti (kN)	
	$E_y+0,30E_x$	E_y
Düzce	16193,86	16048,37
Northridge	20669,08	20495,58
Kocaeli	10124	9998,9
San Fernando	6982,28	6931,4

Tablo 5.43. C grubu zemin için X ve Y yönlerindeki zaman tanım alanlarının kombinasyonundan elde edilen deplasmanlar (m)

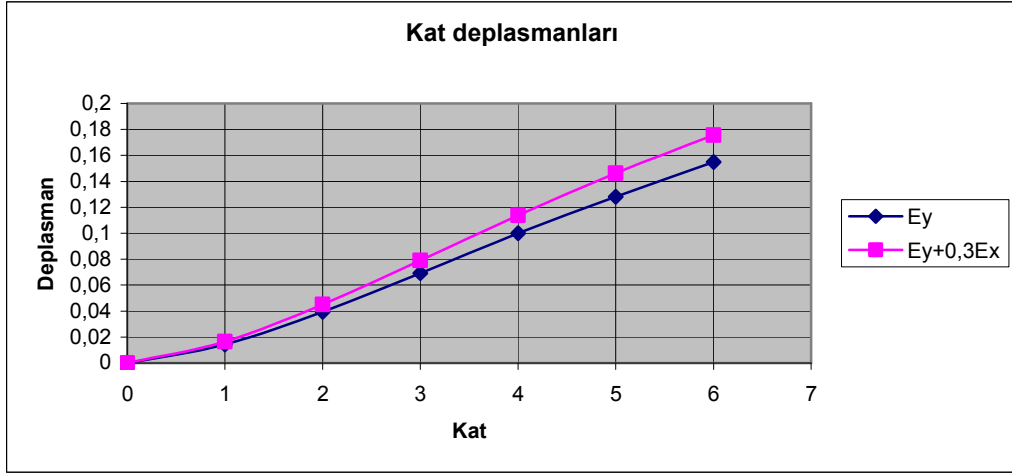
Kat	Düzce	Northridge	Kocaeli	San Fernando
6	0,1714	0,1756	0,094	0,053
5	0,1423	0,1462	0,0781	0,0436
4	0,1103	0,1138	0,0606	0,0335
3	0,0765	0,0791	0,0421	0,0233
2	0,0435	0,0451	0,024	0,0136
1	0,0159	0,0165	0,0088	0,0052



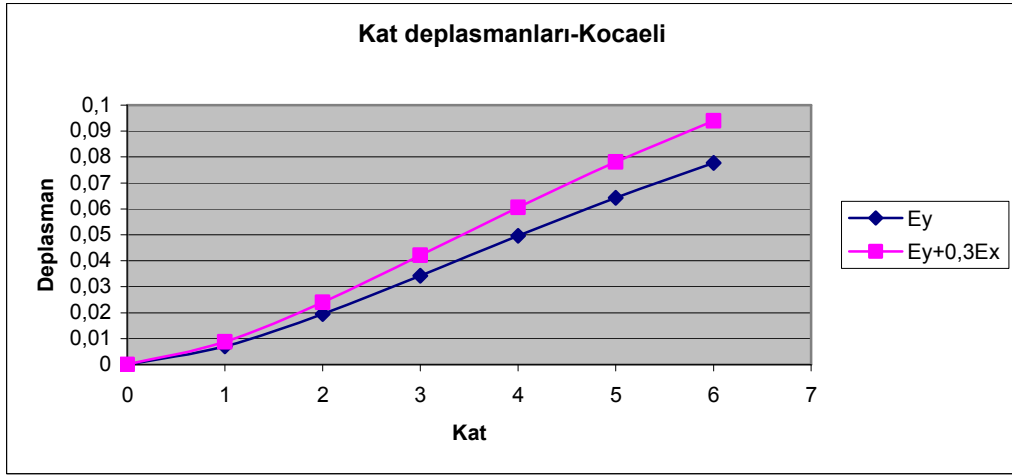
Şekil 5.30.C grubu zemin için kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



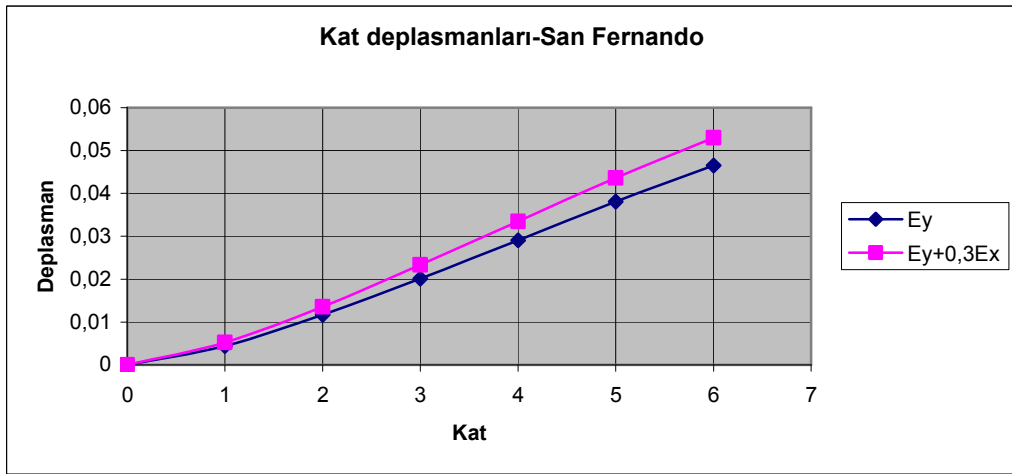
Şekil 5.31. Düzce Deprem'inde $E_y+0,30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



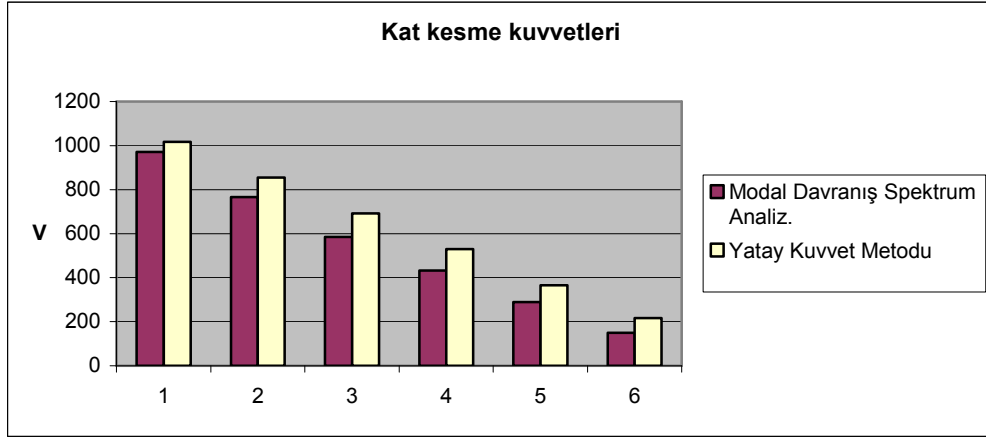
Şekil 5.32. Northridge Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



Şekil 5.33. Kocaeli Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



Şekil 5.34. San Fernando Deprem’inde $E_y+0.30E_x$ ve E_y için deplasmanların değişimi



Şekil 5.35. C grubu zemin için Yatay Kuvvet Metodu ve Modal Davranış Spektrumu Analiz’inden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

5.4. UBC-97’e Göre Deprem Analizleri

5.4.1. Yatay Kuvvet Metodu

5.4.1.1. C Zemin Profili İçin

UBC-97’ye göre yatay kuvvet metodu yapının A tipi sismik kaynağa 2km, 5km ve 10 km uzakta olduğu dikkate alınarak yapılmıştır. Düzensizlik durumu ve görelî kat ötelemeleri sadece sismik kaynağa 2km uzaklık için incelenmiştir. [12], [6]

-Yapı şiddetli deprem bölgesinde yer almaktadır. Sismik bölge 4

-Sismik tehlike A tipi kaynaktan (şiddetli deprem üretebilen sismik kaynaklar) gelmektedir

-Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=8,5$ (süneklik düzeyi yüksek sistem)

-Sismik bölge 4 için katsayı $Z=0,40$

-Önem katsayısı $I=1,00$

- $W=20305,2kN$

A tipi sismik kaynağa 2km uzaklık için

Tasarım Kesme Kuvveti

$$V = \frac{C_v * I}{R * T} * W \quad (4.4)$$

Tablo 16R’den $Z=0,40$ ve S_C zemin için $C_v=0,56N_v$

Tablo 16T’den A tipi sismik kaynak ve 2km mesafe için $N_v=2$

$C_v=1,12$

$V = 4582,92kN$

Kesme kuvveti için alt sınır

$$V_{\min} = 0,11 * C_a * I * W \quad (4.5)$$

Tablo 16Q'dan $Z=0,40$ ve S_C zemin için $C_a=0,40N_a$

Tablo 16S'de A tipi sismik kaynak ve 2km mesafe için $N_a=1.50$

$C_a=0,60$

$$V_{\min} = 1340,14kN$$

Kesme kuvveti için üst sınır

$$V_{\max} = \frac{2,5 * C_a * I}{R} * W \quad (4.6)$$

$$V_{\max} = 3583,27kN$$

Şiddetli deprem bölgeleri için alt sınır

$$V = \frac{0,8 * Z * N_v * I}{R} * W \quad (4.7)$$

$$V = 1586.86kN$$

A tipi sismik kaynağa 5km ve 10km mesafe için benzer şekilde hesaplanan ve katlar arasında taban kesme kuvvetleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 5.44. C zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km uzaklık için taban ve kat kesme kuvvetleri

Kat	Kat kesme kuvvetleri		
	Mesafe 2km	Mesafe 5km	Mesafe 10 km
6	991,84	793,47	661,22
5	833,14	666,51	555,43
4	674,45	539,56	449,63
3	515,75	412,60	343,84
2	357,06	285,65	238,04
1	211,03	168,82	140,69
Vt	3583,27	2866,62	2388,85

Sismik kaynağa 2km uzaklık için bulunan kat kesme kuvvetleri neticesinde oluşan kat deplasmanları ve ötelemeleri aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 5.45. Sismik kaynağa 2km uzaklık için kat deplasman ve ötelemeleri

Kat	Maksimum deplasman (m)	Minimum deplasman (m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
6	0,034	0,0205	0,0055	0,0038	0,00465
5	0,0285	0,0167	0,0061	0,004	0,00505
4	0,0224	0,0127	0,0067	0,0041	0,0054
3	0,0157	0,0086	0,0066	0,0038	0,0052
2	0,0091	0,0048	0,0057	0,0031	0,0044
1	0,0034	0,0017	0,0034	0,0017	0,00255

Burulma düzensizlik kontrolü;

Tablo 5.46. Sismik kaynağa 2km uzaklık için burulma düzensizliği kontrolü

Kat	$\Delta_{\max}$ (m)	Δ_{ort} (m)	η_{bi}	Sonuç
6	0.0055	0.00465	1.18	Yok
5	0.0061	0.00505	1.21	Var
4	0.0067	0.0054	1.24	Var
3	0.0066	0.0052	1.27	Var
2	0.0057	0.0044	1.30	Var
1	0.0034	0.00255	1.33	Var

Burulma düzensizliği nedeniyle eksantriteler artırılır.

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \quad (4.14)$$

Tablo 5.47. Artırılmış ek dışmerkezlilikler

Kat	Ax	e(%)
6	-	5
5	1.01	5.07
4	1.07	5.35
3	1.12	5.59
2	1.17	5.83
1	1.23	6.17

Yeni eksantrite oranları için analiz tekrarlanır.

Tablo 5.48. Artırılmış ek dışmerkezlilikler için kat deplasman ve ötelemeleri

Kat	Maksimum deplasman (m)	Minimum deplasman (m)	$\Delta_{\max}$ (m)	$\Delta_{\min}$ (m)	Δ_{ort} (m)
6	0.0343	0.0202	0.0056	0.0037	0.00465
5	0.0287	0.0165	0.0061	0.004	0.00505
4	0.0226	0.0125	0.0067	0.0041	0.0054
3	0.0159	0.0084	0.0067	0.0038	0.00525
2	0.0092	0.0046	0.0058	0.003	0.0044
1	0.0034	0.0016	0.0034	0.0016	0.0025

Yumuşak kat düzensizliğinin meydana gelmesi için bir katın rijitliğinin üstteki katın rijitliğinin % 70 inden az olması gerekir. Bu ifade $1/0.7=1,43$ 'lük bir orana denk gelir.

Tablo 5.49. Sismik kaynağa 2km mesafe için yumuşak kat düzensizliği tahkiki

Kat	Δ_{ort}	η_{ki}	Sonuç
6	0.00465	-	Yok
5	0.00505	1.09	Yok
4	0.0054	1.07	Yok
3	0.00525	0.97	Yok
2	0.0044	0.84	Yok
1	0.0025	0.57	Yok

Görelî kat deplasmanlarının kontrolü;

$$\Delta_M = 0,7.R.\Delta_s \quad (4.15)$$

Δ_M kullanılarak hesaplanan kat ötelemeleri kat yüksekliğinin 0.025 katından fazla olmamalıdır.

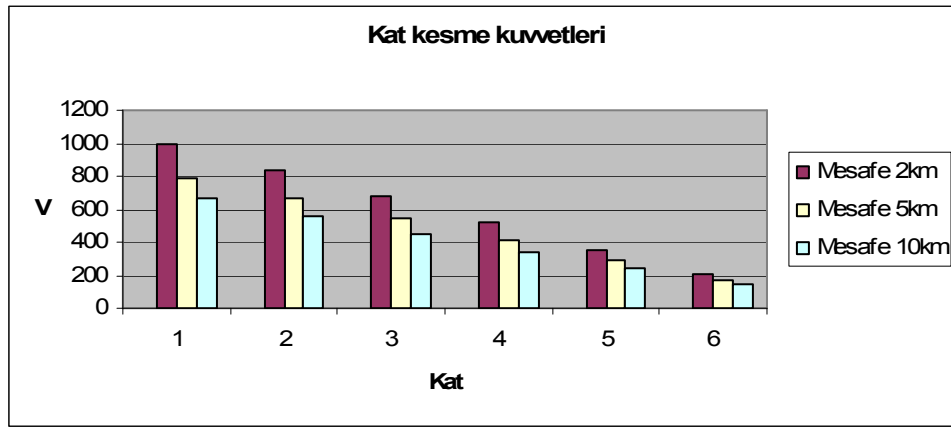
Tablo 5.50. Görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	Δ_s	Δ_M	$0.025 \cdot h$	Sonuç
6	0.0056	0.03332	0.08	Uygun
5	0.0061	0.036295	0.08	Uygun
4	0.0067	0.039865	0.08	Uygun
3	0.0067	0.039865	0.08	Uygun
2	0.0058	0.03451	0.08	Uygun
1	0.0034	0.02023	0.1	Uygun

Sismik kaynağa 5km ve 10km mesafeler içinde burulma düzensizliğinin oluştu analizlerden anlaşılmıştır. Artırılmış eksantriteler için maksimum kat deplasmanları toplu halde aşağıda gösterilmiştir.

Şekil 5.51. Sismik kaynağa 5km ve 10km mesafe için maksimum kat deplasman

Kat	Maksimum kat deplasmanları (m)		
	Mesafe 2km	Mesafe 5km	Mesafe 10km
6	0.0343	0,0272	0,0228
5	0.0287	0,0228	0,0192
4	0.0226	0,0179	0,0151
3	0.0159	0,0126	0,0106
2	0.0092	0,0073	0,0061
1	0.0034	0,0027	0,0023



Şekil 5.36.C grubu zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için kat kesme kuvvetlerinin değişimi

5.4.1.2. D Zemin Profili İçin

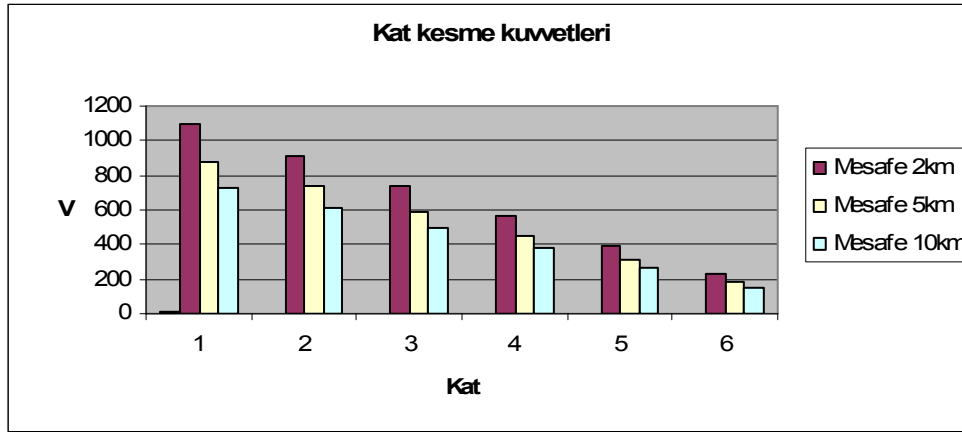
D zemin profilinde A tipi sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için hesaplanan kat kesme kuvvetleri ve kat deplasmanları aşağıda gösterilmiştir.[6],[12]

Tablo 5.52. D zemin profilinde Sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için taban ve kat kesme kuvvetleri

Kat	Taban kesme kuvvetleri (kN)		
	Mesafe 2km	Mesafe 5km	Mesafe 10km
6,00	1091,02	872,82	727,35
5,00	916,46	733,16	610,97
4,00	741,89	593,51	494,60
3,00	567,33	453,86	378,22
2,00	392,77	314,21	261,84
1,00	232,13	185,71	154,76
Vt	3941,60	3153,28	2627,73

Tablo 5.53. D zemin profilinde Sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için maksimum kat deplasmanları

Kat	Maksimum kat deplasmanları (m)		
	Mesafe 2km	Mesafe 5km	Mesafe 10km
6	0,0374	0,0301	0,0251
5	0,0313	0,0253	0,0211
4	0,0246	0,0199	0,0166
3	0,0173	0,014	0,0117
2	0,01	0,0081	0,0068
1	0,0037	0,003	0,0025



Şekil 5.37. D grubu zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafeler için kat kesme kuvvetlerinin değişimi

5.4.2.Davranış Spektrum Analizi

5.4.2.1.C Zemin Profiline Göre

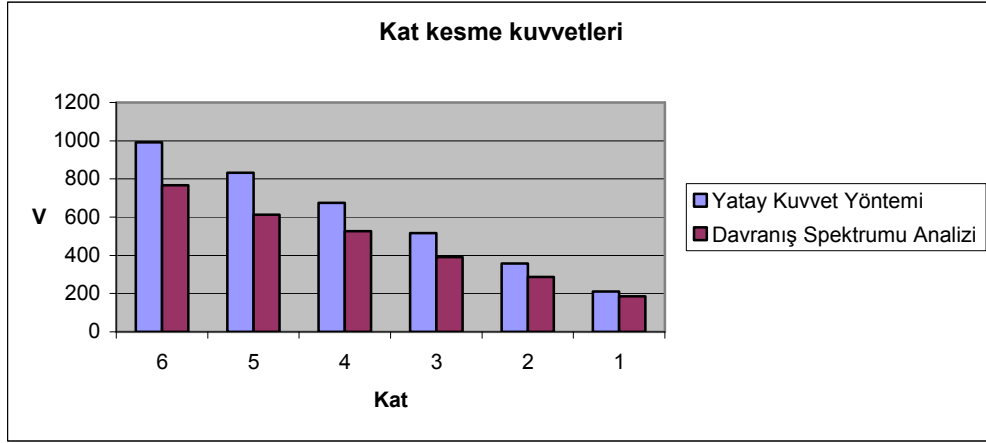
Davranış spektrum analizlerinde kullanılacak spektrum fonksiyonu zemin profiline ve yapının sismik kaynağa olan mesafesine bağlı olarak 4.3.1’verilen Şekil 4.1 yardımıyla belirlenir.Aşağıda sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafelerdeki yapılar için spektrum fonksiyonları gösterilmiştir.[6],[12]

Tablo 5.54. C zemin profili için spektrum fonksiyonları

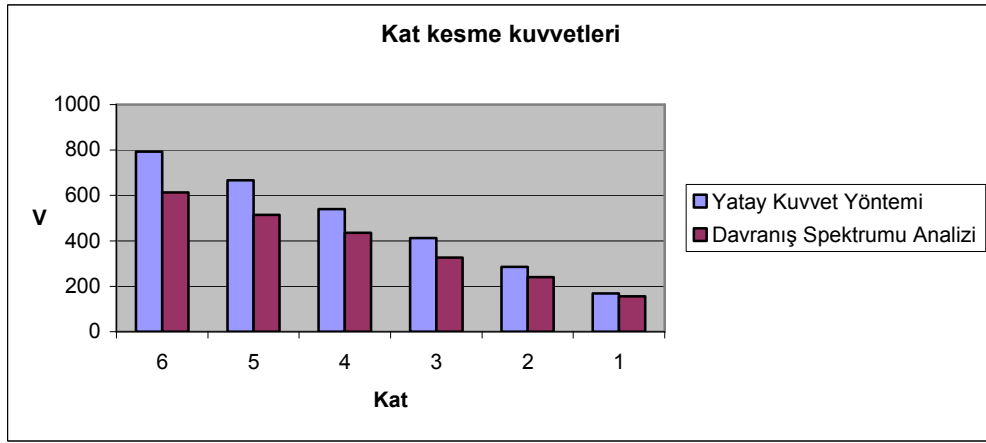
Zaman	Spektrum fonksiyonu		
	Mesafe 2 km	Mesafe 5 km	Mesafe 10 km
0	0.600	0.480	0.400
0.1	1.135	0.960	0.846
0.15	1.500	1.200	1.000
0.2	1.500	1.200	1.000
0.3	1.500	1.200	1.000
0.4	1.500	1.200	1.000
0.5	1.500	1.200	1.000
0.6	1.500	1.200	1.000
0.7	1.500	1.200	0.960
0.75	1.493	1.194	0.840
0.8	1.400	1.120	0.84
0.9	1.244	0.995	0.746
1	1.120	0.896	0.672
1.1	1.018	0.814	0.610
1.2	0.933	0.746	0.560
1.3	0.861	0.689	0.516
1.4	0.800	0.640	0.480
1.5	0.746	0.597	0.448
2	0.509	0.449	0.336
2.5	0.448	0.358	0.2688
3	0.373	0.298	0.224

Tablo 5.55. C zemin profili için modal davranış analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri

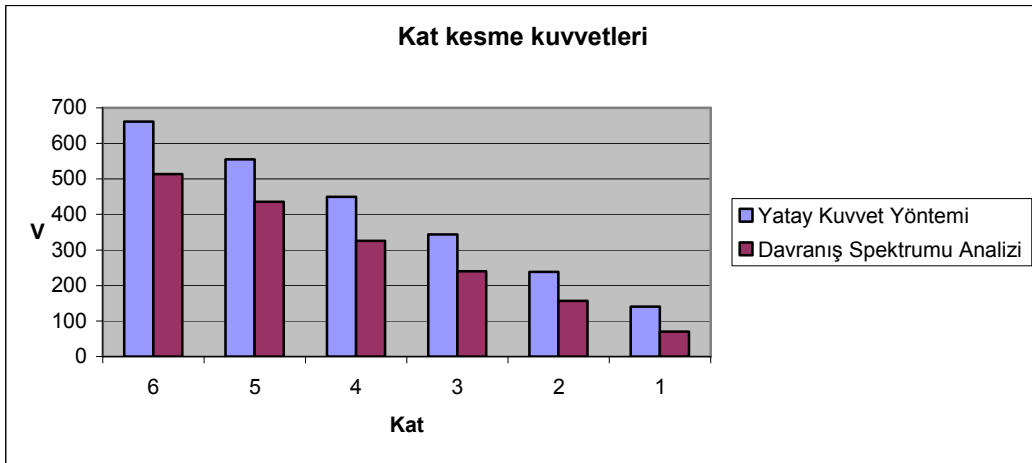
Kat	Kat kesme kuvvetleri		
	mesafe 2km	mesafe 5km	mesafe 10km
6	766.70	613.4	514.13
5	655.30	526.2	435.90
4	491.66	391.17	326.04
3	359.85	288.03	239.93
2	232.89	186.32	156.70
1	103.30	82.64	70.20
V _t	2609.70	2087.76	1742.9



Şekil 5.38. Sismik kaynağa 2km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.39. Sismik kaynağa 5km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.40. Sismik kaynağa 10 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri

5.4.2.2.D Zemin Profili İçin

4.3.1’verilen Şekil 4.1 yardımıyla D zemin profilinde sismik kaynağa 2km,5km ve 10km mesafelerdeki yapılar için spektrum fonksiyonları gösterilmiştir.[6],[12]

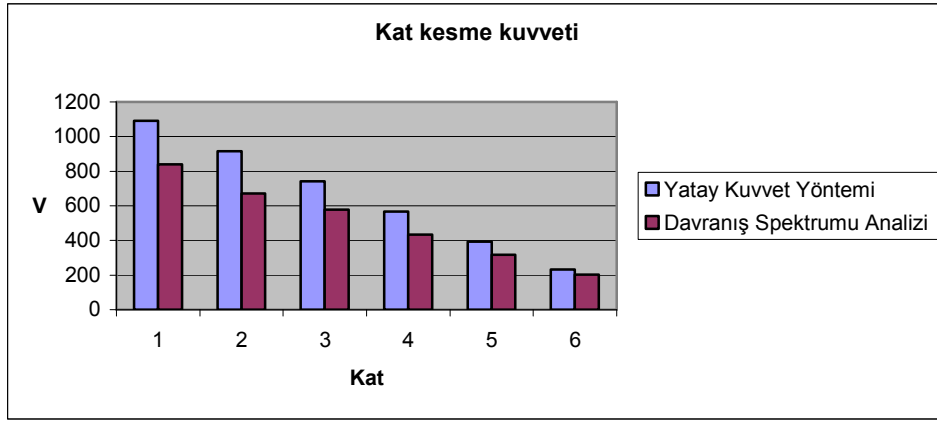
Tablo 5.56. D zemin profili için spektrum fonksiyonları

Zaman	Spektrum fonksiyonu		
	Mesafe 2 km	Mesafe 5 km	Mesafe 10 km
0	0,660	0,528	0,440
0.1	1,298	1,038	0,914
0.15	1,618	1,294	1,100
0.2	1,650	1,320	1,100
0.3	1,650	1,320	1,100
0.4	1,650	1,320	1,100
0.5	1,650	1,320	1,100
0.6	1,650	1,320	1,100
0.7	1,650	1,320	1,097
0.75	1,650	1,320	1,024
0.8	1,600	1,275	0,960
0.9	1,420	1,133	0,853
1	1,280	1,020	0,768
1.1	1,163	0,927	0,698
1.2	1,066	0,850	0,640
1.3	0,984	0,784	0,590
1.4	0,914	0,728	0,548
1.5	0,853	0,680	0,512
2	0,640	0,510	0,384
2.5	0,512	0,408	0,307
3	0,426	0,340	0,256

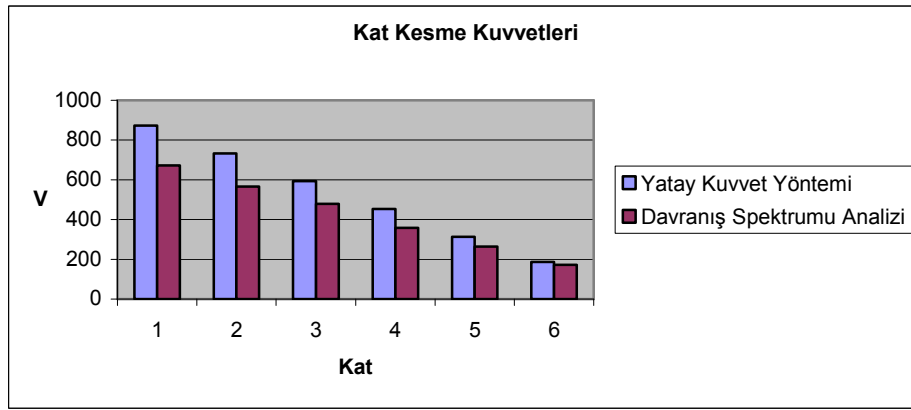
Bu spektrum fonksiyonları ile yapılan davranış spektrumu analizlerinden elde edilen kat ve taban kesme kuvvetleri aşağıda verilmiştir.

Tablo 5.57. D zemin profili için davranış spektrumu analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri

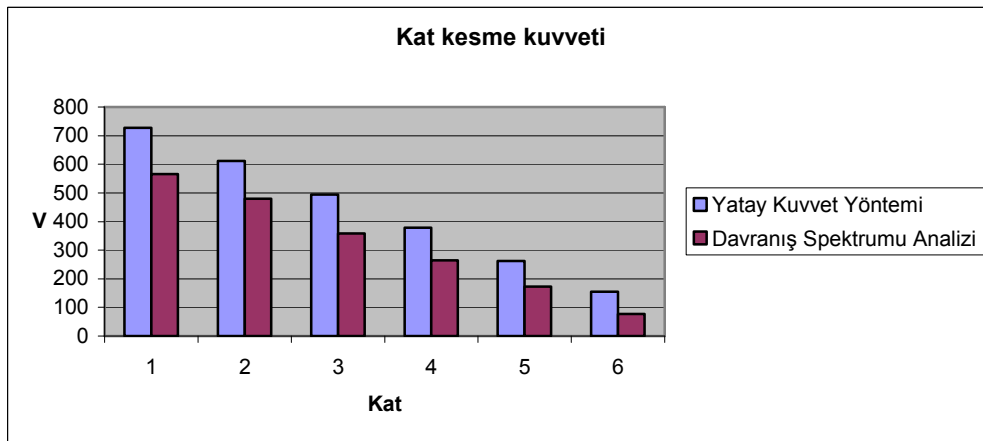
Kat	Taban kesme kuvvetleri (kN)		
	Mesafe 2km	Mesafe 5km	Mesafe 10km
6	840,8	672,66	565,43
5	721,54	577,22	479,6
4	542,12	433,68	358,6
3	396,12	316,91	263,94
2	254,86	203,88	172,4
1	112,47	89,98	77,15
Vt	2867,91	2294,33	1917,12



Şekil 5.41. Sismik kaynağa 2 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri



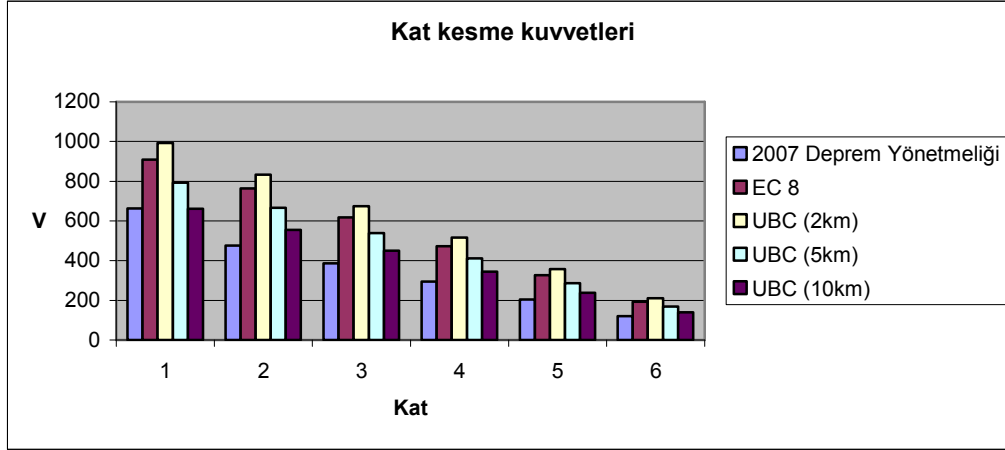
Şekil 5.42. Sismik kaynağa 5 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri



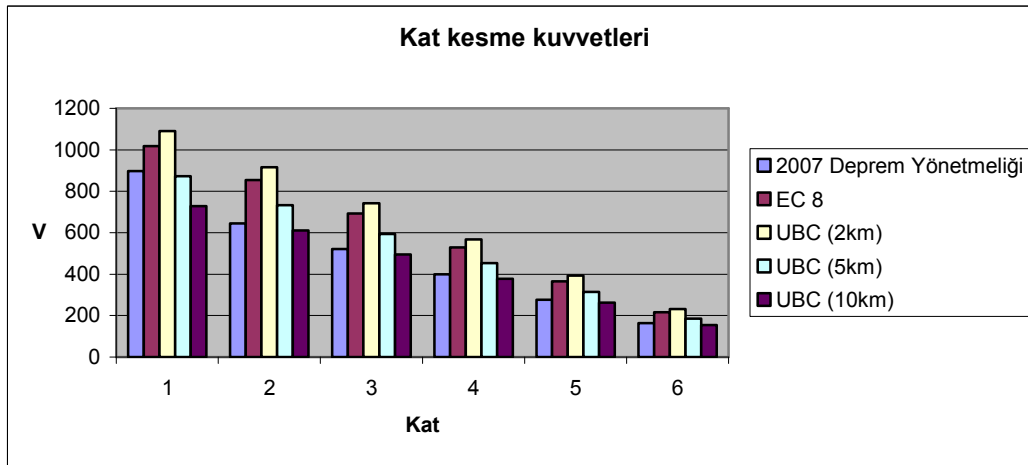
Şekil 5.43. Sismik kaynağa 10 km mesafe için yatay kuvvet yöntemi ve davranış spektrum analizi kat kesme kuvvetleri

5.5.Yatay Kuvvet Yöntemi Ve Mod Birleştirme Yöntemleri İçin Genel Karşılaştırma

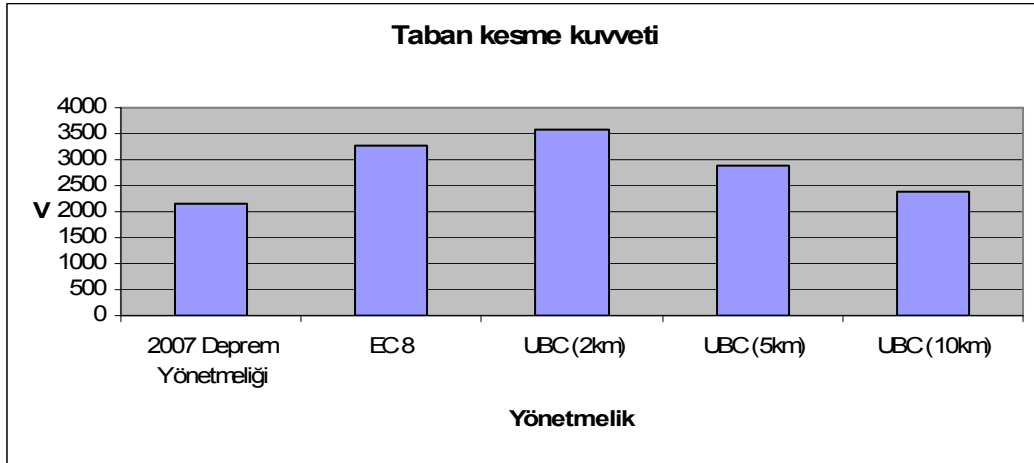
Aşağıdaki grafiklerde 2007 Deprem Yönetmeliği, EC 8 ve UBC-97 kurallarına göre yapılan yatay kuvvet yöntemi ve mod birleştirme yöntemlerinden elde edilen taban kesme kuvvetleri, kat kesme kuvvetleri ile maksimum kat deplasmanları karşılaştırılmıştır.



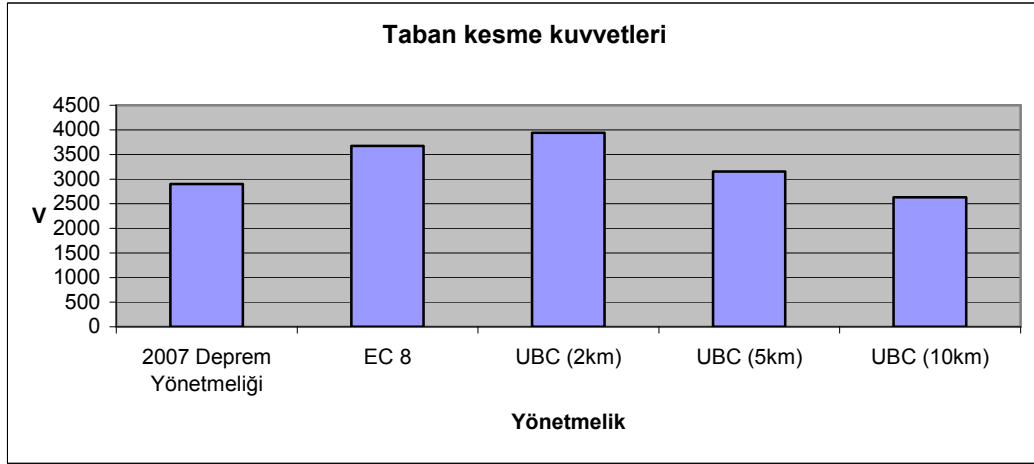
Şekil 5.44. Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri



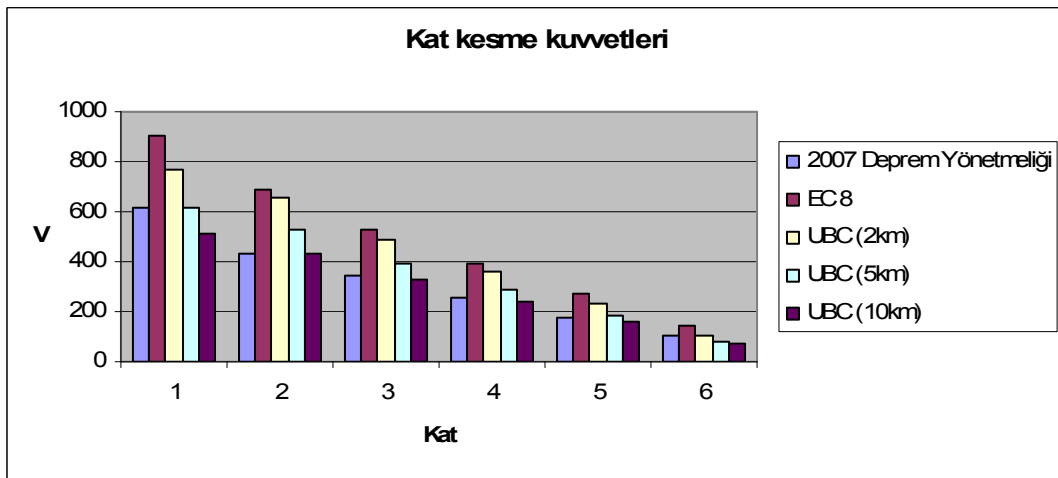
Şekil 5.45. Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri



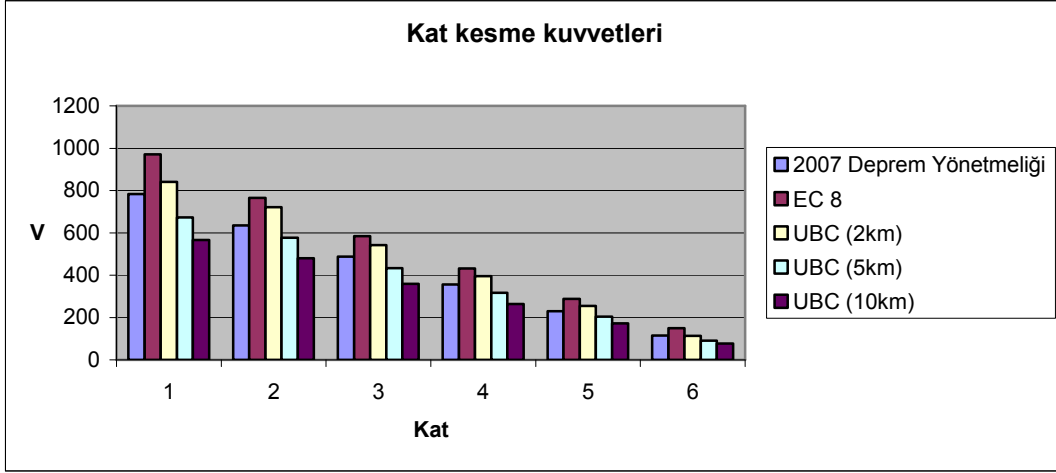
Şekil 5.46. Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri



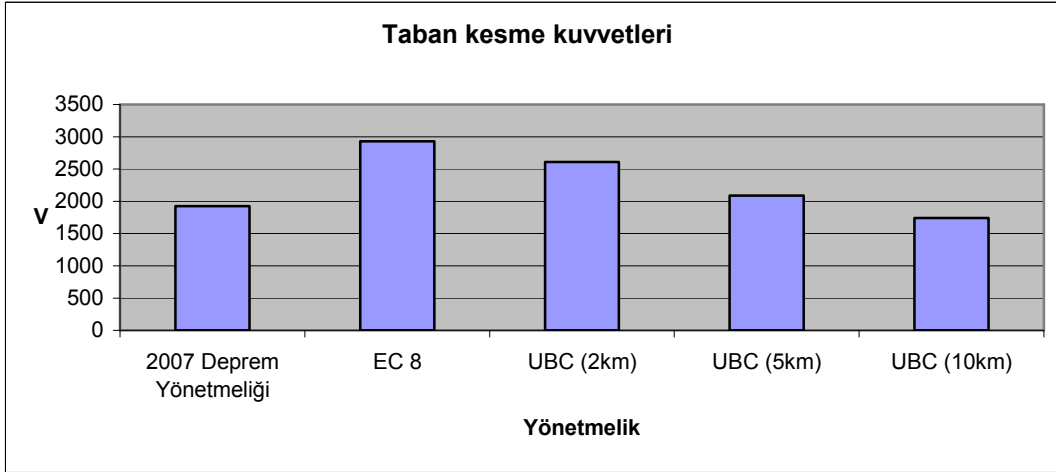
Şekil 5.47. Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için yatay kuvvet yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri



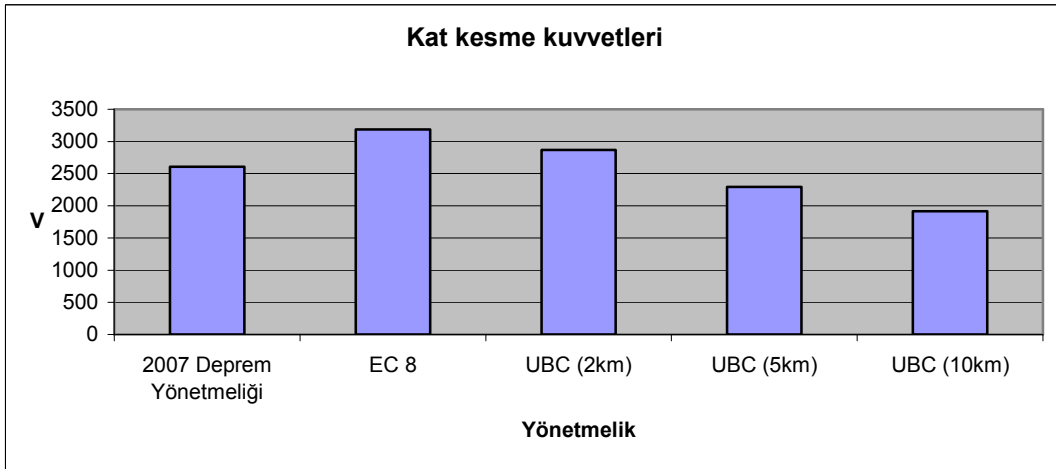
Şekil 5.48. Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.49. Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen kat kesme kuvvetleri



Şekil 5.50. Z2 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri



Şekil 5.51. Z3 (ve eşdeğer zemin sınıflarında) zemin sınıfı için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetleri

6.DAYANIM KOŞULLARI

6.1. TS-500'e Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları

6.1.1.Semboller

E	:Deprem etkisi
F_k	:Karakteristik kuvvet
f_{cd}	:Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	:Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctk}	:Beton karakteristik eksenel çekme dayanımı
f_{ctd}	:Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{yd}	:Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{yk}	:Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
G	:Kalıcı yük etkisi
H	:Yatay kuvvet (örneğin, zemin itkisi) etkisi
Q	:Hareketli yük etkisi
T	:Sıcaklık değişimi, büzülme, farklı oturma vb nedeniyle oluşan yük etkisi
W	:Rüzgar etkisi
γ_m	:Malzeme katsayısı
γ_{mc}	:Beton için malzeme katsayısı
γ_{ms}	:Donatı için malzeme katsayısı

6.1.2.Malzeme Katsayıları

Hesaplarda kullanılacak "tasarım dayanımı" değerleri, aşağıda tanımlanan karakteristik malzeme dayanımı değerlerinin "malzeme katsayısı" olarak adlandırılan 1.0 veya 1.0 den büyük katsayılara bölünmesiyle elde edilir. Taşıma gücü sınır durumu için beton ve çelik hesap dayanımları aşağıda verilmiştir.[13],[14]

Tablo 6.1.Beton sınıfları için dayanım değerleri

Beton sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck} (MPa)	Eşdeğer Küp (200mm) Basınç Dayanımı, (MPa)	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, f_{ctk} (MPa)	28 Günlük Elastisite Modülü (MPa)
C16	16	20	1.4	27000
C18	18	22	1.5	27500
C20	20	25	1.6	28000
C25	25	30	1.8	30000
C30	30	37	1.9	32000
C35	35	45	2.1	33000
C40	40	50	2.2	34000
C45	45	55	2.3	36000
C50	50	60	2.5	37000

Beton için

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{mc} \quad (6.1)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{mc} \quad (6.2)$$

Çelik için

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (6.3)$$

Tablo 6.2. Donatı çelikleri için mekanik özellikler (TS 708'den)

Mekanik özellikler	Donatı çubukları			Hasır donatılar		
	Doğal sertlikte			Soğukta işlem görmüş		
	S220a	S420a	S500a	S420b	S500b	S500bk
Minimum akma dayanımı f_{yk} , (MPa)	220	420	500	420	500	500
Minimum kopma dayanımı f_{su} , (MPa)	340	500	550	550	550	550
$\emptyset \leq 32$ Minimum kopma uzaması ϵ_{su} , (%)	18	12	12	10	8	5
$32 < \emptyset \leq 50$ Minimum kopma uzaması ϵ_{su} , (%)	18	10	10	10	8	5

Yerinde dökülen betonlar için $\gamma_{mc}=1.5$ alınacaktır. Bu katsayı, öndökümlü betonlar için 1.4 alınabilir. Ancak betonda nitelik denetiminin gerektiği gibi yapılamadığı durumlarda, bu katsayı tasarımcının kararı ile 1.7 alınır. Donatı çeliğinin tüm sınıfları için $\gamma_{ms}=1.15$ alınacaktır. Kullanılabilirlik sınır durumu için hesap yapılırken, genellikle malzeme katsayıları 1.0 olarak alınır.

6.1.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri

Yük etkisinin karakteristik değeri F_k , kullanım süresince bu değerden büyük değerler elde edilmesi, ancak belli bir olasılıkla mümkün olan değerdir. Bu standartta karakteristik yük etkileri, TS 498 ve TS ISO 9194 ile Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından düzenlenen "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" de öngörülen yük etkileridir. Tasarımda, yapıya etkimesi olasılığı bulunan tüm yük birleşimleri dikkate alınmalıdır. Hesaplarda yaygın olarak karşılaşılan yük birleşimleri aşağıda verilmiştir. .[13],[14]

a)Sadece düşey yükler için

$$F_d = 1.4G + 1.6Q \quad (6.4)$$

$$F_d = 1.0G + 1.2Q + 1.2T \quad (6.5)$$

b) Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda Denklem (6.4) ve Denklem (6.5) ile,

$$F_d = 1.0G + 1.3Q + 1.3W \quad (6.6)$$

$$F_d = 0.9G + 1.3W \quad (6.7)$$

c) Deprem söz konusu olduğu durumlarda, Denklem (6.4) ve Denklem (6.5) ile birlikte,

$$F_d = 1.0G + 1.0Q + 1.0E \quad (6.8)$$

$$F_d = 0.9G + 1.0E \quad (6.9)$$

d) Yanal toprak itkisi bulunan durumlarda, Denklem (6.4) ve Denklem (6.5) ile birlikte,

$$F_d = 1.4G + 1.6Q + 1.6H \quad (6.10)$$

$$F_d = 0.9G + 1.6H \quad (6.11)$$

e) Akışkan basıncı bulunan durumlarda, bu basınç 1.4 yük katsayısıyla çarpılarak içinde hareketli yük bulunan tüm yük kombinasyonlarına eklenir.

6.2. Eurocode 2'e Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları

6.2.1. Semboller

E_{cm}	: Betonda ortalama elastisite modülü
$f_{ck,cube}$	: Küp numune için karakteristik basınç dayanımı
$f_{ck,cyl}$	: Silindirik numune için karakteristik basınç dayanımı
f_{cm}	: Ortalama basınç dayanımı
f_{ctm}	: Betonun ortalama çekme dayanımı
$G_{k,j}$	: j kalıcı yükü için karakteristik değer
$G_{k,inf}$	: Kalıcı yük için alt karakteristik değer
$G_{k,sup}$	: Kalıcı yük için üst karakteristik değer
$Q_{k,i}$	: i değişken yükü için karakteristik değer
A_k	: Tesadüfi yükler için karakteristik değer
P_k	: Öngerilme kuvvetleri için karakteristik değer
$\gamma_{G,j}$	: j kalıcı yükü için sürekli ve kısa süreli tasarım durumları kısmi emniyet katsayısı
$\gamma_{GA,j}$	: j kalıcı yükü için tesadüfi tasarım durumu kısmi emniyet katsayısı
γ_m	: Malzeme özellikleri için kısmi emniyet katsayısı
$\gamma_{Q,i}$	: i değişken yükü için kısmi emniyet katsayısı
ψ_0	: Değişken yük karakteristik değeri için çarpan
ψ_1	: Değişken yük karakteristik değeri için çarpan
ψ_2	: Değişken yük karakteristik değeri için çarpan
X_K	: Malzeme özellikleri için karakteristik değer

ε_{cu2} :Betonda ezilme şekil değiştirmesi

α_{ct} :Karakteristik çekme dayanımı azaltma katsayısı (α_{ct} için EC 2’de 1.0 değeri önerilmektedir.)

6.2.2. Malzeme Katsayıları

Eurocode 2’de beton basınç dayanımı , karakteristik silindir dayanımı $f_{ck,cy}$ yada küp dayanımına $f_{ck,cube}$ karşılık gelen beton dayanım sınıfları ile ifade edilir.Karakteristik dayanım, numunelerden elde edilen basınç dayanımlarının bu değerden düşük olma olasılığı yüzde beşten fazla olmayan değer olarak tanımlanır.TS-500’de kabul edilen oran yüzde ondur.

Aşağıdaki tabloda çeşitli beton sınıfları için Eurocode 2’de tanımlanan dayanım ve ortalama elastisite modülü değerleri verilmektedir. Ortalama elastisite modülü değerleri kuvarsit agregalı betonlar için geçerlidir.Kireçtaşı agregalı betonlar için %10,bazalt agregalı betonlar için %20 ve gre agregalı betonlar için % 30 azaltma katsayısı tanımlanmıştır.Poisson oranı ,çatlamamış beton kesitlerde 0.20 ve çatlamış beton kesitlerde 0 olarak alınabilir.

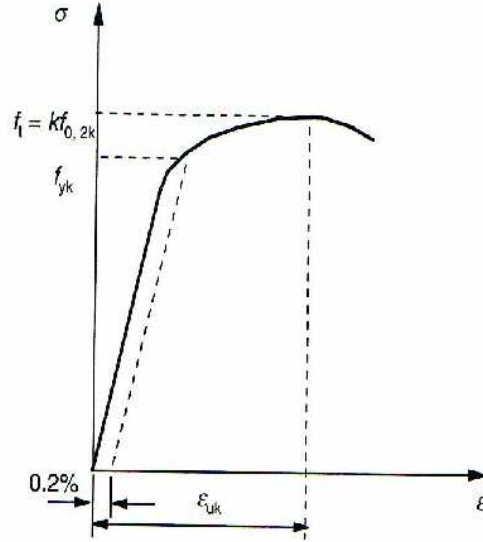
Tablo 6.3.Eurocode 2’de tanımlı beton sınıfları ve ilgili özellikler.

	$f_{ck,cy}$ (MPa)												
	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm}	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm}	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.05}$	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
E_{cm} (GPa)	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{cu2} (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5

Donatı çeliğinin sınıfı karakteristik akma dayanımını simgeler.Bu değer karakteristik akma yükünün donatının nominal kesit alanına bölünmesi ile elde edilir.Akma gerilmesinin belirtilmediği ürünlerde % 0.2 deneme gerilmesi , $f_{0.2k}$, akma gerilmesi olarak kullanılabilir.Soğukta işlem görmüş donatılar için tipik ve idealleştirilmiş gerilme-deformasyon eğrisi Şekil 6.1’de verilmektedir.Şekil 6.1 ,akma gerilmesi 400-600MPa arasında değişen donatılar için geçerlidir.

Süneklik, maksimum yükte oluşan deformasyonlar ε_{uk} ile maksimum ve akma gerilmeleri arasındaki oran kullanılarak tanımlanır.Eğer yapının plastik davranışından yararlanılmak isteniyorsa süneklik gerekli bir özellik olacaktır.Daha fazla süneklik eksenel yük taşıyan elemanlarda daha fazla deformasyon ve eğilmeye maruz elemanlarda daha büyük

dönme kapasitesi anlamına gelir.Taşıma gücü betonun sınır deformasyon değerine ulaşmasına bağlı ise plastik bölge uzunluğu dönmeyi etkiler.Daha büyük mesafe ile daha büyük dönme sağlanır. f_t / f_y , akmanın gerçekleşeceği mesafeyi tanımlar.Eurocode 2’de ϵ_u ve f_t / f_y ’ye bağlı olarak üç süneklik sınıfı tanımlanır.[15]



Şekil 6.1.Soğukta işlem görmüş donatı için gerilme-deformasyon bağıntısı

Tablo 6.4.Donatılar için süneklik sınıfları

	Süneklik sınıfı A	Süneklik sınıfı B	Süneklik sınıfı C
$k = (f_t / f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 fakat < 1.35
$\epsilon_{uk} (\%)$	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5

6.2.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri

Yük yapıya uygulanan direkt kuvvetler yada zemin oturması,sıcaklık değişimi gibi etkililerdir.Tesadüfî yükler kısa sürelidir ve tekrar meydana gelme olasılığı beklenmeyen olaylardan kaynaklanır.Yükler için yapılan sınıflandırma aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.[15]

Tablo 6.5.Yüklerin sınıflandırılması

Kalıcı yükler	Değişebilir Yükler	Tesadüfî yükler
a)Yapının ve yapıda bulunan elemanların ağırlığı b)Öngerilme kuvvetleri c)Su ve zemin yükleri d)Mesnetlerin oturması gibi dolaylı etkiler	a)Döşeme yükleri b)Kar yükleri c)Rüzgar yükleri d)Sıcaklık değişimi gibi dolaylı etkiler	a)Patlamalar b)Yangın c)Araç darebeleri ,çarpışma

6.2.3.1.Yükler İçin Karakteristik Değerler

Yükler uzayda ve zamanda değişime uğrar.Taşıma gücü durumunda yük etkileri uygun katsayılar ile çarpılır ve uygun dayanım azaltma katsayıları ile azaltılmış malzeme dayanım özellikleri kullanılarak hesaplanan yapı dayanımı ile karşılaştırılır.Teoride karakteristik değerler eldeki mevcut bilgilerden istatistiksel olarak elde edilir.Yükler için karakteristik değerler Eurocode 1’de verilmektedir.

Çok düşük değişim gösteren kalıcı yüklerde karakteristik değerler ortalama değerlere karşılık gelir.Değişimlerin önemli olabileceği durumlarda ,örneğin zemin üzerine dökülen bir döşeme betonunda kalınlığın değişimi gibi , karakteristik değerlerin alt ve üst değerlerinin hesaplanması gerekecektir.Bu değerler $G_{k,sup}$ ve $G_{k,inf}$ olarak gösterilir.[15]

6.2.3.2.Yükler İçin Tasarım Değerleri

Tasarımda kullanılacak yükler için tasarım değerleri bir grup faktör tarafından kontrol edilir.Bu faktörler aşağıda gösterilmiştir.

- a)Yükün doğası:Yükün kalıcı,değişebilir yada tesadüfi olması
- b)Ele alınan sınır durum:Açık olarak taşıma gücü sınır durumu için kullanılan yük değeri kullanılabilirlik sınır durumu için kullanılan değerlerden daha büyük olmalıdır.Ayrıca kullanılabilirlik sınır durumunda yükler zamanla değişime uğrar.Gerçekçi kullanılabilirlik yükleri kontrol edilen davranışa (örneğin deformasyon,çatlama yada zemin oturması vb.) uygun olarak modellenmelidir.Sünme ve zemin oturmasının sadece kalıcı yüklerin bir fonksiyonu olduğu unutulmamalıdır.
- c)Eş zamanlı etki eden değişebilir yükler:İstatistiksel olarak bütün yüklerin aynı anda tam karakteristik değerleri ile yapıya etki etmesi olası değildir.Bu durumu açıklamak için yük karakteristik değerlerinde değişiklik yapmak gerekir.

Sadece G_k kalıcı yükü ve bir Q_k değişebilir yükü ele alındığında taşıma gücü sınır durumu için karakteristik değerler büyütülmelidir.Bu durumda yük $\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$ olarak gösterilebilir.Burada γ kısmi emniyet katsayısıdır. γ_G ve γ_Q farklı olacaktırve bu iki yükün değişebilirliğini yansıtacaktır. γ katsayısı aşağıdaki hususları açıklamayı amaçlar.

- a)yüklerin karakteristik değerlerden olan gayri müsait sapma olasılığı
- b)analizlerdeki belirsizlikler
- c)önceden tahmin edilmemiş olan gerilme dağılımları
- d)yapıda ve elemanlarındaki geometrik değişimler

Eş zamanlı olarak etki eden Q_1 ve Q_2 yüklerine maruz kalan yapı ele alalım.Eğer Q_1 ve Q_2 birbirinden bağımsız ise Q_1 yükünün oluşma olasılığı ve büyüklüğü Q_2 yükünün oluşma olasılığı ve büyüklüğü ile bağlantılı olmayacaktır.Bu iki yükün eş zamanlı olarak maksimum

karakteristik değerleri ile yapıya etki etmesi olası değil iken $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,2}$ kombinasyonun kullanılması gerçekçi olmaz. Bir yükün maksimum değeri ile birlikte diğer yükün azaltılmış değerinin kullanılması daha mantıklı bir yaklaşım olur. Bu durumda iki olasılık göz önüne alınır.

$$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{0,2} \cdot (\gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,2}) \quad (6.12)$$

yada

$$\psi_{0,1} \cdot (\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}) + \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,2} \quad (6.13)$$

Tablo 6.6. Yapılara etki eden yükler için γ kısmi emniyet katsayıları

Yük	Kombinasyonlar	
	Ana	Tesadüfi
Yapının ve taşıyıcı olmayan elemanlardan kaynaklanan kalıcı yk		
Stabilite kontrolü		
-Gayri müsait	1.10	1.00
-Müsait	0.90	1.00
Diğer kontroller		
-Gayri müsait	1.35	1.00
-Müsait	1.00	1.00
Değişebilir yükler		
-Gayri müsait	1.50	1.00
Tesadüfi yükler	-	1.00

(1) Yukarıdaki değerler kalıcı ve kısa süreli tasarım durumlarında uygulanır

(2) Tesadüfi tasarım durumu için $\gamma_{G,A}=1.00$ alınır

γ ve ψ_0 değerlerinin her bir yük ile değişeceğine dikkat edilmelidir. Eurocode 1’de önerilen değerler verilmektedir. Aşağıdaki tabloda British Standart tarafından önerilen değerler gösterilmektedir. [15]

Tablo 6.7. ψ için tavsiye edilen değerler

Değişebilir etkiler	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kullanım yükleri			
-Konutlar	0.7	0.5	0.3
-Ofisler	0.7	0.5	0.3
-Alışveriş ve toplantı merkezleri	0.7	0.7	0.6
-Depolar	1.0	0.9	0.8
-Garajlar	0.7	0.7	0.6
Rüzgar yükleri	0.5	0.2	0.0
Kar yükü (1000m’den düşük rakım için)	0.7	0.2	0.0

6.2.3.3. Taşıma Gücü Sınır Durumu

1. Kalıcı ve kısa süreli durumlar-Ana kombinasyonlar:

Aşağıdaki paragraflarda çeşitli genelleştirilmiş yük kombinasyonları sembolik olarak ifade edilmiştir. Kullanılan “+” sembolü yüklerin bir arada bulunmasını ifade eder. Eurocode 1’de EQU (dengenin kontrolü), STR (yapı malzemelerinin dayanımından kaynaklanan yapıda iç kırılma) ve GEO (zemin kırılması) olarak adlandırılan üç yük kombinasyon grubu tanımlanmaktadır. Aşağıda ilk iki grup kombinasyon açıklanmıştır.

a) EQU: Denge aşağıda verilen yük kombinasyonları kullanılarak tahkik edilir.

$$\gamma_{G,j,\text{sup}} \cdot G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} \cdot G_{k,j,\text{inf}} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14)$$

$\gamma_{G,j,\text{sup}} \cdot G_{k,j,\text{sup}}$ kalıcı yüklerin gayri müsait olması halinde ve $\gamma_{G,j,\text{inf}} \cdot G_{k,j,\text{inf}}$ ise kalıcı yüklerin müsait olması halinde kullanılır. Sayısal olarak $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1.1$ ve $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 0.90$ değerine eşittir. Gayri müsait durumda $\gamma_Q = 1.5$ ve müsait durumda $\gamma_Q = 0.0$ alınır.

Yukarıda bahsedilen yaklaşım rijit gövdeye sahip yapıların tahkikinde (örneğin istinat duvarlarının dönmeye karşı tahkiki) kullanılır. Taşıyıcı elemanların göçme hali için aşağıda bahsedilen diğer bir grup kombinasyon kullanılmalıdır.

b) STR: Tasarımda jeoteknik yükler dikkate alınmadığı zaman aşağıdaki kombinasyonlar kullanılmalıdır. Eurocode 1’de verilen Denklem (6.14) yada Denklem (6.15a) ile Denklem (6.15b) arasında gayrimüsait olan kombinasyon tercih edilir. Denklem (6.14)’de $\gamma_{G,j,\text{inf}} \cdot G_{k,j,\text{inf}}$ kalıcı yükler gayri müsait olduğunda kullanılır. Sayısal olarak $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1.35$ ve $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1.0$ değerine eşittir. Gayri müsait durumda $\gamma_Q = 1.5$ ve müsait durumda $\gamma_Q = 0.0$ olarak alınır.

$$\gamma_{G,j,\text{sup}} \cdot G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} \cdot G_{k,j,\text{inf}} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15a)$$

$$\xi \cdot \gamma_{G,j,\text{sup}} \cdot G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} \cdot G_{k,j,\text{inf}} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Sayısal olarak $\xi = 0.925$, $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1.35$, $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1.0$ ile gayri müsait durumda $\gamma_Q = 1.5$ ve müsait durumda $\gamma_Q = 0.0$ alınır.

Yukarıdaki kombinasyonlarda aynı anda bir grup değişebilir yükün varlığı dikkate alınır. Eğer açık ise $Q_{k,1}$ baskın olan yük türü aksi halde her bir yük sırayla baskın ve diğerleri ikincil yük olmak üzere ele alınır. Baskın yük daha sonra ikincil yüklerle birleştirilir. Her iki değer uygun γ katsayıları ile çarpılır.

Denklem (6.15a) ve Denklem (6.15b)’den elde edilen sonuçlar daima Denklem (6.14)’den elde edilen sonuçlardan küçük olacaktır. Farkın büyüklüğü

$X = G_k / (G_k + Q_k)$ oranına bağılı olacaktır. Farklı X değerleri için azaltma katsayıları Tablo 6.8’de verilmektedir.

2. Tesadüfi yükler için tasarım durumu:

$$G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}} + A_d + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16)$$

Önerilen yük kombinasyonu yukarıda verilmiştir. Burada A_d tesadüfi yük için tasarım değeridir. $Q_{k,1}$ tesadüfi yük ile beraber bulunan ana değişebilir yüküdür ve $Q_{k,i}$ değişebilir diğer etkileri simgelemektedir.

Kazalar, yangın ve patlamalar vb. beklenmeyen etkilerdir ve düşük süre ile oluşma ihtimaline sahiptir. Kaza sırasında genel olarak bir hasar seviyesi kabul edilebilir. Yük modellemesi tesadüfi etkiler ile beraber bulunabilecek diğer değişebilir etkilerin büyüklüklerini de açıklayabilmelidir. Kazalar genel olarak yapının kullanımında gerçekleşir. Bu nedenle değişebilir etkiler için kullanılan değerler kalıcı ve kısa süreli tasarım durumu kombinasyonlarda kullanılan değerlerden daha düşük olacaktır. Tesadüfi yük ile bulunan daha gerçekçi değişebilir yük değerleri elde etmek için değişebilir yükler farklı (ve genelde daha düşük) ψ katsayıları ile çarpılır. ψ_1 baskın olan değişebilir yüke ve ψ_2 diğer değişebilir yüklere uygulanır. Baskın yükün belirgin olmadığı durumlarda her bir değişebilir yük sırayla baskın yük olarak ele alınmalıdır. [15]

Tablo 6.8. Farklı X değerleri için azaltma katsayıları

X	$\frac{\text{Denklem}(6.15a)}{\text{Denklem}(6.14)}$	$\frac{\text{Denklem}(6.15b)}{\text{Denklem}(6.14)}$
0,0	0.70	1.00
0,1	0.73	0.99
0,2	0.76	0.99
0,3	0.78	0.98
0,4	0.81	0.97
0,5	0.84	0.96
0,6	0.87	0.96
0,7	0.90	0.95
0,8	0.93	0.94
0,9	0.97	0.93
1,0	1.00	0.93

(1) Koyu yazılan azaltma katsayıları kullanılmalıdır.

(2) Tabloda $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.35$, $\psi_0=0.7$ ve $\zeta=0.925$ olarak kabul edilmiştir.

6.2.3.4. Kullanılabilirlik Sınır Durumu

1. Karakteristik kombinasyon:

Seyrek olarak dikkate alınamayacak kullanım yüklerinin kombinasyonu aşağıda tanımlanmıştır.

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,i} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.17)$$

2.Sık oluşan yük kombinasyonları:

$$\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad i > 1 \quad (6.18)$$

Kullanım koşullarında relatif olarak sık oluşabilecek yük kombinasyonları yukarıdaki şekilde tanımlanır ve çatlakların kontrolünde kullanılır.

3.Yarı-kalıcı kombinasyon:

$$\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad i \geq 1 \quad (6.19)$$

Bu kombinasyon yapıda kalıcı yüklerin hesabını sağlar ve sünme ile oturma tahkiklerinde kullanılır. [15]

6.2.4.Basitleştirilmiş Yük Kombinasyonları

Normal yapılar için Denklem (6.14) ,(6.15a) ve (6.15b) ifadeleri taşıma gücü sınır durumunda aşağıdaki şekilde tablo halinde verilebilir .[15]

Tablo 6.9.EN 1990’da taşıma gücü sınır durumunda yük kombinasyonları için kısmi emniyet katsayıları

Yük kombinasyonu	Kalıcı yükler		Değişebilir yükler			
			Kullanım			
	Gayrimüsait	Müsait	Gayrimüsait	Müsait	Rüzgar	Öngerilme
Denklem (6.14)						
Kalıcı+Kullanım	1.35	1.00	1.5	0	-	1.00
Kalıcı+Rüzgar	1.35	1.00	-	-	1.5	1.00
Kalıcı+Kullanım+Rüzgar	1.35	1.00	1.5	0	0.75	1.00
Denklem (6.15a)						
Kalıcı+Kullanım	1.35	1.00	$1.5\psi_0$	-	-	1.00
Kalıcı+Rüzgar	1.35	1.00	-	-	0.9	1.00
Kalıcı+Kullanım+Rüzgar	1.35	1.00	$1.5\psi_0$	-	0.9	1.00
Denklem (6.15b)						
Kalıcı+Kullanım	1.25	0.925	1.5	-	-	1.00
Kalıcı+Rüzgar	1.25	0.925	-	-	1.5	1.00
Kalıcı+Kullanım+Rüzgar	1.25	0.925	1.5	-	0.9	1.00

6.3.ACI 318-02’ye Göre Dayanım Ve Malzeme Koşulları

6.3.1.Semboller

- D :Ölü yükler yada ilgili iç moment ve kuvvetler
- E :Deprem yükü etkileri yada iç momentler ve kuvvetler
- E_c :Beton elastisite modülü
- f'_c :Beton basınç dayanımı
- f_y :Donatı akma dayanımı
- F :İyi tanımlanmış yoğunluğa ve kontrol edilebilir yüksekliğe sahip akışkanların ağırlığı ve basıncından kaynaklanan yükler yada ilgili iç kuvvetler ve momentler

H	:Zemin ağırlığı ,basıncı ,zemin içindeki su vb. kaynaklanan yükler yada ilgili iç kuvvetler ve momentler
L	:Hareketli yükler yada ilgili iç kuvvetler ve momentler
L_r	:Çatı hareketli yükleri yada ilgili iç kuvvetler ve momentler
R	:Yağmur yükü yada ilgili iç kuvvetler ve momentler
S	:Kar yükü yada ilgili iç kuvvetler yada momentler
T	:Sıcaklık,sünme,rötre ve oturmaların kümülatif etkisi
U	:Katsayı ile çarpılmış yükleme yada ilgili iç kuvvet ve momentlere karşı koymak için gereken dayanım
W	:Rüzgar yükü yada ilgili iç moment ve kuvvetler
w_c	:Beton ağırlığı
ϵ_t	:Nominal dayanımda en dış çekme donatısında net çekme deformasyonu
ϕ	:Dayanım azaltma katsayısı

6.3.2. Malzeme Dayanımları

ACI 318-02’de TS-500 ve Eurocode 2’den farklı olarak beton basınç dayanımları ve donatı akma dayanımları MPa birimi yerine psi (pound square inch) cinsinden tanımlanmıştır.Aşağıdaki tabloda MPa ve psi cinsinden beton ve donatı dayanımları verilmiştir.

Tablo 6.10.ACI 318-02’de tanımlı beton dayanımları ve MPa cinsinden karşılıkları

ACI 318-02’ye göre beton basınç dayanımları (psi)	MPa cinsinden karşılığı
3000	21
4000	28
6000	41
8000	55
10000	69
12000	83

Ağırlığı 90 lb/ft³ (1.418 t/m³) ile 155 lb/ft³ (2.443 t/m³) arasında değişen betonlarda elastisite modülü $E_c = w_c^{1.5} \cdot 33 \cdot \sqrt{f'_c}$ (psi) bağıntısı ile hesaplanabilir.Normal ağırlıkta agregalı betonlarda E_c değerinin $57000 \cdot \sqrt{f'_c}$ (psi) olarak hesaplanmasına izin verilir.Donatı elastisite modülü 29000000 psi (29000 ksi) olarak alınabilir.[16]

Tablo 6.11 Donatı için minimum ASTM dayanım koşulları

ASTM Standartı	Donatı sınıfı	Minimum dayanımı psi (MPa)	Minimum dayanım psi, (MPa)
A615	Grade 40	40000 (280)	60000 (420)
	Grade 60	60000 (420)	90000 (620)
	Grade 75	75000 (520)	100000 (690)
A706	Grade 60	60000 (420) [78000 (540) maksimum]	80000 (550)
A996	Grade 40	40000 (280)	60000 (420)
	Grade 50	50000 (350)	80000 (550)
	Grade 60	60000 (420)	90000 (620)

6.3.3.Yük Katsayıları Ve Yük Birleşimleri

Minimum gerekli dayanım U , katsayı ile çarpılmış yük kombinasyonlarından elde edilecektir.[16]

$$U = 1.4(D + F) \quad (6.20)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r, S, R) \quad (6.21)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r, S, R) + (1.0L, 0.8W) \quad (6.22)$$

Tablo 6.12. ACI 318-02’de tanımlı donatılar ve SI birim sistemindeki karşılıkları

Donatı numarası		Çap (in)	Enkesit alanı (in ²)
İnch-pound	SI		
3	10	0.375	0.11
4	13	0.500	0.20
5	16	0.625	0.31
6	19	0.750	0.44
7	22	0.875	0.60
8	25	1.000	0.79
9	29	1.128	1.00
10	32	1.270	1.27
11	36	1.410	1.56
14	43	1.693	2.25
18	57	2.257	4.00

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r, S, R) \quad (6.23)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (6.24)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (6.25)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (6.26)$$

Her bir yük için belirlenen katsayı,yük etkisinin hesaplanabilme doğruluğundan ve yükün yapıda hizmet ömrü boyunca beklenen değişimlerinden etkilenir.Daha kesin olarak belirlenebildikleri ve daha az değişken oldukları için TS-500 ve Eurocode 2’de de olduğu gibi ölü yükler hareketli yüklere göre daha düşük yük katsayısına sahiptir.

Garajlar,insanların toplandığı yerler ve hareketli yük değerinin 100 lb/ft^2 (4.88 kN/m^2) den fazla olduğu yerler haricinde , Denklem (6.22) ile (6.25) arasındaki L katsayısının değeri 0.5’e düşürülebilir.Darbe etkilerine karşı dayanım ,tasarımda dikkate alınacaksa böyle etkiler L hareketli yüklerine dahil edilmelidir Eğer hareketli yük hızlı bir şekilde uygulanıyorsa da örneğin garajlar,depo döşemeleri yada asansör shaftlarında vb,darbe etkileri dikkate alınmalıdır.Bütün denklemlerde L yerine (L+darbe) kullanılır.

6.3.4.Tasarım Dayanımı

Eğilme, eksenel yük,kesme kuvveti ve burulma terimleri cinsinden bir elemanın kesitlerinde ve bu yapı elemanının diğer elemanlarla olan birleşimlerinde hesaplanan tasarım dayanımı ,değeri daima 1.0’dan küçük olan dayanım azaltma katsayısı “ ϕ ” ile çarpılarak küçültülür ve nominal dayanım hesaplanmış olur. ϕ dayanım azaltma katsayısının kullanılması ile eleman boyutlarında ve malzeme dayanımındaki değişikliklerden dolayı düşük dayanımlı eleman olasılığını,tasarım denklemlerindeki belirsizlikler ve elemanın yapı içerisindeki önemi açıklanmış olur.[16]

ϕ dayanım azaltma katsayısı aşağıdaki şekilde alınacaktır.

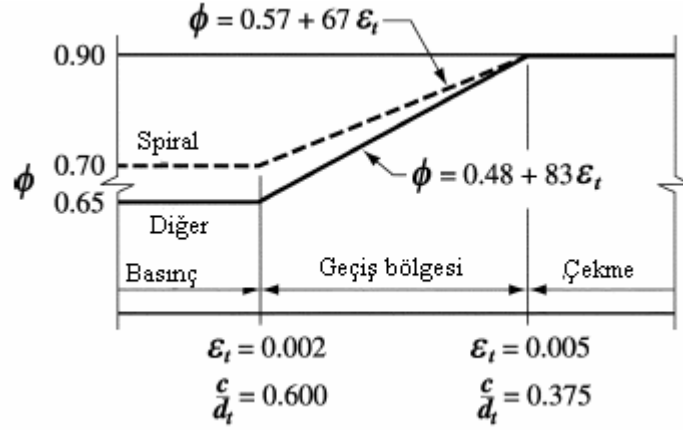
- 1)çekme kontrollü kesitlerde; 0.90
- 2)basınç kontrollü kesitlerde
 - a) spiral donatılı kesitlerde; 0.70
 - b)diğer donatılı elemanlarda; 0.65
- 3)Kesme ve burulma için; 0.75

Basınç kontrollü kesitler daha düşük sünekliğe sahip olduğu için basınç kontrollü kesitlerde çekme kontrollü kesitlere göre daha düşük ϕ katsayısı kullanılır.Çünkü basınç kontrollü kesitler beton dayanımındaki değişimlere karşı daha hassastır.Spiral donatılı elemanlar daha yüksek süneklik ve dayanıma sahip oldukları için etriyeli kolonlara göre daha yüksek ϕ katsayısına sahiptir.

Nominal dayanımda en dış çekme donatısındaki deformasyonu basınç kontrollü kesit ve çekme kontrollü kesit sınırları arasında kalan kesitler için, nominal dayanımdaki en dış çekme donatısındaki deformasyonun basınç kontrollü deplasman sınırından 0.005’e

yükselmesiyle beraber ϕ dayanım azaltma katsayısının basınç kontrollü bölgedeki değerinden 0.90'a lineer olarak artmasına izin verilir.

Nominal dayanımda betondaki basınç deformasyonu 0.003 olarak kabul edildiği için basınç kontrollü elemanlar için net çekme deformasyonu limitleri c/d_t oranı şeklinde ifade edilebilir, burada “c” nominal dayanımda tarafsız eksen derinliğidir.



Şekil 6.2. S420 sınıfı donatılar için net çekme deformasyonu, ϵ_t ve c/d_t ile ϕ değişimi

Yukarıdaki şekilden de görülebileceği gibi basınç kontrollü ve çekme kontrollü bölgeler için c/d_t değerleri sırasıyla 0.60 ve 0.375'dir. Geçiş bölgesinde c/d_t cinsinden lineer enterpolasyon yapılmak istenirse

$$\phi = 0.37 + 0.20(c/d_t) \quad \text{spiral donatı için} \quad (6.27)$$

$$\phi = 0.23 + 0.25(c/d_t) \quad \text{diğer donatılar için} \quad (6.28)$$

Deprem kuvvetlerine karşı koymak için özel moment taşıyıcı çerçeve ve perde duvarlara sahip olan yapılarda ϕ dayanım katsayısı aşağıdaki şekilde değiştirilir.

a) Deprem kuvvetlerini karşılamak için tasarlanan elemanlarda nominal kesme dayanımı, nominal eğilme dayanımının oluşumuna karşılık gelen kesme kuvvetinden küçük ise kesme kuvveti için dayanım azaltma katsayısı 0.60 alınır. Nominal eğilme dayanımı deprem etkileri dahil en kritik katsayı ile çarpılmış eksenel yük dikkate alınarak belirlenir.

b) Birleşim bölgelerinde kesme için dayanım azaltma katsayısı 0.85 alınacaktır.

6.3.5. Alternatif Yükler Ve Dayanım Azaltma Katsayıları

ACI 318-02 C ekinde yukarıda bahsedilen yük kombinasyonlarına ve dayanım azaltma katsayılarına alternatif olarak başka yük kombinasyonları ve dayanım azaltma katsayıları verilir.[16]

D ölü yükü ve L hareketli yüküne karşı koymak için gereken minimum dayanım, U , aşağıdaki ifade ile elde edilir. Aşağıdaki kombinasyonlardan elde edilen hiçbir gerekli dayanım değeri U , Denklem (6.29) ile elde edilen değerden az olamaz.

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (6.29)$$

Eğer W rüzgar yükü yada E deprem yükü etkilerine karşı dayanım tasarımı dikkate alınıyorsa aşağıdaki kombinasyonlar gereken minimum dayanımın ,U , hesabında kullanılır.

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + (1.6W, 1.0E) \quad (6.30)$$

$$U = 0.9D + (1.6W, 1.0E) \quad (6.31)$$

Tasarıma zemin basıncı ,H , dahil ise gerekli dayanım aşağıdaki şekilde bulunur.

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (6.32)$$

D ve L yükleri H etkisini azalttığı zaman 1.4D yerine 0.9D ve 1.0L yerine ise 0 kullanılarak gerekli dayanım U hesaplanır.

Tasarıma maksimum yüksekliği kontrol edilebilir akışkanların ağırlığı yada basıncı dahil ise böyle bir yükleme 1.4 katsayısı ile L hareketli yükünü barındıran bütün kombinasyonlara eklenir.

Darbe etkilerine karşı dayanım ,tasarımda dikkate alınacaksa böyle etkiler L hareketli yüklerine dahil edilmelidir.

Tasarıma farklı zemin oturmalarının,sünme,büzülme,genleşme ve sıcaklık değişimlerinin etkileri dahil ise gerekli dayanım U aşağıdaki kombinasyondan elde edilir ve Denklem (6.34)'den elde edilen değerden de az olamaz.

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L) \quad (6.33)$$

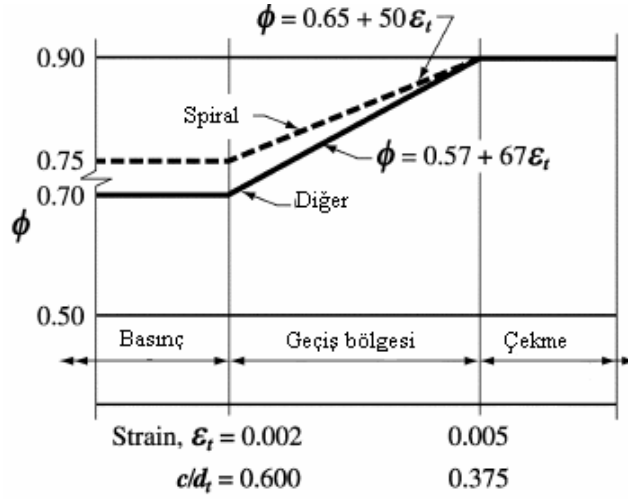
$$U = 1.4(D + T) \quad (6.34)$$

Farklı oturmaların ,sünme,büzülme ve sıcaklık değişimlerinin etkileri için yapılan hesaplamalar kullanım sırasında oluşan böyle etkilerin gerçekçi tahminine dayanmalıdır.

Yukarıdaki kombinasyonlar ile kullanılacak dayanım azaltma katsayıları ϕ aşağıdaki şekildedir.

- | | |
|--------------------------------|------|
| 1) Çekme kontrollü kesitlerde; | 0.90 |
| 2)Basınç kontrollü kesitlerde | |
| a)Spiral donatılı elemanlarda; | 0.75 |
| b)Diğer donatılı elemanlarda; | 0.70 |
| 3)Kesme ve burulma için ; | 0.85 |

Nominal dayanımda en dış çekme donatısındaki deformasyonu basınç kontrollü kesit ve çekme kontrollü kesit sınırları arasında kalan kesitler için, nominal dayanımdaki en dış çekme donatısındaki deformasyonun basınç kontrollü deplasman sınırından 0.005'e yükselmesiyle beraber ϕ dayanım azaltma katsayısının basınç kontrollü bölgedeki değerinden 0.90'a lineer olarak artmasına izin verilir.



Şekil 6.3 .S 420 sınıfı donatılar için net çekme deformasyonu, ϵ_t ve c / d_t ile ϕ değişimi

Geçiş bölgesinde c / d_t cinsinden lineer enterpolasyon yapılmak istenirse

$$\phi = 0.50 + 0.15(c / d_t) \quad \text{spiral donatı için} \quad (6.35)$$

$$\phi = 0.37 + 0.20(c / d_t) \quad \text{diğer donatılar için} \quad (6.36)$$

6.4.UBC-97’de Kullanılan Yük Kombinasyonları

6.4.1. Semboller

- D :Ölü yük.
- E :Deprem yükü.
- E_m :Yapıda oluşabilecek en büyük deprem kuvveti.
- f_1 :Hareketli yük için katsayı.
- f_2 :Kar yükleri için katsayı.
- F :Sıvı basıncı ve ağırlığından oluşan yükler.
- H :Zemin ağırlığı ,basıncı ve zemin içerisindeki suyun basıncından oluşan yükler.
- L :Hareketli yük.
- L_r :Çatı hareketli yükleri
- S :Kar yükü
- T :Sıcaklık,sünme,rötre ve oturmaların kümülatif etkisi.
- W :Rüzgar yükü

6.4.2.Yük Kombinasyonları

UBC-97,ABYYHY’den farklı olarak yapıların analizinde taşıma gücü yöntemi ile beraber emniyet gerilmeleri yönteminin de kullanılmasına izin verir.Aşağıda taşıma gücü yöntemi için kullanılan yük kombinasyonları gösterilmiştir.[6]

$$1.4D \quad (6.37)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r, S) \quad (6.38)$$

$$1.2D + 1.6(L_r, S) + (f_1.L, 0.8W) \quad (6.39)$$

$$1.2D + 1.3W + f_1.L + 0.5(L_r, S) \quad (6.40)$$

$$1.2D + 1.0E + (f_1.L + f_2.S) \quad (6.41)$$

$$0.9D \pm (1.0E, 1.3W) \quad (6.42)$$

f_1 :insanların toplandığı yapıların döşemelerinde,100 psf (4.88KN/m²)’den yüksek hareketli yükler ve garaj hareketli yükleri için 1.0 ,diğer hareketli yükler için 0.5 alınır.

f_2 :karın yapıdan uzaklaşmasına imkan vermeyen çatı tipleri için (örneğin testere dişi şeklinde) 0.70 diğer çatılar için 0.20 alınır.

Eğer tasarımda F,H ve T yükü etkilerinin dikkate alınması gerekiyorsa bu yük etkileri yukarıdaki kombinasyonlara sırasıyla 1.3 , 1.6 ve 1.2 katsayıları ile dahil edilmelidir.

Emniyet gerilmeleri ve taşıma gücü yöntemleri için yapıların sismik tasarımında özel sismik yük kombinasyonları kullanılır. Tekil bir gevrek elemandaki kırılmanın bütün yatay yük taşıyıcı sistemde ve stabilitede zayıflamaya yada sistemin göçmesine yol açabileceği durumlar için UBC-97 aşağıdaki özel koşul ile kesit tesirlerinin hesaplanmasını öngörür.Böyle elemanlara kolektör adı verilir. Süreksiz bir yatay yük taşıyan elemanı,örneğin rijit bir perde duvar gibi ,mesnetleyen kolonlar da bu gruba dahildir.

$$1.2D + f_1.L + 1.0E_m \quad (6.43)$$

$$0.9D \pm 1.0E_m \quad (6.44)$$

7.EĞİLME VE BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİ

7.1. TS-500'e Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi

7.1.1. Genel Kabuller

TS-500'de taşıma gücüne dayalı kesit hesabında esas alınacak varsayımlar aşağıda sıralanmıştır.

- 1)Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
- 2)Donatı çubuğu ile çevresini saran beton arasında tam aderans bulunduğu düşünülerek, donatı birim şekil değiştirmesi, aynı düzeydeki beton lifi birim şekil değiştirmesine eşit alınır.
- 3)Düzlem kesitler, şekil değiştirmeden sonra düzlem kalır.
- 4)Taşıma gücüne erişildiğinde, tarafsız eksene en uzak beton basınç lifindeki birim kısalma $\epsilon_{cu} = 0.003$ alınır.
- 5)Donatı çeliğinin elasto plastik davrandığı kabul edilir. Tüm donatı çelikleri için, elastisite modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa ve kopma birim uzaması $\epsilon_{su} = 0.1$ alınır

$$\sigma_s = \epsilon_s . E_s \leq f_{yd} \quad (7.1)$$

6)Taşıma gücüne erişildiği sıradaki beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için, geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılım kullanılabilir. Hesaplarda kolaylık sağlamak amacıyla, gerçek basınç gerilmesi dağılımı yerine, eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu kullanılabilir. Blok genişliği olarak, eşdeğer basınç şiddeti olan $0,85 f_{cd}$ alınır. Blok derinliği, tarafsız eksen derinliğinin, k_1 katsayısıyla çarpılmasıyla bulunur, $a = k_1 . c$. Bu ifade de kullanılacak olan k_1 değerleri, çeşitli beton sınıfları için Çizelge 7.1 de verilmiştir.[13],[17]-[19]

Tablo 7.1 Değişik beton sınıfları için k_1 değerleri

Beton sınıfı	C16	C18	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
k_1	0.85	0.85	0.85	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70

7.1.2. Eğilme Elemanlarının Boyutları Ve Donatıları İle İlgili Koşullar

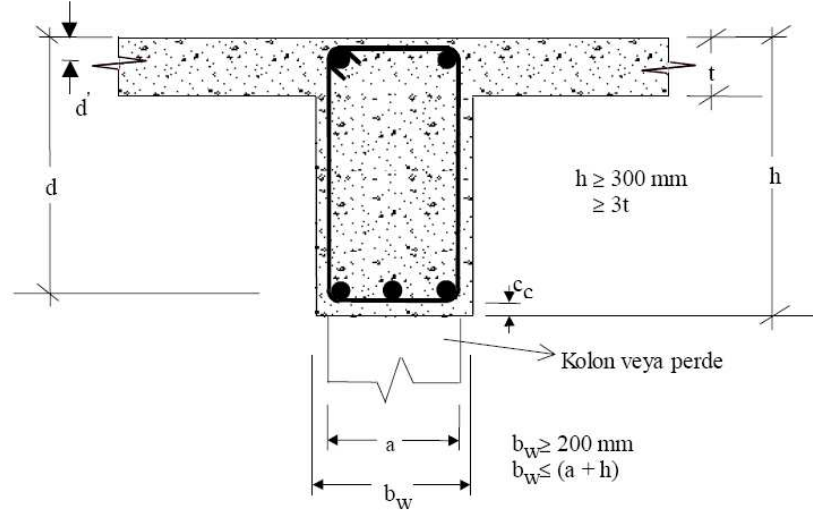
Hesap eksenel basınç değeri aşağıdaki sınırı aşmayan elemanlar, eğilme elemanları olarak tanımlanmıştır.

$$N_d \leq 0.1 A_c f_{ck} \quad (7.2)$$

Kiriş toplam yüksekliği, 300 mm den ve döşeme kalınlığının üç katından daha küçük olamaz. Kiriş gövde genişliği 200 mm den az, kiriş toplam yüksekliği ile kolon genişliği toplamından fazla olamaz, Şekil 7.1. Dişli döşeme dişleri, çerçeve kirişi olmayan ikincil

kirişler, öngerilmeli ve önüretimli kirişler, kiriş boyutlarıyla ilgili yukarıdaki koşullara uymak zorunda değildir.

Kirişlerde net beton örtüsü, özel yapılar dışında, dıştaki elemanlarda 25 mm den, içteki elemanlarda 20 mm den az olmamalıdır, Şekil 7.1. Elverişsiz çevre koşulları durumunda ve daha fazla yangın güvenliği gerektiren durumlarda bu değerler artırılmalıdır.



Şekil 7.1 TS-500'de kiriş boyutları

Kirişlerde çekme donatısı oranı için maksimum ve minimum değerler aşağıda verilmiştir. Kirişlerde çekme ve basınç donatı oranları farkı, dengeli donatı oranının 0.85 katından fazla olamaz.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \geq \rho_{\min} = 0.8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (7.3)$$

$$\rho \leq 0.02 \quad (7.4)$$

$$\rho - \rho' \leq 0.85 \rho_b \quad (7.5)$$

Kirişlerde boyuna donatı olarak 12 mm den küçük çaplı çubuklar kullanılmamalıdır. Gövde yüksekliği 600 mm den büyük olan kirişlerde, en az Denklem (7.6) ile belirlenen miktar kadar gövde donatısı bulundurulur. Bu donatı, gövdenin iki yüzünde eşit olarak, en az 10 mm çaplı çubuklardan ve çubuk aralığı 300 mm yi geçmeyecek biçimde düzenlenir.

$$A_{sl} = 0.001 \cdot b_w \cdot d \quad (7.6)$$

Açıklıktaki çekme donatısının, en az üçte birinin mesnete kadar uzatılıp kenetlenmesi gereklidir. [13],[17]-[19]

7.1.3.Eksenel Kuvvet Ve Eğilme Altındaki Elemanların Boyutları Ve Donatıları İle İlgili Koşullar

Dikdörtgen kesitli kolonlarda kesit genişliği 250 mm den az olamaz. I, T ve L kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 200 mm, kutu kesitli kolonlarda ise en küçük et kalınlığı 120 mm olabilir. Daire kesitli kolonlarda, kolon çapı 300 mm den az olamaz. Ayrıca tüm kolonlarda, aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$N_d \leq 0.9 f_{cd} \cdot A_c \quad (7.7)$$

Kolonlarda minimum boyuna donatı oranı 0.01'dir. Ancak gerekli donatının en az 1,3 katının sağlanması koşuluyla, bu sınır 0,005 değerine kadar azaltılabilir. Kolonlarda maksimum donatı 0.04'dür. Bindirmeli ek bölgelerinde bu değer 0.06'ya çıkabilir.

Etriye kolonlarda her dış köşede en az bir boyuna çubuk bulundurulmalıdır. Fretli kolon enkesitinde ise en az 6 boyuna çubuk bulunmalıdır. Kolonlarda, boyuna donatı çubuğu $\phi 14$ den küçük olamaz. Kolonlarda toplam boyuna donatı oranı aşağıdaki değerlerden fazla olamaz.

Kolon boyuna donatısı, kolon yüksekliği boyunca enine donatı ile sarılır. Enine donatı çubuk çapı, en büyük boyuna donatı çapının üçte birinden az olamaz. Enine donatı aralığı da en küçük boyuna çubuk çapının 12 katından ve 200 mm den fazla olamaz. Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna donatı çubukları arasındaki uzaklık 300 mm den fazla olamaz. [13],[17]-[19]

7.1.4. Eksenel Çekme ve Eğilme

Eğilme momentiyle birlikte eksenel çekme de taşıyan elemanların hesabında, eksenel çekme etkisi ihmal edilemez. Bütün kesitin çekmeye çalıştığı durumlarda taşıma gücü hesabı, beton katkısı dikkate alınmaksızın, yalnızca boyuna donatısı katkısı ile, aşağıdaki denklem kullanılarak yapılır.

$$N_d = A_{st} \cdot f_{yd} \quad (7.8)$$

Bu elemanların boyuna donatısı olabildiğince simetrik olarak düzenlenmelidir. Bütün kesitin çekmeye çalıştığı durumlarda, bu elemanlarda bulundurulacak olan boyuna donatı oranı, aşağıdaki değerden az olamaz. [13],[17]-[19]

$$\rho_t \geq 1.5 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (7.9)$$

7.1.5. Narinlik Etkisi

7.1.5.1 Genel Yöntem

Eksenel basınç ile birlikte eğilme de taşıyan betonarme elemanların boyutlandırılıp donatılması, TS 500'de verilen yük birleşimleri altında, doğrusal olmayan malzeme

davranışını, çatlamayı, betonun sünme ve büzülmesini göz önünde bulunduran ikinci mertebe yapısal çözümlerle elde edilen eksenel kuvvet ve moment için yapılır.

Ancak, narinlik oranının $l_k / i \leq 100$ koşulunun sağlandığı elemanların hesabında “Yaklaşık Yöntem” kullanılabilir.

7.1.5.2. Yaklaşık Yöntem (Moment Büyütme Yöntemi)

Kesiti ve eksenel kuvveti yüksekliği boyunca değişmeyen kolonlara uygulanabilen bu yaklaşık yöntemde, tasarımda kullanılacak tasarım momenti, doğrusal elastik davranış varsayımlarına dayalı çözümlerle elde edilen ve aşağıdaki ifade ile elde edilen minimum dışmerkezlilik koşulunu sağlayan en büyük kolon uç momentinin bir çarpan ile büyütülmesiyle elde edilir.

Kolonun eğilme düzlemindeki boyutu h olmak üzere, minimum eksantrite aşağıdaki ifade ile hesaplanır. [13], [18], [19]

$$e_{\min} = 15\text{mm} + 0.03h \quad (7.10)$$

7.1.5.3 Yanal Ötelenme Ölçütü

Yapı sistemi içinde yatay kuvvetlere karşı yeterli rijitlik sağlayan perde duvar veya benzeri elemanlar varsa, yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu varsayılabilir.

Doğrusal malzeme davranışı varsayımı ile yatay ve düşey yükler altında yapılan ikinci mertebe analizlerden elde edilen kolon uç momentlerinin, aynı varsayımlar ve yükler altında yapılan birinci mertebe çözümlerinden elde edilen kolon uç momentlerinden en çok %5 kadar farklı olduğu durumlarda, yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.

İkinci mertebe çözümleri yapılmıyorsa, yapının herhangi bir katı için taşıyıcı sistemin bütünü göz önünde tutularak hesaplanan duraylılık (stabilite) göstergesi aşağıda belirtilen sınırı aşmadığı durumlarda da, o katta yeterli rijitlik bulunduğu ve yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu varsayılabilir.

$$\phi = 1.5\Delta_i \cdot \frac{\sum \frac{N_{di}}{l_i}}{V_h} \leq 0.05 \quad (7.11)$$

l_i : i katında eksenler arasında ölçülen kolon boyu.

N_{di} : i kolonunda tasarım eksenel kuvveti.

V_h : i katına etki eden kesme kuvveti.

Δ_i : i katında göreceli kat öteleme.

ϕ hesabında çatlamamış kesit özellikleri kabul edilir. N_i eksenel kuvveti $1.0G + 1.0Q + 1.0E$ ve $1.0G + 1.3Q + 1.3W$ kombinasyonları arasında elverişsiz yük veren kombinasyonu esas alır. [13], [18], [19]

7.1.5.4.Kolon Etkili Boyu

Kolon serbest boyu, döşemeler, kirişler veya kolona yanal destek sağlayan diğer elemanlar arasındaki uzaklıktır. Daha güvenilir bir çözümleme yönteminin kullanılmadığı durumlarda, kolon etkili boyu, kolon serbest boyunun kolon uçlarındaki dönmenin engellenmesi ile ilişkili “k” katsayısı ile çarpılmasıyla elde edilebilir, $l_k = k.l_n$. Kolon etkili boyu katsayısı “k” yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş kat kolonları için ayrı ayrı tanımlanır. [13],[18],[19]

a) Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda,

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_1 + \alpha_2) \leq 1,0 \quad (7.12)$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_1 \leq 1,0 \quad (7.13)$$

α_1 , α_2 kolon ucu dönmesi engelleme katsayılarıdır ($\alpha_1 \leq \alpha_2$ kabul edilir). Hesap yapılmadığı durumlarda $k=1.0$ alınabilir.

b) Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda,

$$\alpha_m < 2 \Rightarrow k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} \quad (7.14)$$

$$\alpha_m \geq 2 \Rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \alpha_m} \quad (7.15)$$

Öteleme yapması önlenmemiş çerçevelerde bir ucundan mafsallı basınç elemanlarında etkili uzunluk katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$k = 2,0 + 0,3\alpha \quad (7.16)$$

$$\alpha_{1,2} = \frac{\sum \left(\frac{I}{l} \right)_{kolon}}{\sum \left(\frac{I}{l} \right)_{kiriş}} \quad (7.17)$$

7.1.5.5.Narinlik Etkisinin İhmal Edilebileceği Durumlar

Narinlik oranı l_k / i değerinin aşağıda verilen sınırları aşmadığı durumlarda, narinlik etkisi ihmal edilebilir ve tasarımda kullanılacak moment (hesap momenti), analizlerden elde edilen büyük uç moment alınabilir. Narinlik oranı hesabında, eylemsizlik yarıçapı i , dikdörtgen kesitler için eğilme yönündeki kesit boyutunun yüzde 30’u, dairesel kolonlar için çapın yüzde 25’i kadar alınabilir. Diğer kesitlerin eylemsizlik yarıçapı için hesap yapılmalıdır. [13],[18],[19]

a) Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda,

$$\left(\frac{l_k}{i} \right) \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad (7.18)$$

Denklem (7.18)'de M_1 / M_2 kolon uç momentleri oranı cebirsel işaretleri ile dikkate alınmalıdır. Tek eğrilikli kolonlarda M_1 / M_2 oranı pozitif, çift eğrilikli kolonlarda M_1 / M_2 oranı negatif olur.

b)Yanal ötelemenin önlenmemiş olduğu kolonlarda $(l_k / i) \leq 22$ koşulu sağlandığında narinlik etkisi ihmal edilir.

7.1.5.6.Burkulma Yüğü

Kolon burkulma yüğü Euler denklemiyle hesaplanır. [13],[18],[19]

$$P_c = \frac{\pi^2 . EI}{(k l_u)^2} \quad (7.19)$$

Daha kesin bir hesap yapılmayacaksa kolon eğilme rijitliği (EI), aşağıda verilen denklemlerden elde edilebilir.

$$EI = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (7.20)$$

yada

$$EI = \frac{0,40 . E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (7.21)$$

Burada $E_c I_c$ tüm beton kesitinin eğilme rijitliği, $E_s I_s$ 'de boyuna donatı kesitinin eleman kesiti ağırlık merkezine göre oluşturduğu eğilme rijitliğidir. Sünme oranı R_m , yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde düşey yüklerden elde edilen kolon hesap eksenel kuvvetindeki kalıcı yük katkısının, toplam değere oranıdır.

$$R_m = \frac{N_{gd}}{N_d} \quad (7.22)$$

Yanal ötelenmesi önlenmemiş kesitlerde ise R_m ,tüm kat kolonları hesap kesme kuvvetlerindeki (V_d) kalıcı yük katkısı toplamının, hesap kesme kuvvetleri toplamına oranıdır.

$$R_m = \frac{\sum V_{gd}}{\sum V_d} \quad (7.23)$$

7.1.5.7.Moment Büyütme Katsayısı

Öteleme yapması önlenmiş kolonlarda moment büyütme katsayısı β aşağıdaki ifadelerle hesaplanır. [13],[18],[19]

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N}{N_k}} \geq 1.0 \quad (7.24)$$

N_k :Kolon burkulma yükü

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (M_1 < M_2) \quad (7.25)$$

Kolon uçları arasında etkiyen bir yatay yük olması halinde $C_m=1.0$ alınır. Tek eğrilikli kolonlarda M_1 / M_2 oranı pozitif, çift eğrilikli kolonlarda M_1 / M_2 oranı negatif olur.

Tasarımda kullanılacak eğilme momenti büyük uç moment (M_2) ile moment büyütme katsayısı β 'nın çarpılmasıyla elde edilir. Bununla beraber tasarım momenti minimum eksantrite ile hesaplanan momentten küçük olamaz.

$$M_d = \beta \cdot M_2 \quad (7.26)$$

Öteleme yapması önlenmemiş kolonlarda β katsayısı bütün kat kolonları dikkate alınarak hesaplanır.

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} \geq 1.0 \quad (7.27)$$

$\sum N_d$ ve $\sum N_k$, o kattaki basınç elemanlarının taşıdıkları eksenel tasarım yüklerinin toplamı ve kolon kritik yüklerinin toplamıdır. Bu değerler aşağıdaki koşulu sağlamalıdır. Sağlamadıkları takdirde kolon boyutları büyütülmelidir.

$$\sum N_d \leq 0.45 \sum N_k \quad (7.28)$$

Ek olarak yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonlarının herbiri için ayrıca bireysel β değerleri de hesaplanır. Bu hesaplarda $C_m=1.0$ alınmalıdır. Hesap momentinin bulunmasında, β ve β_s değerlerinden büyük olanı kullanılır $M_d = \max\{\beta \cdot M_2; \beta_s \cdot M_2\}$

Serbest boy ile elde edilen narinlik oranı aşağıdaki koşulu sağlayan kolonlarda büyütme katsayısı olarak $\beta \cdot \beta_s$ kullanılır.

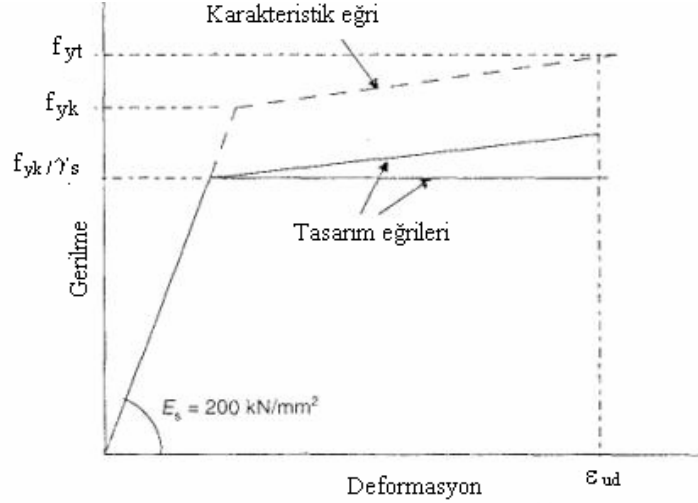
$$\left(\frac{l_k}{i} \right) > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} \cdot A_c}}} \quad (7.29)$$

7.2. Eurocode 2'ye Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi

7.2.1 Gerilme-Deformasyon Eğrileri

Donatı ve öngerilmeli donatılar için yönetmelik gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlar. Her bir durumda, kesitlerin tasarımında iki olası diyagramdan bir tanesini seçmek mümkündür, bunlar üst bölümü yatay olan ve eğik olan eğrilerdir. Bu eğriler Şekil 5.1'de

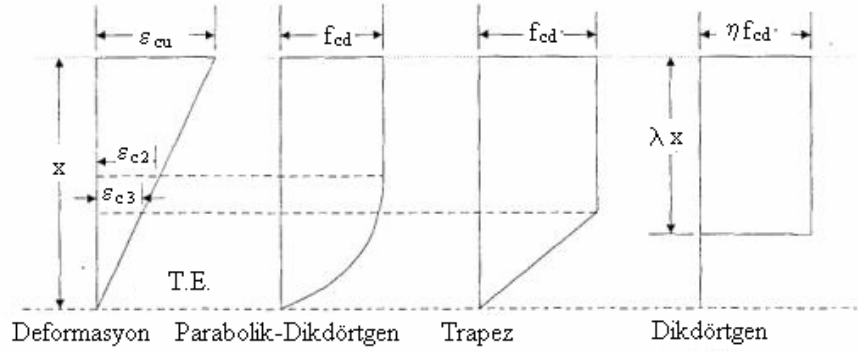
gösterilmektedir. Yatay üst bölümlü eğri kullanıldığında çekme deformasyonu için bir sınır yoktur, eğimli grafikte eğik üst yüzeyin özellikleri donatı süneklik sınıfına bağlıdır.[15]



Şekil 7.2 Donatı çeliği için gerilme-deformasyon diyagramı

Eğik üst bölümlü diyagram kullanıldığında tasarımda kullanılan izin verilen maksimum deformasyon $0,9\epsilon_{uk}$ değerine eşittir. Bu değer $(f_t / f_y)_k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ maksimum tasarım gerilmesine karşılık geldiği kabul edilir. Açık olarak eğik üst bölümlü eğrinin kullanılması üst yüzeyi düz eğrilerin kullanımına göre bir miktar ekonomiklik avantajı sağlayacaktır. Potansiyel olarak bu avantaj donatıda yüzde 8'lik bir tasarrufa ulaşabilir fakat bu oranda bir tasarrufa nadiren ulaşılabilir ve bu yöntem oldukça karmaşık hesaplamalar gerektirir. Bu tasarruf sadece yüksek sünekliğe sahip donatının kullanılacağı ve taşıma gücü sınır durumunda tarafsız eksen derinliğinin 0,25 olacağı tasarım durumları için mümkün olur.

Beton için EN 1992-1-1'de üç olasılık tanımlanmıştır. Tercih edilen idealleştirme parabolik-dikdörtgen diyagramdır fakat trapez diyagrama ve dikdörtgen diyagramlara da izin verilmektedir. Bu diyagramlar Şekil 7.3'de karşılaştırılmıştır ve sınırlayıcı deformasyonlar Tablo 7.2'de listelenmiştir.[15]



Şekil 7.3 İdealleştirilmiş gerilme –deformasyon dağılımları

Tablo 7.2 Betonda gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlayan katsayılar

Beton Sınıfı	ε_{cu}	ε_{c2}	ε_{c3}	n	λ	η
20-50	0,0035	0,0020	0,00175	2,0	0,800	1,000
55	0,0031	0,0022	0,00180	1,75	0,788	0,975
60	0,0029	0,0023	0,00190	1,60	0,775	0,950
70	0,0027	0,0024	0,00200	1,45	0,750	0,900

Dayanımı 50N/mm^2 den yüksek olan betonlar için idealleştirilmiş gerilme-deformasyon eğrilerinde yönetmelik değişiklik yapılmasını öngörür. Bunun nedeni, araştırma sonuçlarının dayanımı bu değerden daha yüksek olan betonların daha gevrek bir davranış sergilediğini göstermesidir. 50N/mm^2 den yüksek karakteristik dayanımlı betonlarda parabolik-dikdörtgen diyagram aslında , yönetmelik tarafından bu şekilde tanımlanmasına rağmen, parabolik-dikdörtgen değildir. Eğik bölüm için formül aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_c = f_{ct} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (7.30)$$

n burada beton dayanımına bağlı olarak 2 ile 1,40 arasında değişmektedir. 2 değeri için bu bölüm parabolüdür.

Maksimum tasarım gerilmesi , karakteristik beton dayanımının bir α_{cc} katsayısı ile çarpılıp beton için bir kısmi güvenlik katsayısına bölünmesiyle elde edilir.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (7.31)$$

α_{cc} , Eurocode 2’de basınç dayanımı üzerinde uzun dönemli etkileri ve uygulanan yüklerden kaynaklanan gayrimüsaait etkileri açıklayan katsayı olarak tanımlanmaktadır. α_{cc} için 1,0 değeri önerilmektedir. α_{cc}

Ayrıca kırılma halinde basınç bölgeleri için mevcut datalar Eurocode 2’de önerilmiş olmasına rağmen 1,0 katsayısının kullanılmasının emniyetsiz olacağını göstermektedir. Bu nedenle Birleşik Krallık yönetmeliklerinde CEB Model Yönetmeliklerinde önerilen 0,85 değerini benimsenmektedir.

7.2.2. Taşıma Gücü Sınır Durumunda Deformasyon Kabulleri

Buradaki ana koşul düzlem kesitlerin düzlem olarak kaldığı ve donatıdaki deformasyonun aynı seviyedeki beton deformasyonu ile aynı olduğudur. Bu kabuller normal donatı barındıran kesitler için evrenseldir.

Bununla beraber bu kabuller tam olarak doğru değildir. Bir kesitteki deformasyonlar çok karmaşıktır ve lokal olarak düzlem kesitler düzlem kalmaz. Lokal aderans kaymalarından dolayı betondaki deformasyonlar tam olarak donatı deformasyonları ile aynı değildir. Buna rağmen yapılan kabuller ortalama olarak doğrudur ve normal elemanların tasarımında yeterli doğrulukta sonuçlar verir. Derin kirişler bu bölüm kuralları ile tasarlanmaz. [15]

Tablo 7.3: Gerilme bloğu parametrelerinin karşılaştırılması

Beton sınıfı	Parabolik-Dikdörtgen		Bi-lineer dikdörtgen		Dikdörtgen	
	Ort. Gerilme (N/mm ²)	β	Ort. Gerilme (N/mm ²)	β	Ort. Gerilme (N/mm ²)	β
12	5,51	0,416	5,10	0,389	5,44	0,40
16	7,34	0,416	6,80	0,389	7,25	0,40
20	9,18	0,416	8,50	0,389	9,07	0,40
25	11,47	0,416	10,63	0,389	11,33	0,40
30	13,76	0,416	12,75	0,389	13,60	0,40
35	16,06	0,416	14,88	0,389	15,87	0,40
40	18,35	0,416	17,00	0,389	18,13	0,40
45	20,64	0,416	19,13	0,389	20,40	0,40
50	22,94	0,416	21,24	0,389	22,67	0,40
55	23,19	0,393	22,10	0,374	23,93	0,39
60	23,58	0,377	22,88	0,363	25,03	0,39
70	24,86	0,360	24,55	0,349	26,78	0,38

7.2.3. Basınç Deformasyonlarının Sınırlandırılması

Basınç altında betonun kırılmasını sınırlandırılmış basınç deformasyon değeri ile tanımlamak evrenseldir. Sınırlanan değer yönetmelikten yönetmeliğe değişir, örneğin ACI 318 0,0030 değerini kullanıyorken BS 8110 0,0035 değerini kabul eder. Dayanımı 50N/mm²’yi geçmeyen betonlar için Eurocode 2 , CEB Model Yönetmeliğinde alınan değerleri tanımlar. Bu sınırlar tarafsız eksenin eleman içerisinde kaldığı eğilme ve eğilme ile eksenel yük etkisine maruz kesitlerde 0,0035 ve bütün kesitin basınca çalışacağı şekilde yüklü kesitlerde 0,0035 ile 0,0020 arasındadır.

Eksenel basınçta deformasyon sınırındaki azalmanın arkasındaki mantık kırılmanın maksimum basınç gerilmesinin oluşumuna denk gelen deformasyonda meydana

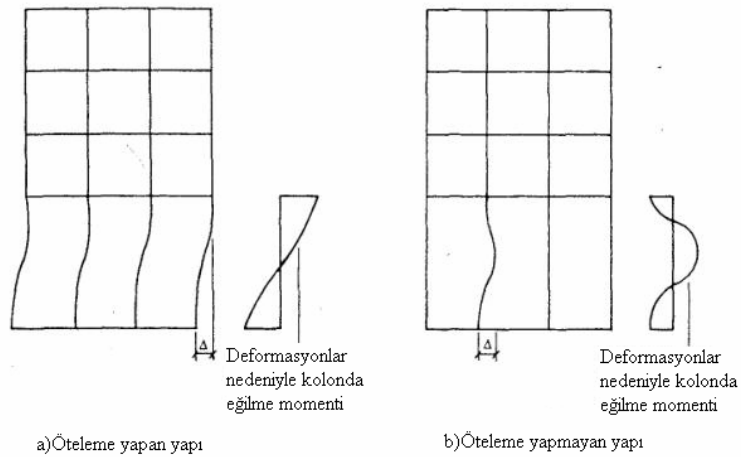
gelmesidir. Dayanımı 50 N/mm^2 geçmeyen betonlarda bu değer 0,002'dir. Eğilmede kesitin kapasitesine ulaşmadan önce çok daha fazla miktarda deformasyon yapılabilir ve 0,0035 değeri ampirik olarak kabul edilir.[15]

7.2.4. Narin Kolonlar

Bir eleman aksel yük ile beraber momente maruz kaldığında deformasyona uğrar. Bu deformasyon elemanın herhangi bir kesitindeki momenti aksel yük ile deformasyonun çarpımı kadar artıracaktır. Çoğu durumda, fakat her zaman değil, deformasyon etkileri o kadar küçüktür ki ihmal edilebilir. Narin elemanlar, taşıma gücü durumunda deformasyon etkisinin önemli olduğu ve tasarımda dikkate alınması gerektiği elemanlardır.[15]

Kolonlarda narinlik etkisi yapı mekaniği biliminin ilk günlerinden beri teorik ve deneysel çalışmalara konu olmuştur. Euler (1707-1783) bu konuyu matematiksel olarak inceleyen ilk insandır. Euler denklemi sonsuz güçlü ve elastik malzemeden yapılan kolonun stabilitesizlik nedeniyle kırılması ile ilgilidir. Kırılma malzemeden değil kritik yükün altındaki deformasyonun sonsuz olmasından kaynaklanmaktadır. Tasarımcının tasarımda karşılaçağı sorun betonarme elemanın klasik burkulmaya uymamasıdır, deformasyonların ihmalıyla tahmin edilenden daha yüksek oluşan momentler nedeniyle tahmin edilenden daha düşük yüklerde beton kırılabilir. Klasik burkulma teorisiyle olan ciddi bir fark ise betonarmenin taşıma gücü sınır durumunda elastik olmamasıdır.

Oluşabilecek iki deformasyon şekli vardır, bütün yapının öteleme yapması ve öteleme olmadan tek bir kolonun deformasyon yapması. Bu iki olasılık Şekil 7.4'de gösterilmiştir. Kolonlarda bu iki modun oldukça değişik eğilme momenti oluşturduğu açıktır. Öteleme halinde kat içerisinde kolonların aynı deformasyona maruz kaldıklarını bilmek önemlidir.



Şekil 7.4 Kolonlar için deformasyon şekilleri

Eurocode 2’de dahil olmak üzere narinlik etkileri ile ilgili olarak yönetmelik kuralları üç ana adımı içerir.

- 1) Hangi deformasyon şeklinin oluşacağı
- 2) Narinlik etkisinin önemli olup olmayacağının belirlenmesi (yapının yada elemanın narin kabul edilip edilemeyeceği)
- 3) Eğer narinlik etkileri önemli ise bunu dikkate alan tasarımın yapılması

Hangi deformasyon şeklinin dikkate alınacağını belirlemek için Eurocode 2 aşağıdaki sınıflandırmayı kullanır. Yapılar aşağıdaki şekilde sınıflandırılır.

-Öteleme yapan ve yapmayan

-Öteleme yapması önlenmiş ve önlenmemiş

Öteleme yapan yapılarda öteleme (global ikinci mertebe etkileri)etkileri önemlidir.Bu bölümde önem ifadesi kolon uçlarında yanal deplasmanların ,yanal deplasmanların ihmal edilmesi halinde elde edilen momentleri yüzde ondan fazla büyütmesi hali olarak tanımlanır.Esas olarak bir yapının öteleme yapıp yapmayacağı yatay deformasyonlara karşı rijitliğine bağlıdır.Çoğu durumda yapı inceleme sonucunda sınıflandırılabilir.

Ötelemesi önlenmiş yapılar destek eleman içeren yapılardır.Bunlar diğer düşey elemanlara göre çok rijit olan ve yatay yüklerin büyük bölümünü karşıladıkları kabul edilebilen düşey (genelde perde duvar) elemanlardır.Genellikle destek elemanlarının perde duvarlar yada çekirdeklerden oluştuğu yapıların daha ileri düzey incelemelere gerek kalmadan öteleme yapmadığı kabul edilir.

Özetle;

- a)Öteleme yapmayan yapılar tekil kolon deformasyonlarının dikkate alınması gereken ve tanım gereği ötelemenin önemsiz olduğu yapılardır.
- b)Ötelemesi önlenmiş yapılar;yukarıda bahsedildiği gibi ötelemesi önlenmiş yapılar normalde destek elemanlarının esnek olmamaları koşulu ile öteleme yapmayan yapı olarak kabul edilir.Eğer böyle ise yapı öteleme etkileri için analiz edilmelidir fakat yapıdaki destek elemanların Şekil 7.4 b’de gösterildiği gibi deformasyon yaptığı kabul edilebilir.
- c)Ötelemesi önlenmemiş yapılar;bu yapılar ilk başta öteleme etkisi için analiz edilmelidir sonra sırasıyla her kolonun tekil deformasyonu için analiz edilmelidir.

Yönetmelik koşullarından ikincisi narinlik etkilerinin önemli olup olmayacağının belirlenmesidir.EN 1992-1-1 önem ifadesini narinlik etkisinin birinci mertebe momentlerini yüzde ondan fazla artırması olarak tanımlamaktadır.Bunu genel bir prensip olarak tanımlamak faydalıdır fakat uygulama açısından bakıldığında narinlik etkisinin yüzde ondan

az fark yaratması halinde yönetmelikçe hesaba gerek duyulmamasına rağmen hesap yapılması nedeniyle pratik değildir. Bu nedenle bu koşulu sağlayan bazı basitleştirilmiş kurallar gereklidir. Diğer çoğu yönetmelikte olduğu gibi Eurocode 2’de bu kuralları iki parametre açısından verir.

a) kolon etkili uzunluğu

b) narinlik oranı

Etkili uzunluk kavramı ikinci mertebe etkileri için yapılan uygulamalarda neredeyse evrensel olarak kullanılmaktadır. Etkili uzunluk en iyi şekilde ele alınan kolon ile aynı en kesite sahip ve aynı burkulma dayanımına sahip olacak ucu mafsallı kolon uzunluğudur. Etkili uzunluk Şekil 7.2’de gösterilmektedir. Etkili uzunluğun beklenen deformasyon tipine ve kolon uç mesnetlenmesine bağlı olduğu görülmektedir. Öteleme yapmayan bir kolonda etkili uzunluk gerçek kolon uzunluğunun 0,5 ile 1,0 katı arasında değişirken öteleme yapan kolonda etkili uzunluk gerçek uzunluğundan büyük olacaktır. Sadece çok ender durumlarda etkili uzunluk gerçek uzunluğun iki katını aşar. Formülasyon etkili uzunluğu, kolon ve her bir kolon ucuna bağlanan elemanların rijitliği cinsinden verecek şekilde elde edilebilir. Etkili uzunluk için aşağıdaki formüller Eurocode 2’de verilmektedir.

1) Öteleme yapmayan çerçevelerdeki kolonlar

$$I_o = 0,5I \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (7.32)$$

2) Ötelemeye maruz kolonlar

$$I_o = l \cdot \max(a, b)$$

$$a = \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} \quad (7.33)$$

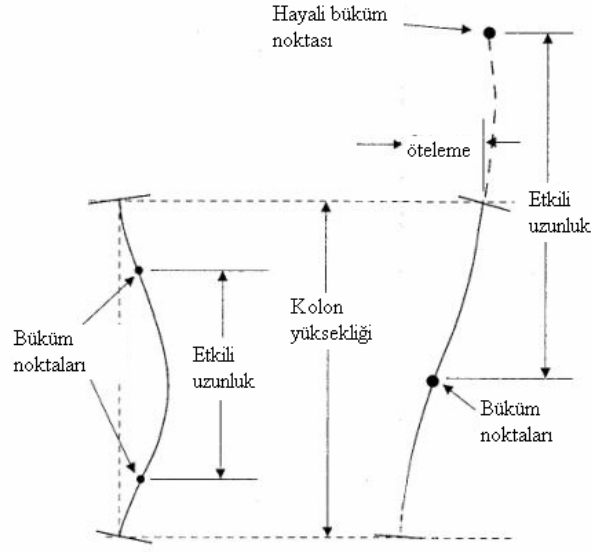
$$b = \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \quad (7.34)$$

l_o : Kolon etkili uzunluğu.

l : Mesnetler arasında kolon net açıklığı,

k_1 : Kolon rijitliğinin üst düğüm noktası rijitliğine oranı.

k_2 : Kolon rijitliğinin alt düğüm noktası rijitliğine oranıdır.



Şekil 7.5 Kolonlarda etkili uzunluk

Tablo 7.4:Etkili uzunluk katsayıları için yaklaşık değerler(etkili uzunluk=katsayı*net açıklık)

Üstte mesnet durumu	Altta mesnet durumu		
	1	2	3
Öteleme yapmayan kolonlar			
1	0,75	0,80	0,90
2	0,80	0,85	0,95
3	0,90	0,95	1,00
Öteleme yapan kolonlar			
1	1,2	1,3	1,6
2	1,3	1,5	1,8
3	1,6	1,8	-
4	2,2	-	-

Yukarıda verilen denklemlerin kullanılması zaman alıcıdır ve Tablo 7.4 düzenli yapılardaki kolonların etkili boylarının hesabı için basit ve emniyetli bir yol sunmaktadır. Bu değerler BS 8110'dan alınmıştır. k_1 yada k_2 katsayılarının belirlenmesi için net bir bilginin elde bulunmayışı halinde k katsayısı, k_1 yada k_2 olabilir, aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$k = \left(\frac{\theta}{M} \right) \left(\frac{EI}{l} \right) \quad (7.35)$$

burada θ , burkulma elemanı yada elemanlarınca uygulanan M eğilme momenti altında ele alınan kolon ucunun bağlandığı düğüm noktasındaki dönme, EI/l burkulması beklenen basınç elemanı yada elemanlarının eğilme rijitliğidir. Eğer ele alınan kolonun üst ucundaki düğüm noktası üzerinde basınç elemanı varsa yada ele alınan kolonun alt ucundaki düğüm

noktasında basınç elemanı varsa kolonun deformasyona katkı yapacağını yada deformasyonu sınırlayacağını belirlenmesi gereklidir. Kolonun deformasyona katkı yapması olası ise EI/l ifadesi $(EI/l)_a + (EI/l)_b$ ile yer değiştirir, burada a ve b düğüm noktası üzerindeki ve altındaki kolonları göstermektedir. Öte yandan kolonun deformasyonları sınırlaması olası ise ,mantık olarak rijitliği θ/M hesabında yönetmelikçe belirtilmemiş olmasına rağmen dikkate alınmalıdır. Genel olarak düğüm noktası üzerinde ve altında aynı anda burkulan kolonların varlığının olanak dışı olduğuna inanılır. Dış kolon deformasyonu sınırlasa yada artırsa bile Tablo 7.4 pratik olarak kabul edilebilir etkili uzunluk katsayılarını verir. Tablo 7.4’de verilen dört uç koşulu aşağıda açıklanmıştır.

- a) Koşul 1; Kolon ucu bir tarafından en az ele alınan düzlemdeki kolon boyutu kadar derinliğe sahip bir kirişe monolitik olarak bağlanıyorsa. Eğer kolon ucu temele bağlandığında bu birleşim özellikle moment taşımak için tasarlanmalıdır.
- b) Koşul 2; Kolon ucu ele alınan düzlemde kolon boyutundan daha sığ derinliğe sahip bir kirişe yada döşemeye bağlanıyorsa
- c) Koşul 3; Kolon ucu özellikle kolon ucundaki rotasyonları azaltmak için tasarlanmayan fakat bir miktar nominal kısıtlamaya sağlayan elemanlara bağlanıyorsa
- d) Koşul 4; Kolon ucu dönme yatay harekete karşı sınırlandırılmamış ise (örneğin konsol kolonun serbest ucu gibi)

Kolon narinliğini tanımlamak için kullanılan diğer bir terim ise narinlik oranıdır. Bu etkili uzunluğun atalet yarıçapına oranı olarak tanımlanır. Bir kesitte atalet yarıçapı aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$i = \frac{I}{A} \quad (7.36)$$

burada i atalet yarıçapı, I kesit atalet momenti ve A ise kesit alanıdır. Dikdörtgen bir kesit için $I = b.h^3 / 12$ ve $A = b.h$ olduğundan atalet yarıçapı $i = 0,2887.h$ olur. Burada h eğilme eksenine dik yönde kesit ebatıdır. Dairesel bir kesitte atalet yarıçapı kesit yarıçapına eşittir.

Çoğu yönetmelik narinlik oranını etkili uzunluğun kesit derinliğine oranı olarak tanımlar. Daha önceden belirtildiği gibi problemin klasik burkulma olmaması ve betonarmenin elastik elastik olmaması nedeniyle bir yöntemin diğerinden kesin olarak daha üstün olduğunu söylemek zordur. Bununla beraber atalet yarıçapının kullanıldığı yaklaşım dikdörtgen olmayan kesitlerde önemli oranda kolaylık sağlar.

Eurocode 2’de narinlik oranı için sınır değeri tanımlanmıştır. Eğer narinlik oranı λ_{lim} değerinden küçük ise ikinci mertebe etkileri ihmal edilebilir. λ_{lim}

$$\lambda_{lim} = \frac{200 A.B.C}{\sqrt{n}} \quad (7.37)$$

burada

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (7.38)$$

A,B ve C katsayıları ulusal yönetmeliklerden alınır fakat önerilen değerler aşağıda verilmiştir.

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef})} \quad (7.39)$$

burada φ_{ef} etkili sünme katsayısıdır.Bu katsayısının hesaplanması için detaylı bilgi Eurocode 2 Bölüm 5’de verilmiştir.Fakat bilgi eksikliği halinde A değeri 0,7 olarak alınabilir.

$$B = \sqrt{1 + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}} \quad (7.40)$$

Amaç daima A_s değerini bulmak olduğu için bu değer bilinmesi olası değildir.Bu nedenle Bölüm 5’de verilen tasarım diyagramları ile birinci mertebe momentlerden elde edilen $A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$ için alt-sınır hesaplamaları yapılabilir.Alternatif olarak 1,1 değeri kullanılabilir.

$$C = 1,7 - \frac{M_{o1}}{M_{o2}} \quad (7.41)$$

burada M_{o1} ve M_{o2} , $|M_{o2}| \geq |M_{o1}|$ olarak seçilen kolon uç momentleridir.C ifadesinde , M_{o2} ve M_{o1} doğru cebirsel işaretleri ile kullanılmalıdır.Bu nedenle çift eğrilikli bir kolonlarda C değeri daima 1,7’den büyük olacaktır.Çift eğrilikli kolonlarda λ_{lim} için emniyetli minimum değer $27 / \sqrt{n}$ olacaktır. Eurocode ’de öteleme yapan çerçeveler için basit narinlik sınırları yoktur.

7.2.5. Narinlik Etkisi İçin Tasarım

7.2.5.1. Genel

Kolon yada bütün yapının narinlik etkisi için tasarımına karar verildikten sonra ,geriye kalan ve en büyük problem bunun nasıl yapılması gerektiğidir.Eurocode 2 bu konuyla ilgili olarak dört ana yaklaşımı kabul eder.[15]

1)Yapının non-lineer analizine dayanan genel metod.Bu yaklaşım uygun bir yazılım gerektirir.Daha detaylı analizler için analizden önce donatı detayları bilinmelidir ve bu nedenle de kontrol amaçlı yada iteratif olarak yapılabilir.

2)Yapının yada kolonun nominal rijitliklerine dayalı ikinci mertebe analiz.Bu yöntem ilk yaklaşıma göre daha az özel bir yazılım kullanmayı gerektirir ve yine donatı alanlarının bilinmesi gerekir.Bu nedenle iteratif olarak yada kontrol amacıyla kullanılabilir.

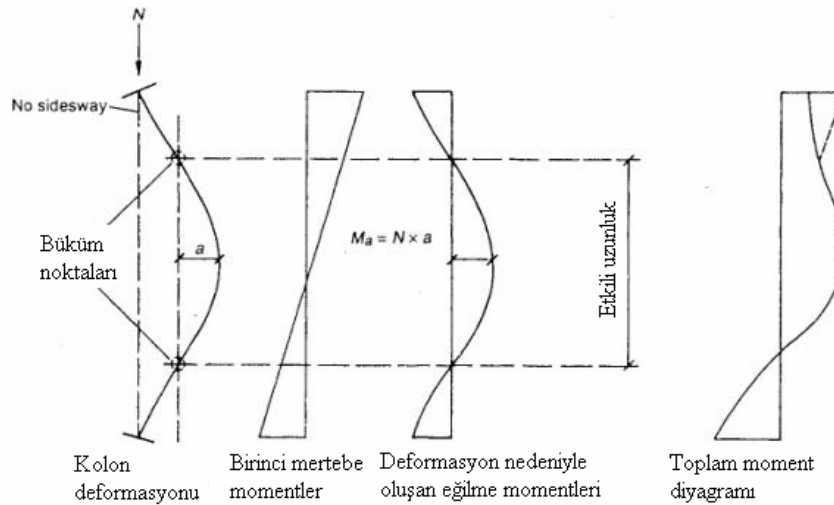
3)Moment Büyütme Metodu:Bu yöntemde ikinci mertebe etkileri dahil tasarım momentleri birinci mertebe momentlerinin bir katsayı ile çarpılmasından elde edilir.Bu yöntem detaylıca incelenecektir.

4)Nominal Eğrilik Metodu:Bu yöntemde maksimum deformasyon için hesaplama yapılır ve birinci mertebe momentine eklenen ikinci mertebe momenti hesaplanır.Bu yöntem BS 8110'da uygulanan esas yöntemdir.Detaylıca aşağıda incelenmiştir.

7.2.5.2.Birinci Mertebe Momentler

Moment büyütme ve nominal eğrilik metodu ikinci mertebe momentlerinin maksimum olacağı kolon orta yüksekliğinde birinci mertebe momentlerinin hesaplanmasını gerektirir.Her iki yöntem birinci mertebe momentlerinin hesaplanması için aynı metodu kullanmaktadır.[15]

Klasik burkulma analizleri yaygın olarak ucu mafsallı kolonu dikkate alır fakat bu betonarme bir yapıdaki kolon için uygun değildir.Normal bir kolon yapıyla monolitik olarak inşa edilir ve alt ve üst noktalarında deformasyon yapar ve Şekil 7.6'da şematik olarak gösterilen momentlere maruz kalır.Kolonun nihai durumundan da anlaşılacağı gibi karşı sehim noktaları arasında kolon kesiti analizin gerçekleştirileceği eşdeğer ucu mafsallı kolon olarak düşünülebilir.Deformasyonlardan kaynaklanan maksimum moment etkili kolonun uzunluğunun ortasında meydana gelecektir.Açık olarak kritik kesitin maruz kalacağı toplam moment ,deformasyonlardan kaynaklanan maksimum moment ile orta yükseklikte eksantrite etkilerini de dikkate alan birinci mertebe etkilerinin toplamıdır.



Şekil 7.6 Öteleme yapması önlenmiş kolonlarda momentler ve deformasyonlar

Kolon orta yüksekliğinde birinci mertbe momentlerinin hesabı için kabul edilebilir yöntem aşağıda verilmiştir.

$$M_{oe} = 0,6M_{\max} + 0,4M_{\min} \quad (7.42)$$

$M_{\max}$:Sayısal olarak büyük uç moment

$M_{\min}$:Sayısal olarak küçük uç moment.

Bütün yöntemler yapının şakülsüz inşa edilme olasılığının dikkate alınmasını gerektirir.Bu işlem izole edilmiş kolon halinde eksenel yük için ilave eksantrite tanımlanmasıyla ve öteleme yapan çerçevelerde düşeyde eğim tanımlanmasıyla yapılabilir.Bu eğim radyan cinsinden θ_i açısı ile ifade edilir.

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \cdot \alpha_m}{200} \quad (7.43)$$

burada α_h yükseklik için azaltma katsayısıdır ($2/3 \leq \alpha_h = 2/\sqrt{L} \leq 1$) ve α_m eleman sayısı için azaltma katsayısıdır. α_h

$$\alpha_m = \sqrt{\left[0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)\right]} \quad (7.44)$$

L elemanın boyu yada yapının yüksekliğidir ve m ise toplam etkiye katkı yapan düşey eleman sayısıdır.

Çaprazlı kolon gibi izole edilmiş elemanlarda L gerçek kolon yüksekliğidir ve m=1 alınır.Bu durumda etkinin orta yükseklikte $\theta_i \cdot l_o / 2$ ye eşit ek eksantrite tarafından meydana geldiği kabul edilebilir.Bunu $l_o / 400$ olarak kabul etmek her zaman emniyetli olabilir,sonuçta oluşan moment

$$M_i = \frac{N_{ed} \cdot l_o}{400} \quad (7.45)$$

Bu ilave momentin kolon orta yüksekliğinde maksimum olacağı açıktır.İlave moment $M_{\max}$ yada $M_{\min}$ 'e değil M_{oe} 'ye eklenmelidir.

$$M_{oEd} = M_{oe} + M_i \quad (7.46)$$

7.2.5.3.Moment Büyütme Yöntemi

Başlangıçta bu yöntem aldatıcı şekilde basit görünmektedir.Daha detaylı incelemeler yöntemin uygulanmasının oldukça karmaşık olduğunu göstermektedir.Uygulamaya yardımcı olması için yöntem adımları çift eğrilikli kolonlar için açıklanmıştır.Çift eğrilikli kolon bir uçtaki momentin sıfır yada diğer uçtaki moment işaretinin tersi olduğu kolonlardır.Aşağıda yöntemde kullanılan notasyon açıklanmıştır.[15]

A_c :Beton kesit alanı

A_s	:Toplam donatı alanı
E	:Kolon elastisite modülü
E_{cd}	:Beton tasarım elastisite modülü
E_s	:Donatı elastisite modülü
I	:Ele alınan eğilme ekseninde kesit nominal atalet momenti
I_c	:Beton brüt kesiti atalet momenti
k_1	:Beton dayanım katsayısı
k_2	:Eksenel kuvvet ve narinlik katsayısı
k_c	:Sünme etki katsayısı
k_s	:Donatı katkı katsayısı
l_o	:Kolon etkili boyu
M_{o1}	:Birinci mertebe analizlerden elde edilen sayısal küçük uç moment
M_{o2}	:Birinci mertebe analizlerden elde edilen sayısal büyük uç moment
M_{oEd}	:Kolon orta yüksekliğinde tasarım birinci mertebe momenti
M_{oEqp}	:Yarı kalıcı yük kombinasyonları altında tasarım birinci mertebe momenti
M_{Ed}	:Tasarım eksenel momenti
N_B	:Nominal rijitliğe dayalı burkulma yükü ($= \pi.EI / l_o^2$)
N_{Ed}	:Tasarım eksenel yükü
n	:Relatif eksenel kuvvet ($= N_{Ed} / A_c.f_{cd}$)
$\varphi(t_o)$	: t_o süresinde yüklü beton için nihai sünme katsayısı
φ_{eff}	:Etkili sünme katsayısı
λ	:Narinlik oranı
ρ	:Donatı oranı

Yöntemin adımları birden sekize kadar numaralandırılmıştır ve her bir aşama ve bu aşamalarla ilgili notlar aşağıda verilmiştir.

- I $\varphi(t_o)$ katsayısı belirlenir. Sünme katsayısı Eurocode 2 Bölüm 3'den elde edilebilir.
- II $\varphi(t_o) \leq 2$, $M_{oEd} / N_{Ed} \geq h$ ve $I \leq 75$ koşullarının doğruluğuna bakılır. Üç koşulda sağlanıyorsa $\varphi_{eff} = 0$ alınır. olarak belirlenir. Bu kabul ,sünmenin davranış üzerinde önemli bir etkiye sahip olamayacağı bazı durumlar için basitleştirme sağlar
- III İkinci adımdaki koşul sağlanmadığında $\varphi_{eff} = \varphi(t_o)M_{oEqp} / M_{oEd}$ olarak hesaplanır. Burada sünmenin özellikle yarı kalıcı yükler altında oluştuğunu ve yarı – kalıcı yüklerin üzerindeki ilave yüklerin sünme etkisinin relatif olarak kısa dönemli olduğunu kabul edilir. Üniform açıklıklı çerçevelerdeki kololarda yarı-kalıcı yüklerin

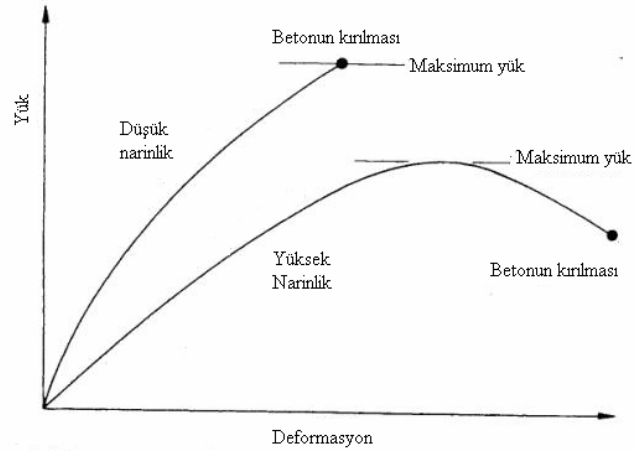
önemli bir moment oluşturmaması olası değildir ve M_{oEq} değeri ϕ_{eff} değerinin sıfıra yaklaşması ile sıfıra yaklaşacaktır.

- IV $\rho \geq 0.01$ koşulu incelenir. Donatı oranının yüzde biri aştığı yerlerde etkili rijitliğin hesabı kolayca yapılır. Kolon donatı oranı yüzde birden her zaman fazla olacağı için basitleştirilmiş yöntemin kullanılması kabul edilebilir. Bu durumda $k_c = 0.3 / (1 + 0.5\phi_{eff})$ ve $k_s = 0$ olarak hesaplanır.
- V Donatı oranı yüzde birden az ise $k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20}$, $k_2 = n\lambda / 170 \leq 0.2$, $k_c = k_1.k_2 / (1 + \phi_{eff})$ ve $k_s = 1.0$ olarak hesaplanır. k_1 ve k_2 katsayıları çatlama ve diğer etkenleri dolaylı olarak dikkate alır.
- VI $EI = k_c E_{cd} I_c + k_s E_s I_s$ ve $N_B = \pi^2 EI / l_o^2$ olarak hesaplanır. EI kolon kesitinin etkili rijitliğidir.
- VII $M_{oE} = 0.6M_{o2} - 0.4M_{o1} \geq 0.4M_{o2}$ Bu formül BS 8110'da verilen ile aynıdır. Deformasyonlardan dolayı ilave momentlerin maksimum olacağı kolon orta yüksekliğinde moment değerinin hesaplanmasını amaçlar. $|M_{o2}| \geq |M_{o1}|$. Formülde momentler kendi cebirsel işaretleri ile kullanılmalıdır.
- VIII $M_{Ed} = (M_{oE} + N_{Ed} . e_i) \{1 + \pi^2 / [8(N_B / N_{Ed} - 1)]\} \geq M_{o2}$ ile tasarım momenti hesaplanır. Paydadaki 8 katsayısı çift eğrilikli kolonlar için geçerlidir. Değişik değerler diğer şekillerdeki eğilme diyagramına sahip kolonlar için EN 1992-1-1 Bölüm 5.8.'de verilmektedir. Nihai koşul M_{Ed} değerinin sayısal olarak büyük olan uç momentinden küçük olmamasıdır.

Narin kolonların momentlerinin hesaplanmasındaki zorluk gerçekte davranışın net olarak yansıtılamamasıdır. Diğer metotlara yakın sonuçlar elde etmek için önemli miktarda çaba sarfedilmektedir. Bu amaçla Nominal Eğrilik Metodu'nun Moment Büyütme Yöntemine göre daha üstün bir yöntem olduğu literatürde belirtilmektedir.

7.2.5.4. Nominal Eğrilik Yöntemi

Eğer narin bir kolon için detaylı bir non-lineer analiz gerçekleştirilirse ,narinlik oranına bağlı olarak Şekil 7.7'dekine benzer bir yük-deformasyon eğrisi elde edilir. Kesin analizin amacı böyle eğrileri elde etmek ve buradan da maksimum yükü maksimum yük kapasitesini belirlemektir. İdeal basitleştirilmiş yöntem maksimum yükü yada buna yakın bir değeri bütün yük-deformasyon eğrisini çizmeden tek bir hesaplama ile bulmayı amaçlar. Bu yöntem ile betonda kırılmanın başlayacağı anda (maksimum basınç deformasyonu = ϵ_{cu}) deformasyonu tahmin etmeyi amaçlanır. [15]



Şekil 7.7 Değişik narinlikteki kolonlar için yük-deformasyon eğriler

a) Kesit maksimum eğriliğinin hesabı;

Dengeli bir kesitte ,donatıdaki deformasyon f_{yd} / E_s iken kesitin basınç yüzeyinde deformasyon 0,0035 dir.Bu sayede eğrilik aşağıdaki şekilde yazılabilir.

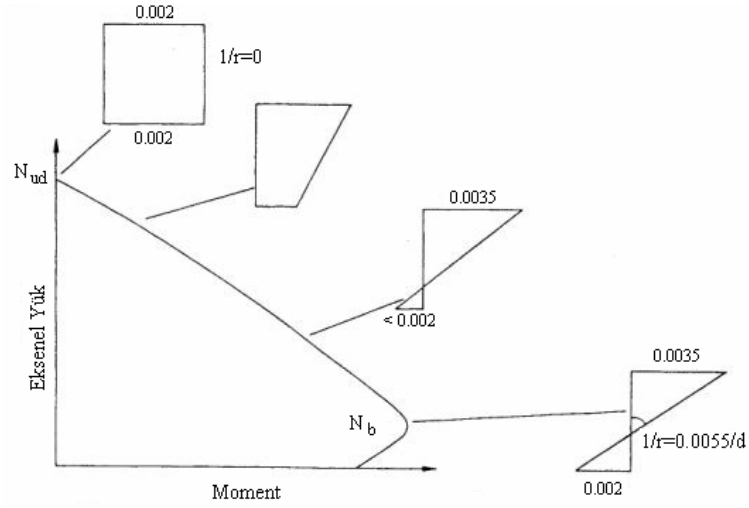
$$\frac{1}{r_o} = \frac{(f_{yd} / E_s)}{0,45d} \quad (7.47)$$

Şekil 7.8'den görülebileceği gibi denge noktasının üzerindeki eksenel yüklerde eğrilik bu değerden az olmaktadır.Bunu açıklamak için dengeli kesitteki eğrilik bir k_r katsayısı ile çarpılır.

$$k_r = \frac{(n_u - n)}{(n - n_{bal})} \leq 1 \quad (7.48)$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

n_{bal} :Dengeli kesitte tasarım yük kapasitesidir.Simetrik dikdörtgen kesitlerde bu değer 0,40 alınabilir.



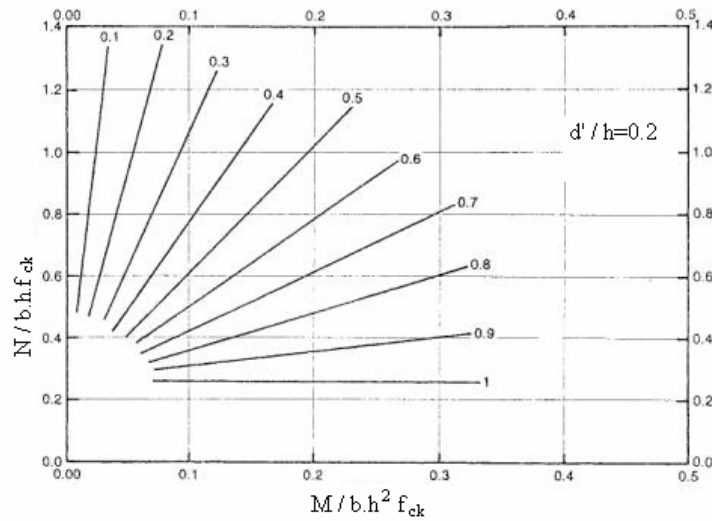
Şekil 7.8 Farklı eksenel yük seviyelerinde kolonda eğriliğin değişimi

Görülebileceği gibi ,dengeli bir kesitte $k_r=1$ alınır ve yük, kesitin eksenel yük kapasitesine yaklaştığında k_r değeri sıfıra yaklaşmaktadır.Bu yaklaşım maksimum eğrilik için yaklaşık bir hesaplama sunmaktadır.Daha iyi bir yöntem k_r değerini ϵ_u / x olarak tanımlamaktır fakat bu yol her zaman pratik olmayabilir.

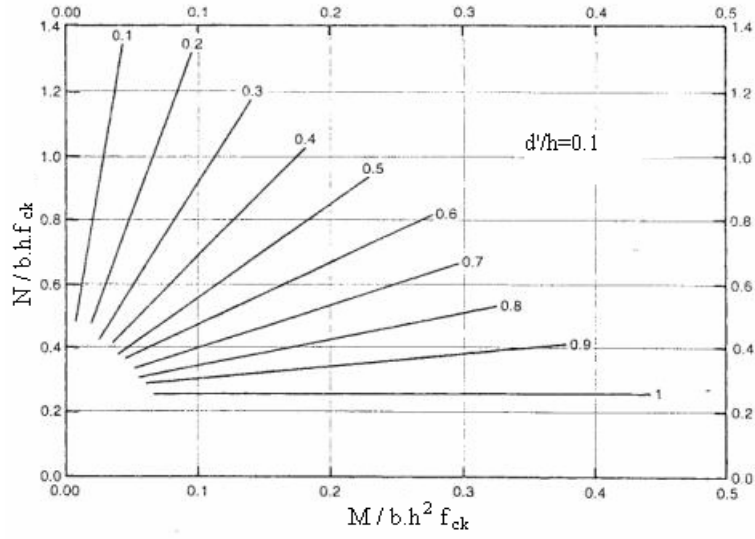
Şekil 7.9 ve 7.10 simetrik donatılı dikdörtgen kesitlerde k_r değerlerinin belirlenmesinde kullanılabilir.

Kritik kesitte eğrilik sünme ile artabilir.Bu işlem eğriliğin bir k_ϕ katsayısı ile artırılmasıyla açıklanabilir.

$$k_\phi = 1 + (0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}) \cdot \phi_{ef} \quad (7.49)$$



Şekil 7.9 $d' / h = 0.2$ için k_r değerleri



Şekil 7.10 $d'/h = 0.1$ için k_r değerleri

b) Maksimum deformasyonun hesaplanması;

Bu işlem kolonun sinüs eğrisi şeklinde deformasyon yaptığı kabulü ile yapılabilir. Eğriliğin eksenel kuvvet ile deformasyonun çarpımı olan moment ile orantılı olduğu kabulü ile aşağıdaki ifade yazılabilir.

$$a = \iint \left(\frac{1}{r} \right) \cdot \sin \left(\frac{\pi x}{l_o} \right) dx \quad (7.50)$$

$$a = l_o^2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \cdot \frac{\sin(\pi \cdot x / l_o)}{\pi^2}$$

kolon orta yüksekliğinde $x / l_o = 0,5$ olacağı için yaklaşık olarak

$$a = 0,1 \left(\frac{1}{r} \right) l_o^2 \quad (7.51)$$

Kolon orta yüksekliğinde maksimum deformasyon bu şekilde hesaplanabilir. Bir yandan betonarmenin non-lineer davranışı nedeniyle kolon yüksekliği boyunca eğriliğin sinüzoidal değişimi kabulü emniyetli hesaplamaya yol açabilir. Diğer yandan bu emniyetlilik bazı durumlarda eğriliğin emniyetsiz hesabına yol açan k_r katsayısı ile dengelenebilir.

EN 1992-1-1'de deformasyon eksantrite cinsinden verilmiştir.

$$e_2 = 0,1 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \cdot l_o^2 \quad (7.52)$$

c) Tasarım momentlerinin hesaplanması;

Tasarım momenti aşağıdaki şekilde verilmektedir.

$$M_{Ed} = M_{oEd} + M_2 \quad (7.53)$$

burada

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (7.54)$$

7.3. ACI 318-02'e Göre Eğilme Ve Bileşik Eğilme Etkisi

7.3.1.Genel Kabuller

ACI 318-02'de beton gerilme-şekil değiştirme ilişkisi için yapılan kabuller TS-500'de verilen kabullerle aynıdır. TS-500'den farklı beton basınç gerilmesi dağılımında eşdeğer dikdörtgen dağılımının yanı sıra trapez ve parabolik dağılıma da izin verilir. Geçerliliğin test sonuçlarıyla kanıtlanmış olması kuralı ile diğer dağılım şekilleri de kullanılabilir. [16],[20]

Eşdeğer dikdörtgen basınç gerilmesi ile ilgili olarak aşağıdaki kabuller yapılır. Yukarıda altıncı maddede verilen koşullar aşağıdaki maddelerde tanımlanan eşdeğer dikdörtgen beton basınç bloğu dağılımı ile sağlanabilir.

0,85f_c' beton basınç dağılımının kesit yüzeyleri ve tarafsız eksene a=β₁.c mesafesinde paralel bir hat tarafından sınırlanan eşdeğer basınç bölgesinde üniform olarak dağıldığı kabul edilir. Maksimum deformasyon lifinden tarafsız eksene olan c mesafesi bu eksene dik yönde ölçülür.

β₁ katsayısı beton basınç dayanımı f_c' nün 4000 psi ye kadar olan ve buna dahil değerleri için 0,85 alınır. 4000 psi 'den yüksek değerler için β₁ katsayısı artan her 1000 psi için 0,05 düşecektir fakat 0,65'den daha düşük alınamaz.

7.3.2.Genel Prensipler

Eğilme, eksenel kuvvet yada birleşik eğilme ve eksenel yüklerine maruz kesitlerin tasarımı 7.3.1'de bahsedilen eşdeğer basınç bloğunda gerilme dağılımı kabulü ve kesitte gerilme -deformasyon uyumlu esasına göre yapılır. [16],[20]

Basınç bölgesindeki beton kabul edilen deformasyon limiti 0,003'e ulaştığında en dış çekme donatısındaki net çekme deformasyonu basınç kontrollü deformasyon sınırında küçük yada eşit ise böyle bir kesit basınç kontrollüdür. Basınç kontrollü deformasyon limiti dengeli durumda donatıdaki net çekme deformasyonudur. S420 sınıfı ve bütün öngerilmeli donatılar için basınç kontrollü deformasyon limitinin 0,002 alınmasına izin verilir..

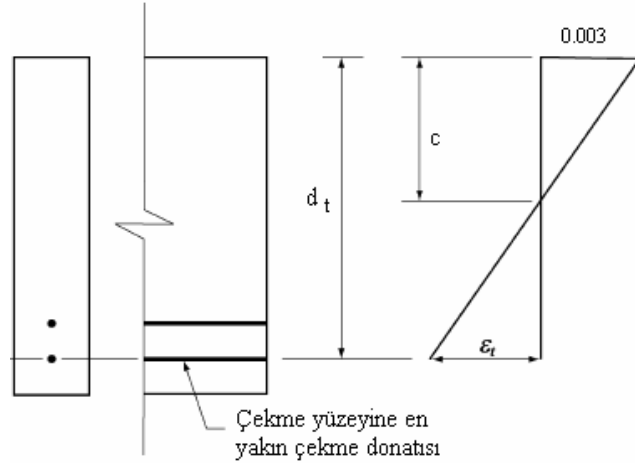
Bir elemanda nominal eğilme dayanımı en dış basınç lifindeki deformasyonun 0,003'e ulaşması ile oluşur. Net çekme deformasyonu , ε_t, nominal dayanımda sünme, rötre ve sıcaklıktan kaynaklanan deformasyonlar hariç çekme donatısındaki çekme deformasyonudur. Çekme donatısındaki net çekme deformasyonu nominal dayanımda benzer üçgenlerin kullanılması ile lineer deformasyon dağılımından belirlenir.

En dış çekme donatısındaki net çekme deformasyonu önemli derecede büyük ise (0,005'e eşit yada büyük)kesit aşırı deformasyonlu kırılma belirtilerinin görüldüğü çekme kontrollü olarak tanımlanır.Dış çekme donatısında net çekme deformasyonu düşük ise (basınç kontrollü deformasyon sınırına eşit yada küçük) çok küçük kırılma belirtileri ile gevrek kırılma koşulu oluşabilir.Eğilme elemanları genel olarak çekme kontrollü iken buna karşılık basınç elemanları genelde basınç kontrollüdür.

Bazı kesitlerde örneğin düşük eksenel yük ve büyük eğilme momentini olduğu kesitlerde en dış çekme donatısı yukarıda verilen limitler arasında net çekme deformasyonuna sahip olur.Böyle kesitler çekme kontrollü ve basınç kontrollü bölgeler arasında kalan geçiş bölgesine dahildir.

Çekme kontrollü kesitler için 0,005 net çekme deformasyonu sınırı bütün tipteki donatılar (öngerilmeli ve öngerilmesiz)için tek değer olarak seçilmiştir.Anormal miktarlarda süneklik gerekmedikçe 0,005'lik limit çoğu tasarım durumunda sünek davranışı sağlar.

Öngerilmeli eğilme hariç olmak üzere eğilme elemanlarında ve eksenel yükü $0.1A_g \cdot f'_c$ 'den az olan elemanlarda nominal dayanımda net çekme deformasyonu ϵ_t , 0,004'den az olamaz.Nominal dayanımda $0,75\rho_b$ donatı sınırı 0,00376 değerinde net çekme deformasyonuna neden olur.Öngörülen 0,004 limiti bir miktar daha güvenlidir.



Şekil 7.11 Deformasyon dağılımı ve net çekme deformasyonu

Basınç elemanlarında tasarım eksenel yük dayanımları , ϕP_n , aşağıdakilerden daha fazla olamaz.

a)Spiral donatılı kolonlarda,

$$\phi P_{n,max} = 0,85 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (7.55)$$

b)Etriyeli kolonlarda,

$$\phi.P_{n,max} = 0,80.\phi.[0,85.f'_c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}] \quad (7.56)$$

Eksenel basınca maruz elemanlar eksenel yük ile oluşabilecek maksimum moment için tasarlanacaktır. Verilen eksantritede katsayı ile çarpılmış eksenel yük , P_u , yukarıda verilen değerden fazla olamaz.

7.3.3.Eğilme Elemanlarında Minimum Donatı

Bir eğilme elemanının bütün kesitlerinde A_s çekme donatısı oranı aşağıdaki ifade ile verilen ve $200b_w.d / f_y$ 'den az olamaz. [16],[20]

$$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (7.57)$$

Tablının çekmeye çalıştığı elemanlarda $A_{s,min}$, $2b_w$ yada tabla genişliği değerinden küçük olanın Denklem (7.57)'de verilen “ b_w ” terimi yerine kullanılmasıyla elde edilen değerden az olamaz.

7.3.4.Basınç Elemanlarında Minimum Donatı

Kompozit olmayan basınç elemanlarında boyuna donatı alanı , A_g brüt kesit alanının 0,01 katından az ve 0,08 katından fazla olamaz. [16],[20]

Yüksek donatı oranlarının kullanılması betonun yerleştirilmesi sırasında uygulama zorluklarına neden olacaktır,düşük donatı oranı ve daha büyük ebatlı kolon yada daha yüksek dayanımlı beton ve donatı dikkate alınmalıdır.Kolon donatılarında bindirmeli ek gerekmiyorsa önerilen kolonlarda donatı oranı yüzde 4'den fazla olmamasıdır..

Minimum donatı eğilmeye karşı dayanım sağlamak ve basınç gerilmeleri altında sünme ve rötre etkilerini azaltmak için gereklidir.Deneyler sünme rötrenin betondan donatıya yük transferinde donatıda gerilme artışına yol açtığına ve bu artışında donatı oranı ile ters orantılı olduğunu göstermiştir.Bu oran için bir alt sınır konulmadığında donatıdaki gerilme kalıcı kullanım yükleri altında akma seviyesine kadar çıkabilir.Bu olay ACI Komitesi tarafından vurgulanmıştır ve spiral ve etriye donatılı kolonlar için sırasıyla 0,005 ve 0,01 minimum donatı oranları önerilmiştir.Bununla beraber yönetmeliğin 1936'dan beri versiyonlarında her iki donatı tipi için 0,01 oranı önerilmektedir.

Maksimum donatı oranı için üst sınır ekonomi ve betonun yerleştirilmesi açısından belirlenmiştir.

Minimum boyuna donatı dikdörtgen yada dairesel etriyeli kolonlarda 4,üçgen etriyeli kolonlarda 3 ve dairesel donatılı kolonlarda 6 olacaktır.Diğer şekiller için her bir köşede bir boyuna donatı ve uygun enine donatı bulundurulmalıdır.Dairesel düzenlemelerde donatı sayısı sekizden az ise donatının yerleştirilmesi simetrik olmayacaktır ve eksantrik yüklenen kolonun dayanımını etkileyecektir,bu durum tasarımda dikkate alınmalıdır.

Spiral donatı oranı ρ_s aşağıda verilen değerden daha düşük olmayacaktır.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad (7.58)$$

f_y :Spiral donatı için donatı akma dayanımıdır ve 60.000 psi'den fazla alınmaz.

7.3.5. Artırılmış Momentler-Genel

Sıradan birinci mertebe çerçeve analizleri kullanılarak hesaplanan momentler ,kolonda katsayı ile çarpılmış eksenel yük P_u ve kritik burkulma yükü P_c nin bir fonksiyonu olan moment artırıcı katsayı ile büyütülür.Büyütme katsayısı öteleme yapan ve yapmayan çerçeveler için ayrı ayrı hesaplanır.Birinci mertebe elastik analizler deformasyonlardan kaynaklanan iç kuvvet etkilerinin kapsamadığı elastik analizlerdir. [16],[20]

Katsayı ile çarpılmış eksenel kuvvet P_u , katsayı ile çarpılmış kolon uç momentleri M_1 ve M_2 ve gerekli olduğunda relatif yatay kat ötelemeleri Δ_o ; eksenel yüklerin etkisi,eleman uzunluğu boyunca çatlamış kesitlerin varlığı ve yüklerin kalıcılık etkileri dikkate alınarak belirlenen kesit özelliklerine göre elastik birinci mertebe çerçeve analizleri kullanılarak hesaplanır.

Alternatif olarak yapıda aşağıdaki eleman özelliklerinin kullanılmasına izin verilir.

a)Elastisite modülü..... E_c

b)Atalet momentleri

-Kirişler..... $0,35I_g$

-Kolonlar..... $0,70I_g$

-Çatlamış perde duvarlarda..... $0,35I_g$

-Çatlamamış perde duvarlarda... $0,70I_g$

c)Alanlarda..... $1,0A_g$

7.3.7'ye göre stabilite kontrolleri yapıldığında atalet momentleri $(1+\beta_d)$ ye bölünecektir.

T kirişlerin atalet momenti hesaplarında etkili başlık genişliği dikkate alınır.Genel olarak T kiriş için atalet momenti değerini gövde için hesaplanan atalet momentinin iki katı olarak alınabilir($I_g = 2.b_w.h^3 / 12$) .

Eğer perde duvar atalet momentinin $0,70 I_g$ alınmasıyla analizlerden elde edilen katsayı ile çarpılmış moment ve kesme kuvvetleri perde duvarda eğilmede çatlama olacağını gösteriyorsa ,çatlamamanın beklendiği katlarda $I=0,35 I_g$ alınarak analizler tekrarlanmalıdır.

Dikdörtgen basınç elemanlarında atalet yarıçapının stabilite doğrultusunda bütün kesit boyutunun 0,30 katı,dairesel basınç elemanlarında ise 0,25 kat alınmasına izin verilecektir.Diğer şekildeki kesitlerde atalet yarıçapları hesaplanacaktır.

Basınç elemanının mesnetlenmemiş uzunluğu , l_u , kat döşemeleri,kirişler yada ele alınan doğrultuda yatay mesnet sağlayabilen diğer elemanlar arasındaki net açıklık olarak alınacaktır.

İkinci mertebe etkilerinden dolayı kolon uç momentlerindeki artış birinci mertebe uç momentlerini yüzde beşten fazla artırmıyorsa bu kolon öteleme yapmayan kolon olarak kabul edilir.İkinci mertebe analiz yapılmadan aşağıdaki ifade ile katın öteleme yapıp ypmadığına karar verilebilir.

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot l_c} \leq 0,05 \quad (7.59)$$

Burada V_u ve ΣP_u sırasıyla kat kesme kuvveti ve toplam düşey yüküdür. Δ_o ise ele alınan katta V_u nedeniyle kaynaklanan birinci mertebe relatif kat ötelemesidir. Q hesabında en büyük ΣP_u değerini veren yatay yükleme durumu dikkate alınmalıdır. Kullanım yükleri ve alternatif atalet momentleri kullanılarak çerçevede kat deplasmanları hesaplanıyorsa, Denklem (7.59)'daki Q katsayısı;kullanım ağırlık yükünün 1,2 katı,kullanım kat kesme kuvveti ve birinci mertebe kullanım yükleri kat deformasyonlarının 1,43 katı kullanılarak hesaplanabilir.

Bir çerçevedeki tekil basınç elemanında $k \cdot l_u / r$ narinlik oranı 100'den fazla ise çerçevedeki moment ve kuvvetlerin hesabında yaklaşık yöntem yerine ikinci mertebe analizler kullanılır.

7.3.6.Öteleme Yapmayan Çerçevelerde Artırılmış Momentler

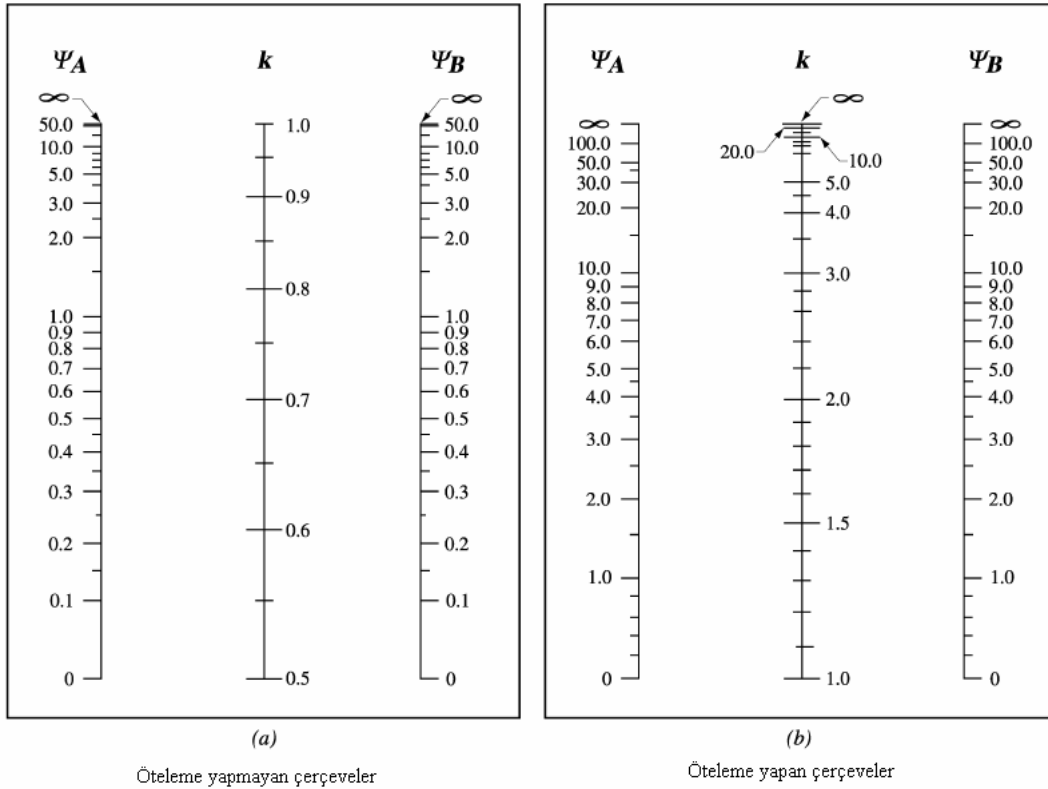
Öteleme yapmayan çerçevelerdeki basınç elemanları için analizlerce daha düşük bir değer işaret edilmediği sürece etkili uzunluk katsayısı,"k", 1.0 olarak alınacaktır.k nın hesabı 7.3.5'de verilen E ve I değerlerine dayanmalıdır. [16],[20]

Basınç elemanları için etkili uzunluk katsayıları;

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (7.60)$$

$$k = 0,85 + 0,05\psi_A \leq 1,0 \quad (7.61)$$

Ayrıca çok açıklıklı çevrelerde sabit kesit alanına sahip kolonlarda k etkili uzunluk katsayısının grafiksel olarak tespitine imkan sağlayan Jackson ve Moreland diyagramı kullanılabilir.



Şekil 7.12 Jackson ve Moreland diyagramı

Etkili uzunluk basınç elemanının her bir ucunda relatif rijitliğinin bir fonksiyonudur. İncelemeler değişen kolon ve kiriş donatı yüzdelerinin ve kiriş kırılma etkilerinin relatif uç rijitlikleri hesabında dikkate alınması gerektiğini göstermiştir. Etkili uzunluk katsayısı k nın belirlenmesinde kullanılmak üzere ψ nin hesabında relatif rijitliğe çatlamının ve donatının etkisini açıklamak için eğilme elemanlarında rijitlik $0.35I_g$ ve basınç elemanlarında $0.70I_g$ alınabilir.

Öteleme yapmayan çerçevelerde aşağıdaki koşulu sağlayan basınç elemanlarında narinlik etkisinin ihmaline izin verilecektir. Eleman tek eğrilikli eğiliyorsa M_1/M_2 pozitif, çift eğrilikli eğiliyorsa M_1/M_2 negatif alınır.

$$\frac{k.l_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (7.62)$$

Basınç elemanları ;katsayı ile çarpılmış eksenel yük P_u ve artırılmış moment M_c için tasarlanır.

$$M_c = \delta_{ns} . M_2 \quad (7.63)$$

burada

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0 \quad (7.64)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad (7.65)$$

EI aşağıdaki şekilde alınacaktır.

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (7.66)$$

yada

$$EI = \frac{0,40 E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (7.67)$$

Kritik yükün belirlenmesinde ana sorun çatlama, sünme ve gerilme-deformasyon eğrisinin lineer olmamasından kaynaklanan rijitlik değişimlerine kabul edilebilir derecede yakın olan EI rijitliğinin seçimidir. Denklem (7.66) narinlik etkilerinin daha belirgin olduğu yüksek eksenel yük seviyeleri ve düşük eksantrite oranları için elde edilmiştir.

Kalıcı yüklerden kaynaklanan sünme kolonda yatay deformasyonu ve bu nedenle de moment artışını çoğaltır. Bu durum P_c hesabında kullanılan EI rijitliğinin $(1+\beta_d)$ bölünmesi ile dikkate alınır. Denklem (7.66) 'da beton ve çelik terimleri $(1+\beta_d)$ ye bölünür. Bu kalıcı yüklere maruz kolonlarda donatının erken akmasını yansıtır.

EI 'nın hesabı için Denklem (7.66) yada (7.67)'den herhangi birisi kullanılabilir. Formül (7.67), (7.66)'in basitleştirilmiş halidir ve (7.66)'den daha az kesindir. Formül (7.67) $\beta_d=0,60$ kabul edilerek daha da basitleştirilebilir. β_d öteleme yapan ve yapmayan çerçeveler için değişik şekilde tanımlanır. Öteleme yapmayan çerçevelerde β_d taşınan maksimum katsayı ile çarpılmış eksenel yükün, maksimum katsayı ile çarpılmış eksenel yüke oranıdır.

Mesnetleri arasında yatay yükler bulunmayan elemanlarda C_m aşağıdaki şekilde alınacaktır.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (7.68)$$

Kolon tek eğrilikli ise M_1/M_2 pozitifdir. Mesnetler arasında yatay yükler varsa C_m değeri 1,0 alınır.

C_m katsayısı eşdeğer moment düzeltme katsayısıdır. Moment artırıcının elde edilmesinde maksimum momentin kolon ortasında yada yakınında olduğu kabul edilir. Eğer

maksimum moment kolonun herhangi bir ucunda oluşursa tasarım, artırıldığında da aynı maksimum momenti verecek olan eşdeğer üniform moment $C_m \cdot M_2$ ye dayanmalıdır.

Mesnetleri arasında yatay yüke maruz basınç elemanlarında maksimum momentin eleman ucundan uzakta bir kesitte oluşması muhtemeldir. Bu durum gerçekleşirse eleman yüksekliği boyunca herhangi bir yerde oluşan hesaplanan en büyük moment Denklem (7.63)'de M_2 yerine kullanılmalıdır.

Denklem (7.63)'de katsayı ile çarpılmış M_2 momenti aşağıdaki ifadeden küçük olamaz.

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0,6 + 0,03h) \quad (7.69)$$

burada h inç birimindedir.

7.3.7. Öteleme Yapan Çerçevelerde Artırılmış Momentler

$$\psi_m < 2 \Rightarrow k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (7.70)$$

$$\psi_m \geq 2 \Rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (7.71)$$

Ötelemeye yapması önlenmemiş basınç elemanlarında, etkili uzunluk katsayısı , k, 7.3.5' göre E ve I değerleri kullanılarak belirlenir ve bu değer 1,0'da az olamaz. Ötelemeye yapması önlenmemiş basınç elemanlarında $k \cdot I_u / r$ değeri 22,0'da az olursa narinlik etkilerinin ihmaline izin verilecektir. [16],[20]

Tekil basınç elemanının uçlarındaki M_1 ve M_2 momentleri aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (7.70)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (7.71)$$

M_{1ns} : M_1 'in etki ettiği uçda birinci mertebe elastik çerçeve analizler ile hesaplanan, önemli ötelemelere neden olmayan yüklerden kaynaklanan katsayı ile çarpılmış uç moment, inç.lb

M_{1s} : M_1 'in etki ettiği uçda birinci mertebe elastik çerçeve analizler ile hesaplanan, önemli ötelemelere neden olan yüklerden kaynaklanan katsayı ile çarpılmış uç moment, inç.lb

δ_s : Yatay ve yerçekimi yüklerinden kaynaklanan yatay ötelemeyi yansıtan, öteleme yapması önlenmemiş çerçeveler için moment büyütme katsayısı

M_{1s} : M_1 'in etki ettiği uçda birinci mertebe elastik çerçeve analizler ile hesaplanan, önemli ötelemelere neden olan yüklerden kaynaklanan katsayı ile çarpılmış uç moment, inç.lb

M_{2s} : M_2 'in etki ettiği uçda birinci mertebe elastik çerçeve analizler ile hesaplanan, önemli ötelemelere neden olan yüklerden kaynaklanan katsayı ile çarpılmış uç moment, inç.lb

7.3.7.1. $\delta_s M_s$ 'in Hesaplanması

a) Artırılmış öteleme momentleri $\delta_s M_s$, 7.3.5'de verilen eleman rijitlikleri ile yapılan ikinci mertebe elastik analizler ile hesaplanmış kolon uç momentleri olarak tanımlanır. İkinci mertebe analizler deformasyonlardan kaynaklanan iç kuvvet etkilerinin dikkate alındığı çerçeve analizleridir. İkinci mertebe analizlerde yatay yük taşıyan sistemin elemanı olmayan bütün kolonlardaki eksenel yükler dikkate alınmalıdır. [16],[20]

β_d terimi öteleme yapan ve yapmayan çerçeveler için farklı tarif edilir. Rüzgar yada deprem yükleri gibi kısa süreli yüklerden kaynaklanan öteleme sehimleri kolonların kısa süreli rijitliklerinin bir fonksiyonudur. Bu nedenle $\beta_d=1,0$ alınır. Yatay yüklerin kalıcı olduğu öteleme yapan çerçeve gibi alışılmadık bir durumda β_d sıfır alınmaz.

b) Alternatif olarak $\delta_s M_s$ aşağıdaki şekilde de hesaplanabilir;

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (7.72)$$

İkinci mertebe momentleri için iteratif P- Δ analizler sonsuz seriler ile temsil edilebilir. Bu serilerin çözümü Denklem (7.72)'de verilmiştir. δ_s değeri 1,5'i geçinceye kadar Denklem (7.72) öteleme yapan çerçevelerde ikinci mertebe momentlerini yeterli doğrulukta hesaplar. Bu yolla hesaplanan δ_s değeri 1,5'den fazla ise $\delta_s M_s$ a) yada c) maddesi kullanılarak hesaplanır.

c) Alternatif olarak artırılmış öteleme momentleri $\delta_s M_s$ aşağıdaki şekilde hesaplanabilecektir.

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \cdot \sum P_c}} \geq M_s \quad (7.73)$$

ΣP_u : Kattaki bütün düşey yüklerin toplamıdır.

ΣP_c : Ötelemeye karşı koyan bütün kolonlarında EI ve k ile hesaplanan toplam kritik yüküdür.

Kat stabilite etkisini kontrol etmek için δ_s , $\Sigma P_u / \Sigma P_c$ kullanımına dayanan bütün kat için ortalama bir değer olarak hesaplanır. Burulma deplasmanlarının yokluğunda düşey ekseninde kattaki bütün kolonlarda yatay deplasmanların aynı olması gerektiği için P- Δ etkilerinde kattaki bütün ötelemeye karşı koyan kolonların etkileşimini yansıtır.

Eğer yatay yük deplasmanları önemli derecede burulma deplasmanı içeriyorsa burulma merkezine en uzakta bulunan kolonlardaki moment artışı moment büyütme yöntemiyle gerçek değerinden daha düşük hesaplanabilir. Böyle durumlarda üç boyutlu ikinci mertebe analizler düşünülmelidir.

EI 'nın hesabında yatay yükler genelde kısa süreli kalıcılığa sahip olduğu için öteleme yapan çerçevelerde β_d normal olarak sıfır alınır.

Aşağıdaki koşulu sağlayan tekil basınç elemanların tasarımı katsayı ile çarpılmış eksenel yük P_u ve moment M_c için Bölüm 7.3.6'ya göre yapılır. M_1 ve M_2 momentleri Denklem (7.70) ve (7.71) gereğince hesaplanır.

$$\frac{l_u}{r} \leq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \quad (7.74)$$

Yatay yüklerin bulunduğu yükleme durumlarına ek olarak ,ağırlık yükleri altında yapının bir bütün olarak stabilitesi dikkate alınacaktır.[16]

I) $\delta_s M_s$, 7.3.7.1'de a) maddesine göre hesaplandığında ikinci mertebe yatay deformasyonların yapıya etki eden yatay yüklere ek olarak 1,4 ölü yük ve 1,7 hareketli yük için birinci mertebe yatay deplasmanlara oranı 2,5'den fazla olamaz..

II) $\delta_s M_s$, 7.3.7.1'de b) maddesine göre hesaplanıyorsa 1,4 ölü yüke ek olarak 1,7 hareketli yük için ΣP_u hesaplanan Q değeri 0,60'dan fazla olamaz.

III) $\delta_s M_s$, Bölüm 7.3.7.1'de c) maddesine kullanılarak hesaplanıyorsa, katsayı ile çarpılmış hareketli ve ölü yüklere karşılık gelen ΣP_c ve ΣP_u kullanılarak hesaplanan δ_s değeri pozitif olacaktır ve 2,50'den fazla olamaz.

Yukarıdaki a),b) ve c) maddelerinde β_d , maksimum katsayı ile çarpılmış kalıcı yükün maksimum katsayı ile çarpılmış eksenel yüke oranı olarak alınır.

8.KESME DAYANIMI

Betonarme yada öngerilmeli elemanlarda diğer kırılma modları için yapılandan çok daha fazla araştırma kesme davranışı için yapılmıştır.Buna rağmen önemli belirsizlikler ve anlaşmazlıklar devam etmektedir.Bununla beraber eğilme davranışının aksine kesme davranışını tanımlayan genel olarak kabul edilmiş bir model yoktur.Bu belirsizliklere rağmen bütün normal elemanlar için kesme tasarımı,yönetmeliklerde verilen metotların tekrar test edilebilme avantajları ve çok büyük miktarda deney sonuçlarına sahip olunması nedeniyle güvenle yapılmaktadır.

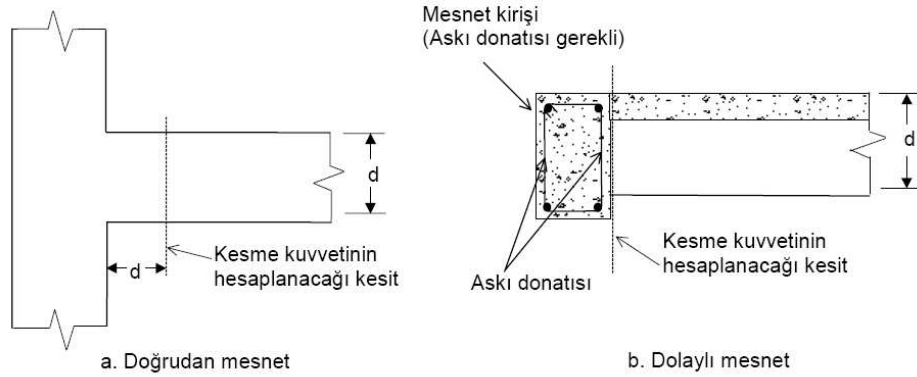
8.1.TS 500'e Göre Kesme Dayanımı

8.1.1. Genel

Betonarme yapı elemanlarında eğilme momenti ile birlikte etkiyen kesme kuvvetlerinin oluşturduğu asal çekme gerilmeleri, beton ve uygun kesme donatısı ile karşılanacak, asal basınç gerilmelerinin de gövdede ezilme oluşturmayacak bir düzeyde tutulması sağlanacaktır.[13]

8.1.2.Kesme Kuvveti Hesabı

Tasarım kesme kuvveti V_d , mesnet yüzünden “d” uzaklığında hesaplanmalıdır. Ancak, mesnet olarak başka bir eğilme elemanına oturan kirişlerde mesnet yüzündeki kesme kuvveti esas alınmalıdır(Şekil 8.1). Tekil bir yükün mesnet yüzünden “d” veya daha az uzaklıkta etkiye olasılığı bulunan durumlarda da, mesnet yüzünde hesaplanan kesme kuvveti temel alınmalıdır. [13]



Şekil 8.1.Değişik mesnetlenme türleri

8.1.3.Eğik Çatlama Dayanımı

Betonarme bir kesitin kesmede çatlama dayanımı, daha kesin hesaba gerek duyulmadığı durumlarda, aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanabilir. Bu denklemde N_d çekmede ve basınçda pozitif alınır. [13]

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \gamma_A \cdot \frac{N_d}{A_c} \right) \quad (8.1)$$

Denklemde, eksenel basınç durumunda $\gamma = 0.07$ eksenel çekme durumunda ise $\gamma = -0.3$ alınır. Güvenilir bir yöntem kullanılarak ve gövde beton kesit alanı temel alınarak hesaplanan eksenel çekme gerilmesi, 0,5MPa'dan küçük olduğunda, $\gamma = 0$ alınabilir.

8.1.4.Kesme Dayanımı

Kesme güvenliği için aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.[13],[14],[17]-[19]

$$V_r \geq V_d \quad (8.2)$$

Yukarıdaki denklemde, tasarım kesme kuvveti V_d ,8.1.2' ye göre hesaplanır. V_r kesitin kesme dayanımıdır.

Kesitin kesme dayanımı, beton katkısı (V_c) ve kesme donatısı katkısının (V_w) toplanması ile elde edilir.

$$V_r = V_c + V_w \quad (8.3)$$

Genel olarak, beton katkısı Denklem 8.4 den hesaplanır.

$$V_c = 0.8V_{cr} \quad (8.4)$$

Deprem durumunda, taşıyıcı elemanların kritik bölgelerinde beton katkısı ile ilgili olarak Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik de verilen V_c değerleri kullanılmalıdır.

Etriye katkısı aşağıdaki ifade ile hesaplanır.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \quad (8.5)$$

A_{sw} :Kesme donatısının toplam kesme alanı

d :Kiriş faydalı yüksekliği

f_{ywd} :Enine donatıda tasarım çekme dayanımı

s :Etriye aralığı

Tasarım kesme kuvveti eğik çatlama dayanımına eşit veya ondan az ise ($V_d \leq V_{cr}$) kesme donatısı hesabına gerek yoktur. Ancak bu durumda, 8.1.5.1 de verilen minimum etriyenin bulundurulması zorunludur.

8.1.5.Gevrek Kırılmanın Önlenmesi

8.1.5.1.Minimum Kesme Donatısı

Betonarme kirişlerde açıklık boyunca etriye bulundurmak zorunludur. Kullanılan etriye miktarı koşulunu sağlamalıdır.[13]

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (8.6)$$

8.5.1.2. Kesme Kuvveti Üst Sınırı

Yüksek asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövde betonunun ezilmesini önlemek amacıyla, hesap kesme kuvveti aşağıda gösterildiği gibi sınırlanmıştır. Bu koşul sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir.[13]

$$V_d \leq 0.22 f_{cd} b_w d \quad (8.7)$$

8.1.6. Kesme Donatısı Detayları

Kesme dayanımını sağlamak için bireysel çubuklar (düşey ve yatay etriye, firkete, çiroz vb) ve hasır donatı kullanılır. Kesme dayanımına pilye katkısı ihmal edilir.

Etriye aralığı kiriş faydalı yüksekliğinin yarısından fazla olamaz $s \leq d/2$ Ayrıca, $V_d \geq 3V_{cr}$ olan durumlarda, etriye aralığı faydalı yüksekliğin dörtte birinden fazla olamaz $s \leq d/4$. Çerçeve kirişlerinin uçlarında, kiriş derinliğinin iki katı kadar olan bölgede, etriye aralığı aşağıdaki koşulları sağlamalıdır:

$$s \leq \{d/4; 8\phi_l; 150mm\} \quad (8.8)$$

Mesnetlenmenin, kiriş alt yüzünden daha yukarıda düzenlendiği durumlarda ve diğer bir kirişe oturan kirişlerde, kesme kuvvetini kiriş üstüne taşıyan askı donatısı düzenlenmelidir.[13]

8.2. Eurocode 2'e Göre Kesme Dayanımı

8.2.1. Kesme Donatısız Elemanlarda Kesme Dayanımı

Kesme performansı alanında en çok araştırılan konu olmasına rağmen henüz kesme donatısız elemanların genel davranışını tanımlayan genel olarak kabul gören bir teori geliştirilememiştir. Yönetmeliklerde verilen formülasyonlar bu nedenle deneysel kabul edilmelidir. Test miktarlarının fazlalığından dolayı önemli değişkenlerin etkileri açık olarak belirlenmiştir ve elde edilen formülasyonlar normal tipteki elemanlarda yüksek derecede güvenilirliğe sahiptir.[15]

Kesme donatısız elemanlarda kesme dayanımını kontrol eden ana değişkenler beton dayanımı, donatı oranı ve eleman derinliğidir. Kırılmanın doğası çekme dayanımının basınç dayanımından daha önemli olabileceğini işaret etse de beton dayanımının kesme dayanımı üzerindeki etkisi olacağı açıktır. Deneysel kanıtlar beton dayanımı etkisinin çekme dayanımına oranla oldukça az olduğunu göstermektedir.

Kesme dayanımı artan donatı oranı ile artmaktadır fakat donatı artışı ile kesme dayanımındaki artış hızı ters orantılı olmaktadır. Bu ilişki değişik şekillerde modellenenabilir.

Eurocode’de kesme dayanımı ve maksimum 0,02 ‘ye kadar ρ donatı oranı arasında küp kök ilişkisini kullanır.

Kesit derinliği kesme dayanımı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu etki döşemeler gibi sığ elemanların tasarımında dikkate alınmaya değecek kadar yeterli büyüklüktedir. Çoğu yönetmelik formüllerinde bunu açıklayan ve sığ elemanlar için daha yüksek kesme dayanımı veren böyle terimlere sahiptir.

Yukarıda anlatılan etkenlerin dikkate alınmasıyla Eurocode 2 kesme donatısız elemanların dayanımı için aşağıdaki formülleri vermektedir.

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot d \cdot \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_1} \right) \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] \quad (8.9)$$

$V_{Rd,c}$ aşağıdaki, değerden daha az olamaz

$$V_{Rd,c} \geq b_w \cdot d \cdot (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0,15 \sigma_{cp}) \quad (8.10)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (8.11)$$

d : Eleman faydalı yüksekliğidir. Formülde mm olarak kullanılmalıdır.

$$\rho_1 \leq \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (8.12)$$

σ_{cp} : Ortalama boyuna gerilmedir. (Basıçda pozitif alınmalıdır.) Çekme eksenel kuvvetleri negatif σ_{cp} kullanılarak hesaplara dahil edilmelidir.

Denklem (8.9)’da önerilen $0,18/\gamma_1$ terimi ve 0,15 katsayısı her ülkenin kendi standartlarında belirlediği parametrelerdir.

$V_{Rd,c}$ için minimum koşulu kesme donatısız elemanların bir miktar kesme dayanımına sahip olduğu gerçeğini dikkate alır.

Tablo 8.1 farklı boyuna donatı oranları ve beton sınıfları için $V_{Rd,c} / b_w \cdot d$ değerlerinin elde edilmesinde kullanılabilir. Bu değerler k katsayısı ihmal edilerek hesaplanmıştır. Doğru $V_{Rd,c} / b_w \cdot d$ değerlerinin elde edilmesi için bu değerle k katsayısı ile çarpılmalıdır. Tablo 8.2’de k katsayıları verilmektedir. Tablo 8.3’de v_{min} değerleri verilmektedir. Eksenel yük taşıyan elemanlarda (kolonlar yada öngerilmeli kirişlerde) Tablo 8.1 ve Tablo 8.3’den elde edilen $V_{Rd,c}$ değerlerine $0,15 N / (A_c \cdot b_w \cdot d)$ değerine sahip ek kesme kuvveti eklenir. N kesite etki eden eksenel yük ve A_c elemanın kesit alanıdır.

Tablo 8.1. Bazı beton sınıfları için $(0.18 / \gamma_c)(100\rho_1 f_{ck})^{1/3}$ değerleri

ρ (%)	Beton basınç dayanımı , f_{ck} (N/mm ²)			
	25	30	35	40
0.2	0.21	0.22	0.23	0.24
0.4	0.26	0.27	0.29	0.30
0.6	0.30	0.31	0.33	0.35
0.8	0.33	0.35	0.36	0.38
1.0	0.35	0.37	0.39	0.41
1.2	0.37	0.40	0.42	0.44
1.4	0.39	0.42	0.44	0.46
1.6	0.41	0.44	0.46	0.48
1.8	0.43	0.45	0.48	0.50
2.0	0.44	0.47	0.49	0.52

Tablo 8.2. k derinlik katsayıları

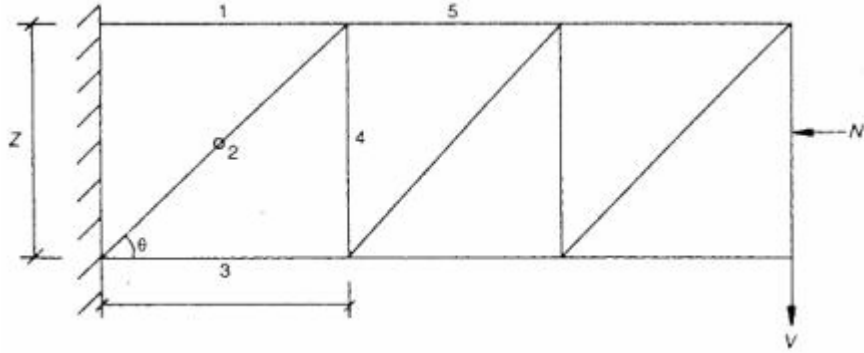
Etkili derinlik (mm)	k
100	2.00
200	2.00
300	1.82
400	1.71
500	1.63
600	1.58
700	1.53
800	1.50
900	1.47
1000	1.45

Tablo 8.3. Bazı beton sınıfları için v_{min} değerleri

Etkili derinlik (mm)	Beton basınç dayanımı , f_{ck} (N/mm ²)			
	25	30	35	40
100	0.67	0.73	0.79	0.85
200	0.35	0.38	0.41	0.44
300	0.27	0.30	0.32	0.34
400	0.24	0.26	0.28	0.30
500	0.22	0.24	0.26	0.28
600	0.21	0.23	0.25	0.26
700	0.20	0.22	0.24	0.26
800	0.20	0.22	0.23	0.25
900	0.19	0.21	0.23	0.24
1000	0.19	0.21	0.23	0.24

8.2.2. Kesme Donatılı Kesitlerin Dayanımı

Kesme donatısının etkisinin tahmini için genel olarak kabul edilen bir model vardır.Bu düşey bağlantıların kullanıldığı en yaygın durum için Şekil 6.1’de gösterilen kafes modelidir.Bu modelde,üst ve alt basınç ve çekme elemanları sırasıyla basınç bölgesindeki beton ve çekme donatısıdır.Üst ve alt elemanlara bağlanan elemanlar çelik çekme elemanları ve düşey beton payanda ile temsil edilir.[15]



Şekil 8.2 İdealleştirilmiş kafes modeli

Değişik yönetmeliklerin birbirinden ayrıldığı nokta Şekil 8.22’de görülen kafes açısı θ ’nın seçilmesi üzerinedir.Bugüne kadar uluslararası olarak en yaygın olan uygulama $\cot\theta$ değerini 1,0 olarak kabul etmektedir.(Kafes kiriş eksenine 45° açı oluşturduğu kabulü)Bu kabul yapıldığında kesme donatılı kirişin kesme dayanımının daha düşük olduğu görülmüştür. Bu yaklaşımda kesme donatılı kesitin dayanımı beton dayanımı ile kesme donatısının dayanımları toplamı olarak hesaplanır.Bu nedenle kesme davranışının plastik olacağı kabul edilir.ACİ 318-02 ve TS-500 bu yaklaşımı kabul eder.

Eurocode 2 ikinci bir yaklaşımı kabul eder.Bu yaklaşımda bütün kesme kuvvetinin kesme donatısı tarafından karşılandığı kabul edilir ve kafes açısı θ , $\cot^{-1}0,40$ ile $\cot^{-1}2,5$ arasında değer alabilir.Değişebilir kafes açısı bu iki yaklaşımdan daha kesin olmalıdır ve bazı durumlarda daha ekonomik sonuçlar vermektedir.Bununla beraber EN 1992-1-1’de yazıldığı gibi yanlış anlamalara maruzdur.Yönetmelik tasarımcının belirtilen limitler arasında herhangi bir kafes açısı seçebileceğini vurgular.Bu serbest seçim fikri aslında gerçek kiriş davranışını yansıtmaz.Daha dik açıda kırılacak şekilde sistem geometrisine yada detaylandırmaya sahip olmadıkları sürece kirişler yaklaşık olarak $\cot^{-1}2,5$ açısı oluşturacak şekilde kırılır.Daha dik kesme açısı çekme donatısının azaltılmasından yada daha dik açı oluşturacak kadar yükün mesnete yakın olmasından kaynaklanabilir.

Aşağıda Eurocode 2’de kesme donatısının belirlenmesi için verilen yöntem maddeler halinde açıklanmıştır.

I. Mesnetten d mesafesi kadar uzaktaki kesme gerilmeleri hesaplanır.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} = \frac{V_{Ed}}{0.9d \cdot b_w} \quad (8.13)$$

II. Tablo 8.4'den beton payanda kapasitesi $v_{Rd,max \cot\theta=2.5}$ bulunur.

III. Eğer $v_{Ed} < v_{Rd,max \cot\theta=2.5}$ ise $\cot\theta = 2.5$ kabul edilir.

IV. Eğer $v_{Ed} > v_{Rd,max \cot\theta=2.5}$ ise Tablo 8.4'den $v_{Rd,max \cot\theta=1.0}$ bulunur.

a) $v_{Ed} < v_{Rd,max \cot\theta=1.0}$ ise aşağıdaki ifade ile θ açısı hesaplanır.

$$\theta = 0.5 \sin^{-1} \left[\frac{v_{Ed}}{0.18 f_{ck} (1 - f_{ck} / 250)} \right] \quad (8.14)$$

b) $v_{Ed} \geq v_{Rd,max \cot\theta=1.0}$ ise kesit boyutları büyütülerek hesap tekrarlanır.

V Hesaplanan θ açısı ile gereken kesme donatısı aşağıdaki ifade ile hesaplanır.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0.9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (8.15)$$

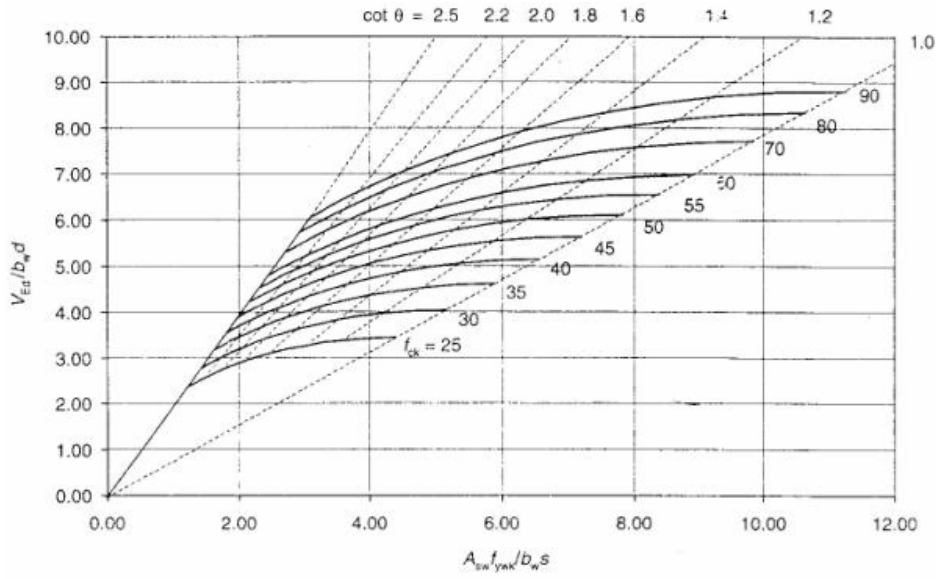
Tablo 8.4. Bazı beton sınıfları için gerilme cinsinden maksimum ve minimum beton payanda kapasiteleri

f_{ck}	$V_{Rd,max \cot\theta=2.5}$	$V_{Rd,max \cot\theta=1.0}$
20	2.54	3.68
25	3.10	4.50
28	3.43	4.97
30	3.64	5.28
32	3.84	5.58
35	4.15	6.02
40	4.63	6.72
45	5.08	7.38
50	5.51	8.00

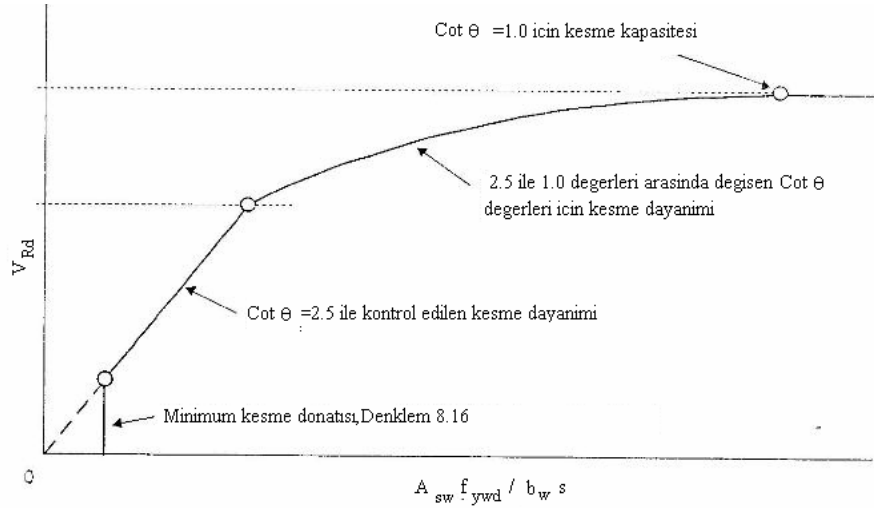
Kesme donatısı olarak düşey etriyeler kullanıldığında Şekil 8.3 gerekli kesme donatısının hesaplanmasında kullanılabilir. Bu amaçla önce $V_{Ed} / b_w \cdot d$ hesaplanır. Bu değer den $(A_{sw} \cdot f_{ywk}) / (b_w \cdot s)$ elde edilir. En soldaki doğrusal çizgi $\cot\theta$ için izin verilen maksimum değeri ($\cot\theta=2.5$) tanımlar. Diyagramdaki kırık çizgiler çeşitli $\cot\theta$ değerlerini tanımlar. Eğrilerin sınırlayan en sağdaki kırık çizgi $\cot\theta=1$ değerini tanımlar kullanılabilecek maksimum kesme donatısı miktarını verir.

Minimum kesme donatısı alanı aşağıdaki ifade ile elde edilir.

$$\left(\frac{A_{sw} \cdot f_{ywk}}{b_w \cdot s} \right)_{\min} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} \quad (8.16)$$



Şekil 8.3. Kesme donatısının hesaplanması için diyagram



Şekil 8.4. Kesme dayanımının Cot θ ile değişimi

8.3.ACI 318-02'e Göre Kesme Dayanımı

8.3.1.Genel

ACI 318-02'de verilen kafes-kiriş modellerine göre tasarlanan elemanlar hariç kesme kuvvetine maruz kesitlerin tasarımı aşağıdaki ifadeye dayanacaktır. Burada V_u ele alınan kesitte katsayı ile çarpılarak artırılmış kesme kuvveti ve V_n nominal kesme dayanımıdır.[16],[20]

$$\phi V_n \geq V_u \quad (8.17)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (8.18)$$

Nominal kesme dayanımı V_n , hesaplanırken eleman kesitlerinde varsa açıklıkların etkileri dikkate alınmalıdır.

Bu bölümde kullanılacak $\sqrt{f'_c}$ değerleri 100 psi'den fazla olamaz. Minimum gövde donatısına sahip betonarme kirişlerde V_c hesabında 100 psi'den daha yüksek $\sqrt{f'_c}$ değerleri kullanılabilir. Bu sınırlamanın sebebi basınç dayanımı 10.000psi'den fazla olan betonlarda test sonuçlarının ve uygulama tecrübelerinin eksikliğidir.

Mesnetlerde katsayı ile çarpılmış kesme kuvvetinin V_u , mesnet yüzeyinden d mesafesindeki değerinin tasarımda kullanılabilmesi için aşağıdaki bütün koşullar sağlanmalıdır.[16]

a) Mesnet reaksiyonu uygulanan kesme kuvveti doğrultusunda eleman ucuyla basınç oluşturuyorsa,

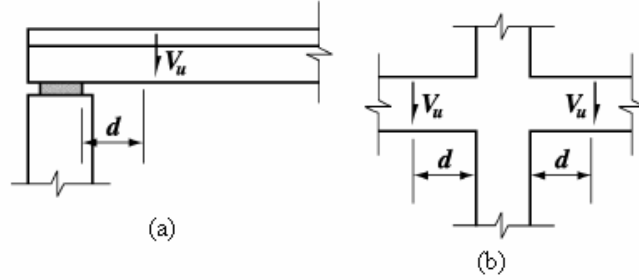
c) Mesnet yüzeyi ile mesnetten d mesafesi kadar uzak kesit arasında tekil yük yoksa.

Öngerilmemiş elemanlarda, mesnet yüzeyine d mesafesinden daha yakında bulunan kesitlerin d mesafesi için hesaplanan V_u kesme kuvvetine göre tasarlanmasına izin verilecektir.

Mesnetten d mesafesi kadar uzaktaki kesme kuvvetinin kullanılabileceği elemanlar aşağıda listelenmiştir.

a) Şekil 8.5a'de gösterildiği gibi bir elemanın altındaki yataklar ile mesnetlenen elemanlarda,

b) Şekil 8.5b'de gösterildiği gibi monolitik olarak diğer elemanlara bağlanan elemanlarda



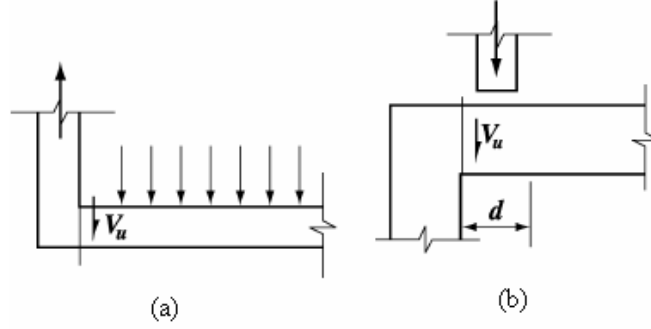
Şekil 8.5. Mesnet koşulunu sağlayan elemanlar

Mesnetten yüzeyindeki V_u kesme kuvvetlerinin kullanılabileceği elemanlar aşağıda listelenmiştir.

a) Şekil 8.6a'da gösterildiği gibi çekmeye çalışan elemanları mesnetleyen elemanlarda. Bu durumda kiritik bölge mesnet yüzeyi alınır. Birleşim bölgesine etki eden kesme kuvveti tahkik edilmeli ve özel köşe donatısı bulundurulmalıdır.

b) Şekil 8.6b'de gösterildiği gibi mesnet yüzeyinde ve mesnetten d kadar uzaktaki kesitte kesme kuvvetinin önemli oranda değiştiği elemanlarda. Bu duruma tekil yükün mesnete yakın

bölgelerde etki ettiği kirişlerde ve temel kazıklarının üzerinde mesnetlenmiş temellerde rastlanır.



Şekil 8.6. Mesnet koşulunu sağlamayan elemanlar

8.3.2. Beton Tarafından Sağlanan Kesme Dayanımı

Betonun kesme dayanımına katkısı iki ayrı şekilde hesaplanabilir. [16], [20]

1) Betonun kesme dayanımına olan katkısı için detaylı analiz yapılmıyorsa aşağıdaki ifadeler kullanılır.

a) Kesme ve eğilmeye maruz elemanlarda;

$$V_c = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (8.19)$$

b) Eksenel basınca maruz elemanlarda;

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (8.20)$$

N_u : M_u momenti ve V_u kesme momenti ile kesite eş zamanlı etki eden normal kuvvet. Formülde pound biriminde kullanılır. N_u/A_g niceliği psi olarak ifade edilir.

c) Önemli eksenel çekmeye maruz elemanlarda daha detaylı analizler yapılmıyorsa kesme donatısının toplam kesme kuvvetinin tamamını karşıladığı kabul edilir.

2) Betonun kesme dayanımına olan katkısı için detaylı analiz yapılmıyorsa

a) Kesme ve eğilmeye maruz elemanlarda;

$$V_c = \left(1,9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (8.21)$$

Bu değer $3,5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ den yüksek olamaz. Denklem (8.21)'e göre V_c hesaplandığında $V_u \cdot d / M_u$ değeri 1,0 'dan yüksek alınmayacaktır. Burada M_u ele alınan kesitte V_u kesme kuvveti ile eş zamanlı meydana gelen katsayı ile çarpılmış momenttir. Denklem (8.21) kesme donatısız elemanların kesme dayanımı için temel formüldür. Deney sonuçları Denklem (8.21)'in f'_c etkisini daha fazla, ρ_w ile $V_u \cdot d / M_u$ etkisi ise daha düşük olarak açıkladığını

göstermektedir.Çoğu tasarımda Denklem (8.21)'deki ikinci terimi $0.1\sqrt{f'_c}$ olarak kabul edip beton katkısını Denklem (8.19)'da gösterildiği gibi kullanmak uygundur.

b)Eksenel basınca maruz elemanlarda Formül (8.21)'de M_u yerine M_m konularak ve $V_u.d / M_u$ için 1,0 sınırlaması kaldırılarak V_c hesaplanabilir.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4h - d)}{8} \quad (8.22)$$

M_m :Değiştirilmiş moment

Bununla beraber V_c aşağıdaki değerden daha fazla olamaz.

$$V_c = 3,5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}} \quad (8.23)$$

N_u/A_g niceliği psi olarak ifade edilir. Denklem (8.22) ile hesaplanan M_m negatif olursa V_c Denklem (8.23)'e yada (8.20)'ye göre hesaplanır.

c) Önemli eksenel çekmeye maruz elemanlarda

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (8.24)$$

8.3.3. Kesme Donatısı Tarafından Sağlanan Kesme Dayanımı

8.3.3.1Genel

Kesme donatısı olarak eleman eksenine dik etriyelerin, eleman eksenine dik hasır donatıların, spiraller,dairesel etriyeler yada fretlerin kullanımına izin verilir.Ayrıca öngerilmemiş elemanlarda boyuna çekme donatısı ile 45° yada daha fazla açı yapan etriyelerin, boyuna çekme donatısı ile eğik olan bölümü 30° yada daha fazla pliyelerin ve etriye yada eğik boyuna donatıların kombinasyonunun da kullanılmasına izin verilir. [16]

Kesme donatılarında tasarım akma dayanımı 60000psi'den fazla olmayacaktır.İstisna olarak hasır donatılarda tasarım akma dayanımı 80000psi'den fazla olmayacaktır.

Eleman eksenine dik yerleştirilen kesme donatısı aralığı öngerilmemiş elemanlarda $d/2$ 'den fazla olmayacaktır. V_s değeri $4\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ değerini geçtiğinde donatı aralığı $d/4$ 'e indirilir.

8.3.3.2.Minimum kesme donatısı

Bütün betonarme eğilme elemanlarında katsayı ile çarpılmış kesme kuvveti V_u beton tarafından sağlanan kesme dayanımı ϕV_c nin yarısından fazla ise minimum kesme donatısı bulundurulacaktır.Aşağıdakiler istisnadır.Döşemelerde,temellerde ve toplam derinliği 10 inç'i

,başlık kalınlığının 2,5 katını yada gövde genişliğinin yarısından büyük olanı geçmeyen kirişlerde bu kural istisnadır.[16]

Kesme donatısı eğimli çatlakların büyümesini önler.Süneklik artar ve göçme halinde uyarı oluşur.Donatılandırılmamış bir gövdede eğik çatlakların ani oluşumu ani göçmeye neden olabilir.Döşemeler ve temel ayakları zayıf ve güçlü bölgeler arasında yük paylaşımı olasılığı nedeniyle minimum kesme donatısı alanı kuralı dışında kalır.

Kesme donatısının ihmal halinde gerekli nominal kesme ve eğilme momentlerinin dayanımının sağlanabileceği deneyler ile ispatlanıyorsa minimum kesme donatısı bulundurulması kuralı ihmal edilebilir.Böyle testlerde farklı oturmalar,sünme,rötre ve sıcaklık değişiklikleri etkileri realistik olarak hesaplanmalıdır.

Öngerilmiş ve öngerilmemiş elemanlar ile burulma momentlerinin ihmal edildiği elemanlarda aşağıdaki bağıntı ile verilen minimum kesme donatısı bulundurulur fakat bu değer $(50.b_w.s) / f_y$ den daha az olmayacaktır.Burada b_w ve s inç birimindedir

$$A_v = 0,75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (8.25)$$

8.3.3.3.Kesme Donatısının Tasarımı

Katsayı ile çarpılmış kesme kuvveti V_u değeri ϕV_c 'den büyük ise kesme donatısı Denklem (8.17) ve (8.18)'yi sağlamalıdır.[16],[20]

A_v kesme donatısı alanı olmak üzere eleman eksenine dik kesme donatısı kullanıldığında,

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (8.26)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad (8.27)$$

Kesme donatısı olarak eğimli etriyeler kullanıldığında,

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \quad (8.28)$$

Aynı elemanda birden daha fazla kesme donatısı tipi kullanılıyorsa V_s kesme dayanımı değişik tipler için hesaplanan V_s değerleri toplamıdır. V_s kesme dayanımı $8\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ den fazla olmayacaktır.

9.ABYYHY İÇİN SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK BETONARME ELEMANLAR

9.1.Malzeme

Deprem bölgelerinde yapılacak tüm betonarme binalarda C20'den daha düşük dayanımlı beton kullanılamaz.

Tüm deprem bölgelerinde, TS-500'deki tanıma göre kalite denetimli, bakımı yapılmış ve vibratörle yerleştirilmiş beton kullanılması zorunludur. Ancak, kendinden yerleşen beton kullanıldığı durumlarda, vibratörle beton yerleştirilmesine gerek yoktur.

Etriye ve çiroz donatısı ile döşeme donatısı dışında, nervürlü donatı çeliği kullanılamaz. Ayrıca, kirişli sistemlerin döşemelerinde, kirişsiz döşemelerde, dişli döşeme tablalarında, etriyelerde, bodrum katların çevresindeki dış perde duvarlarının gövdelerinde, deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca perdeler tarafından taşındığı ve Denklem(9.14) ile verilen koşulların her ikisinin de sağlandığı binaların perde gövdelerinde hariç olmak üzere, betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında S420'den daha yüksek dayanımlı donatı çeliği kullanılmaz.

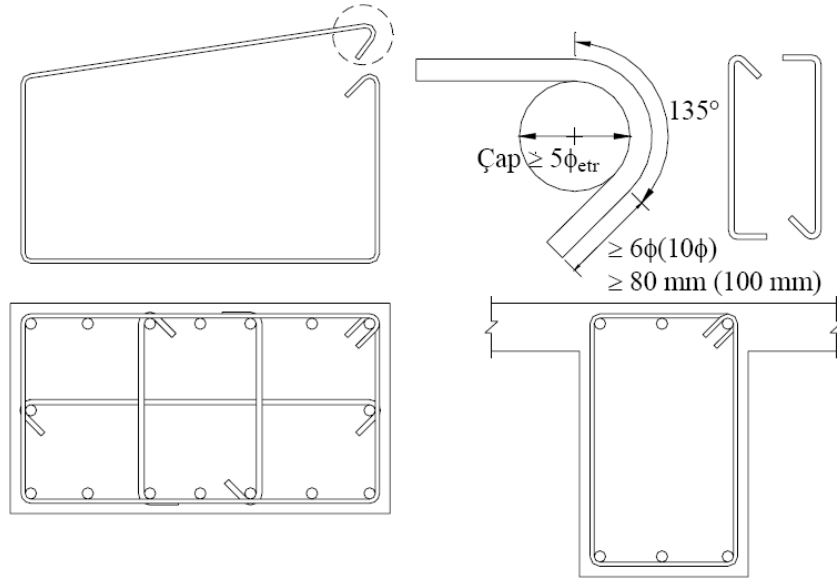
Kullanılan donatının kopma birim uzaması %10'dan az olmamalıdır. Donatı çeliğinin deneysel olarak bulunan ortalama akma dayanımı, ilgili çelik standardında öngörülen karakteristik akma dayanımının 1.3 katından daha fazla olamaz. Ayrıca, deneysel olarak bulunan ortalama kopma dayanımı, yine deneysel olarak bulunan ortalama akma dayanımının 1.15 katından daha az olamaz.[2]

9.2 Özel Deprem Etriyeleri ve Çirozları

Bütün deprem bölgelerinde, süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi normal olan tüm betonarme sistemlerin kolonlarında, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, perde uç bölgelerinde ve kiriş sarılma bölgelerinde kullanılan etriyeler özel deprem etriyesi, çirozlar ise özel deprem çirozu olarak düzenlenir (Şekil 9.1)

Özel deprem etriyelerinin her iki ucunda mutlaka 135 derece kıvrımlı kancalar bulunmalıdır. Özel deprem çirozlarında ise bir uçta 90 derece kıvrımlı kanca yapılabilir. Bu durumda kolonun veya perdenin bir yüzünde, kanca kıvrımları 135 derece ve 90 derece olan çirozlar hem yatay hem de düşey doğrultuda şaşırtmalı olarak düzenlenir. 135 derece kıvrımlı kancalar, Ø enine donatı çapını göstermek üzere, en az 5Ø çaplı daire etrafında bükülür. Kancaların boyu kıvrımdaki en son teğet noktasından itibaren, düz yüzeyli çubuklarda 10Ø ve 100 mm'den, nervürlü çubuklarda ise 6Ø ve 80 mm'den az olamaz.

Özel deprem etriyeleri boyuna donatıyı dıştan kavramalı ve kancaları aynı boyuna donatı etrafında kapanmalıdır. Özel deprem çirozlarının çapı ve aralığı, etriyelerin çap ve aralığı ile aynı olacaktır. Çirozlar, her iki uçlarında mutlaka boyuna donatıları sarmalıdır.[2]



Şekil 9.1.Özel deprem etriyeleri ve çirozları

9.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar

9.3.1. Enkesit Koşulları

Dikdörtgen kesitli kolonların en küçük boyutu 250 mm'den ve enkesit alanı 75000 mm² den daha az olamaz. Dairesel kolonlar için minimum çap 300 mm'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 sağlamalıdır.[2]

9.3.2. Boyuna Donatı Koşulları

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

Bindirmeli ek yapılan kesitlerde boyuna donatı oranı %6'dan fazla olmamalıdır.[2]

9.3.3. Boyuna Donatının Düzenlenmesi

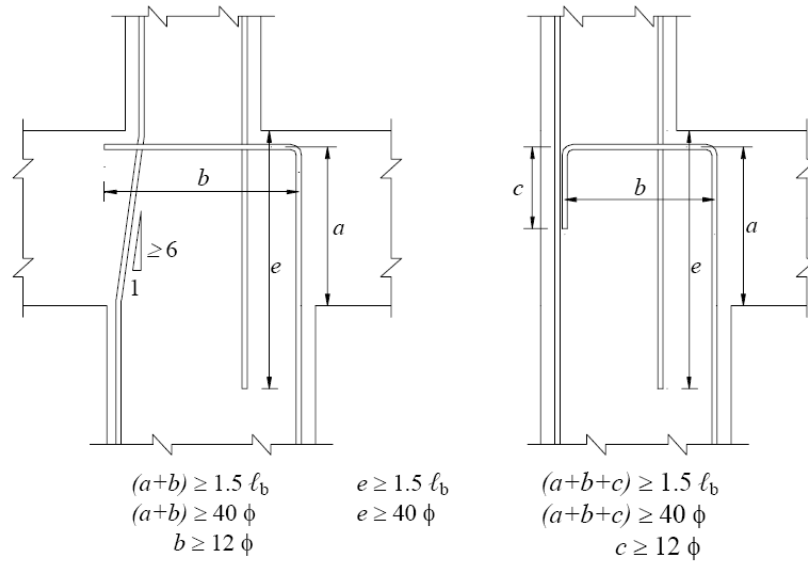
Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, mümkün olabildiğince kolon orta bölgesinde yapılmalıdır. Bu durumda bindirmeli ek boyu, TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu ℓ_b 'ye eşit olur.

Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ise, aşağıdaki koşullara uyulmalıdır:

- (a) Boyuna donatıların %50'sinin veya daha azının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, ℓ_b 'nin en az 1.25 katı olur.
- (b) Boyuna donatıların %50'den fazlasının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, ℓ_b 'nin en az 1.5 katı alınır. Temelden çıkan kolon filizlerinde de bu koşula uyulmalıdır.

Katlar arasında kolon kesitinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi $1/6$ 'dan daha fazla olamaz. Kesit değişiminin daha fazla olması durumunda veya en üst kat kolonlarında; alttaki kolonun boyuna donatısının karşı taraftaki kirişin içindeki kenetlenme boyu, TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu ℓ_b 'nin 1.5 katından ve 40ϕ 'den daha az olmayacaktır. Karşı tarafta kiriş bulunmadığı durumlarda kenetlenme, gerekirse kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanır. 90 derecelik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12ϕ olmalıdır(Şekil 9.2).

Yanyana boyuna donatılarda yapılan manşonlu veya kaynaklı eklerin arasındaki boyuna uzaklık en az 600 mm olmalıdır.[2]



Şekil 9.2.Kolonlarda boyuna donatının kenetlenmesi

9.3.4. Enine Donatı Koşulları

Her bir kolonun alt ve üst uçlarında özel sarılma bölgeleri oluşturulmalıdır. Sarılma bölgelerinin her birinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzünden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan (dairesel kesitlerde kolon çapından), kolon serbest yüksekliğinin $1/6$ 'sından ve 500 mm'den az olamaz. Konsol kolonlarda sarılma bölgesi kolon alt ucunda oluşturulacak ve uzunluğu kolon büyük boyutunun 2 katından az olmayacaktır.

Eninde donatılar temelin içinde de, 300 mm' den ve en büyük boyuna donatı çapının 20 katından az olmayan bir yükseklik boyunca devam ettirilmelidir. Ancak, çanak temellere

mesnetlenen kolonlarda, sarılma bölgesindeki enine donatı çanak yüksekliği boyunca devam ettirilir.

a) Sarılma bölgelerinde Ø8'den küçük çaplı enine donatı kullanılamaz. 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 olmamalıdır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının 20 katından fazla olamaz. Sürekli dairesel spirallerin adımı, göbek çapının 1/5'inden ve 80 mm'den fazla olmamalıdır.

b) Etriye kolonlarda $N_d > 0,20.A_c.f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, Denklem(9.1)'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k , her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınmalıdır (Şekil 9.3).

$$A_{sh} \geq 0,30.s.b_k \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (9.1)$$

$$A_{sh} \geq 0,075.s.b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

c) Spiral donatılı kolonlarda $N_d > 0,20.A_c.f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki enine donatının minimum hacimsel oranı, Denklem(9.2)'deki koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanır.

$$\rho_s \geq 0,45 \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (9.2)$$

$$\rho_s \geq 0,12 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

d) $N_d \leq 0,20.A_c.f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde Denklem(9.1) ve Denklem(9.2) ile verilen enine donatıların en az 2/3'ü, minimum enine donatı olarak kullanılır.

Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir (Şekil 9.3). Kolon orta bölgesinde Ø8'den küçük çaplı enine donatı kullanılmamalıdır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit

9.3.5. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

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 olmalıdır.

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1,2.(M_{ri} + M_{rj}) \quad (9.3)$$

M_{ra} :Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti

M_{ri} :Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti

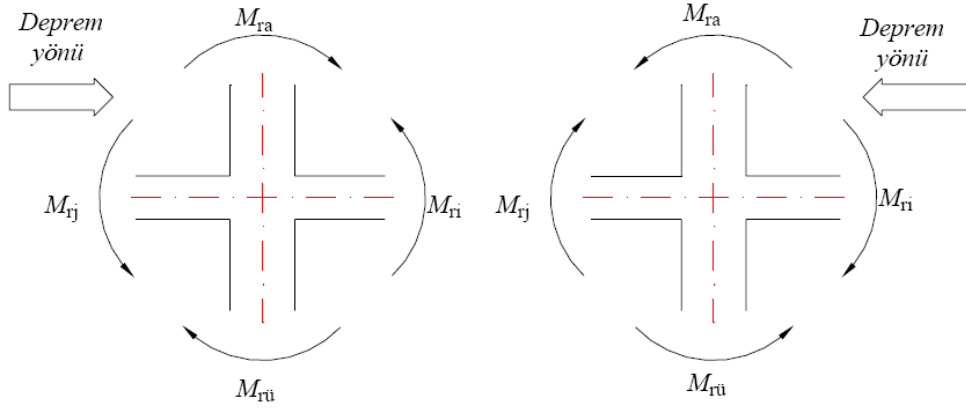
M_{rj} :Kirişin sağ ucu j'deki kolon veya perde yüzünde f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan negatif veya pozitif taşıma gücü momenti

$M_{r\bar{u}}$:Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti

Denklem(9.3), her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanmalıdır. (Şekil 3.4). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınır.[2]

Denklem(9.3)'ün uygulanmasına ilişkin özel durumlar aşağıda belirtilmiştir:

- Düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0,10.A_c.f_{ck}$ olması durumunda, Denklem(9.3)'ün sağlanması zorunlu değildir.
- Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında Denklem(9.3)'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmaz
- Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda, Denklem(9.3)'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmaz.



Şekil 9.4. Düğüm noktasında kolon ve kiriş uç momentleri

9.3.6. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i'inci katında, Denklem(9.4)'ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında Denklem(9.3)'ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir.[2]

$$\alpha_i = \frac{V_{is}}{V_{ik}} \geq 0,70 \quad (9.4)$$

$N_d \leq 0,10 \cdot A_c \cdot f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonlar, Denklem (9.3)'ü sağlamasalar bile, V_{is} 'nin hesabında gözönüne alınabilir.

V_{ik} :Binanın i'inci katındaki tüm kolonlarda gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

V_{is} :Binanın i'inci katında, Denklem (9.3)'ün hem alttaki hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı

Denklem(9.4)'ün sağlanması durumunda, $0,70 \leq \alpha_i \leq 1,00$ aralığında, Denklem (9.3)'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri ($1/\alpha_i$) oranı ile çarpılarak artırılır. Denklem (9.3)'ü sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri için donatılır.

Herhangi bir katta Denklem(9.4)'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler süneklik düzeyi normal çerçeve olarak gözönüne alınır ve Tablo 2.6'e göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı değiştirilerek hesap tekrarlanır.

9.3.7. Kolonların Kesme Güvenliği

Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , Denklem(9.5) ile hesaplanır.[2]

$$V_e = \frac{(M_a + M_u)}{l_n} \quad (9.5)$$

M_a :Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment

M_u :Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment

Denklem(9.5)'teki M_a ve M_u 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve / veya üst uçlarında Denklem(9.3)'ün sağlanması durumunda a) maddesi, sağlanamaması durumunda ise b) maddesi uygulanır.

a) Denklem(9.3)'ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamı olan ΣM_p momenti hesaplanır:

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (9.6)$$

M_{pi} :Kirişin sol ucu i'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi

M_{pj} :Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \cong 1,4.M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1,4.M_{rj}$ olarak alınabilir. ΣM_p momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında analizlerden elde edilen momentler oranında kolonlara dağıtılır ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment, Denklem(9.5)'te M_a veya M_u olarak gözönüne alınır. Depremin her iki yönü için Denklem(9.6) ayrı ayrı uygulanır ve elde edilen en büyük ΣM_p değeri dağıtımda esas alınır. Denklem(9.3)'ün sağlanmış olmasına karşın Denklem(9.5)'teki M_a veya M_u 'nün hesabı, güvenli tarafta kalmak üzere, b) maddesine göre yapılabilir.

b) Denklem(9.3)'ün sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, kolonların moment kapasiteleri olarak hesaplanır ve Denklem (9.5)'te M_a ve/veya M_u olarak kullanılır. Moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pa} \cong 1,4.M_{ra}$ ve $M_{pu} \cong 1,4.M_{ru}$ olarak alınabilir. M_{pa} ve M_{pu} momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınmalıdır

Temele bağlanan kolonların alt ucundaki M_a momenti de,b) maddesine göre kolon moment kapasitesi olarak hesaplanır.

Denklem(9.5) ile hesaplanan kesme kuvveti, V_e , yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d 'den daha küçük olmamalı ve ayrıca Denklem(9.7) ile verilen koşulları sağlamalıdır. Denklem(9.7)'deki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyütülerek deprem hesabı tekrarlanır.

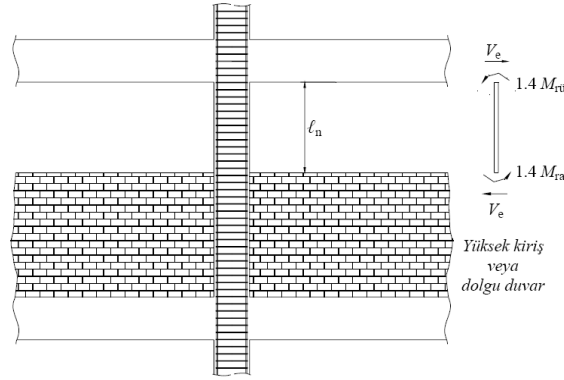
$$V_e \leq V_r \quad (9.7)$$

$$V_e \leq 0,22.A_w.f_{cd}$$

Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenir. Kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0,05.A_c.f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınarak ihmal edilir.

9.3.8. Kısa Kolonlara İlişkin Koşullar

Kısa kolonlar, taşıyıcı sistem nedeni ile veya dolgu duvarlarında kolonlar arasında bırakılan boşluklar nedeni ile oluşabilirler (Şekil 9.5). Kısa kolon oluşumunun engellenemediği durumlarda, enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti Denklem(9.5) ile hesaplanacaktır. Denklem(9.5)'teki momentler, kısa kolonun alt ve üst uçlarında $M_a \cong 1,4M_{ra}$ ve $M_{\bar{a}} \cong 1,4M_{r\bar{a}}$ olarak hesaplanır, ℓ_n ise kısa kolonun boyu olarak alınır. Hesaplanan kesme kuvveti Denklem(9.7)'de verilen koşulları sağlamalıdır. Kısa kolon boyunca, kolonların sarılma bölgeleri için tanımlanan minimum enine donatı ve yerleştirme koşulları uygulanır. Dolgu duvarları arasında kalarak kısa kolon durumuna dönüşen kolonlarda, enine donatılar tüm kat yüksekliğince devam ettirilir. [2]



Şekil 9.5.Kısa kolon

9.4.Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler

9.4.1. Enkesit Koşulları

Kolonlarla birlikte çerçeve oluşturan veya perdelere kendi düzlemleri içinde bağlanan kirişlerin enkesit boyutlarına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

- a) Kiriş gövde genişliği en az 250 mm olacaktır. Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçemez..
- b) Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm'den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olamaz.
- c) Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4'ünden daha fazla olmamalıdır. Aksi durumda **3.4.2.5** uygulanır.
- 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.

Kiriş olarak boyutlandırılıp donatılacak taşıyıcı sistem elemanlarında, tasarım eksenel basınç kuvvetinin $N_d \leq 0,1 \cdot A_c \cdot f_{ck}$ koşulunu sağlaması zorunludur. Aksi durumda, bu elemanlar kolon olarak boyutlandırılıp donatılır.[2]

9.4.2. Boyuna Donatı Koşulları

Kiriş mesnetlerinde çekme donatılarının minimum oranı için Denklem(9.8) ile verilen koşula uyulmalıdır.

$$\rho \geq 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad (9.8)$$

Boyuna donatıların çapı 12 mm'den az olamaz. Kirişin alt ve üstünde en az iki donatı çubuğu, kiriş açıklığı boyunca sürekli olarak bulundurulmalıdır.

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerindeki taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnedindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olmamalıdır. Ancak, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde bu oran %30'a indirilebilir.

Açıklık ve mesnetlerdeki çekme donatısı oranı TS-500'de verilen maksimum değerden ve %2'den fazla olamaz.

9.4.1'de c) paragrafında tanımlanan koşulun sağlanamadığı özel durumlarda, kiriş gövdesinin her iki yüzüne, kiriş yüksekliği boyunca gövde donatısı konulur. 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 olmamalıdır., Gövde donatılarının kenetlenmesi boyuna donatıların kenetlenmesine benzer biçimde için de 9.4.3'ün (b) ve (c) paragrafları uygulanır. [2]

9.4.3. Boyuna Donatının Düzenlenmesi

Boyuna donatıların yerleştirilmesi ve kenetlenmesine ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir (Şekil 9.6):

a) Kirişin iki ucundaki mesnet üst donatılarının büyük olanının en az $1/4$ 'ü tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilir. Mesnet üst donatısının geri kalan kısmı, TS-500'e göre düzenlenir.

b) Kolona birleşen kirişlerin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlarda kirişlerdeki alt ve üst donatı, kolonun etriyelerle sarılmış çekirdeğinin karşı taraftaki yüzüne kadar uzatılır ve etriyelerin iç tarafından 90 derece bükülür. Bu durumda boyuna donatının kolon içinde kalan yatay kısmı ile 90 derece kıvrılan düşey kısmının toplam uzunluğu, TS-500'de öngörülen düz kenetlenme boyu ℓ_b 'den az olmayacaktır. 90 derecelik kancanın yatay kısmı $0.4\ell_b$ 'den, düşey kısmı ise $12\emptyset$ 'den az olamaz. Perdelerde ve a ölçüsünün düz kenetlenme boyu ℓ_b 'den ve $50\emptyset$ 'den daha fazla olduğu kolonlarda, boyuna donatının kenetlenmesi, 90 derecelik kanca yapılmaksızın düz olarak sağlanabilir.

c) Her iki taraftan kirişlerin kolonlara birleşmesi durumunda kiriş alt donatıları, açıklığa komşu olan kolon yüzünden itibaren, $50\emptyset$ ' den az olmamak üzere, en az TS-500'de verilen kenetlenme boyu ℓ_b kadar uzatılır. Kirişlerdeki derinlik farkı gibi nedenlerle bu olanağın bulunmadığı durumlarda kenetlenme, yukarıdaki (b) paragrafına göre kirişin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlar için tanımlanan biçimde yapılır.

Boyuna donatıların eklenmesine ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

a) Kiriş sarılma bölgeleri, kolon-kiriş birleşim bölgeleri ve açıklık ortasında alt donatı bölgeleri gibi, donatının akma durumuna ulaşma olasılığı bulunan kritik bölgelerde bindirmeli ek yapılamaz. Bu bölgeler dışında bindirmeli eklerin yapılabileceği yerlerde, ek boyunca özel deprem etriyeleri kullanılır. Bu etriyelerin aralıkları kiriş derinliğinin $1/4$ 'ünü

ve 100 mm'yi aşmayacaktır. Üst montaj donatısının açıklık ortasındaki eklerinde özel deprem etriyeleri kullanılmasına gerek yoktur.

b) Manşonlu ekler veya bindirmeli kaynak ekleri, bir kesitte ancak birer donatı atlayarak uygulanır ve birbirine komşu iki ekin merkezleri arasındaki boyuna uzaklık 600 mm'den daha az olamaz.[2]

9.4.4. Enine Donatı Koşulları

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzünden itibaren kiriş derinliğinin iki katı kadar uzunluktaki bölge, Sarılma Bölgesi olarak tanımlanır ve bu bölge boyunca daha önceden tanımlanmış olan özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. 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 aşmamalıdır (Şekil 9.7). Sarılma bölgesi dışında, TS-500'de verilen minimum enine donatı koşullarına uyulmalıdır. [2]

9.4.5. Kirişlerin Kesme Güvenliği

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, Denklem(9.9) ile hesaplanır (Şekil 3.9).

$$V_e = V_{dy} \pm \left(\frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \right) \quad (9.9)$$

V_{dy} : Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti

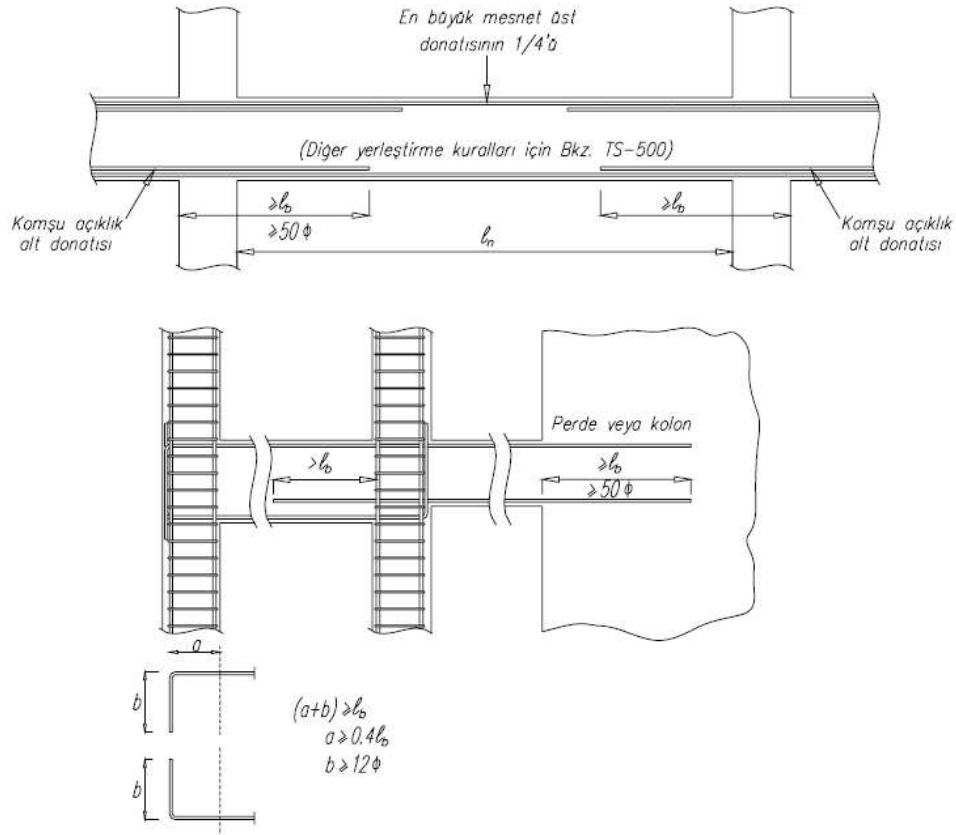
l_n : Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği, kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} = 1,4.M_{ri}$ ve $M_{pj} = 1,4.M_{rj}$ olarak alınabilir.

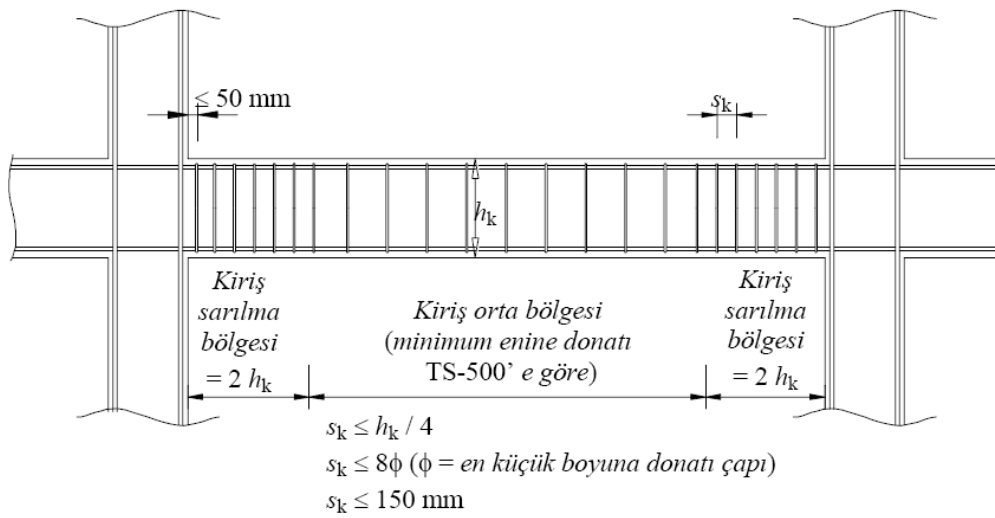
Denklem (9.9) ile hesaplanan kesme kuvveti, V_e , Denklem (9.10) ile verilen koşulları sağlayacaktır. Denklem (3.10)'daki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \leq V_r \quad (9.10)$$

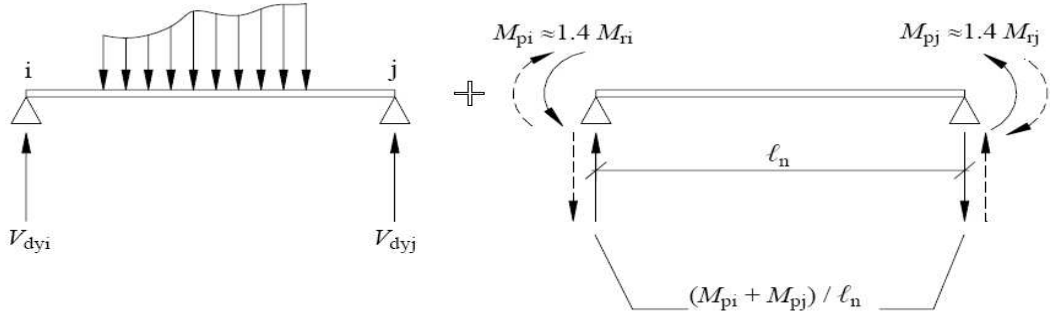
$$V_e \leq 0,22.b_w.d.f_{cd}$$



Şekil 9.6.Kirişlerde donatının kenetlenmesi



Şekil 9.7.Kiriş enine donatıları



Şekil 9.8.Kiriş enine donatı hesabına esas olan kuvvet ve momentler

Kiriş enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenir. kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması halinde betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınarak ihmal edilir. Hiçbir durumda pliyelemin kesme dayanımına katkıları gözönüne alınmaz. [2]

9.5.Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerinde Kolon - Kiriş Birleşim Bölgeleri

9.5.1. Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon-kiriş birleşimleri, aşağıda tanımlandığı üzere, iki sınıfa ayrılır. [2]

- Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanır.
- Yukarıdaki koşulları sağlamayan tüm birleşimler, kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanır.

9.5.2. Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti, Denk.(3.11) ile hesaplanır (Şekil 9.9).

$$V_e = 1,25 \cdot f_{yk} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (9.11)$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2} = 0$ alınır.

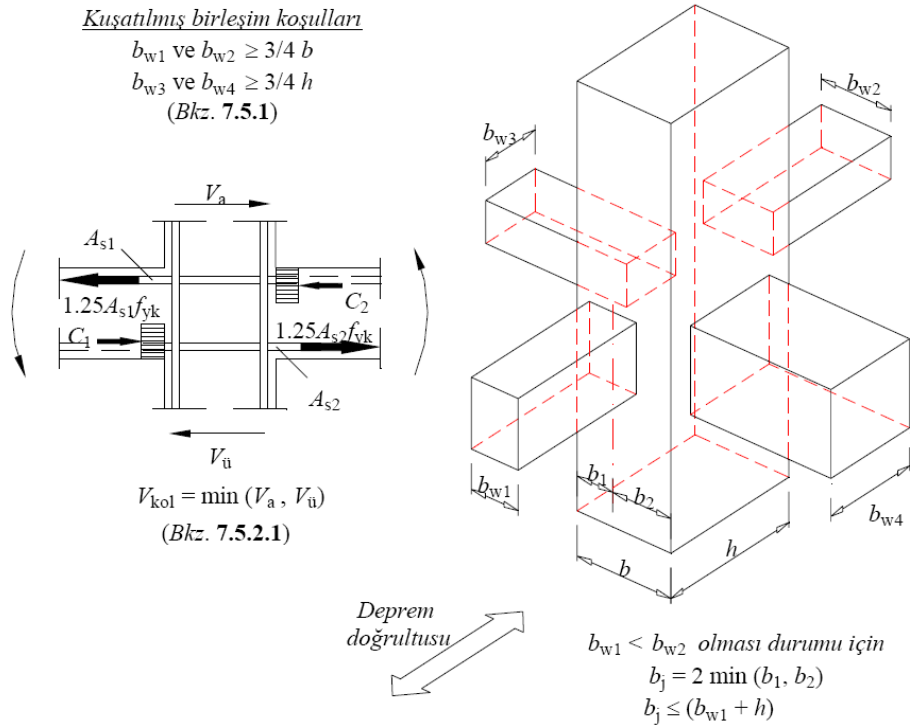
Herhangi bir birleşim bölgesinde Denklem(9.11) ile hesaplanan kesme kuvveti, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıda verilen sınırları aşamaz (Şekil 9.9). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanır.

$$\text{a) Kuşatılmış birleşimlerde} \quad V_e \leq 0,60 \cdot b_j \cdot h \cdot f_{cd} \quad (9.12)$$

b) Kuşatılmış birleşimlerde $V_e \leq 0,45.b_j.h.f_{cd}$ (9.13)

Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir (şekil 9.3):

- Kuşatılmış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az %40'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılır. Ancak, enine donatının çapı 8 mm'den az olmamalıdır ve aralığı 150 mm'yi aşmamalıdır.
- Kuşatılmamış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az %60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az olmamalı ve aralığı 100 mm'yi aşmamalıdır.



şekil 9.9.Kuşatılmış birleşim koşulları

9.6. Sünelik Düzeyi Yüksek Perdeler

9.6.1. Enkesit Koşulları

Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olamaz. Bu perdelerde, uç bölgesindeki perde kalınlığı sınırları 9.6.2'de verilmiştir.

Taşıyıcı sistemi sadece perdelerden oluşan binalarda, Denklem (9.14) ile verilen koşulların her ikisinin de sağlanması durumunda perde kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin 1/20'sinden ve 150 mm'den az olmamalıdır.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0,002 \quad (9.14)$$

$$V_t / \sum A_g \leq 0,5 \cdot f_{ctd}$$

Denklem(9.14), bodrum katlarının çevresinde çok rijit betonarme perdelerin bulunduğu binalarda zemin kat düzeyinde, diğer binalarda ise temel üst kotu düzeyinde uygulanır.

Kat yüksekliği 6 m'den daha büyük olan ve kat yüksekliğinin en az 1/5'ine eşit uzunluktaki elemanlarla yanal doğrultuda tutulan perdelerde, gövde bölgesindeki perde kalınlığı, yanal doğrultuda tutulduğu noktalar arasındaki yatay uzunluğun en az 1/20'sine eşit olabilir. Ancak bu kalınlık 300 mm'den az olamaz. [2]

9.6.2. Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği

$H_w / l_w > 2,0$ olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulur (Şekil 9.11). 9.6.1'de tanımlanan binalar dışında, perde uç bölgelerindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/15'inden ve 200 mm'den az olmayacaktır.

Perde uç bölgelerinin, kat yüksekliğinin en az 1/5'ine eşit uzunluktaki elemanlarla yanal doğrultuda tutulduğu durumlarda, uç bölgesindeki perde kalınlığı, yanal doğrultuda tutulan noktalar arasındaki yatay uzunluğun en az 1/20'sine eşit olabilir. Ancak, bu kalınlık kat yüksekliğinin 1/20'sinden veya 300 mm'den az olamaz.

Perde uç bölgeleri, perde uç bölgesinin kendi kalınlığı içinde oluşturulabileceği gibi, perdeye birleşen diğer bir perdenin içinde de düzenlenebilir.

Perde kritik yüksekliği temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20 den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, Denklem(9.15)'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenir.

$$H_{cr} \geq l_w \quad (9.15)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6$$

Burada H_w , temel üstünden veya perdenin plandaki uzunluğunun %20'den daha fazla küçüldüğü seviyeden itibaren ölçülen perde yüksekliğidir. Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, H_w ve H_{cr} büyüklükleri zemin kat döşemesinden itibaren yukarıya doğru gözönüne alınır. Bu tür binalarda kritik

perde yüksekliği, en az zemin katın altındaki ilk bodrum katının yüksekliği boyunca aşağıya doğru ayrıca uzatılmalıdır.

Dikdörtgen kesitli perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olamaz. 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 olamaz (şekil 9.10).

Perde uç bölgelerinin, perdeye birleşen diğer bir perdenin veya perdenin ucunda genişletilmiş bir kesitin içinde düzenlenmesi durumunda; yine perde uç bölgesinin en kesit alanı yukarıda verilen kuralları sağlamalıdır. [2]

9.6.3. Gövde Donatısı Koşulları

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 olmamalıdır. $H_w / l_w \leq 2,0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmamalıdır (şekil 9.10).

Denklem(9.14) ile verilen koşulların her ikisinin de sağlandığı binalarda, düşey ve yatay toplam gövde donatısı oranlarının herbiri 0.0015'e indirilebilir. Ancak bu durumda donatı aralığı 300 mm'yi geçemez.

Uç bölgeleri dışında, perde gövdelerinin her iki yüzündeki donatı ağları, beher metrekare perde yüzünde en az 4 adet özel deprem çirozu ile karşılıklı olarak bağlanır. Kritik perde yüksekliği boyunca, uç bölgeleri dışındaki beher metrekare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılır. Çirozların çapı, en az yatay donatının çapı kadar olmalıdır. [2]

9.6.4. Gövde Donatılarının Düzenlenmesi

Perdelerin yatay gövde donatıları aşağıda belirtildiği şekilde düzenlenebilir (şekil 9.10). Bu şekilde düzenlenen yatay gövde donatıları, kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerine konulacak sargı donatısının belirlenmesinde hesaba katılabilir.

Yatay gövde donatıları etriyelerle sarılı perde uç bölgesinin sonunda 90 derece kıvrılarak karşı yüzde köşedeki düşey donatıya 135 derecelik kanca ile bağlanır.

Yatay gövde donatılarının perde ucunda 90 derece kıvrım yapılmaksızın bitirilmesi durumunda, perdenin her iki ucuna gövde donatısı ile aynı çapta olan $\supset$ biçiminde yatay donatılar yerleştirilir. Bu donatılar, perde uç bölgesinin iç sınırından itibaren perde gövdesine doğru en az kenetlenme boyu kadar uzatılır. [2]

9.6.5. Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları

Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmamalıdır. Ancak kritik perde yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarı 4Ø14'ten az olamaz (Şekil 9.10).

Perde uç bölgelerindeki düşey donatılar, aşağıdaki kurallara uyularak, kolonlarda olduğu gibi etriyeler ve/veya çirozlardan oluşan enine donatılarla sarılır.

a) Uç bölgelerinde kullanılacak enine donatının çapı 8 mm'den az olamaz. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye ve çiroz çapının 20 katından fazla olmamalıdır.

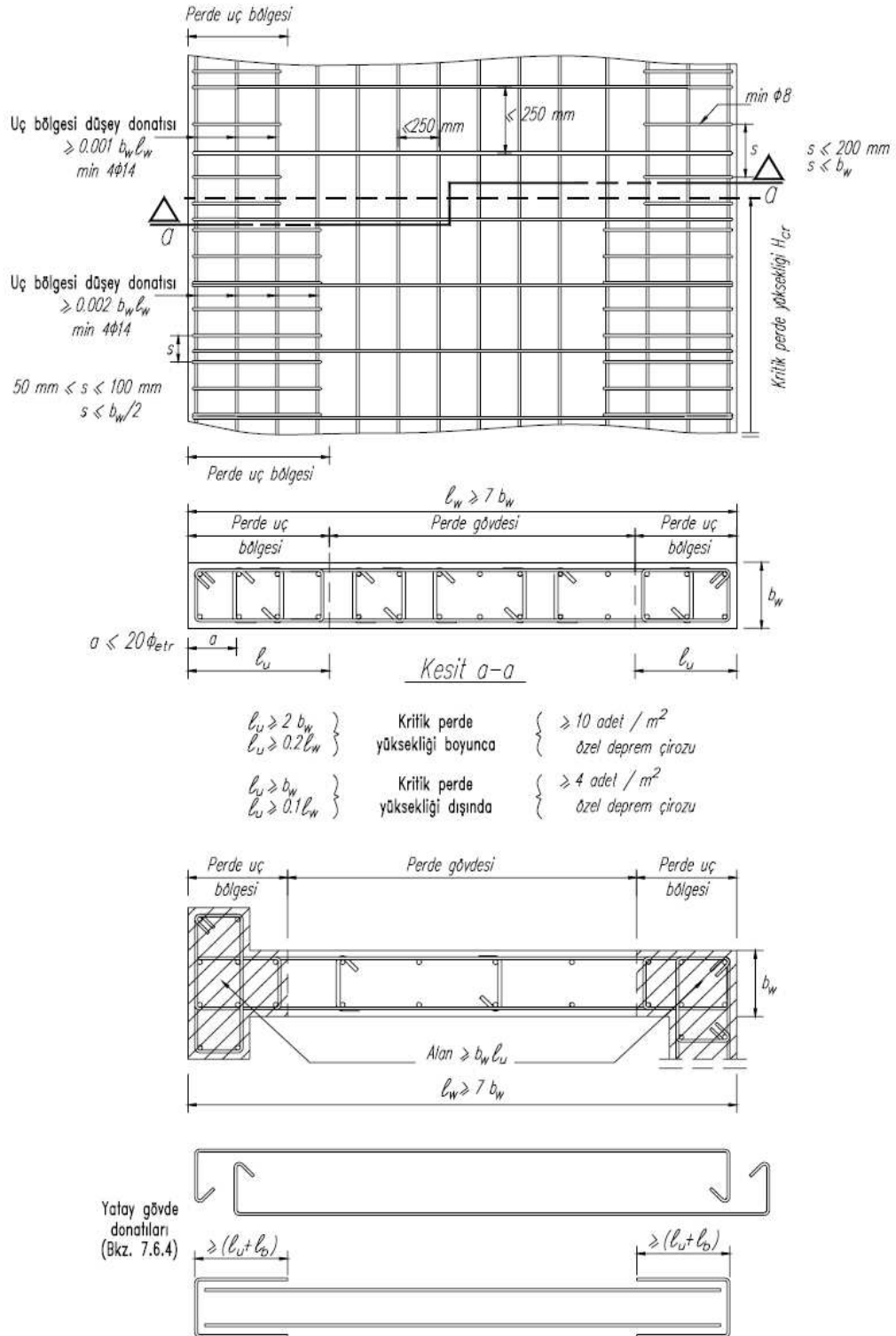
b) Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerinde, kolonların sarılma bölgeleri için 9.3.4'de Denklem (9.1)'in ikinci koşulu ile belirlenen enine donatının en az $2/3$ 'ü bulundurulmalıdır. Düşey doğrultuda etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olamaz (Şekil 9.11). Bu donatılar, temelin içinde de en az perde kalınlığının iki katı kadar bir yükseklik boyunca devam ettirilmelidir.

c) Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde uç bölgelerinde düşey doğrultudaki etriye ve/veya çiroz aralığı, perde duvar kalınlığından ve 200 mm'den daha fazla olmamalıdır (Şekil 9.10). Ancak, perde uç bölgelerindeki enine donatının çapı ve aralığı, hiçbir zaman perde gövdesindeki yatay donatıdan az olamaz. [2]

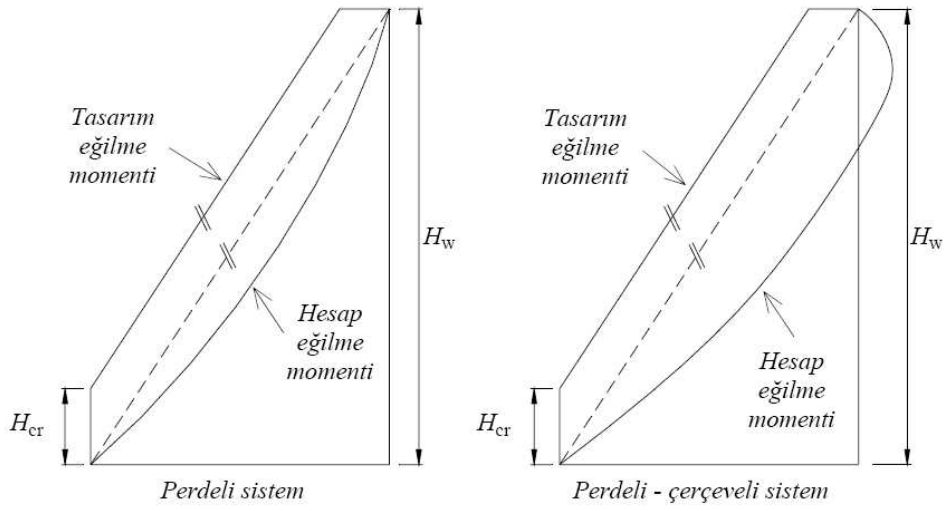
9.6.6. Tasarım Eğilme Momentleri

$H_w / l_w > 2,0$ koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında deprem analizleri ile hesaplanan eğilme momentine eşit alınır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, deprem analizlerine göre perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanır (Şekil 9.11). Çevresinde rijit perdeler bulunan bodrumlu binalarda sabit perde momenti, kritik perde yüksekliği boyunca gözönüne alınır.

$H_w / l_w > 2,0$ olması durumunda, her bir katta perde kesitlerinin taşıma gücü momentlerinin, perdenin güçlü doğrultusunda kolonlar için Denklem(9.3) ile verilen koşulu sağlaması zorunludur. Aksi durumda perde boyutları ve/veya donatıları arttırılarak deprem hesabı tekrarlanır. [2]



Şekil 9.10.Perde uç bölgeleri ve donatıları



Şekil 9.11. Perde duvarlarda tasarım eğilme momentleri

9.6.7. Perdelerin Kesme Güvenliği

Perde veya perde parçalarındaki enine donatının hesabında V_d kesme kuvvetinin 1.5 katı esas alınmalıdır. [2]

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , Denklem(9.16) ile hesaplanır.

$$V_r = A_{ch} \cdot (0,65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{ywd}) \quad (9.16)$$

V_d kesme kuvveti aşağıda tanımlanan koşulları sağlamalıdır:

$$V_d \leq V_r \quad (9.17)$$

$$V_d \leq 0,22 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$$

Aksi durumda, perde enine donatısı ve/veya perde kesit boyutları bu koşullar sağlanmak üzere artırılır.

Temele bağlantı düzeyinde ve üst katlarda yapılacak yatay inşaat derzlerindeki düşey donatı, o kesitte aktarılan kesme kuvveti gözönüne alınarak, TS-500'de tanımlanan kesme sürtünmesi yöntemi ile kontrol edilir. [2]

10.EUROCODE 8'E GÖRE SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ELEMANLAR

10.1.Tasarım İlkeleri

10.1.1.Enerji Sönümleme Kapasitesi Ve Süneklik Sınıfları

Depreme dayanıklı betonarme yapıların tasarımı, yatay ve düşey yüklere karşı dayanımda önemli azalma olmadan enerji sönümlemek için yeterli kapasiteye sahip yapılar meydana getirmelidir.Sismik tasarım durumunda bütün taşıyıcı elemanlarda yeterli dayanım sağlanmalı ve kritik bölgelerde lineer olmayan deformasyon özellikleri hesaplamalarda dikkate alınan süneklik sınıfı ile orantılı olmalıdır.

Depreme dayanıklı betonarme yapılar enerji sönümleme kapasitesi ve sünek davranış için tasarlanır.Bu amaçla sünek kırılma modları (örneğin eğilme) gevrek kırılma modlarından (örneğin kesme) önce meydana gelmelidir.

Yukarıda üçüncü madde gereğince tasarlanan yapılar kendi sönümleme kapasitelerine bağlı olarak süneklik düzeyi orta (DCM) ve yüksek (DCH) olarak iki sınıfa ayrılır. Her iki sınıf ,gevrek kırılma olmadan tekrarlı yükler altında enerji sönümleme ile beraber kararlı mekanizmalar oluşturabilmeyi mümkün kılan özel depreme dayanıklılık kurallarına göre tasarlanan,boyutlandırılan ve detaylandırılan yapılara karşılık gelir.

Yüksek ve orta süneklik sınıflarındaki uygun sünekliği sağlamak için bütün taşıyıcı elemanlardaki özel koşullar her süneklik sınıfı için sağlanır.İki süneklik sınıfında farklı süneklik özellikleri ile ilgili olarak değişik q davranış katsayıları kullanılır.[5]

10.1.3.Taşıyıcı Sistemler İçin Davranış Katsayıları

Enerji sönümleme kapasitesini açıklayan q davranış katsayısının üst değeri her bir tasarım doğrultusunda aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$q = q_o .k_w \geq 1.5 \quad (10.1)$$

q_o :Taşıyıcı sistem tipine ve düşeyde düzensizliğe bağlı olarak davranış katsayısı esas değeri

k_w :Duvarlı sistemlerde baskın kırılma modunu yansıtan katsayı

Düşeyde düzenli yapılar için q_o değeri çeşitli sistemler için Tablo 10.1’de verilmiştir. Düşeyde düzenli olmayan yapılarda q_o değeri yüzde 20 azaltılmalıdır.

Tablo 10.1.Düşeyde düzenli yapılar için taşıyıcı sistem davranış katsayıları

Taşıyıcı sistem	Süneklik düzeyi Orta	Süneklik düzeyi yüksek
Çerçeve sistem, ikili sistem, boşluklu perde duvar sistem	$3.0\alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Boşluksuz perde duvarlı sistem	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Burulmaya karşı hassas sistemler	2.0	3.0
Ters sarkaç sistemler	1.5	2.0

α_u ve α_1 aşağıdaki şekilde tanımlanabilir.

α_1 :Yapıdaki diğer tasarım etkileri değişmiyorken yapıdaki herhangi bir elemanda ilk önce eğilme dayanımına ulaşılması için yatay sismik tasarım kuvvetinin çarpıldığı katsayı.

α_u :Yapıdaki diğer tasarım etkileri değişmiyorken ,yapıda genel bir stabilitesizlik oluşturmaya yetecek bir grup kesitte plastik mafsallı oluşturmak için yatay sismik tasarım kuvvetinin çarpıldığı katsayı. α_u katsayısı lineer olmayan statik analizlerden (push-over)elde edilebilir.

α_u / α_1 katsayısı daha kesin hesaplamalarla belirlenmediği takdirde planda düzenli yapılarda aşağıda verilen α_u / α_1 katsayıları kullanılabilir.

a)Çerçeve yada çerçeve eşdeğerli ikili sistemlerde

-Bir katlı tapılarda, $\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$

-Çok katlı tek açıklıklı yapılarda , $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$

-Çok katlı ve çok açıklıklı yapılarda , $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$

b)Perde duvar yada perde duvar eşdeğerli ikili sistemlerde

-Her bir yatay doğrultuda iki boşluksuz perde duvar olan perde duvarlı sistemlerde

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$

-Diğer boşluksuz perdeli sistemlerde , $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$

- İkili perde eşdeğerli yada boşluklu perdeli sistemlerde, $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$

Planda düzenli olmayan yapılarda α_u / α_1 için hesaplama yapılmadığı takdirde yukarıda değerler α_u / α_1 değerleri ile 1.0'ın ortalaması alınabilir.

Bir lineer olmayan statik analiz ile onaylanmaları koşulu ile yukarıdaki maddelerde verilen α_u / α_1 değerlerinden daha büyük değerler kullanılabilir.Fakat lineer olmayan statik analiz sonuçları daha yüksek α_u / α_1 değerleri gösterse bile tasarımda kullanılacak maksimum α_u / α_1 değeri 1.50'dir.

Eğer normal kalite kontrol planına ek olarak tasarım ve inşaat aşamalarında özel ve resmi kalite sistem planı uygulanırsa artırılmış q değerlerinin kullanılmasına izin

verilecektir. Fakat artırılmış değerlerin Tablo 10.1’de verilen değerlerden yüzde 20 fazla olmasına izin verilmez.

k_w katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanır.

Çerçeve ve çerçeve eşdeğerli sistemlerde k_w değeri 1.0 kabul edilir, diğer sistemlerde ise $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$ olmalıdır. Bu değer perde eşdeğerli ve burulmaya hassas sistemlerde 0.50’den daha az olamaz. α_0 taşıyıcı sistemlerdeki perde duvarların görünüş oranıdır.

Taşıyıcı sistemde bütün i perde duvarlarının h_{wi} / l_{wi} görünüş oranları önemli derecede değişmiyorsa α_0 oranı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (10.2)$$

h_{wi} : i perde duvarının yüksekliği

l_{wi} : i perde duvarının uzunluğu

10.1.4. Kapasite Tasarımı

Gevrek kırılma yada diğer istenmeyen kırılma mekanizmaları (örneğin çok katlı yapılarda bir tek katta kolon plastik mafsallarının oluşması , kolon –kiriş birleşim bölgelerinde kırılma, taşıyıcı elemanlarda kesme kırılması, temellerde yada elastik kalması amaçlanan elemanlarda akma) ele alınan bölgelerde tasarım kuvvet etkilerinin eşitlik koşullarından belirlenmesiyle engellenecektir.

Çerçeve yada çerçeve eşdeğerli beton yapılarda birincil sismik kolonlar , kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunu aşağıdaki istisnalar haricinde sağlamalıdır.

a) Yaklaşık olarak aynı kesit ebatlarına sahip en az dört kolon bulunan düzlem çerçevelerde Formül (4.29)’un bütün kolonlarda sağlanması gerekli değildir, her dört kolondan en az üçünde bu kural sağlanmalıdır.

b) İki katlı yapılarda alt katta boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet değeri v_d herhangi bir kolonda 0.30’u geçiyorsa

Etkili başlık genişliği içerisinde kirişe paralel döşeme donatılarının birleşim bölgesi yüzeyindeki kiriş kesiti gerisinde ankrajlı olması koşulu ile Formül (4.29)’da ΣM_{Rb} hesabında dikkate alınan kiriş eğilme kapasitelerine katkı yaptığı kabul edilecektir.

10.1.5. Lokal Süneklik Koşulu

Yapıda sağlanacak gerekli süneklik için plastik mafsal oluşumuna karşın potansiyel bölgeler yüksek plastik dönme kapasitesine sahip olacaktır.

Aşağıdaki koşulların yerine getirilmesi halinde yukarıdaki şartın sağlandığı kabul edilir.

- a)Kolon uçları dahil birincil sismik elemanların bütün kritik bölgelerinde yeterli eğrilik sünekliği bulunursa,
- b)birincil sismik elemanların potansiyel plastik mafsallık bölgelerinde basınca maruz donatılarda lokal burkulma önlenirse,
- c)Lokal sünekliğin sağlanması için aşağıdaki beton ve çelikte aşağıdaki özellikler bulunursa
- Birincil sismik elemanların kritik bölgelerinde kullanılacak donatı yüksek plastik uzamaya sahip olmalıdır.Süneklik düzeyi yüksek birincil sismik elemanların kritik bölgelerinde Eurocode 2’te tanımlı C sınıfı donatı kullanılır.Gerçek akma dayanımının üst sınır değeri nominal değerden yüzde 25 daha fazla olmamalıdır.
 - Birincil sismik elemanların kritik bölgelerinde donatılarda çekme dayanımının akma dayanımına oranı birden daha yüksek olmalıdır.
 - Birincil sismik elemanlarda kullanılan beton yeterli basınç dayanımına ve maksimum dayanımındaki deformasyonu geçen kırılma deformasyonuna sahip olmalıdır.Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde C20/25’den daha düşük dayanımlı beton kullanılamaz.

Daha kesin bilgi mevcut değil ise yukarıdaki maddelerde verilen koşulların bu bölgelerdeki μ_o eğrilik-süneklik katsayısının en az aşağıdaki formüllerle edilen değere eşit olması halinde sağlandığı kabul edilir.Bu değer yaklaşık olarak süneklik düzeyi orta yapılarda 7, süneklik düzeyi yüksek yapılarda 11 olarak kabul edilebilir.[4]

$$T_1 > T_C \Rightarrow \mu_\phi = 2q_o - 1 \quad (10.3)$$

$$T_1 < T_C \Rightarrow \mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad (10.4)$$

burada q_o Tablo 10.1’den alınan davranış katsayısı esas değeri ve T_1 eğilmenin meydana geldiği düşey düzlemde yapının ana titreşim periyodudur. T_C spektrumda sabit ivme bölgesi için periyot üst limitidir.

Eurocode 2’de tanımlı B sınıfı boyuna donatısı olan sismik elemanlarda kritik bölgelerinde μ_o eğrilik-süneklik katsayısı en az yukarıda Denklem(10.3) yada (10.5)’de verilen değer 1.5 katına eşit olmalıdır.[5]

10.2.Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar

10.2.1.Geometrik Koşullar

- a)Birincil sismik kolonların minimum enkesit boyutu 250mm den az olmayacaktır.
- b) $\theta \leq 0,10$ olmadıkça ,ele alınan kolon ebatına paralel düzlemde eğilme için birincil sismik kolonların minimum boyutu büküm noktasından kolon ucuna olan mesafelerden büyük olanın onda birinden az olmamalıdır.[5]

10.2.2.Tasarım Kuvveti Etkileri

Birincil sismik kolonlarda tasarım kesme kuvvetleri değeri sismik yüklemenin pozitif ve negatif doğrultularında plastik mafsall oluşumuna karşılık gelen kapasite tasarım kuralı gereğince (uç momentler altındaki kolonlardaki eşitliğe göre) hesaplanır. Plastik mafsalların çerçevede kolon ucunun bağlandığı düğüm noktasına birleşen giriş uçlarında yada kolon uçlarında (eğer önce burada oluşuyorsa) oluştuğu kabul edilmelidir (Şekil 10.1).

Yukarıdaki paragrafta anlatılan uç momentler , $M_{i,d}$, aşağıdaki ifade ile hesaplanacaktır.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (10.5)$$

burada

γ_{Rd} : Donatıdaki pekleşme nedeniyle dayanım fazlalığını ve kesit basınç bölgesindeki betonun sargılanmasını ifade eden katsayıdır. Süneklik düzeyi yüksek kolonlarda γ_{Rd} değeri 1,3 olarak alınır.

$M_{Rc,i}$: Ele alınan sismik etki altında i ucunda kolon dayanım momentinin tasarım değeri

ΣM_{Rc} : Düğüm noktasına bağlanan kolonların eğilme momenti dayanımları toplamıdır.

ΣM_{Rb} : Düğüm noktasına bağlanan kirişlerin eğilme momenti dayanımları toplamıdır.

$M_{Rc,i}$ ve ΣM_{Rc} ele alınan sismik etki için sismik tasarım durumundaki kolon eksenel yüklerine karşılık gelmelidir.[5]

10.2.3.Dayanım

Eğilme momenti ve kesme kuvveti dayanımları sismik analizlerinden elde edilen eksenel kuvvet değerleri kullanılarak hesaplanır.

Kolonlarda iki eksenli eğilme her bir doğrultuda ayrı tahkiklerin gerçekleştirilmesiyle yapılan basitleştirilmiş yöntem kullanılarak dikkate alınabilir.

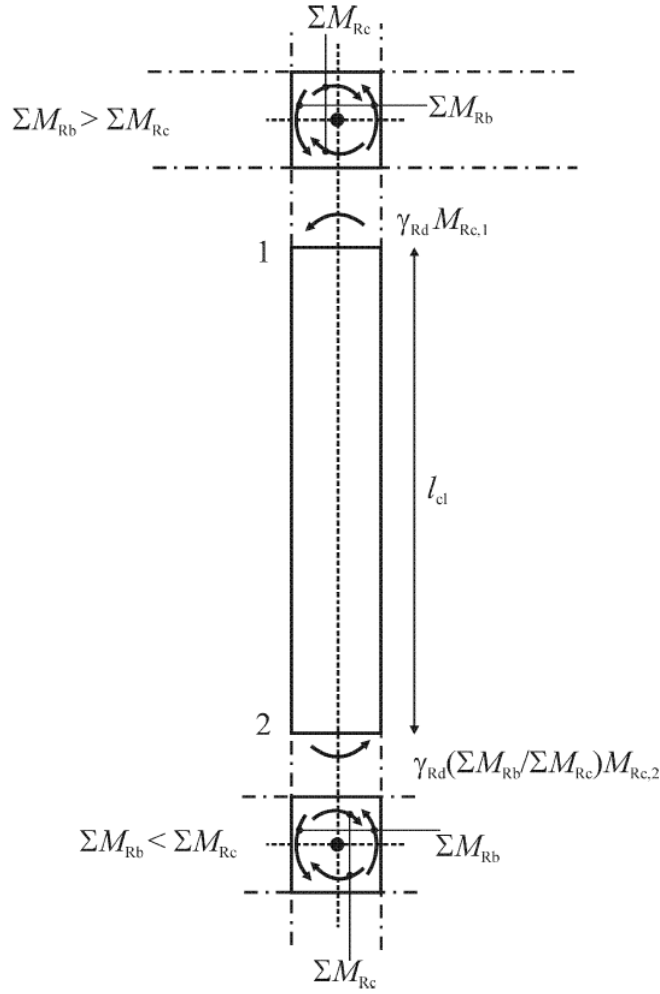
Birincil sismik kolonlarda boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet değeri , v_d , 0,55'den fazla olamaz.[5]

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (10.6)$$

N_{Ed} : Sismik tasarım durumu için analizlerden elde edilen eksenel yük.

A_c : Beton kesit alanı.

f_{cd} : Beton basınç dayanımının tasarım değeri.



Şekil 10.1.Kolonlarda kesme kuvveti hesabında kolon uç momentleri

10.2.4.Lokal Süneklik Koşulları

Toplam boyuna donatı oranı ρ_l , 0,01’den az ve 0,04’ den fazla olmayacaktır.Simetrik kesitlerde simetrik donatı bulundurulmalıdır.($\rho=\rho'$)

Her bir kolon yüzeyinde kolon-kiriş birleşim bölgesinin bütünlüğünü sağlamak üzere kolon köşe donatıları arasında en az bir ara donatı bulundurulacaktır.

Birincil sismik kolonların her bir ucunda l_{cr} mesafesindeki bölgeler kritik bölge olarak kabul edilir.Daha kesin bilginin olmayışı halinde l_{cr} mesafesi aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6\} \quad (10.7)$$

burada

h_c :Kolonun en büyük enkesit boyutu (m)

l_{cl} :Net açıklık (m)

Eğer $l_{cl}/h_c \leq 3$ ise ,birincil sismik kolonun bütün yüksekliği kritik bölge kabul edilir ve buna göre detaylandırılır.

Kritik bölgelerde birincil sismik kolonun tabanında en az 10.1.5’de verilen süneklik-eğrilik katsayısı μ_ϕ sağlanmalıdır.

Kolon tabanının üstündeki kritik bölgelerin detaylandırılması 10.1.5’de elde edilen minimum süneklik-eğrilik katsayısı μ_ϕ ‘ya dayanmalıdır. Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu sağlanıyorsa yani kolon plastik mafsallaşmaya karşı korunuyorsa Denklem (10.3) ve (10.4)’deki q_o değeri yerine kolonun h_c ebatına paralel doğrultudaki q_o değerinin 2/3’ü uygulanır.

Eğer herhangi bir kesitte μ_ϕ tanımlı değeri için $\varepsilon_{cu2}=0,0035$ ’den daha büyük beton deformasyonları gerekiyor ise betonun dökülmesinde kaynaklanan dayanım kaybının telafisi beton çekirdeğinin sargılanmasından sağlanır. Bu konuda EN 1992-1-1.2004 Bölüm 3.19 incelenebilir.

Eğer aşağıdaki formül ile verilen koşul sağlanıyor ise yukarıdaki koşulların yerine getirildiği kabul edilebilir.

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (10.8)$$

ω_{wd} :Kritik bölgelerdeki fretlerin mekanik hacimsel oranı

$$\omega_{wd} = \left[\frac{V_{fret}}{V_{\text{Çekirdek}}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (10.9)$$

μ_ϕ :Eğrilik-süneklik katsayısının gereken değeri

v_d :Boyutsuzlaştırılmış tasarım eksenel kuvveti

$\varepsilon_{sy,d}$:Akmada çekme donatısı deformasyonu tasarım değeri

h_c :Bürüt kesit ebatı (μ_ϕ değerinin uygulandığı yatay doğrultuya paralel)

h_o :Sargılanmış çekirdek derinliği (fret eksenleri arası)

b_c :Bürüt kesit genişliği

b_o :Sargılanmış çekirdek genişliği (fret eksenleri arası)

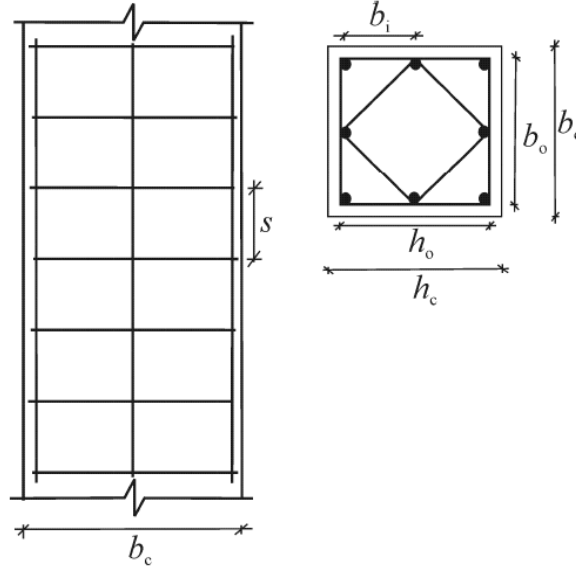
α :Sargılama etkinlik katsayısı

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (10.10)$$

a)Dikdörtgen kesitlerde;

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} \quad (10.11a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_o} \right) \quad (10.12a)$$



Şekil 10.2. Beton çekirdeğin sargılanması

b) Fretli ve D_o sargılanmış çekirdek çapında dairesel kesitlerde;

$$\alpha_n = 1 \quad (10.11b)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right)^2 \quad (10.12b)$$

c) Spiral donatılı dairesel kesitlerde;

$$\alpha_n = 1 \quad (10.11c)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right) \quad (10.11c)$$

ω_{wd} değeri için minimum değer kolon tabanındaki kritik bölgede 0,12 ve tabanın üstündeki diğer bütün kolon kritik bölgeleri için 0,08 olmalıdır.

Birincil sismik kolonların kritik bölgeleri içerisinde fret ve çiroz etriye çapı en az 6mm olacaktır ve bu elemanlar minimum sünekliğin sağlanacağı ve lokal burkulmanın önleneyeceği aralıklarla yerleştirilir.

Aşağıdaki koşullara uyulursa yukarıdaki çiroz ve etriye aralığı ile ilgili koşulun yerine getirildiği kabul edilir.

a) fret çapı en az aşağıdaki formülde bulunan değere eşit olmalıdır.

$$d_{bw} \geq 0,40 \cdot d_{bL, \max} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}} \quad (10.12)$$

b) fretler arasındaki s mesafesi (mm) aşağıdaki değerden fazla olmayacaktır.

$$s = \min \left\{ \frac{b_o}{3}; 125; 6d_{bL} \right\} \quad (10.13)$$

c) fret yada etriyeler tarafından tutulan ardışık boyuna donatılar arasındaki mesafe 150mm den fazla olmayacaktır.

Yapıların en alttaki iki katında kolonlar için kritik bölge uzunluğu yüzde 50 artırılır.[5]

10.3.Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler

10.3.1.Geometrik Koşullar

Birincil sismik kirişlerin genişliği 200mm'den daha az olamaz.

Dönüşümlü deprem momentlerinin birincil sismik kirişlerden kolonlara doğru etkili olarak iletimini sağlamak için kolona bağlanan kirişlerin eksenleri arasındaki eksantrite sınırlanmalıdır.Bu koşulu sağlamak için iki eleman eksenleri arasındaki mesafe $b_c /4$ ' den az olmalıdır.Burada b_c kiriş boyuna eksenine dik yönde kolon kesit ebatıdır.

Düğüm noktasından geçen yatay donatılar üzerindeki kolon basıncının olumlu etkisinden yararlanmak için birincil sismik kirişlerin b_w genişliği aşağıdaki ifadeyi sağlamalıdır. Burada h_w kiriş derinliğidir.[5]

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w; 2b_c \} \quad (10.14)$$

10.3.2.Tasarım Kuvvet Etkileri

Birincil sismik kirişlerde tasarım kesme kuvvetleri kapasite tasarım kuralına göre aşağıdaki yükler altında kiriş dengesine göre belirlenir.

- a)sismik tasarım durumunda kiriş üzerine etki eden yük
- b)sismik yüklemenin pozitif ve negatif doğrultuları için plastik mafsallara denk gelen $M_{i,d}$ uç momentleri ($i=1,2$ kiriş uçlarını göstermektedir)

Plastik mafsallarda kiriş uçlarında yada kirişin bağlandığı düğüm noktasına birleşen kolon uçlarında (eğer önce burada oluşuyorsa) oluştuğu kabul edilecektir.

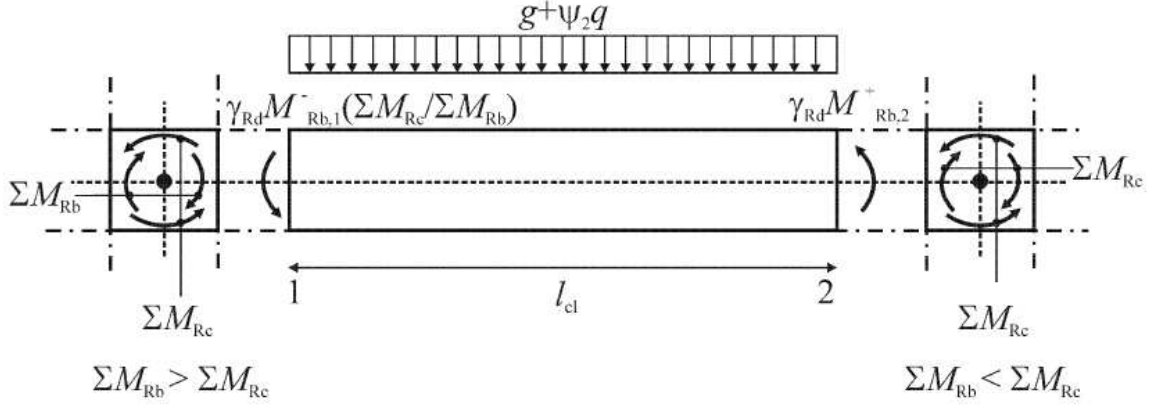
Kirişin i ucuna etki eden kesme kuvvetinin iki değeri (maksimum $V_{Edmax,i}$ ve minimum $V_{Edmin,i}$) 1 ve 2 uçlarında oluşabilecek maksimum pozitif ve negatif uç momentler $M_{i,d}$ için hesaplanmalıdır.Uç momentler $M_{i,d}$ aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (10.15)$$

γ_{Rd} :Çeliğin pekleşmesinden dolayı meydana gelebilecek dayanım fazlalığını açıklayan katsayı,süneklik düzeyi yüksek kirişlerde 1,2 olarak alınır.

$M_{Rb,i}$:Ele alınan sismik kuvvet etkisi altında i ucundaki kiriş moment dayanımının tasarım değeri

ΣM_{Rc} , ΣM_{Rb} sırasıyla düğüm noktasına bağlanan kolonların ve kirişlerin moment dayanımlarının tasarım değerleri toplamıdır. ΣM_{Rc} sismik tasarım durumu altındaki kolon eksenel yüklerine karşılık gelmelidir.



Şekil 10.3.Kiriş kesme tasarımında kullanılan uç momentler

Bir kiriş bir düşey eleman yerine dolaylı olarak bir başka kiriş tarafından taşınıyorsa, kiriş uç momentleri $M_{i,d}$ sismik tasarım durumunda kiriş uç kesitine etki eden moment olarak alınabilir. [5]

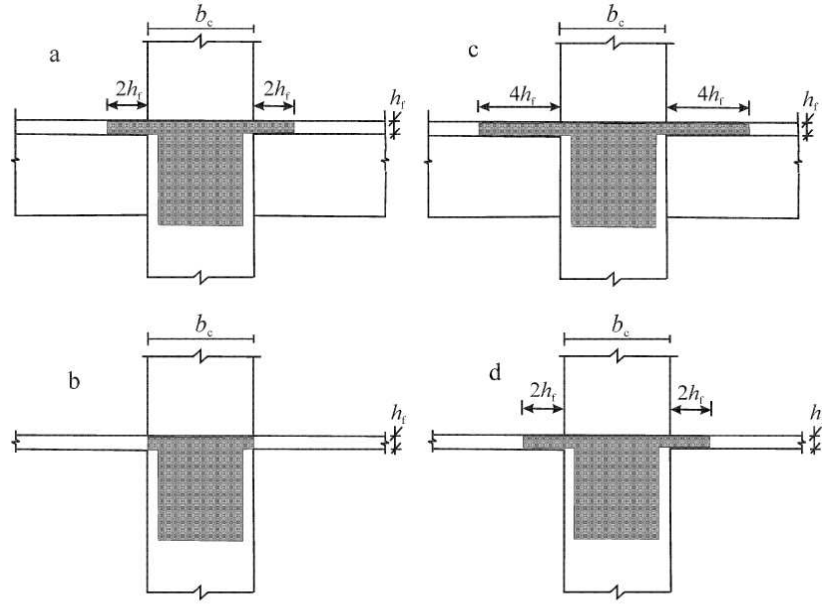
10.3.3.Dayanım

Kiriş eğilme dayanımı hesaplamaları Eurocode 2'e göre yapılmalıdır.

T yada L kesitli birincil sismik kirişlerin uç kesitlerindeki üst donatı, esas olarak gövde genişliği içerisine yerleştirilmelidir. Gövde genişliği dışına yerleştirilen donatı etkili başlık genişliği içerisinde bulunabilir. [5]

Etkili başlık genişliği b_{eff} aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

- Bir dış kolona bağlanan birincil sismik kirişte etkili başlık genişliği , b_{eff} , enine bir kirişin yokluğu durumunda kolon genişliği olarak alınır.(Şekil 10.4b)Eğer benzer derinlikte bir enine kiriş varsa b_c genişliğine kirişin her iki yanından $2h_f$ eklenir.(Şekil 10.4a)
- Bir iç kolona bağlanan birincil sismik kirişlerde b_{eff} için yukarıdaki değerlere $2h_f$ daha eklenir.(Şekil 10.4c ve 10.4d)



Şekil 10.4. Kolona bağlanan kirişler için etkili tabla genişliği b_{eff}

10.3.4. Kesme Dayanımı

Eurocode 8’de aksi belirtilmediği sürece kesme dayanımı hesaplamaları ve tahkikleri Eurocode 2’ye göre yapılır.

Birincil sismik kirişlerin kritik bölgelerinde, kafes modeldeki θ açısı 45° kabul edilmelidir. [5]

Kirişin kolona bağlandığı uçtaki kritik bölgede kesme donatısı düzenlemesi ile ilgili ,10.3.2’ye göre hesaplanan maksimum ve minimum kesme kuvvetleri arasındaki $\xi = V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$ cebirsel oranına bağlı olarak iki durum söz konusudur.

a) Eğer $\xi \geq -0.5$ ise kesme donatısı tarafından sağlanan kesme dayanımı Eurocode 2’ye göre hesaplanır.

b) Eğer $\xi < -0.5$ ise neredeyse kesme kuvvetlerinde tam geri dönüş beklenir.

1) $|V_E|_{max} \leq (2 + \xi) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ ise donatısı tarafından sağlanan kesme dayanımı Eurocode 2’ye göre hesaplanır. f_{ctd} beton çekme dayanımının tasarım değeridir.

2) $|V_E|_{max} > (2 + \xi) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ ise iki doğrultuda kiriş eksenine $\pm 45^\circ$ açı yapan yada kiriş boyunca düşeyde diyagonal olan pliye donatı bulundurulur ve $|V_E|_{max}$ kesme kuvvetinin yarı pliye diğer yarısı da etriye tarafından karşılanır.

Bu durumda aşağıda aşağıdaki koşul ile tahkik yapılır.

$$0.5V_{Max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \quad (10.16)$$

A_s : Bir doğrultuda kayma düzlemini geçen (kiriş ucu) pliye alanı

α :Kiriş eksenini ile pliye arasındaki açı (normalde 45°)

10.3.5. Lokal Süneklik İçin Detaylar

Birincil sismik kirişlerde kirişin bir kolon-kiriş bölgesine bağlandığı uç bölgelerde ve sismik tasarım durumunda akmanın olabileceği bir kesitin her iki yüzeyinden itibaren $l_{cr} = 1.5h_w$ mesafesi içindeki bölge kritik bölge olarak kabul edilir.

Süreksiz düşey elemanları taşıyan birincil sismik kirişlerde taşınan düşey taşıyıcı elemanın her iki yüzünden $2h_w$ mesafesi içinde kalan bölge kritik bölge olarak kabul edilir.

Birincil sismik kirişlerde kritik bölgelerdeki lokal sünekliği sağlamak için eğrilik süneklik katsayısı μ_ϕ en az 10.1.5’ de verilen değere eşit olacaktır.

Minimum μ_ϕ koşulunun aşağıdaki hususlara dikkat edilmesi halinde sağlandığı kabul edilir.

a)Basınç bölgesindeki donatı miktarı çekme bölgesindeki donatının yarısından ve ek olarak sismik tasarım durumunda kiriş taşıma gücü tahkiklerinde gerek duyulan basınç donatısından az değil ise,

b)Çekme bölgesindeki donatı oranı, ρ ,aşağıda verilen maksimum orandan , ρ_{max} , fazla değil ise

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10.17)$$

Eğer çekme bölgesine bir döşeme dahil ise etkili başlık genişliği içerisinde kalan kirişe paralel döşeme donatıları da ρ ya dahil edilir.

Birincil sismik kirişlerin bütün uzunluğu boyunca gerekli süneklik koşullarının sağlanması için aşağıdaki koşullara uyulmalıdır.

a) Bütün kiriş uzunluğu boyunca ρ çekme donatısı oranı aşağıdaki minimum değerden az olamaz.

$$\rho_{min} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (10.18)$$

b)Bütün kiriş uzunluğu boyunca çalışan en az iki $d_b=14\text{mm}$ çapında donatı altta ve üstte bulundurulmalıdır.

c)Mesnetlerdeki maksimum üst donatının dörtte biri bütün kiriş uzunluğu boyunca bulundurulmalıdır.

Birincil sismik kirişlerde kritik bölgeler içerisindeki etriyeler aşağıdaki bütün koşulları sağlamalıdır.

a)Fret çapı , d_{bw} , en az 6mm’dir.

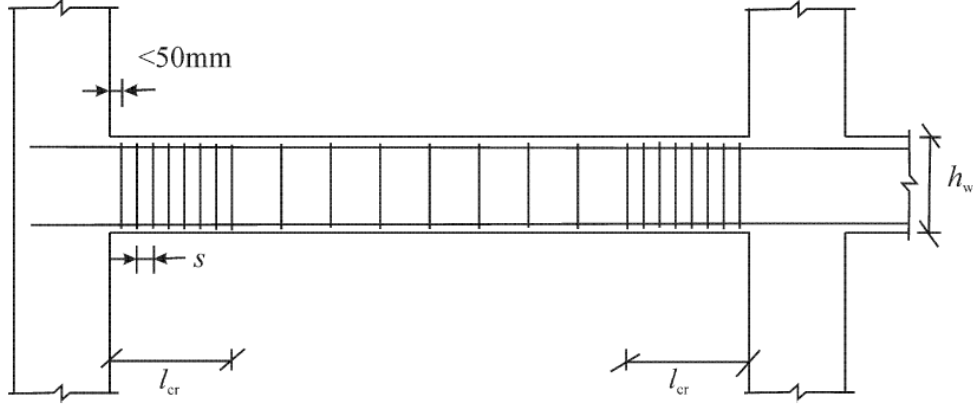
b)Fret aralığı , s (mm) , aşağıdaki değerden fazla olamaz.

$$s = \min\{h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\} \quad (10.19)$$

d_{bL} : Minimum boyuna donatı çapı (mm)

h_w : Kiriş derinliği (mm)

c) İlk fret kiriş uç kesitinden 50 mm den daha uzak mesafede bulundurulmayacaktır.



Şekil 10.5. Kiriş enine donatıları

10.4. Süneklik Düzeyi Yüksek Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

10.4.1. Tasarım Kuvvet Etkileri

Birincil sismik kolonlar ve kirişler arasındaki birleşim bölgelerinin çekirdeğine etki eden yatay kesme kuvvetleri sismik yükleme durumu altında en gayri müsait durum dikkate alınarak belirlenmelidir.

Birleşim bölgelerindeki beton çekirdeğe etki eden yatay kesme kuvveti için basitleştirilmiş ifadeler aşağıdadır.

a) iç kolon-kiriş birleşim bölgelerinde

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (10.20)$$

b) dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (10.21)$$

A_{s1} : Kiriş üst donatısı alanı

A_{s2} : Kiriş alt donatısı alanı

V_c : Sismik analiz durumunda analizlerden elde edilen kolon kesme kuvveti

γ_{Rd} : Donatının pekleşmesini açıklayan dayanım fazlalığı katsayısı, değeri 1,2 den az olmamalıdır.

Düğüm noktalarına etki eden kesme kuvvetleri Denklem (10.21) ve (10.22)'de kullanılacak olan A_{s1} , A_{s2} ve V_c değerlerini etkileyen en gayrimüsaait sismik yüklemeye karşılık gelmelidir. [5]

10.4.2.Taşıma Gücü Tahkikleri Ve Detaylar

Kolon-kiriş birleşim bölgesinde diyagonal kafes mekanizmalarından meydana gelen diyagonal basınç, enine çekme deformasyonlarının varlığı halinde beton basınç dayanımından fazla olamaz.Daha kesin bir modelin mevcut olmayışı halinde aşağıdaki koşullara uyulması halinde bu şartın yerine getirildiği kabul edilir.

a)İç kolon kiriş birleşim bölgelerinde aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$V_{jhd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_c \quad (10.22)$$

$$\eta = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (10.23)$$

v_d düğüm noktası üzerindeki kolonda boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet

f_{ck} :Karakteristik basınç dayanımı

b)Dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde

V_{jhd} değeri yukarıda Denklem (10.23)' de sağ tarafta verilen terimin yüzde 80'inden az olmalıdır.

Burada b_j etkili düğüm noktası genişliğidir.

$$\text{a) eğer } b_c > b_w \text{ ise } b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5h_c)\} \quad (10.24a)$$

$$\text{b) eğer } b_c < b_w \text{ ise } b_j = \min\{b_w; (b_c + 0,5h_c)\} \quad (10.24b)$$

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde betondaki maksimum diyagonal çekme gerilmesini σ_{ct} olarak sınırlamak için yeterli sargılama donatısı (düşey ve yatay) bulundurulmalıdır.Daha kesin bir modelin eksikliği halinde çapı 6mm den az olmayan fretler aşağıdaki koşulu sağlayacak şekilde birleşim bölgelerinde bulundurulabilir.

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (10.25)$$

A_{sh} :Yatay fretlerin toplam alanı

h_{jw} :Kiriş alt ve üst donatıları arası mesafe

h_{jc} :Kolon donatıları dış tabakaları arası mesafe

v_d :Üst kolonda boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet ($v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$)

f_{ctd} :Betonun çekme dayanımı tasarım değeri, EN 1992-1-1:2004'e göre alınır

Alternatif olarak diyagonal çatlamadan sonra düğüm noktasının bütünlüğü yatay fret donatılar ile sağlanabilir. Bu amaçla aşağıdaki formüllerde belirtilen miktarda yatay fret donatı birleşim bölgelerinde bulundurulmalıdır.

a) iç birleşim bölgelerinde

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad (10.26a)$$

b) dış birleşim bölgelerinde

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad (10.26b)$$

Burada γ_{Rd} değeri 1,20 ye eşittir ve boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet v_d Denklem (10.26a)'da birleşim bölgesinin üstündeki kolon, Denklem (10.26b)'de ise birleşim bölgesinin altındaki kolon için hesaplanır.

Aşağıdaki ifadeyi sağlayacak şekilde birleşim bölgesinden geçen yeterli kolon düşey donatısı bulundurulmalıdır.

$$A_{sv,i} \geq \frac{2}{3} \cdot A_{sh} \cdot \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}} \right) \quad (10.27)$$

$A_{sv,i}$:Kolon yüzeylerinde kolon köşe donatıları arasına yerleştirilen toplam ara donatı alanı

Kuşatılmış birleşimler hariç olmak üzere, birincil sismik kiriş ve kolonların birleşim bölgelerindeki yatay sargı donatısı kolon kritik bölgeleri için 10.2.4'de tanımlanan miktardan az olmamalıdır.

Kirişler birleşim bölgesine dört bir yandan bağlanıyor ise ve kiriş genişlikleri kolon paralel ebatının en az dörtte üçüne eşit ise (kuşatılmış birleşim bölgesi), düğüm noktasındaki yatay sargı donatısı aralığı yukarıdaki maddede belirtilen aralığın iki katına çıkarılabilir fakat 150mm den fazla olamaz.

En az bir ara düşey donatı (kolon köşe donatıları arası) kolon-kiriş birleşim bölgelerinin her bir yüzeyinde bulundurulmalıdır. [5]

10.5.Süneklik Düzeyi Yüksek Perde Duvarlar

10.5.1.Genel

Bu bölüm düzlemlerinde kuvvet etkileri altında birincil sismik perde duvarları kapsar. Perde duvarın hareketine izin verilmez ve bu nedenle de perde duvarlar döşemeler yada kirişler tarafından taşınmaz. Perde duvarların temel yada rijit bodrum duvarlara yeterli derecede ankrajlı olduğu kabul edilir.

Gövde kalınlığı b_w aşağıdaki ifadeyi sağlayacaktır.

$$b_w \geq \max\{0,15; h_s / 20\} \quad (10.28)$$

burada h_s m cinsinden kat yüksekliğidir.

Bağ kirişli perde oluşturmak için rastgele düzenlenmiş açıklıklardan, etkileri önemli olmadıkça yada açıklık etkilerinin analiz,boyutlandırma ve detaylandırma tarafından açıklanmadığı sürece kaçınılmalıdır. [5]

10.5.2. Tasarım Kuvvet Etkileri

10.5.2.1.Düzlemlerinde Narin Perde Duvarlar İçin Özel Koşullar

Analizlerde ve elastik sonrası dinamik etkilerdeki belirsizlikler en azından uygun idealleştirilmiş bir yöntem tarafından dikkate alınacaktır.Eğer daha kesin bir yöntem yok ise eğilme momenti tasarım zarfı ve kesme kuvveti büyütme katsayısı için bu bölümde bahsedilen kurallar uygulanabilir

Toplam dayanımın azalmaması şartı ile birincil sismik perde duvarlar arasında sismik kuvvet etkilerinin yüzde 30'a kadar yeniden dağıtımına izin verilir.Tekil perde duvarlarda eğilme momentinin kesme kuvvetine oranının önemli derecede değişmemesi için kesme kuvvetleri eğilme momentleri ile beraber yeniden dağıtılmalıdır.Eksenel yükün önemli derecede değiştiği perde duvarlarda ,örneğin boşluklu perde duvarlarda,moment ve kesme kuvvetleri düşük basınç yada çekme altındaki perde duvarlardan yüksek eksenel basınç altındaki perde duvarlara yeniden dağıtılmalıdır.

Narin birincil perde duvarların (yüksekliğin uzunluğa oranı h_w / l_w 2,0'dan büyük ise yükseklik boyunca moment dağılımındaki belirsizlikler dikkate alınacaktır.

Yukarıdaki maddede tanımlanan koşul kullanılan analiz yöntemine bakılmaksızın aşağıdaki basitleştirilmiş prosedür ile yerine getirilebilir.Perde duvarı yüksekliğince tasarım eğilme momenti diyagramı analizlerden elde edilen eğilme momentinin zarfı olarak verilmelidir.Yapı yüksekliği boyunca önemli kütle,rijitlik yada dayanım süreksizliği göstermiyor ise zarf lineer kabul edilebilir(Şekil 10.6).Şekil 10.6'da "a" analizlerden elde edilen moment diyagramını,"b" tasarım zarfını ve "c" ise çekme değişimini" simgelemektedir

Perde duvarın tabanında akma nedeniyle kesme kuvvetindeki olası artış dikkate alınacaktır.Bu koşul aşağıdaki basitleştirilmiş formül kullanılarak yerine getirilebilir.

V_{Ed} tasarım kesme kuvveti aşağıdaki ifade ile elde edilir.

$$V_{Ed} = \varepsilon.V'_{Ed} \quad (10.29)$$

V'_{Ed} :Analizlerden elde edilen kesme kuvveti

ε :Denklem (10.30) ile hesaplanan büyütme katsayısı,1,50 den az alınmayacaktır.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (10.30)$$

q :Tasarımda kullanılan davranış katsayısı

M_{Ed} :Perde duvar tabanında tasarım eğilme momenti

M_{Rd} :Perde duvar tabanında tasarım eğilme dayanımı

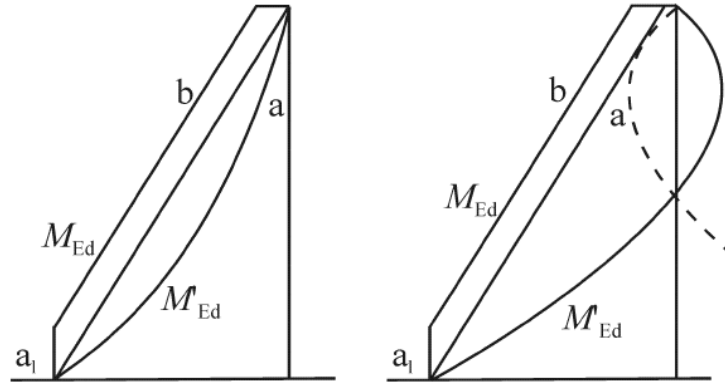
T_1 : V_{Ed} kesme kuvveti doğrultusunda yapının ana titreşim periyodu

T_C :Spektrumda sabit spektral ivme bölgesi üst sınırı

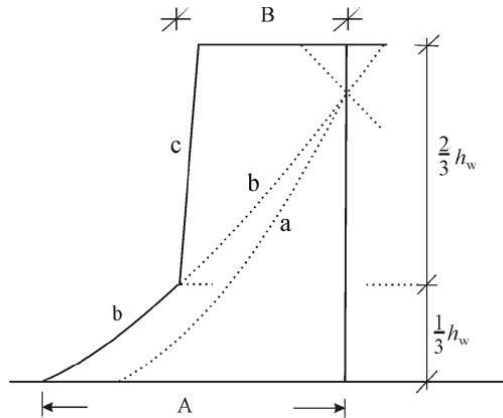
$S_e(T)$:Elastik davranış spektrumu ordinatı

Narin perde duvar içeren ikili sistemlerde yüksek mod etkilerini açıklamak için Şekil 10.7’de verilen kesme kuvvetleri tasarım zarfı kullanılmalıdır.Şekil 10.7’de “A” perde duvar tabanındaki kesme kuvvetini, $V_{wall,base}$, “B” perde duvar üstünde kesme kuvvetini

$V_{wall,top} \geq V_{wall,base} / 2$),”a” analizlerden elde edilen kesme kuvveti diyagramını,”b”artırılmış kesme kuvveti diyagramını,”c” kesme kuvveti zarfını göstermektedir. [5]



Şekil 10.6.Narin perdelerde eğilme momenti zarfı (Sağdaki şekil perde duvar sistemler, soldaki şekil ikili sistemler içindir)



Şekil 10.7.İkili bir sistemdeki perde duvar için kesme kuvveti tasarım zarfı

10.5.2.2.Kısa Perdeler İçin Özel Koşullar

h_w / l_w oranı 2.0'dan büyük olmayan perde duvarlarda analizlerden elde edilen eğilme momentlerini artırmaya gerek yoktur. Dinamik etkiler nedeniyle kesme kuvvetindeki büyütme ihmal edilebilir.

Analizlerden elde edilen V_{ED} kesme kuvveti aşağıdaki şekilde artırılabilir. [5]

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{ED} \leq q \cdot V'_{ED} \quad (10.31)$$

10.5.3. Taşıma Gücü Tahkikleri Ve Detayları

10.5.3.1.Eğilme Dayanımı

Eğilme dayanımı kolonlarda olduğu gibi sismik tasarım durumunda en gayri müsait eksenel kuvvet altında hesaplanacak ve tahkik edilecektir.

Birincil sismik kırışlarda boyutsuzlaştırılmış eksenel kuvvet değeri v_d 0,35'den fazla olamaz[5]

10.5.3.2.Perde Duvar Gövdesinde Kesme Kuvvetinden Kaynaklanan Diyagonal Çekme Kırılması

Kesme kuvveti için taşıma gücü tahkiklerinde $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ kesme oranı dikkate alınacaktır.

1) $\alpha_s \geq 2,0$ ise EN 1992-1-1:2004 Bölüm 6'daki kurallar uygulanır. İç manivela kolu uzunluğu $0,8l_w$ ve $\tan\theta=1,0$ alınır.

2) $\alpha_s < 2,0$ ise aşağıdaki koşullar uygulanır.

a) Yatay gövde donatısı aşağıdaki ifadeyi sağlamalıdır. Daha detaylı bilgi Eurocode 2 Bölüm 6.2'de verilmektedir.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (10.32)$$

ρ_h : Yatay gövde donatısı oranı ($\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$)

$f_{yd,h}$: Yatay gövde donatısı akma dayanımı tasarım değeri

$V_{Rd,c}$: Eurocode 2'ye göre kesme donatısız elemanlar için kesme dayanımı tasarım değeri

Perde duvar kritik bölgelerinde eğer N_{Ed} çekme ise $V_{Rd,c}$ değeri 0 olarak alınmalıdır.

b) Perde duvar yüksekliğince EN 1992-1-1:2004'e göre ankrajlanan ve ek yapılan düşey gövde donatıları aşağıdaki koşulu sağlamalıdır. N_{Ed} basınç halimde pozitif alınır.

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot z + \min N_{Ed} \quad (10.33)$$

ρ_v : Düşey gövde donatısı oranı ($\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_v)$)

$f_{yd,v}$: Düşey gövde donatısı akma dayanımı tasarım değeri

Perde duvar uç kesitlerinde yatay gövde donatıları tam olarak ankrajlanmalıdır(örneğin 135° lik kancalar ile)

Uzatılmış kapalı şekilde yatay gövde donatılarının ve tamamen ankrajlanmış etriyelerin perde duvar uç bölgelerindeki sargılamaya katkı yaptığı kabul edilebilir. [5]

10.5.4.Lokal Süneklik İçin Koşullar

Perde duvar tabanından itibaren kritik bölge yüksekliği h_{cr} aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.Burada h_s net kat yüksekliği ve n ise kat sayısıdır

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w / 6\} \quad (10.34a)$$

fakat

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \rightarrow n \leq 6 \\ 2h_s \rightarrow n \geq 7 \end{cases} \quad (10.34b)$$

Perde duvar kritik bölgelerinde değeri en az Denklem (10.3) yada (10.4) ile belirlenen değer kadar süneklik eğrilik katsayısı μ_ϕ bulundurulmalıdır,bu formüllerdeki q_0 davranış katsayısı değeri sismik tasarım durumunda perde duvar tabanında M_{Ed}/M_{Rd} oranının q_0 katı ile yerdediştirir.Burada M_{Ed} analizlerden elde edilen tasarım eğilme momenti ve M_{Rd} tasarım eğilme dayanımıdır.Daha kesin bir metot kullanılmadıkça gereken μ_ϕ değeri kesitin uç bölgesi olarak adlandırılan kenar bölgelerinde, ,sargılama donatısı vasıtası ile sağlanabilir.

Dikdörtgen kesitli perde duvarlarda gerekli sargı donatısının mekaniksel hacimsel oranı ω_{wd} aşağıdaki ifadeyi sağlamalıdır. μ_ϕ yukarıda ikinci maddede açıklanmıştır.

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (10.35)$$

burada ω_v düşey gövde donatılarında mekaniksel orandır. ($\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$)

Başlıklı perde duvarlarda yada birkaç dikdörtgen kesitin birleşmesiyle oluşan perde duvarlarda (T,L,I,U yada vb kesitler)uç bölgelerdeki sargı donatısı mekaniksel hacimsel oranı aşağıdaki verilen yöntem ile belirlenebilir.

a)Eksenel kuvvet ve gövde düşey donatısı oranı $h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}$ ile boyutsuzlaştırılmalıdır.Basınçtaki başlık genişliği b_c enkesit genişliği olarak alınır

$$(v_d = N_{Ed} / h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}) \quad (10.36)$$

$$\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$$

Uç bölgede sargılanmış çekirdeğin dışındaki betonun dökülmesinden sonra maksimum eğrilikteki tarafsız eksen derinliği , x_u , aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{h_c b_c}{b_o} \quad (10.37)$$

burada b_o başlıktaki sargılanmış çekirdek genişliğidir. Denklem (10.37)'den elde edilen x_u değeri örtü betonunun dökülmesinden sonraki başlık genişliğini geçmiyor ise başlıktaki sargı donatısının mekaniksel hacimsel oranı a) maddesine göre (Denklem (10.35) ile) belirlenebilir. b) x_u değeri beton örtüsünün dökülmesinden sonraki başlık derinliğini geçiyor ise genel metot aşağıdaki kabullere dayanır.

I $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ olarak eğrilik süneklik katsayısının tanımlanır,

II $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / x_u$ ve $\phi_y = \varepsilon_{sy} / (d - x_y)$ olarak hesaplanır,

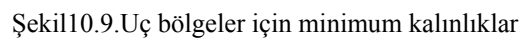
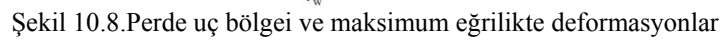
III kesitte eşitlik ilkesi yardımı x_u ve x_y tarafsız eksen derinliklerinin hesapları

IV Etkili yanal sargılama gerilmelerinin (Detaylı bilgi EN 1992-1-1:2004 Bölüm 3'de verilmektedir) fonksiyonu olarak sargılanmış beton dayanımı $f_{ck,c}$ ve maksimum deformasyonun $\varepsilon_{cu2,c}$ belirlenmesi. Bu aşamalardan sonra gereken sargı donatısı uygun şekilde hesaplanır.

Sargılama düşey olarak kritik bölge yüksekliği h_{cr} , boyunca ve yatay olarak da en dış basınç lifinden büyük basınç deformasyonları nedeniyle sargılanmamış betonun dökülebileceği nokta arasında ölçülen l_{cr} uzunluğu boyunca bulundurulur. Eğer daha kesin bir bilgi yok ise dökülmenin bekleneceği basınç deformasyonu $\varepsilon_{cu,2}=0,0035$ olarak alınabilir. Sargılanmış uç bölgesi elemanı en dış basınç lifi yakınındaki etriyenin ekseninden itibaren $x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ mesafesi kadar uzakta sınırlandırılabilir. Sargılanmış betonun maksimum deformasyonu $\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1\alpha_w \omega_{wd}$ olarak kabul edilebilir. Minimum koşul olarak sargılanmış uç bölgesi uzunluğu l_c , $0.15l_w$ yada $1.5b_w$ 'den daha az olmamalıdır.

Uç bölgelerde boyuna donatı oranı 0,005 den az olmamalıdır.

Perde duvar kesitlerinde sargılanmış bölümlerin (uç bölgeler) kalınlığı b_w , 200mm den az olmamalıdır. Bununla beraber sargılanmış bölüm uzunluğu $2b_w$ yada $0,2l_w$ 'den büyük olandan küçük ise b_w kalınlığı $h_s/15$ den az olmamalıdır. h_s kat yüksekliğini göstermektedir. Eğer sargılanmış bölüm uzunluğu $2b_w$ yada $0,2l_w$ den büyük olan değerden daha büyük ise b_w kalınlığı $h_s/10$ dan az olmamalıdır.



209

Perde duvar uç elemanları sargı donatılarında kolon uç bölgeleri için geçerli olan etriye aralığı ve çapı ile ilgili kurallar uygulanır. ω_{wd} değeri minimum 0,12 olmalıdır. Her bir boyuna donatının bir fret yada çiroz etriye tarafından tutulması için bindirmeli fret kullanılmalıdır.

Kritik bölgenin üstünde, uç bölgeler bir yada daha fazla kat yüksekliği boyunca en az kritik bölgede gereken sargı donatısının yarısı miktardaki sargı donatısı ile devam ettirilmelidir.

Perde duvar yüksekliği boyunca kritik bölge yüksekliğinin üzerinde sadece düşey ,yatay ve sargı donatıları ile alakalı EN 1992-1-1:2004 kuralları uygulanır. Bununla beraber sismik tasarım durumunda basınç deformasyonu ϵ_c nin 0,002 ‘den büyük olduğu kesitlerde minimum 0,005 oranında düşey donatı oranı sağlanmalıdır.

Perde duvarlarda gövdede erken kesme çatlaması $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$ oranında gövde donatısı sağlanarak önlenmelidir.

Gövde donatısı aynı aderans özelliklerine sahip iki sıra donatı ağı şeklinde bulundurulmalıdır. Bu ağlar 500mm’lik aralıkları çiroz etriyeler ile birbirine bağlanmalıdır.

Gövde donatısı çapı 8 mm’den az ve gövde genişliğinin , b_{wo} , sekizde birinden fazla olmamalıdır. Donatı aralıkları da 250 mm yada donatı çapının 25 katından küçük olandan fazla olmamalıdır.

Birleşim bölgelerinde çatlamamanın ve beraberinde bulunan belirsizliklerin olumsuz etkilerini karşılamak için birleşim bölgelerinde minimum miktarda tamamen ankrajlanmış donatı bulundurulmalıdır. Gerekli olan minimum donatı oranı ρ_{min} aşağıda verilmiştir.

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (10.38)$$

burada A_w perde duvar enkesit alanıdır. Basınç halinde N_{Ed} pozitif alınır. [5]

10.6. Donatıların Ankrajı ve Ekleri İçin Kurallar

10.6.1. Genel

Bu bölümde verilen kurallara ek olarak Eurocode 2 Bölüm 8’de verilen donatı detay kuralları uygulanır.

Kirişlerde, kolonlarda yada perde duvarlardaki enine donatılar, 135° kancalı ve $10d_{bw}$ uzatılmış kapalı etriyelere sahip olacaktır.

Süneklik düzeyi yüksek yapılarda , kolon- kiriş birleşim bölgesinde ankrajlanan kolon yada kiriş donatısında elastiklik sonrası deformasyonlardan dolayı akmayı dikkate

almak için ankraj uzunluğu birleşim bölgesi yüzeyinden $5d_{bL}$ mesafesinde donatı üzerindeki bir noktadan ölçülecektir. [5]

10.6.2.Donatıların Ankrajı

10.6.2.1.Kolonlarda Ankraj

Kritik bölgelerde eleman eğilme dayanımına katkıda bulunan donatıların bindirme boyu yada ankraj uzunluğunun hesaplanmasında gerekli donatı alanının gerçek donatı alanına oranı $A_{s,req}/A_{s,prov}$ değeri 1,0 kabul edilmelidir.

Sismik tasarım durumunda eğer kolon eksenel kuvveti çekme ise ankraj uzunluğu EN 1992-1-1:2004’de verilen değerden yüzde 50 fazla alınmalıdır.

10.6.2.2.Kirişlerde Ankraj

Birleşim bölgelerinde ankraj için eğilen kiriş donatısı bölümü daima ilgili kolon freti içerisinde bulunmalıdır.

Aderans kırılmasını önlemek için kolon-kiriş birleşim bölgesinden geçen kiriş boyuna donatısı çapı, d_{bL} , aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

a)İç kolon-kiriş birleşim bölgelerinde

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \frac{1 + 0.8 v_d}{(1 + 0.75 k_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{max}})} \quad (10.39a)$$

b)Dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} (1 + 0.8 v_d) \quad (10.39b)$$

h_c :Donatılara paralel kolon genişliği

f_{ctm} :Beton çekme dayanımı ortalama değeri

f_{yd} :Donatı akma dayanımı tasarım değeri

v_d :Kolonda boyusuzlaştırılmış eksenel kuvvet değeri,sismik tasarım durumunda minimum değer alınır. ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$)

k_D :Yüksek süneklik için 1, Orta süneklik için 2/3 olarak alınan süneklik sınıfı etkisini yansıtan katsayı

ρ' :Birleşim bölgesini geçen kiriş basınç donatısı oranı

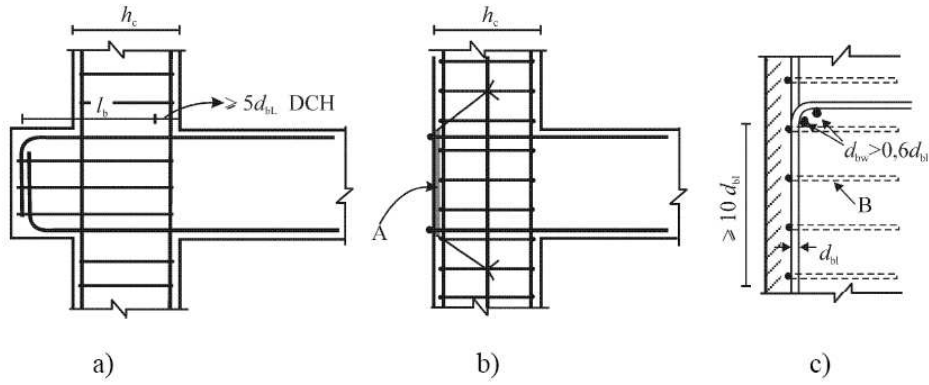
ρ_{max} :Maksimum izin verilen çekme donatısı alanı

γ_{Rd} :Yüksek süneklik için 1.20’ye ve Orta süneklik için 1.0’a eşit alınan dayanım tasarım değerlerinde belirsizlik katsayısı

Yukarıda Denklem (10.39)'de verilen sınırlamalar düğüm noktasını geçen diyagonal donatılarda kullanılmaz.

Donatılara paralel kolon ebatı çok sığ olduğu için dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde yukarıda verilen koşullar sağlanamıyorsa , kiriş boyuna donatılarının ankrajını sağlamak için aşağıdaki ilave önlemler alınabilir.Şekil 5.11'de "A" ankraj plakasını ve "B" sarılma bölgesi içerisindeki kolon enine donatısını simgelemektedir.

- a) Kiriş yada döşeme yatay donatıları yatay olarak dış çıkıntı şeklinde uzatılabilir.
- b) Donatı uçlarında başlıklar yada kaynaklı levhalar kullanılabilir.
- c) Minimum $10d_{bl}$ uzunluğunda kiriş donatısı eğilebilir ve eğilen donatı bölümüne sık aralıklarda enine donatı yerleştirilebilir.



Şekil 10.11.Dış kolon-kiriş birleşimlerinde ankraj için ilave önlemler

İç birleşim bölgelerinden geçen alt yada üst donatılar, birleşim bölgesine bağlanan eleman içerisinde birleşim bölgesi yüzeyinden itibaren l_{cr} (eleman kritik uzunluğu)den daha kısa mesafede sonlanamaz.

10.6.3.Donatıların Eklenmesi

Taşıyıcı elemanların kritik bölgeleri içerisinde kaynaklama ile ek yapılmayacaktır.

Seçilen süneklik sınıfı ile uyumlu koşullar altında uygun testler ile doğrulandıkları takdirde kolon ve perde duvarlarda mekanik birleşimler ile ek yapılabilir.

Eurocode 2 gereğince bindirme boyu içerisinde enine donatı sağlanır.Ayrıca aşağıdaki koşullara da uyulmalıdır.

- a) Enine donatıya paralel düzlemde ankrajlı yada sürekli donatılar bulunuyorsa, bütün ekli donatıların toplam alanı , ΣA_{sL} , enine donatının hesabında kullanılır.
- b) Eğer enine donatıya dik düzlemde ankrajlı yada sürekli donatılar bulunuyorsa,enine donatı alanı daha büyük bindirmeli donatı alanı , A_{sL} ,ye göre hesaplanır.
- c) Ek yerlerinde enine donatı aralığı (mm) aşağıdaki değerlerden fazla olmamalıdır

$$s = \min\{h / 4; 100mm\} \quad (10.40)$$

Kolon boyuna donatıları bindirme bölgesinde yada perde duvar uç bölgelerinde boyuna donatı bindirme bölgesinde gerekli enine yatay donatı alanı , A_{st} , aşağıdaki formül ile hesaplanır. [5]

$$A_{st} = s \cdot \left(\frac{d_{bL}}{50} \right) \left(\frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \right) \quad (10.41)$$

A_{st} :Enine donatıda bir bacağın alanı

f_{yld} :Boyuna donatıda akma dayanımının tasarım değeri

f_{ywd} :Enine donatıda akma dayanımının tasarım değeri

11.ACİ 318-02'YE GÖRE ÖZEL BETONARME ELEMANLAR

11.1.Genel Koşullar

11.1.1.Taşıyıcı Sistemlerin Analizi

Deprem hareketlerine karşı yapının lineer ve non-lineer davranışını etkileyen bütün taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar arasındaki etkileşim analizlerde dikkate alınır.Yatay yük taşıyan sistemin bölümü olmadığı kabul edilen rijit elemanlara tasarım aşamasında yapı davranışına etkilerinin dikkate alınması koşulu ile izin verilir.Yatay yük taşıyan sistemin bir bölümü olmayan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların göçme sonuçları da dikkate ayrıca alınmalıdır.

Yatay yük taşıyan sistemin çeşitli elemanları arasındaki gerekli dayanımın dağılımının yönetmelik tarafından belirtilen katsayı ile çarpılmış kuvvetlerin etkidiği yapı modelinin lineer elastik analiz analizler ile elde edildiği kabul edilir. .Eğer lineer olmayan zaman tanım alanında analizleri kullanılacaksa sismik hareket temsilleri zemin koşullarının ve lokal sismik geçmişin detaylı incelemelerinden sonra seçilmelidir. .

Bir yapının tasarımında lineer olmayan davranışa izin verildiği için lineer analizlerden elde edilenlerden daha yüksek deplasmanlarda yatay yük taşıyan sistemin stabilitesinin ve taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar arasındaki etkileşimin tahkik edilmesi gereklidir.

Lineer olmayan analizler yapmadan bu sorunla ilgilenmek için bir alternatif, katsayı ile çarpılmış yatay yükler ile lineer analizinden elde edilen deplasmanların yönetmelik tarafından bir başka değerin belirtilmediği sürece en az iki katsayısı ile çarpılmasıdır.Yatay deplasman hesaplamalarında bütün yatay taşıyıcı elemanları tamamen çatlamış kabul etmek elemanların çatlamamış rijitliklerinin kullanıldığı diğer öteleme analizlerinden daha iyi deplasman sonuçlarının elde edilmesini sağlayabilir.[16]

11.1.2.Dayanım Koşulları

Şiddetli deprem bölgelerinde özel betonarme taşıyıcı elemanlarda beton basınç dayanımı değeri , f'_c , 3000 psi'den az olamaz.Hafif ağırlıklı agregalı betonlarda beton basınç dayanımı f'_c değeri 5000 psi'den fazla olamaz.

Çerçeve elemanlarında depremden kaynaklanan eğilme ve eksenel yük kuvvetlerini taşıyan ve perde duvar uç bölgesindeki donatılar ASTM A 706 koşullarını sağlayacaktır.Aşağıdaki koşullar sağlanırsa ASTM A 615'ye uygun S280 ve S420 donatılara bu elemanlarda izin verilir.

a)Fabrika test sonuçlarına dayalı gerçek akma dayanımı, tanımlı akma dayanımını 18000 psi'den fazla geçmiyorsa,

b)gerçek maksimum çekme dayanımının gerçek akma dayanımına oranı 1,25'den az değilse.

Tasarımda kabul edilen limitlerden daha yüksek dayanımda boyuna donatı kullanılması akma momentlerinin oluşumu sırasında daha yüksek kesme kuvveti ve aderans gerilmelerinin oluşuma neden olur.Bu koşullar kesme yada aderansda gevrek kırılmaya yol açabilir ve bu olay yapının tasarımında beklenen yüklerden daha büyük yüklerde oluşsa önlenmelidir.Bu nedenle donatı akma dayanımı için bir üst sınır konulmuştur.

Maksimum çekme dayanımının donatı alma dayanımından büyük olması koşulu ,taşıyıcı elemanın inelastik rotasyon oluşturma kapasitesinin eleman eksenli boyunca akma bölgesi uzunluğunun bir fonksiyonu olduğu kabulüne dayanır.Deneysel sonuçların yorumlanmasında, akma bölgesinin uzunluğunun maksimum ve akma momentlerinin relatif oranları ile ilgili olduğu görülür.Bu yoruma göre maksimum dayanımın akma dayanımına oranı için daha büyük bir değer daha uzun akma bölgesi anlamına gelir.ACI 318-02'de maksimum çekme dayanımının gerçek akma dayanımına oranı için minimum 1,25 değeri kabul edilmiştir.

Bu koşulu sağlamayan donatılara sahip elemanlar da elastik olmayan rotasyon yapabilir fakat davranışları pekleşmiş donatılı eleman deneylerinden elde edilen kurallara dayanan direkt kabullerden uzak olur. [16]

11.1.3.Mekanik Ekler

Donatıların mekanik ekler Tip 1 ve Tip 2 olarak iki ayrı birleşim kullanılır.Tam bir mekanik birleşimde çekme yada basınç altında en az donatı akma dayanımının yüzde 125'i olmalıdır.

Kolon yada kiriş yüzeyinden eleman derinliğinin iki katı kadar mesafe içerisinde ve elastik olmayan yatay deplasmanlar nedeniyle donatıda akmanın meydana gelebileceği kesitlerde Tip 1 mekanik birleşimler kullanılamaz.Tip 2 mekanik birleşimin kullanımı için bir sınırlama yoktur.

Bir deprem sırasında elastik olmayan deformasyonlar yapan sahip bir yapıda donatıdaki çekme gerilmesi donatı çekme dayanımına yaklaşabilir.Tip 2 mekanik birleşim akma bölgelerindeki donatı beklenen gerilmelere maruz kaldığında kırılmayı önlemeyi amaçlar.Tip 1 birleşimler Tip 2 birleşimlerde verilen koşulları sağlamak zorunda değildir ve akma bölgelerinde beklenen gerilmelere karşı koyamayabilir.

Önerilen detaylandırma uygulamaları deprem etkilerine maruz elemanlarda potansiyel akma bölgelerinde eklerin kullanılmamasıdır.Potansiyel akma bölgelerinde mekanik birleşim kullanımından kaçınılamıyorsa tasarımcı ekleme yapılacak donatıların gerçek dayanım karakteristikleri,ekleme yapılacak donatının kuvvet-deformasyon

karakteristikleri ve Tip 2 birleşimde kullanılabilme özelliği hakkında dökümana sahip olmalıdır. [16]

11.2. Özel Moment Taşıyan Çerçevelerde Eğilme Elemanları

11.2.1.Genel

Depremden kaynaklanan kuvvetleri karşılayan ve öncelikli olarak eğilmeye karşı koymak için tasarlanan özel moment çerçeve elemanları için bu bölümde verilen kurallar uygulanır. Bu elemanlar aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

- a) Elemanda katsayı ile çarpılmış eksenel basınç kuvveti $A_g \cdot f'_c / 10$ dan büyük olmamalıdır..
- b) Eleman net açıklığı etkili derinliğin dört katından az olmamalıdır.
- c) Genişliğin derinliğe oranı 0,30 dan az olmamalıdır.
- d) Genişlik 10 inç'den az ve mesnetleyici eleman genişliği (eğilme elemanının boyuna eksenine dik doğrultuda) ile mesnetleyici elemanın kenarlarına olan mesafenin ,kenarlara olan mesafe eğilme eleman derinliğinin dörtte üçünü geçemez, toplamından fazla olmamalıdır. [16]

11.2.2.Boyuna Donatı

Eğilme elemanının herhangi, bir kesitinde üst ve alt donatılar için donatı miktarı Denklem (7.57)'den elde edilen miktardan ve $200 \cdot b_w \cdot d / f_y$ den az olamaz. Donatı oranı , ρ ,0,025'den fazla olamaz. Eğilme elemanlarında alta ve üstte en az iki donatı sürekli olarak bulundurulmalıdır.

Bir düğüm noktası yüzeyindeki pozitif moment dayanımı bu düğüm noktası yüzeyindeki negatif moment dayanımının yarısından az olamaz. Eleman uzunluğu boyunca herhangi bir kesitte ki negatif yada pozitif moment dayanımı düğüm noktası yüzeylerinde oluşan maksimum moment dayanımının dörtte birinden az olamaz..

Eğilme donatılarında bindirmeli eklere sadece bindirme boyunda fret yada spiral donatı bulundurulması koşulu ile izin verilir. Bindirmeli donatıları tutan enine donatılarda maksimum açıklık $d/4$ yada 4 inç'den fazla olamaz.

Aşağıda belirtilen yerlerde bindirmeli ek yapılmayacaktır.

- a) Birleşim bölgeleri içerisinde,
- b) Birleşim bölgesi yüzeyinden itibaren eleman derinliğinin iki katı kadar olan mesafede,
- c) Çerçevenin elastik olmayan yatay deplasmanları nedeniyle eğilme akmasının oluşabileceği yerlerde.

Eğilme akmasının beklendiği yerlerde elastik olmayan bölgede yük tekrarları durumu altında böyle birleşimler güvenilir olmadığı bindirmeli ek yapılamaz. Bindirmeli eklerde kabuk betonunda dökülme olasılığı nedeniyle enine donatı bulundurulması zorunludur. [16]

11.2.3.Enine Donatı Koşulları

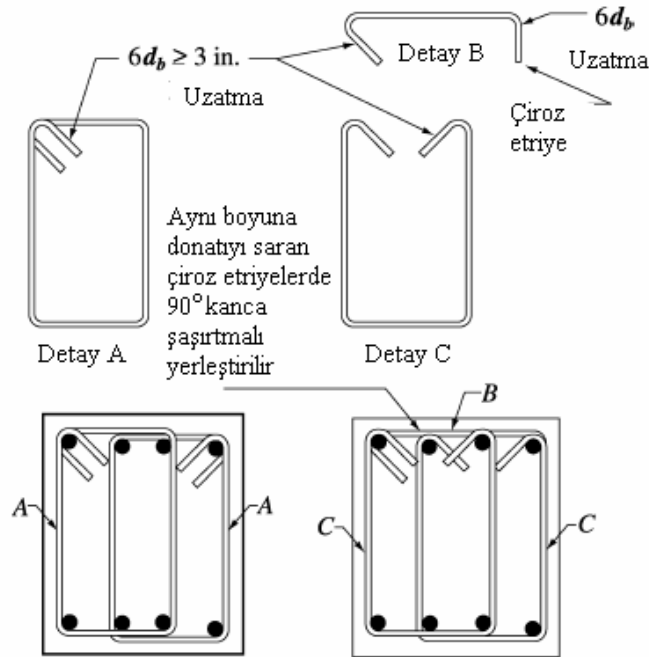
Eğilme elemanlarında aşağıda belirtilen bölgelerde fret donatı bulundurulması zorunludur.

- a)Eğilme elemanının her iki ucundan ,mesnetleyici elemanın yüzeyinden eleman orta bölgesine doğru derinliğin iki katı kadar olan bölgede
- b)çerçevenin inelastik yatay deplasmanı nedeniyle eğilme akmasının oluşacağı kesitin her iki yüzeyinde eleman derinliğinin iki katı kadar olan bölge içinde

İlk fret mesnetleyici eleman yüzeyinden 2 inç'den daha uzak mesafede bulunamaz.Fretler arasındaki maksimum açıklık $d/4$ 'den, en küçük boyuna donatı çapının 8 katından,fret çapının 24 katından ve 12inç'den fazla olamaz. Fretlerin gerekmediği eğilme elemanı bölgelerinde her iki ucunda sismik kancası bulunan etriyeler $d/2$ 'yi geçmeyen aralıklar ile bulundurulur.

Eğilme elemanlarındaki fretlerin iki donatıdan oluşmasına izin verilir.Bunlar her iki ucunda sismik kancası bulunan etriye ve bu etriyeleri kapatan çirozlardır.Aynı boyuna donatıyı saran ardışık çirozlarda 90^0 lik kanca eğilme elemanının karşılıklı kenarlarında bulunur.Çirozlar tarafından tutulan boyuna donatılar bir tek taraftan döşeme ile kuşatılıyorsa çirozlardaki 90^0 lik kancalar aynı yüzeyde olacaktır.

Enine donatı öncelikli olarak betonu sargılamak ve akmanın beklendiği bölgelerdeki donatılara yatay mesnetleme sağlamak için gereklidir.Çerçeve eğilme elemanları için uygun fret tipleri Şekil 11.1'de gösterilmektedir. [16]



Şekil 11.1 Bindirmeli fretler için örnekler

11.2.4. Kesme Dayanımı Koşulları

12.2.4.1. Tasarım Kuvvetleri

V_e tasarım kesme kuvveti birleşim bölgesi yüzeyleri arasındaki eleman bölümünde statik kuvvet kabulleri ile belirlenecektir. Eğilme elemanı açıklığı boyunca düşey yüklere maruz iken olası eğilme dayanımı M_{pr} 'ye denk gelen zıt işaretli momentlerin düğüm noktası yüzeyine etki ettiği kabul edilebilir.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u \cdot l_n}{2} \quad (12.1)$$

Ele alınan çerçeve sınıfı için deprem etkilerini temsil eden eşdeğer yatay kuvvetlerin hesabında çerçeve elemanlarının enerjisi lineer olmayan davranış bölgesinde sönümleyeceği kabul edilir. Bir çerçeve elemanı tasarım kuvvetlerinin üç yada dört katı kadar dayanıma sahip olmadıkça bu elemanın şiddetli deprem sırasında akacağı beklenmelidir. Tasarım kesme kuvveti bir elemanda oluşabilecek maksimum kesme kuvvetinin iyi bir tahmini olmalıdır. Bu nedenle çerçeve elemanı için gerekli kesme dayanımı yatay yük analizlerinden elde edilen katsayı ile çarpılmış kesme kuvvetlerinden daha fazla tasarlanan elemanın eğilme dayanımı ile ilgili olur. Boyuna donatılarda gerçek akma dayanımı karakteristik akma dayanımından fazla olabileceği için ve donatıdaki pekleşmenin büyük dönmeye maruz birleşim bölgelerinde oluşma ihtimali nedeniyle gerekli kesme dayanımı boyuna donatıda en az $1,25f_y$ kullanılarak hesaplanır. [16]

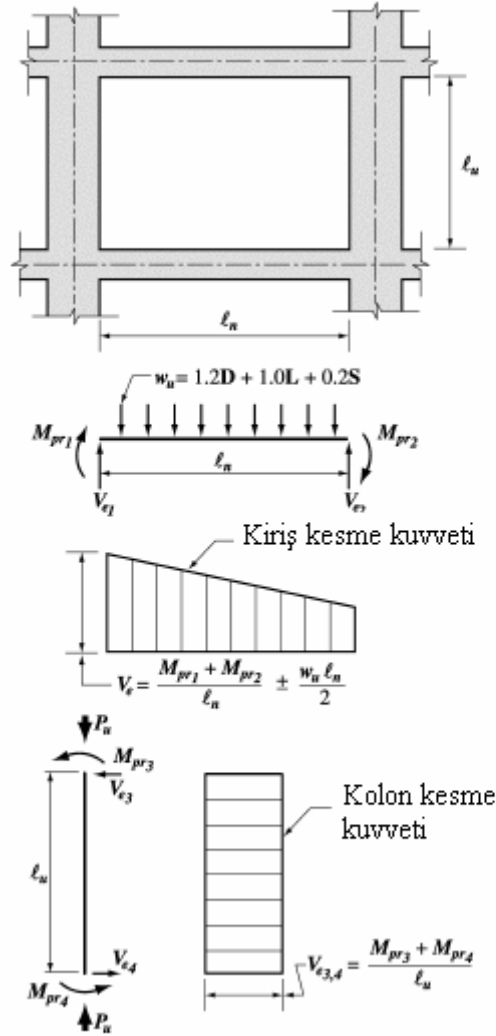
12.2.4.2. Enine Donatı

Aşağıdaki iki koşul yerine geldiğinde eğilme elemanı kritik bölgelerinde enine donatı için yapılan hesaplamalarda $V_c=0$ kabul edilir.

- 12.2.4.1. gereğince hesaplanan depremden kaynaklanan kesme kuvveti maksimum kesme dayanımının yarısına eşit yada fazla ise,
- Deprem etkisi dahil katsayı ile çarpılmış eksenel basınç kuvveti $A_g \cdot f'_c / 20$ den az ise.

Dönüşümlü yüklemeye maruz betonarme elemanlar üzerinde yapılan deneysel çalışmalar eğer elemanın değişen lineer olmayan deplasmanlara maruz kalması halinde eğilme kırılmasını sağlamak için daha fazla kesme donatısını gerektiğini göstermiştir, eksenel yük olmaması halinde kesme donatısındaki gerekli artış büyümektedir. Bu gözlem kesme dayanımına betonun katkısını gösteren terimin ihmal edilmesi ile dikkate alınmaktadır. Kesme kuvveti için artırılmış emniyet potansiyel eğilme mafsallaşmasının oluşabileceği bölgelerde gerekli kabul edilebilir. Basitliğinden dolayı tercih edilen bu yöntem kesme dayanımı için betona gerek olmadığı şeklinde yorumlanmamalıdır. Tam aksine beton çekirdeğin bütün kesme kuvvetini betonu sargılayan

ve güçlendiren kesme donatısı (enine donatı) ile karşıladığı unutulmamalıdır. Sargılanmış beton çekirdek kiriş davranışında önemli bir yere sahiptir ve minimum önemde düşünülmemelidir. [16]



Şekil 11.2. Kirişler ve kolonlar için tasarım kesme kuvvetleri

11.3. Eğilme Ve Eksenel Yüke Maruz Özel Moment Çerçeve Elemanları

11.3.1. Genel

Eğilme ve eksenel yük etkisine maruz özel moment çerçeve elemanları aşağıdaki koşulları sağlamalıdır. Böyle elemanlarda en küçük enkesit ebatı 12 inç ve küçük enkesit boyutunun buna dik doğrultudaki büyük enkesit ıyutuna oranı en az 0,40 olmalıdır. [16]

- Depremden kaynaklanan kuvvetleri taşıyabilmeli,
- Etki eden eksenel kuvvet değeri $A_g \cdot f'_c / 10$ 'den büyük olmalıdır.

11.3.2.Eğilme Dayanımı

Katsayı ile çarpılmış eksenel basınç kuvveti değeri $A_g \cdot f'_c / 10$ u geçen bir kolonun eğilme dayanımı Denklem (12.2)'yi sağlamayan kolonların yanal rijitlik ve dayanımları, yapının yanal rijitlik ve dayanımının belirlenmesinde ihmal edilir.

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g \quad (11.2)$$

$\sum M_c$ Birleşim bölgesine bağlanan kolonların nominal eğilme momentleri dayanımlarının toplamı. Kolon eğilme dayanımı ele alınan yatay kuvvet doğrultusunda en düşük eğilme dayanımı veren katsayı ile çarpılmış eksenel yük için hesaplanmalıdır.

$\sum M_g$ Düğüm noktasına bağlanan kirişlerin nominal eğilme dayanımları toplamı. Denklem (21.1) ele alınan çerçeve düşey düzleminde her iki doğrultuda etki eden kiriş momentleri için sağlanır. T kirişlerde tabla genişliği içerisinde bulunan döşeme donatısı tablanın çekmeye çalıştığı durumda kiriş eğilme dayanımını artırır. Bu artış dikkate alınmalıdır.

Eğer Denklem(12.2) bir birleşim bölgesinde sağlanamaz ise bu birleşim bölgesinden gelen reaksiyon kuvvetlerini taşıyan kolonlar bütün yükseklikleri boyunca Denklem (11.3)-(11.6) koşullarını sağlayan enine donatı ile donatılır.

Denklem (12.2) yatay yük taşıyan sistemin elemanı olarak düşünülen kolonlarda akma olasılığını azaltmayı amaçlar. Birleşim bölgesine bağlanan kirişler kolonlardan daha güçlü ise inelastik etki olasılığı vardır. Zayıf kolonlardaki en kötü durum göçmeye yol açabilecek kolon kırılma mekanizmasına neden olan kolonun her iki ucunda eğilme akmasının olmasıdır.

Eğer 21.4.4.2 bir birleşim bölgesinde sağlanamıyorsa yapının yatay dayanım ve rijitliğine pozitif katkı yapan kolon yada kolonlar ihmal edilecektir. Kolon yada kolonların negatif etkileri ihmal edilmemelidir. Örneğin kolon rijitliklerinin ihmali tasarım taban kesme kuvvetinin azalmasında tahkik için kullanılmamalıdır. Yapının analitik modelinde bu kolonların dahil edilmesi burulma etkilerinde artışa neden oluyorsa bu artış tasarımdaki yönetmelik kurallarına göre dikkate alınmalıdır. [16]

11.3.3.Boyuna Donatı

Donatı oranı ρ_g ; 0,01 'den az ve 0,06'dan fazla olamaz. Bindirmeli eklere sadece eleman uzunluğunun yarısında izin verilir ve bu ekler çekme bindirmeli eki olarak tasarlanır. Bu ekler Denklem (11.6)'yı sağlayan enine donatı ile sarılmalıdır.

Donatı oranı için alt limit zamana bağlı deformasyonları kontrol etmek ve akma momentinin çatlama momentinden büyük olmasını sağlamak içindir. Donatı oranı için üst

sınır donatılardaki sıkışıklık, özellikle yüksekliği az olan yapılarda döşeme elemanlarından kolonlara yük transferi ve yüksek kesme gerilmeleri oluşumu kaygılarını yansıtmaktadır.

Çerçevelerde kolon uçlarına yakın bölgelerde oluşabilen kabuk betonunun dökülmesi bindirmeli ekleri bu bölgelerde zayıf bırakmaktadır. Eğer bindirmeli ekler kullanılacaksa ,gerilme dönüşlerinin birleşim bölgeleri yakınlarındaki bölgelere göre daha sınırlı bir aralıkta gerçekleşeceği orta yükseklik yakınlarında olması gerekmektedir. Yükseklik boyunca moment dağılımlarındaki belirsizlik ve gerilme dönüşlerine maruz bindirmeli eklerde sargılama gerekliliği nedeniyle özel enine donatılar gereklidir. [16]

11.3.4.Enine Donatı

21.4.5 tarafından daha fazlası gerekmediği sürece aşağıda a) ve e)maddeleri arasında belirtilen enine donatı kolonlarda bulundurulmalıdır.

a)Spiral yada dairesel fret donatının hacimsel oranı ρ_s , aşağıda Denklem (11.3)'de ve Denklem (7.58)'de verilen değerden az olamaz.

$$\rho_s = 0,12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (11.3)$$

b)Dikdörtgen fret donatının toplam enkesit alanı aşağıda Denklem (11.3) ve (11.4)'deki gerekli miktarlardan az olmayacaktır.

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (11.4)$$

$$A_{sh} = 0,09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (11.5)$$

c)Enine donatı tek parçalı yada bindirmeli fretler şeklinde olabilir.Fretlerle aynı çap ve açıklığa sahip çiroz etriyelere izin verilir.Çirozların her bir ucu bir kenar boyuna donatısını tutmalıdır.Ardışık çirozlarda uçlar boyuna donatı yüksekliğince alternatif olarak yerleştirilir.

d)Eğer eleman beton çekirdeği deprem etkisi dahil tasarım yük kombinasyonlarındaki dayanım koşulları yerine getiriyorsa Denklem (11.3) ve (7.58)'in sağlanmasına gerek yoktur.

e)Sargılayıcı enine donatının üzerinde beton kalınlığı 4 inç'den fazla olursa aralığı 12 inç'den fazla olmayacak ilave enine donatı yerleştirir.

Kolonlarda enine donatı aralığı minimum eleman boyutunun dörtte birinden, boyuna donatı çapının altı katından ve aşağıda Denklem (11.6) ile verilen s_x değerinden daha büyük olamaz. s_x değeri 6 inç'den büyük olamaz ve ayrıca bu değer 4 inç'den küçük olmasına gerek yoktur.

$$s_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \quad (11.6)$$

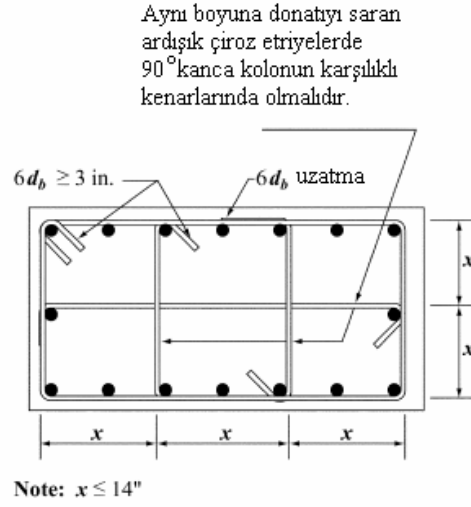
Minimum eleman boyutunun dörtte birinden açıklığın fazla olmaması koşulu yeterli beton sargılamasını sağlar. Donatı çapının altı katından açıklığın fazla olmaması betonun dökülmesinden sonra boyuna donatıda burkulmayı önlemeyi amaçlar

Yukarıda tanımlanan enine donatı her bir birleşim bölgesi yüzeyinden ve çerçevenin elastik olmayan yatay deplasmanı nedeniyle oluşabilecek eğilme akma kesitinin her iki yönünde l_0 mesafesi içerisinde bulundurulur. l_0 mesafesi; birleşim bölgesi yüzeyinde yada eğilme akmasının oluşabileceği kesitte eleman derinliğinden , eleman net açıklığının altıda birinden ve 18 inç'den daha az olamaz. Bu kural normal olarak eğilme akmasının meydana geleceği eleman uçlarında yakın aralıklarla enine donatının yerleştirileceği minimum uzunluğu işaret eder. Deney sonuçları eksenel yüklerin ve eğilme momentlerinin özellikle yüksek olacağı bölgelerde ,örneğin yapı tabanı gibi ,bu uzunluğun yüzde elli artırılması gerektiğini göstermektedir

Deprem etkileri ile ilgili katsayı ile çarpılmış eksenel basınç kuvveti $A_g \cdot f'_c / 10$ dan fazla olan ve süreksiz rijit elemanlardan gelen reaksiyonları taşıyan kolonlarda yukarıda tanımlı enine donatı bütün kolon yüksekliği boyunca süreksizliğin olduğu kesite kadar bulundurulur. Bu enine donatılar en az kolondaki en büyük donatı çapı için kenetlenme boyu kadar süreksiz eleman içerisinde devam ettirilir. Eğer kolon alt ucu bir perde duvarda sonlanıyorsa enine donatı perde duvar içerisinde sonlanma noktasından itibaren en az kolondaki en büyük donatı çapı için kenetlenme boyu kadar uzatılır. Perde duvarlar gibi süreksiz rijit elemanları taşıyan kolonlarda önemli elastik olmayan davranış meydana gelebilir. Bu nedenle bu kolonların yükseklikleri boyunca özel enine donatılara sahip olması gereklidir.

Kritik bölgeler dışında kalan kolon bölgelerinde eksenleri arasındaki açıklığı kolon boyuna donatı çapının altı katından veya 6 inç'den küçük olandan fazla olmayan spiral yada fret ile bulundurulur.

Şekil 11.3 bir fret ve üç çiroz etriyeden oluşan bir enine donatıyı göstermektedir. Sargılama açısından 90° kancalı çiroz etriyeler 135° kancalı çiroz etriye yada fretler kadar etkili değildir. Deneyler 90° kancalı uçların şaşırtmalı yerleştirilmesi halinde sargılamanın yeterli olacağını göstermektedir. [16]



Şekil 11.3 Kolonlarda enine donatılar için örnekler

11.3.5.Kesme Dayanımı Koşulları

Tasarım kesme kuvveti V_e , elemanın bir ucundaki birleşim bölgesi yüzeylerinde oluşabilecek maksimum kuvvetlerin kabulüne göre hesaplanır. Bu birleşim bölgesi kuvvetleri, katsayı ile çarpılmış eksenel yük ile beraber bulunan maksimum olası moment dayanımları M_{pr} , kullanılarak belirlenir. Moment dayanımları 1,0 değerinde dayanım azaltma katsayısı ve en az $1,25f_y$ donatı gerilmesi kullanılarak hesaplanır. Hiç bir durumda V_e değeri yapının analizlerden elde edilen katsayı ile çarpılmış kesme kuvveti değerinden az olamaz. [16]

Kolonda kritik bölge, l_o , mesafesi içerisinde aşağıdaki her iki koşulun sağlanması halinde $V_e = 0$ alınarak enine donatı yerleştirilir.

- 11.3.5 gereğince hesaplanan depremden kaynaklanan kesme kuvveti eleman açıklığında gerekli maksimum kesme dayanımının yarısına eşit yada büyük ise,
- Deprem etkileri dahil katsayı ile çarpılmış eksenel kuvvet $A_g \cdot f'_c / 20$ den fazla ise.

11.4. Özel Moment Çerçevesinde Birleşim Bölgeleri

11.4.1. Genel Koşullar

Birleşim bölgesi yüzeyindeki boyuna donatılardaki kuvvetler çekme donatısındaki gerilme $1,25f_y$ kabul edilerek hesaplanır. Birleşim bölgelerinde dayanım uygun dayanım azaltma katsayısı yardımı ile bulunur.

Kiriş donatılarının bir kolon – kiriş birleşim bölgesinden geçtiği yerlerde, kiriş donatısına paralel kolon ebatı normal ağırlıktaki agregalı betonlarda en büyük boyuna donatı çapının 20 katından az olamaz.

Deneyler düz kiriş donatılarının büyük moment geri dönüşlerinde kolon-kiriş birleşim bölgelerinden sıyrılabileceğini göstermiştir. Bu düz donatılardaki aderans gerilmeleri çok büyük olabilir. Kiriş mafsallaşması sırasında sıyrılmayı önemli ölçüde azaltmak için donatı çapı ile kolon ebatı arasında 1/32 lik bir orana sahip olmak gereklidir. Bu oran çok geniş düğüm noktalarına yol açmaktadır. Mevcut deneylerin yeniden gözden geçirilmesinden sonra normal ağırlıktaki agregalı betonlarda maksimum kiriş donatısı için kolon ebatının 1/20 si ve hafif ağırlıktaki agregalı betonlarda ise 1/26 sı şeklinde oran seçilmiştir. Bu oranlar kiriş donatılarının kolon-kiriş birleşim bölgelerinden sıyrılmalarına karşı önemli miktarda koruma sağlar. [16]

11.4.2. Enine Donatı

En sığ kiriş derinliğinde ,kirişlerin birleşim bölgelerine dört bir yandan bağlanmaları ve her bir kiriş genişliğinin en az kolon genişliğinin dörtte üçü genişlikte olması halinde birleşim bölgesi kuşatılmış kabul edilir ve 11.3.4’de Denklem (11.3),(11.4) ve (11.5)’de tanımlanan miktarın en az yarısı kadar enine donatı bulundurulur. Böyle yerlerde enine donatı açıklığının 6 inç’e çıkarılmasına izin verilir

Birleşim bölgesi noktası aşağıdaki maddede belirtilen taşıyıcı elemanlar ile kuşatılmadığı takdirde 11.3.4’de tanımlanan enine donatılar birleşim bölgesi içerisinde bulundurulur.

11.3.4’de verilen enine donatı, sargılamanın birleşim bölgesine bağlanan başka bir kiriş tarafından sağlanmaması koşulu ile kolon çekirdeğinin dışında kalan boyuna kiriş donatılarına sargılama sağlamak için birleşim bölgesi içerisinde bulundurulur. Bu madde kiriş genişliğinin kolon genişliğinden büyük olduğu düğüm noktalarını işaret etmektedir. Bu durumda kolon donatıları tarafından sargılanmayan kiriş donatıları için yatay mesnetleme aynı düğüm noktasına bağlanan bir kiriş tarafından yada birleşim bölgesi içerisinde bulundurulacak enine donatı tarafından sağlanmalıdır. [16]

11.4.3. Kesme Dayanımı

Birleşim bölgesinin nominal kesme dayanımı aşağıda normal ağırlıktaki agregalı betonlarda verilen değerlerden fazla alınamaz.

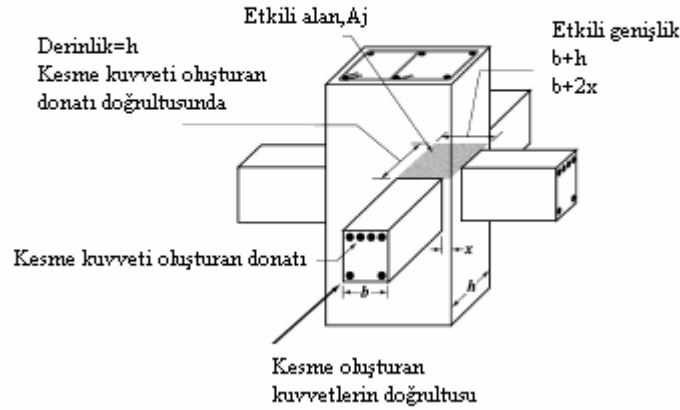
$$a) \text{Dört yandan kuşatılan birleşim bölgelerinde } 20\sqrt{f'_c} A_j \quad (11.7)$$

$$b) \text{Üç yüzeyden yada karşılıklı iki yüzeyinden kirişlerin bağlandığı birleşim bölgelerinde } 15\sqrt{f'_c} A_j \quad (11.8)$$

$$c) \text{Diğer birleşimlerde } 12\sqrt{f'_c} A_j \quad (11.9)$$

Bir birleşim bölgesi yüzeyinin en az üçte dördü bu yüzeye bağlanan eleman tarafından kaplanıyorsa bu elemanın birleşim bölgesine kuşatma sağladığı kabul edilir. Eğer böyle elemanlar birleşim bölgesinin bütün yüzeylerine bağlanıyor ise bu düğüm noktası kuşatılmış kabul edilir.

Hafif ağırlıktaki agregalı betonlarda birleşim bölgesinin nominal kesme dayanımı yukarıda verilen limitlerin yüzde 75'inden fazla olamaz. [16]



Şekil 11.4 Etkili birleşim bölgesi alanı, A_j

11.5. Özel Betonarme Perde Duvarlar

11.5.1. Donatı

Tasarım kesme kuvvetinin $A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$ değerini geçmemesi istisna olmak üzere dağıtılmış gövde donatısı oranları ρ_n ve ρ_v değeri 0,0025'den az olmayacaktır. Perde duvarlarda her bir yöndeki donatı açıklığı 18 inç'den fazla olamaz. Kesme dayanımı için bulundurulmuş donatı sürekli olmalıdır ve kesme düzlemi boyunca dağıtılmalıdır.

Katsayı ile çarpılmış kesme kuvveti değeri $2 A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$ büyük ise en az iki donatı ağı perde duvarda kullanılacaktır.

Kesme donatısının üniform dağıtılma koşulu eğimli çatlak genişliğini kontrol etmeyi amaçlar. Önemli tasarım kesme kuvvetine maruz perde duvarlarda iki donatı ağı bulundurulması koşulu normal inşaat koşullarında perde kesitinin ortasında tek sıra donatı ağı oluşturma olasılığının düşük olması gözlemine dayanmaktadır. Ayrıca yüzeye yakın donatının bulunması bir deprem sırasında şiddetli çatlamadan dolayı betonun dağılmasını önler. [16]

11.5.2. Tasarım Kuvvetleri

V_u tasarım kesme kuvveti katsayı ile çarpılmış yük kombinasyonları gereğince yatay yük analizlerinden elde edilir.

Perde duvarlar için tasarım kesme kuvvetleri uygun yük katsayıları ile yatay yük analizlerinden elde edilir. Bununla beraber tasarımcı gerçek kesme kuvvetinin katsayı ile çarpılmış tasarım kuvvetlerine dayanan yatay yük analizlerinden elde edilen kesme kuvvetinden fazla olması halinde perde duvar bileşenlerinde akma olasılığını dikkate almalıdır. [16]

11.5.3. Kesme Dayanımı

Perde duvarların nominal kesme dayanımı V_n aşağıdaki değeri geçemez.

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \right) \quad (11.10)$$

burada α_c katsayısı $h_w / l_w \leq 1.5$ için 3.0 ve $h_w / l_w \geq 2.0$ için 2.0 alınır. 1.50 ile 2.0 arasında değişen h_w / l_w değerleri için 3,0 ile 2,0 arasında lineer enterpolasyon yapılabilir. Bir perde bölümünde V_n hesabı için kullanılan h_w / l_w oranı bütün perde duvar ve ele alınan perde bölümü için bulunan orandan büyük olanıdır.

Perde duvarlarda perde düzlemindeki iki ortogonal doğrultuda dağıtılmış kesme donatıları bulundurulacaktır. Eğer h_w / l_w değeri 2,0'dan fazla değil ise ρ_v donatı oranı ρ_n donatı oranından az olamaz.

Perde elemanı açıklıklar yada bir açıklık ve kenar tarafından sınırlanan perde duvar bölümünü ifade eder. Geleneksel olarak iki pencere açıklığı tarafından sınırlanan düşey perde elemanı ayak olarak adlandırılır. [16]

11.5.4. Eğilme Ve Eksenel Yükler İçin Tasarım

I Eğilme ve eksenel yükün birleşik etkisine maruz perde duvarlar ve perde duvar bölümleri, 7.2 ve eksenel yük bağıntıları hariç olmak üzere 7.3'deki genel kabul ve prensiplere göre tasarlanır. Etkili başlık genişliği içindeki beton ve boyuna donatı, perde duvar gövdesi ve uç elemanlar etkili kabul edilir varsa açıklık etkileri dikkate alınır.

Perde duvar yada perde duvar bölümlerinin eğilme dayanımları yaygın olarak kolonlar için kullanılan prosedürlere göre belirlenir. Dayanım, eksenel yük ve yatay kuvvetler dikkate alınarak belirlenmelidir. Uç bölgelerde yoğunlaşan donatılar ve başlık ile gövdede dağıtılan donatılar deformasyon uyumluluk analizlerine dayanan dayanım hesaplamalarına dahil edilmelidir. Açıklıklı perde duvarlarda açıklık yada açıklıkların eğilme ve kesme dayanımına etkisi dikkate alınacaktır

Daha detaylı analizler yapılmadıkça başlıklı kesitlerde etkili başlık genişliği gövde yüzeyinden komşu perde duvar gövde uzaklığının yarısı ve toplam perde yüksekliğinin yüzde 25’inden küçük olanı kadar uzatılır.

Perde kesitlerinin L,T,C yada diğer enkesit şekillerini oluşturmak üzere kesiştiği yerlerde başlığın perde davranışına olan etkisi uygun başlık genişliği seçilerek dikkate alınmalıdır. Deneyler etkili başlık genişliğinin artan öteleme seviyeleri ile arttığını ve basınca çalışan başlık etkinliğinin çekmeye çalışan başlıktan farklı olduğunu göstermektedir. Etkili basınç başlık genişliği için kullanılan değer perde duvar dayanımı ve deforme olabilirliği üstünde küçük bir etkiye sahiptir, bu nedenle tasarımı basitleştirmek için etkili çekme başlık hesabına dayanan tek bir etkili başlık genişliği çekme ve basınç için kullanılır. [16]

11.5.5. Özel Betonarme Perde Duvarlarda Uç Bölgeleri

Bu kural yapının tabanından en üstüne kadar sürekli olan ve eğilme ile eksenel yükler için tek kritik kesite sahip olması için tasarlanan perde duvarlar yada perde ayakları için uygulanır. Bu koşulları sağlamayan perde duvarlar aşağıda verilen alternatif koşula göre tasarlanır.

a) Aşağıdaki durumda basınç bölgeleri ,özel uç bölgeler ile güçlendirilecektir.

$$c \geq \frac{l_w}{600.(\delta_u/h_w)} \quad (11.11)$$

δ_u / h_w değeri 0,007’den daha az olmayacaktır.

Denkem (11.11) tarafından özel uç elemanlar gerektiğinde ,özel uç elemanları kritik kesitten itibaren düşey olarak l_w yada $M_u / 4V_u$ ’dan büyük olan kadar devam ettirilir.

Bu kural perde duvarda elastik olmayan davranışın kritik,akma kesitinde eğilme etkisi ile kontrol edildiği kabulüne dayanır. Perde duvar kritik kesitin amaçlandığı yerde oluşması için tasarlanmalıdır.

Denklem (11.11) deplasman tabanlı yaklaşımı kullanır. Bu yaklaşım, perde tasarım deplasmanını yaptığında perdede en dış basınç lifindeki deformasyonunun kritik değeri geçmesi halinde betonu sargılamak için özel uç bölgelerin gerekli olduğunu kabul eder. Özel uç elemanı yatay mesafesinin en az basınç deformasyonunun kritik değeri aştığı mesafe kadar olması amaçlanır. δ_u / h_w niceliği için 0,007 alt sınırı rijit yapılarda orta perde duvar deformasyon kapasitesi gerektirir.

Yukarıdaki deplasman tabanlı yaklaşıma göre tasarlanmayan perde duvarlar, deprem etkisi dahil katsayı ile çarpılmış kuvvetlere karşılık gelen maksimum en dış basınç lifi gerilmesi $0,2f_c$ ’ değerini geçtiğinde uçlarda ve perde duvarlarda açıklık kenarlarında özel uç elemanlara sahip olmalıdır. Özel uç elemanların hesaplanan basınç gerilmelerinin $0,15 f_c$ ’den

az olması halinde süreksiz olmasına izin verilir. Gerilmeler lineer elastik model ve bürüt kesit özellikleri kullanılarak katsayı ile çarpılmış kuvvetlere göre hesaplanır.

Bu prosedür ile perde duvarın W yerçekimi yükü ile verilen doğrultuda depremden kaynaklanan maksimum kesme ve momente maruz kaldığı kabul edilir. Bu yükleme altında kritik bölgede basınç çalışan uç bölge yerçekimi yüküne ek olarak meydana gelen eğilme momentine de karşı koyar.

Bu yükleme koşulunun şiddetli bir sarsıntı sırasında çok sayıda tekrarlanacağı kabul edilerek ,hesaplanan basınç gerilmelerinin $0,2f_c'$ ye eşit nominal kritik değerden fazla olması halinde beton sargılanacaktır. Gerilme bürüt beton kesitinin lineer davranışı kabulü ile katsayı ile çarpılmış kuvvetlere göre hesaplanacaktır. $0,2f_c'$ basınç gerilmesi bir indeks değeri olarak kullanılır ve beklenen deprem büyüklüğünde gerçek atalet kuvvetlerinin etkisinde kritik kesitte oluşabilecek gerilmenin gerçek durumunu tanımlaması gerekmemektedir. [16]

Özel uç bölgeler gerektiği takdirde aşağıdaki koşullar sağlamalıdır.

- a) Uç eleman en dış basınç lifinden büyük olan $c - 0.11w$ yada $c/2$ den az olmamak üzere yatay olarak uzanacaktır.
- b) Başlıklı kesitlerde uç bölge etkili başlık genişliğini kapsamalıdır ve gövde içerisine en az 12 inç girmelidir.
- c) Özel uç bölgesi enine donatısı 11.3.4'de birinci madde ile üçüncü madde arasındaki koşulları sağlayacaktır fakat istisna olarak Denklem (11.4)'ün sağlanmasına gerek yoktur.
- d) Perde duvar tabanındaki özel uç eleman enine donatısı mesnet içerisinde en az uç bölgesindeki en büyük çaplı donatı kenetlenme boyu kadar devam etmelidir. Özel uç eleman bir temel ayağı yada radye temelde sonlanıyor ise uç bölgedeki enine donatı temel ayağı yada radye teme içerisinde en az 12 inç devam etmelidir.
- e) Perde duvar gövdesindeki yatay donatı uç bölgede sargılanmış çekirdek içerisine f_y akma gerilmesi oluşturmak için ankrajlanmalıdır.

12.SONUÇLAR

- 1.)Burulma düzensizliği ile ilgili olarak UBC-97 ve TDY-2007 aynı kurallara sahiptir.Yumuşak kat düzensizliği katsayısı TDY-2007’de 2.0 iken UBC-97’de 1.4’e eşittir.Yapıda asla oluşması istenmeyen yumuşak kat düzensizliği hususunda UBC-97 daha emniyetlidir.EC 8’de düzensizlik tahkikleri ile ilgili herhangi bir kural yoktur.Fakat Eurocode 8’in her ülkenin yürürlükte olan standartları ile paralel kullanılabileceği belirtilmektedir.Bu nedenle düzensizlik tahkikinde EC 8 ile TDY-2007 beraber kullanılabilir.
- 2.) Z2 zemin sınıfı için Eşdeğer deprem yükü yönteminde en gayrimüsaıt taban kesme kuvveti A tipi sismik kaynağa 2km mesafe için UBC-97 ile elde edilir.EC8 , UBC-97’de A tipi kaynağa 2km ile 5km arasındaki mesafeye karşılık gelir.TDY-2007 en düşük taban kesme kuvvetini vermektedir.Z2 zemin sınıfı için UBC (2km) yada EC8’in kullanılması önerilmektedir.
- 3.)Z2 yerel zemin sınıfı için modal analiz kullanıldığında en gayrimüsaıt sonucu EC8 vermektedir.Bunu A tipi sismik kaynağa 2km mesafe için UBC-97 izler.Bu iki yönetmelik ile Z2 zemin sınıfı için modal analizlerden elde edilen sonuçlar TDY-2007 ile eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen sonuçtan yaklaşık yüzde 30 daha büyüktür. Yapının dinamik davranışı hakkında fikir edinmek için modal analizler de EC8 yada UBS-97 (2km)’nin kullanılması önerilmektedir.
- 4.)Lineer zaman tanım analizlerinde kullanılan E_y ve $E_y+0.30E_x$ kombinasyonları arasında taban kesme kuvveti önemsiz derecede değişir.Bununla beraber kat deplasmanlarda önemli oranda değişim olmaktadır.Deplasmanlara karşı hassas yapılarda $E_y+0.30E_x$ ‘nin kullanılması önerilir.Bir yapıyı lineer zaman tanım alanı analizlerine göre boyutlamak ekonomiklikten çok uzak olacaktır.Bu nedenle lineer olmayan zaman tanım alanı yada statik analizlerin kullanılması önerilir.
- 5.)Z3 zemin sınıfı için yapılan eşdeğer deprem yükü ve modal analizler için daha gayrimüsaıt sonuçlar veren UBC-97 (2km) ve EC8’in kullanılması önerilmektedir.
- 6.)Yapıda gevrek elemanlar varsa bu elemanların göçmesi sistemde yada stabilite de zayıflamaya yol açar.Bu nedenle UBC-97’de böyle gevrek elemanlarda ve ayrıca süreksiz rijt perde duvarı taşıyan kolonlar gibi elemanlarda özel deprem kombinasyonları kullanılır.Böyle eleman bulunduran yapılarda bu kombinasyonların kullanılması önerilir.
- 7.)Deprem sırasında plastik mafsallaşmanın kolon uçları yerine giriş uçlarında oluşabilmesi için kolonlar girişlerden daha güçlü olmalıdır. Bunun için UBC-97 ve TDY-2007’de 1.2 oranı verilmektedir.EC8 ise bu oranı 1.30 olarak kabul eder.Ayrıca EC8 sismik yük taşıyan elemanların kritik bölgelerindeki süneklik için daha detaylı kurallara sahiptir

8.)Eurocode 8’de yapıların en alttaki iki katında kolon sarılma bölgesi uzunluğunun yüzde 50 oranında artırılmasını zorunlu tutar.ACI 318-02 bu ifade sadece öneri olarak yer almaktadır.TDY-2007’de bu hususla ilgili herhangi bir kural yoktur.

9.)Bir yönetmeliğin diğer diğer bir yönetmeliğe göre bariz şekilde üstün olduğunu söylemek kolay değildir.Genel olarak yönetmeliklere uygun olarak inşa edilen binalar şiddetli depremleri bile hasarsız yada ekonomik açıdan makul hasarlarla atlatır.Gelişen teknoloji ile beraber afet yönetmelikleri de gelişir.Eurocode 8 sismik yük taşıyan elemanların kritik bölgelerindeki lokal süneklikler hakkında daha detaylı ifadelere sahiptir.TDY-2007’ye göre tasarlanan bir yapının Eurocode 8 ile tahkiklerinin yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Erdoğan , A.S. , Alyamaç , K. , 2005 , Geçmişten Günümüze Afet Yönetmelikleri Ve Uygulamada Karşılaşılan Tasarım Hataları ,Deprem Sempozyumu Kocaeli 2005 (23-25 Mart) Bildirileri , Kocaeli , 707-715.
- [2] Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı , 2006 , Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik , Ankara
- [3] Celep , Z . , Kumbasar , N. , 2004 , Deprem Mühendisliğine Giriş , Beta Dağıtım , İstanbul ,700s.
- [4]Booth , E. , Key , D. , 2006 , Earthquake Design Practice For Buildings Second Edition , Thomas Telford Publishing , Great Britain , 284s.
- [5]. CEN , 2004 , EN 1998-1-1:2004.Design Of Structures For Earthquake Resistance.Part 1: General Rules,Seismic Actions And Rules For Buildings , European Committee For Standardisation , Brussels.
- [6] International Conference Of Building Officials (ICBO) , 1997 , 1997 Uniform Building Code Volume 2 , International Conference Of Building Officials , USA
- [7] Kabul , C. , 1997 , Türkiye Deprem Yönetmeliğinin 8Mayıs 1996), A.B.D. 8UBC) ,California (SEAOC) Ve Japon Deprem Yönetmelikleri İle Deprem Yatay Yük Hesabı Yöntemleri İle Karşılaştırılması , Yüksek Lisans Tezi , Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü ,70s.
- [8] Çağatay , İ.H. , Güzeldağ , S. , 2002 , Yeni Deprem Yönetmeliği (TDY-98) SAP 2000N Uygulamaları , Birsan Yayınevi , İstanbul , 214s.
- [9] Özmen , G. , Orakdöğen , E. , Darılmaz , K. , 2002 , Örneklerle SAP 2000 , Birsan Yayınevi , İstanbul , 172 s.
- [10] Doran , B. , Alacalı , S.N. , 2004 , Yapısal Analiz Programı SAP 2000 Bilgi Aktarımı Ve Kullanımı , Birsan Yayınevi , İstanbul , 188 s.
- [11]Çağdaş , S. , 2004 , Uygulamalı SASP 2000 Yapı Sistemlerinin Modellenmesi Statik Ve Dinamik Analiz , Türkmen Yayınevi , İstanbul ,593s.
- [12]Özmen , G. , Orakdöğen , E. , Darılmaz , K. , 2005 , Örneklerle ETABS , Birsan Yayınevi , İstanbul , 347 s.
- [13] TSE , 2000 ,TS 500:Betonaarme Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları ,Türk Standartları Enstitüsü ,Ankara
- [14] Doğangün , A. , 2002 , Betonaarme Yapıların Hesap Ve Tasarımı , Birsan Yayınevi , İstanbul , 780s

- [15] Narayanan , R.S. , Beeby , A. , 2005 , Designer's Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2 :Design Of Concrete Structures.General Rules And Rules For Buildings And Structural Fire Design , Thomas Telford Publishing , Great Britain , 218 s.
- [16] ACI , 2002 , ACI 318-02 / 318 R-02 Building Code Requirements For Structural Concrete And Commentary, American Concrete Institute , Detroit.
- [17] Celep , Z . , Kumbasar , N. , 2005 ,Betonarme Yapılar , Beta Dağıtım , İstanbul , 861s.
- [18] Orbay , A. , 2005 , Ayrıntılı Örneklerle Betonarme I , Birsen Yayınevi , İstanbul , 426s.
- [19] Ersoy, U. , Özcebe , G. , 2004 , Betonarme , Sistem Matbaacılık , İstanbul , 816s.
- [20]Nilson, A.H. , Darwin, D. , Dolan , C.W. , 2003 , Design Of Concrete Structures , McGraw- Hill Education Asia , Singapore , 779s.