

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI BETONARME YAPI TASARIMI
VE
SÜNME ETKİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Selim ÇETİNKAYA

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

**ÇOK KATLI BETONARME YAPI TASARIMI
VE
SÜNME ETKİLERİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh.Selim ÇETİNKAYA
(501011044)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2003**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. Kadir GÜLER
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
: Prof.Dr. Zekeriya POLAT (Y.T.Ü.)**

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

Çalışmalarımın her aşamasında benden ilgi ve yardımlarını esirgemeyen sayın hocam Doç.Dr.Kadir GÜLER'e, arkadaşlarım İnş. Müh. Bilgin KÖSEOĞLU'na, İnş. Müh. Akın HATİPOĞLU'na, İnş. Müh. Uğur IŞIK'a ve öğrenim hayatım boyunca bana maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2003

Selim ÇETİNKAYA
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	x
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xv
SUMMARY	xvi
1.GİRİŞ	1
1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
2.BETONARME YÜKSEK YAPILAR	5
2.1 Yüksek Yapılar Hakkında Genel Bilgi	5
2.2 Betonarme Yüksek Yapılarda Uygulanan Taşıyıcı Sistemler	6
2.2.1 Yatay yük taşıyıcı sistemler	6
2.2.1.1 Çerçeve sistemler	8
2.2.1.2 Perde sistemler	9
2.2.1.3 Perde-çerçeve sistemler	9
2.2.1.4 Tüp çerçeve sistemler	13
2.2.1.5 İççe tüp sistemler	16
3. DÜŞEY YÜK ANALİZİ VE ÖN BOYUTLAMA ÇALIŞMASI	17
3.1 Düşey Yük Analizi	18
3.2 Ön Boyutlandırma Çalışması	21
3.2.1 Tek doğrultuda çalışan döşemelerin ön boyutlandırılması	21
3.2.2 Çift doğrultuda çalışan döşemelerin ön boyutlandırılması	21
3.2.3 Kirişlerin ön boyutlandırılması	24
3.2.4 Kolonların ön boyutlandırılması	25
3.2.5 Perdelerin ön boyutlandırılması	25
3.3 Zemin Kat Döşemesi Hesabı	28

4. YATAY YÜKLERE GÖRE HESAP	48
4.1 Mod Birleştirme Yöntemi	49
4.2 Etabs 8.06 Paket Programı ile Modal Analiz	53
4.2.1. Modal analiz sonuçları	57
4.2.2 Modal analiz sonuçlarının eşdeğer deprem yükü yöntemiyle kontrolü	65
4.2.3 Arttırılmış modal analiz sonuçları	67
4.2.4 Yerdeğiştirmelerin ve ikinci mertebe etkileri kontrolü	72
5. KİRİŞLERİN BETONARME HESABI	77
5.1 A.B.Y.Y.H.Y (1998) ve TS 500 (2000)'e Göre süneklik Düzeyi Yüksek Kirişlerdeki Koşullar	77
5.1.1 Enkesit koşulları	77
5.1.2 Boyuna donatı koşulları	77
5.1.3. Boyuna donatıların düzenlenmesi	78
5.1.4 Boyuna donatıların eklenmesine ilişkin koşullar	80
5.1.5 Enine donatı koşulları	80
5.1.6 Kirişlerin kesme güvenliği	81
5.2 Kirişlerin Statik ve Betonarme Hesabı	83
5.2.1 Kirişlerin donatı hesabı ve kesme dayanımının kontrolü	84
5.2.1.1 A aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	84
5.2.1.2 B aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	93
5.2.1.3 C aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	101
5.2.1.4 1 aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	112
5.2.1.5 2 ve 3 aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	118
5.2.1.6 4 aksı kirişlerinin açıklık ve mesnet donatısı hesabı, kesme dayanımının kontrolü (etkiye hesabı)	127
6. KOLONLARIN BETONARME HESABI	135
6.1 TS 500'e Göre Uyulması Gereken Koşullar	135
6.2 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Uyulması Gereken Koşullar	136
6.2.1 Enkesit koşulları	136
6.2.2 Boyuna donatı koşulları	136
6.2.3 Boyuna donatıların düzenlenmesi	136
6.2.4 Enine donatı koşulları	137

6.2.5 Kolonların, kirişlerden daha güçlü olması koşulu ve kolonların kesme güvenliğinin sağlanması	140
6.2.5.1 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu	140
6.2.5.2 Kolonların kesme güvenliği	141
6.2.6 Süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemlerinde Kolon-kiriş birleşim bölgeleri	143
6.2.6.1 Kuşatılmış ve kuşatılmamış birleşimler	143
6.2.6.2 Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme güvenliği	143
6.3 Kolonlarda Narinlik Etkisi	145
6.4 Kolonların Statik ve Betonarme Hesabı	146
6.4.1 Zemin kat kolonlarının betonarme hesabı	147
6.5 Kolonların Kirişlerde Güçlü olması Koşulunun Kontrolü	166
6.6 Kolonların Kesme Güvenliği ve Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliğinin Kontrolü	167
6.7 Kolonlarda Narinlik Etkisinin Kontrolü	168
6.7.1 Zemin kat S1 kolonunda narinlik etkisinin kontrolü	168
6.7.2 1. Kat S1 kolonunda narinlik etkisinin kontrolü	170
7.PERDELERİN BETONARME HESABI	173
7.1 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Perdelerle İlişkin Koşullar	173
7.1.1 Enkesit koşulları	173
7.1.2 Perde uç bölgeleri ve kritik perde yüksekliği	173
7.1.3 Gövde donatısı koşulları	174
7.1.4 Gövde donatılarının düzenlenmesi	176
7.1.5 Perde uç bölgelerindeki donatı koşulları	176
7.1.6 Tasarım eğilme momentleri	177
7.1.7 Perdelerin kesme güvenliği	178
7.2 Perdelerin Statik ve Betonarme Hesabı	178
7.2.1 Perdelerin betonarme hesabı	180
8.KİRİŞSİZ RADYE TEMEL HESABI	198
8.1 Radye Temel Kalınlığının Belirlenmesi (Zımbalama Tahkiki)	199
8.2 Zemin Gerilmesi Kontrolü	202
8.3 Kirişsiz Radye Temelin Statik ve Betonarme Hesabı	203
8.3.1 Statik analiz sonucu zemin emniyet gerilmesi kontrolü	204
8.3.2 Kirişsiz radye temelin betonarme hesabı	204
9.BETONARME YÜKSEK BİNALARDA SÜNME ETKİLERİ	215
9.1 Sünme Etkisi	216
9.1.1 Kolonlarda sünmenin neden olduğu sorunlar	217
9.1.2 Sünmeyi etkileyen faktörler	222

9.1.2.1	Uygulanan gerilme	222
9.1.2.2	Yükleme yaşı	223
9.1.2.3	Yapı elemanının boyutu	223
9.1.2.4	Ortamin bağıl nemi	223
9.1.2.5	Sıcaklık	224
9.1.2.6	Su-çimento oranı	224
9.1.2.7	İnce agrega (kum) yüzdesi	225
9.1.2.8	Betondaki boşluk oranı	225
9.1.2.9	Katkı maddeleri	226
9.1.3	Farklı standartlar kullanılarak sünme katsayısının hesaplanması	226
9.1.3.1	TS 500 (2000)'e göre sünme katsayısının belirlenmesi	227
9.1.3.2	BS 8110'a göre sünme katsayısının belirlenmesi	228
9.1.3.3	ACI Committee 209'a göre sünme katsayısının belirlenmesi	229
9.2	Tasarımı Yapılan Yapıda Sünme Şekil Değiştirmesinin Saptanması	230
9.3	Alt Katlarda Yüksek Dayanımlı Beton Kullanılmasının Tasarıma ve Sünmeye Etkisi	251
10.	SONUÇLAR	262
	KAYNAKLAR	268
	EKLER	269
	ÖZGEÇMİŞ	277

TABLO LİSTESİ**Sayfa No**

Tablo 3.1	: Döşeme moment değerleri	31
Tablo 3.2	: Döşemede açıklık donatısı değerleri	47
Tablo 3.3	: Döşemede mesnet donatısı değerleri	47
Tablo 4.1	: Eşdeğer deprem yükünün uygulanabileceği binalar	48
Tablo 4.2	: I.derece deprem bölgesi ve Z2 zemin sınıfı için spektrum eğrisi değerleri	55
Tablo 4.3	: X doğrultusu tepki spektrumu taban tesirleri	57
Tablo 4.4	: Y doğrultusu tepki spektrumu taban tesirleri	59
Tablo 4.5	: Modlara ait kütle katılım oranları	63
Tablo 4.6	: X doğrultusu arttırılmış tepki spektrumu taban tesirleri	67
Tablo 4.7	: Y doğrultusu arttırılmış tepki spektrumu taban tesirleri	69
Tablo 4.8	: X ve Y doğrultusu kat kesme kuvvetleri	71
Tablo 4.9	: X yönü yerdeğiştirme ve kat ötelemeleri	73
Tablo 4.10	: X yönü ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	74
Tablo 4.11	: Y yönü yerdeğiştirme ve kat ötelemeleri	75
Tablo 4.12	: Y yönü ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	76
Tablo 5.1	: A aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	92
Tablo 5.2	: B aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	100
Tablo 5.3	: C aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	111
Tablo 5.4	: 1 aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	117
Tablo 5.5	: 2 aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	125
Tablo 5.6	: 3 aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	126
Tablo 5.7	: 4 aksı kirişlerin moment, kesme kuvveti ve donatı değerleri	133
Tablo 6.1	: S1 kolonu iç kuvvet değerleri	147
Tablo 6.2	: S2 kolonu iç kuvvet değerleri	150
Tablo 6.3	: S3 kolonu iç kuvvet değerleri	153
Tablo 6.4	: S4 kolonu iç kuvvet değerleri	156

Tablo 6.5	: S5 kolonu iç kuvvet değerleri	156
Tablo 6.6	: S6 kolonu iç kuvvet değerleri	157
Tablo 6.7	: S7 kolonu iç kuvvet değerleri	157
Tablo 6.8	: S8 kolonu iç kuvvet değerleri	157
Tablo 6.9	: Bodrum kat S8 kolonu iç kuvvet değerleri	160
Tablo 6.10	: S1 kolonu donatı değerleri	163
Tablo 6.11	: S2 ve S3 kolonları donatı değerleri	164
Tablo 6.12	: S4-S5-S6-S7-S8 kolonları donatı değerleri	165
Tablo 7.1	: Perde kalınlıkları	179
Tablo 7.2	: P1 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	180
Tablo 7.3	: P2 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	183
Tablo 7.4	: P3 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	186
Tablo 7.5	: P4 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	189
Tablo 7.6	: P5 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	192
Tablo 7.7	: P6 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	194
Tablo 7.8	: P7 perdesi moment, kesme kuvveti, ve eksenel kuvvet değerleri	196
Tablo 8.1	: Yapı elemanlarına etkiyen normal kuvvet değerleri	202
Tablo 9.1	: Sünme katsayısı	227
Tablo 9.2	: S8 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim şekil değiştirme ve çökme Değerleri	231
Tablo 9.3	: S2 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim şekil değiştirme ve çökme değerleri	232
Tablo 9.4	: P2 Perdesine Yük Uygulandığı Anda Oluşan Gerilme, Birim Şekil Değiştirme ve Çökme Değerleri	233
Tablo 9.5	: S8 kolonuna Yük Uygulandığı Anda Oluşan Gerilme, Birim Şekil Değiştirme ve Çökme Değerleri	234
Tablo 9.6	: Zemin katta bulunan S8 kolonu(100×100) için hesaplanan sünme katsayıları	239
Tablo 9.7	: P4 perdesi için (25×650) hesaplanan sünme katsayıları	241
Tablo 9.8	: S8 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme değerleri	243
Tablo 9.9	: S2 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme değerleri	244
Tablo 9.10	: P2 perdesinde azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme değerleri	245

Tablo 9.11	: P4 perdesinde azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme değerleri	246
Tablo 9.12	: C50-C30 beton sınıflarına göre S8 kolonunun önboyut tablosu	253
Tablo 9.13	: S8 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim şekil değiştirme ve çökme değerleri (ilk 8 kat: C50, diğer katlar: C30)	255
Tablo 9.14	: S8 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme Değerleri (ilk 8 kat: C50, diğer katlar: C30)	259

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	: Kayma kirişi ve eğilme kirişi davranışı gösteren çerçeve ve düzlem perde	7
Şekil 2.2	:Yapı yüksekliğine bağlı olarak uygun taşıyıcı sistemlerin seçimi	8
Şekil 2.3	: Çeşitli perde geometrileri	10
Şekil 2.4	: Yapı içinde değişik perde yerleşimleri	11
Şekil 2.5	: Çerçeve-perde etkileşimi	13
Şekil 2.6	: Tüp çerçeve yapı	14
Şekil 2.7	:Yatay kuvvet altında tüp çerçeveli yapının kolonlarında oluşan aksel kuvvet dağılımı	15
Şekil 2.8	: İç içe tüp sistemler	16
Şekil 3.1	: Zemin kat kalıp planı	19
Şekil 3.2	: Yapının 3 boyutlu modeli	20
Şekil 4.1	: Spektrum değerlerine ait grafik	56
Şekil 4.2	: Yapının 1. modu	61
Şekil 4.3	: Yapının 2. modu	62
Şekil 5.1	: Boyuna donatıların yerleştirilmesi ve kenetlenmesi	79
Şekil 5.2	: Kirişlerde enine donatı düzenlenmesi	81
Şekil 5.3	: Kirişlerin kesme güvenliği	82
Şekil 5.4	: 4 aksı kirişlerinin donatı detayları	134
Şekil 6.1	: Kolon boyuna donatısının düzenlenmesi	137
Şekil 6.2	: Kolonlarda enine donatısının düzenlenmesi	139
Şekil 6.3	: Güçlü kolon-zayıf kiriş	140
Şekil 6.4	: Kolonlarda kesme güvenliği	142
Şekil 6.5	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinde kuşatılmış ve kuşatılmamış birleşimler	144
Şekil 6.6	: S1 kolonu donatı düzeni	149
Şekil 6.7	: S2 kolonu donatı düzeni	153
Şekil 6.8	: S3 kolonu donatı düzeni	156
Şekil 6.9	: S4-S5-S6-S7-S8 kolonları donatı düzeni	160
Şekil 6.10	: Bodrum kat S8 kolonu donatı düzeni	162
Şekil 7.1	: Perdelerde enine ve boyuna donatı düzeni	175
Şekil 7.2	: Tasarım eğilme momenti diyagramı	177
Şekil 7.3	: P1 perdesi eğilme momenti değişimi	181
Şekil 7.4	: P2 perdesi eğilme momenti değişimi	184
Şekil 7.5	: P3 perdesi eğilme momenti değişimi	187
Şekil 7.6	: P4 perdesi eğilme momenti değişimi	190

Şekil 8.1	: Zımbalama bölgesi özellikleri ve tasarım zımbalama kuvveti	200
Şekil 8.2	: Temel planı	204
Şekil 8.3	: Radye temel plağı M_{11} moment dağılımı	205
Şekil 8.4	: Radye temel plağı M_{22} moment dağılımı	206
Şekil 8.5	: M_{11} momenti için +1660 kNm'yi aşan bölgeler	208
Şekil 8.6	: M_{11} momenti için -1660 kNm'yi aşan bölgeler	209
Şekil 8.7	: M_{22} momenti için +1660 kNm'yi aşan bölgeler	210
Şekil 8.8	: M_{11} momenti için -1660 kNm'yi aşan bölgeler	211
Şekil 9.1	: Yük boşaltıldığında oluşan tipik sünme eğrisi	216
Şekil 9.2	: Eşzamanlı yükleme ve kuruma halinde sünme	217
Şekil 9.3	: Gerilmelerin zamanla değişimi	218
Şekil 9.4	: Yük düzeyinin sünme birim kısalması üzerindeki etkisi	219
Şekil 9.5	: Hasar gören kolonun donatısının gösterimi	220
Şekil 9.6	: Hasar gören kolon	221
Şekil 9.7	: BS 8110'a göre sünme katsayısı değerleri	228
Şekil 9.8	: Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan her kattaki birim şekil değiştirmeler	235
Şekil 9.9	: Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan her kattaki çökme değerleri	236
Şekil 9.10	: Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan toplam çökme değerleri	237
Şekil 9.11	: Yapı elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirmeler	247
Şekil 9.12	: Yapı elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan her kattaki çökme değerleri	248
Şekil 9.13	: Yapı elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan toplam çökme değerleri	249
Şekil 9.14	: Düşey taşıyıcı elemanların gösterimi	250
Şekil 9.15	: S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için yük uygulandığı anda oluşan gerilmelerin karşılaştırılması	256
Şekil 9.16	: S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için yük uygulandığı andaki birim şekil değiştirmeler	257
Şekil 9.17	: S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için yük uygulandığı andaki toplam çökme değerleri	258
Şekil 9.18	: S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için toplam çökme değerleri (Ani Yükleme+Sünme)	260

SEMBOL LİSTESİ

- $A(T)$: Spektral ivme katsayısı
 A_o : Etkin yer ivmesi katsayısı
 A_c : Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
 $\sum A_p$: Binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamı
 B_B : Mod Birleştirme Yönteminde mod katkılarının birleştirilmesi ile bulunan herhangi bir büyüklük
 B_D : B_B büyüklüğüne ait büyütülmüş değer
 d_{fi} : Binanın i 'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
 d_i : Binanın i 'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
 f_{cd} : Betonun tasarım basınç dayanımı
 f_{ck} : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
 f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı
 f_{yd} : Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
 f_{yk} : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
 f_{ywk} : Enine donatının karakteristik akma dayanımı
 E_c : Betonun elastisite modülü
 E_e : Azaltılmış elastisite modülü değeri
 F_{fi} : Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i 'inci kata etkiyen fiktif yük
 g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
 g_i : Binanın i 'inci katındaki toplam sabit yük
 H_{cr} : Kritik perde yüksekliği
 H_w : Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde Yüksekliği
 H_N : Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik) [m]
 h : Kolonun gözönüne alınan deprem doğrultusundaki enkesit boyutu, BS 8110 ve TS 500'e göre ortam bağıl nemi
 h_i : Binanın i 'inci katının kat yüksekliği
 h_k : Kiriş yüksekliği
 I : Bina Önem Katsayısı
 ℓ_b : TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu
 ℓ_e : Eşdeğer kalınlık
 ℓ_n : Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği, kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı
 ℓ_w : Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
 M_a : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
 M_{pa} : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
 M_{pi} : Kirişin sol ucu i 'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti

- M_{pj} : Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan negatif veya pozitif pekleşmeli taşıma gücü momenti
- $\sum M_p$: Düğüm noktasına birleşen kirişlerin pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamı
- $M_{pü}$: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
- 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
- $M_{rü}$: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti
- $M_{ü}$: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
- M_r : r'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
- M_{xr} : Gözönüne alınan x deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
- M_{yr} : Gözönüne alınan y deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
- N : Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren toplam kat sayısı)
- N_d : Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
- N_{dmax} : Yük katsayıları kullanılarak, sadece düşey yüklere göre veya düşey yükler ve deprem yüklerine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
- n : Hareketli Yük Katılım Katsayısı
- q_i : Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
- R : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
- $R_a(T)$: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
- s : Enine donatı aralığı, spiral donatı adımı, çökme miktarı
- $S(T)$: Spektrum Katsayısı
- $S_{pa}(T_r)$: r'inci doğal titreşim modu için ivme spektrumu ordinatı [m/s^2]
- T : Bina doğal titreşim periyodu [s]
- T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]
- T_{1A} : Binanın amprik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu [s]
- T_A, T_B : Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
- T_r, T_s : Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları [s]
- t_{1a} : Betonun yüklendiğı andaki yaşı
- V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı
- V_d : Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
- V_{dy} : Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme

	kuvveti
V_e	: Kolon ve kirişte enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_{tB}	: Mod Birleştirme Yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yükü
V/S	: Hacim/yüzey alanı oranı
v_t	: ACI 209'a göre sünme katsayısı
v_u	: ACI 209'a göre sünme katsayısının alabileceği sınır değeri
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_e	: Mekanik veya elektrik donanımının ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
Y	: Mod Birleştirme Yönteminde hesaba katılan yeterli doğal titreşim modu sayısı
β	: Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki görelî kat ötelemesi
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
θ_i	: i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
α_i	: Herhangi bir i'inci katta hesaplanan V_{is} / V_{ik} oranı
$\emptyset$	: Donatı çapı
ρ_1	: Kiriş mesnedinde üstteki çekme donatısı oranı
ρ_2	: Kiriş açıklığında çekme donatısı donatısı oranı
ρ_1'	: Kiriş mesnedinde alttaki basınç donatısı oranı
ρ_2'	: Kiriş mesnedinde üstteki basınç donatısı oranı
ρ_{sh}	: Perdede yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı
Φ_{ce}	: TS 500'e göre sünme katsayısı
σ_{co}	: Betona uygulanan gerilme
ψ	: İnce agrega yüzdesi
λ	: ACI 209'a göre ortam bağıl nemi
α	: Karışımdaki boşluk oranı
Y_λ	: Ortam bağıl nemi için düzeltme katsayısı
$Y_{v/s}$	: Hacim/yüzey alanı oranı için düzeltme katsayısı
Y_{la}	: Betonun yüklendiği andaki yaşı için düzeltme katsayısı
Y_s	: Çökme miktarı için düzeltme katsayısı
Y_ψ	: Beton karışımında ince agrega yüzdesi için düzeltme katsayısı
Y_α	: Karışımdaki boşluk oranı için düzeltme katsayısı

ÇOK KATLI BETONARME YAPI TASARIMI

VE

SÜNME ETKİLERİ

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, 24 katlı betonarme bir yapının taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yükler altında çözümlemesi yapılarak taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmıştır. Çok katlı binalarda yapı ağırlığından dolayı özellikle alt katlardaki düşey taşıyıcı elemanlarda ani şekil değiştirmelerin yanında zamana bağlı önemli şekil değiştirmeler (sünme ve büzülme şekil değiştirmeleri gibi) meydana gelmektedir. Bunlar tamamen geriye dönmeyen, kalıcı şekil değiştirmeler olup tasarım aşamasında gözönüne alınması gerekmektedir.

Bu çalışma kapsamında incelenmekte olan çok katlı yapı, 1. derece deprem bölgesinde bulunan, 5 bodrum kat, zemin kat ve 18 normal kat ile toplam 24 katlı bir iş merkezi (ofis) binasıdır. Planda dikdörtgen şeklinde bir alana oturan yapıda boyutlar kısa ve uzun açıklık doğrultusunda sırasıyla 28.1m ve 45.9 m dir. Kat yükseklikleri bodrum katlarda 3.0 m, zemin kat ile 1.ve 2. normal katta 4.0 m, diğer normal katlarda ise 3.6 m’dir. Yapıda, düşey ve yatay yükler için perde, kolon, kiriş ve plak döşemelerin oluşturduğu çerçeve ve perde-çerçeve taşıyıcı sistem söz konusudur. Beton ve donatı için sırasıyla C30 ve S420 malzemelerinin kullanılması öngörülmüştür.

Taşıyıcı sistem elemanlarının ön boyutlandırılmasında yürürlükte bulunan TS 498 ve TS 500 (2000) standartları ile yürürlükte bulunan Deprem Yönetmeliği (1998) kullanılmıştır. Yapının yatay ve düşey yükler altında çözümünde, taşıyıcı sistem 3 boyutlu olarak modellenmiş ve ETABS (Nonlinear Version 8.06) paket programı kullanılmıştır. Yatay yük (deprem) çözümlemesi elastik tasarım ivme spektrumu (spektral analiz) kullanılarak yapılmıştır. Söz konusu binanın yatay ve düşey yükler altında statik ve dinamik çözümlemesi sonrasında betonarme kesit hesapları yapılarak taşıyıcı sistem elemanları donatılandırılmıştır. Yapının üst yapı yüklerinin zemine aktarılması için kirişsiz radye temel sistemi, çift doğrultuda çalışan plak çözümü ile boyutlandırılmış ve donatılandırılmıştır.

Yapılan düşey yük ve yatay yük çözümleri sonucunda, incelenen yapının düşey taşıyıcı elemanlarında oluşan iç kuvvetlerin belirlenmesi sonrasında, betonda zamana karşı şekil değiştirmelerden sünme etkisi gözönüne alınmıştır. Sünmeye etki eden faktörler, yapının düşey taşıyıcı elemanlarında sünme nedeni ile meydana gelen kısalmaların tasarıma etkisi irdelenmiştir. Bu doğrultuda, literatürdeki sünmeye ilişkin kayıtlar özet olarak verilmiş ve sünme etkisinin göz önüne alınması doğrultusunda, pratik uygulamalara yönelik önerilerde bulunulmuştur.

DESIGN OF MULTI-STOREY REINFORCED CONCRETE BUILDING AND CREEP EFFECTS

SUMMARY

In this study being as a master thesis, the elements of structural system of 24-storey reinforced concrete structure is designed after analyzing the system under lateral and vertical loads. In the multi-storey reinforced structures, since the axial load level of the bottom columns of the structure is high so there exists essential time dependent deformations like creep and shrinkage together with sudden deformations in the vertical structures elements of bottom stories. These are usually residual deformations and must be considered in design.

In this study; the building under consideration is located 2nd degree seismic zone which consists of 5 basement stories, ground floor and 18 offices stories. It is designed to be a business center and office. The structure has a rectangular plan and the dimensions are 28.1m and 45.9 m in short and long directions, respectively. The height of the ground floor is 3.0 m, the basement and 1st and 2nd official stories are 4.0 m and the other official stories are 3.6 m. The structural system consist of the frames and shear wall-frame structural system formed by columns, beams, shear walls and slabs for lateral and vertical loads. Material classes for concrete and reinforcement used in design are C 30 and S 420, respectively.

Under the effects of self weight and live loads given in TS (Turkish Standards) 498, preliminary dimensions are designed to the structural elements according to the criteria mentioned in TS 500 and Turkish Earthquake Resistant Code. While the structure is analyzing for the lateral and vertical loads, the structural system is modeled as three dimensional and ETABS (Nonlinear Version 8.06) structural analysis package is used. The system under the lateral loads is analyzed by using Spectral Analysis Method. The foundation system is chosen as a mat foundation and it is analyzed as a flat plate subjected to loads from the super-structure.

After the usual design procedure of the structural system, the creep effect is observed as a time dependent deformation in the concrete. The effects on creep and the effects of the shortenings caused in the vertical structural elements because of the creep for the design process are examined. By regarding all the codes mentioned above and the references related to the time dependent deformations are offered for practical applications and design targets.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı

Çok katlı betonarme binalar, günümüzde artan nüfus ve hızlı şehirleşmenin yoğun olduğu ülkemizde gittikçe önem kazanan bir yapı türü haline gelmiştir. Sunulan bu çalışmada, 24 katlı betonarme bir yapının taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yükler altında çözümlemesi yapılmış ve taşıyıcı sistem elemanları Deprem Yönetmeliği ve TS-500’de öngörülen kurallar çerçevesinde boyutlandırılmıştır. Çok katlı betonarme binalarda yapı ağırlığının fazla olması nedeniyle, özellikle alt katlardaki kolon ve perde duvar gibi düşey taşıyıcı elemanlarda ani şekil değiştirmeler yanında zamana bağlı önemli şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Bunlar genellikle geriye dönmeyen, kalıcı şekil değiştirmelerdir. İncelenen yapının taşıyıcı sisteminin çözümlenmesi ve boyutlandırılması yapıldıktan sonra, yapının düşey taşıyıcı elemanlarında sünme etkisiyle meydana gelen kısalmalara etki eden faktörler ve bu kısaltmaların yapının tasarıma etkileri irdelenmiştir [1-9, 13, 20]

Sunulan bu tez çalışması 10 bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde bu tez çalışmasında incelenen konulara kısaca değinilmiştir.

İkinci bölümde, “Betonarme Yüksek Yapılar” hakkında genel bilgiler verilmiştir. Yüksek yapıların tercih edilme nedenleri, betonarme yüksek yapı çeşitleri ve bunların taşıyıcı elemanlarının yatay ve düşey yükler altında davranışına ait incelemeler yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, tasarımı yapılacak olan yapının düşey yük analizi TS 498 yönetmeliği [21] çerçevesinde yapılmış ve yapı TS 500 (2000) [20] ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998)’ de [19] belirtilen kurallar çerçevesinde boyutlandırılmıştır. Yapı 5 bodrum kat, zemin kat ve 18 normal kattan oluşmuş toplam 24 katlı ve her iki yönden de simetrik betonarme bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği 84,6 m’dir. Yapının 15 m’lik kısmı zemin katın altında kalmaktadır. Zemin kattan itibaren kat yüksekliği 69,6 m’dir. Yapıya ait tüm parametreler bu bölümde belirtilmiştir.

Yapının, yatay ve düşey yük altında çözümünde, taşıyıcı sistem 3 boyutlu olarak modellenmiş ve ETABS v8.06 [18] paket programı kullanılmıştır. Hazırlanan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlarla, perdeler ise kabuk elemanlar kullanılmıştır. Döşemeler, levha elemanlarla modellenmiş olup, düşey yüklerin ilgili elemanlara aktarımı ETABS v8.06 paket programı tarafından otomatik olarak yapılmıştır. Yapının düşey yük analizi ve yapı elemanlarının ön boyutlama çalışması yapıldıktan sonra, 3 boyutlu modelden ayrı olarak zemin kat döşemesinin statik ve betonarme analizi yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, yapının yatay yüklere göre analizi Deprem Yönetmeliği'nde yer alan "Mod Birleştirme Yöntemi" ile yapılmıştır. Yapının; deprem bölgesi, zemin sınıfı vb. gibi parametreler gözönünde bulundurularak spektrum eğrisi oluşturulmuş ve toplam 60 mod kullanılarak modal analiz yapılmıştır.

Yapının modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri, Deprem Yönetmeliği'ne göre, "Eşdeğer Deprem Yüğü" yöntemiyle hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değerine, uygun katsayılarla çarpılarak çekilmiş ve Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri bu katsayılarla çarpılarak büyütülmüştür. Daha sonra, yapıdaki ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden göreceli kat ötelemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolü Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar gözönüne alınarak yapılmış ve yapının bu kurallara uygun olarak tasarlandığı görülmüştür.

Beşinci bölümde, zemin kat kirişlerinin betonarme hesabı TS 500 (2000) ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallara bağlı kalınarak yapılmıştır. Yapı x ve y doğrultusunda simetrik olduğundan kat içinde bulunan farklı kirişlerin betonarme hesabı yapılmış olup benzeyen kirişlerde aynı donatılar kullanılmıştır. Sünek kiriş tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken ve uygulamada çoğu defa gözardı edilen kirişlerde kesme güvenliğinin mevcut boyuna donatıların pekleşmeli taşıma gücünden hareketle bulunması kuralı aynen uygulanmıştır.

Altıncı bölümde, zemin kat kolonlarının betonarme hesabı yapılmıştır. Yapıda her katta toplam 32 adet kolon bulunmaktadır. Yapıdaki simetriden dolayı 8 adet kolon gözönüne alınmış, bu kolonlara simetrik olan kolonlarda da aynı donatılar kullanılmıştır.

Kolonların betonarme hesabı yapıldıktan sonra, zemin katta en elverişsiz düğüm noktalarında güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolleri yapılmış ve buradan hareketle hesaplanan kesme kuvvetine kolonların kesme güvenliğinin kontrolü yapılmıştır.

Daha sonra, gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti değeri olan V_e hesaplanmış buradan hareketle, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü yapılmış, Deprem Yönetmeliği'nde verilen koşulların sağlandığı görülmüştür.

Altıncı bölümde; son olarak, yapıdaki zemin ve 1.kat kolonlarında en fazla narinlik etkisinin olabileceği kesit bakımından küçük, narin kirişlerle kuşatılmış kolonlar dikkate alınarak narinlik etkisi incelenmiş ve narinlik etkisinin kolonlarda ihmal edilebileceği anlaşılmıştır.

Yedinci bölümde, perdelerin betonarme hesabı yapılmıştır. Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar çerçevesinde kritik perde yüksekliği hesaplanmış ve yapıdaki perdeler “kritik perde yüksekliği içinde” ve “kritik perde yüksekliği dışında” olmak üzere ayrı ayrı hesaplanarak, donatılandırılmıştır. Perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında oluşan eğilme momentine eşit alınmıştır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanmış ve bu değerler kullanılarak kesit hesabı yapılmıştır.

Sekizinci bölümde, yapının kirişsiz radye temel hesabı yapılmıştır. Kirişsiz radye temel, zemin düşey yatak katsayısından hareketle bulunan çökme yayları tanımlanarak ETABS v8.06 paket programı ile kalın plak eleman olarak modellenmiştir. Modelleme yapıldıktan sonra yapının temelinde oluşan en büyük çökme miktarı ve zemin düşey yatak katsayısı kullanılarak yapının zemin emniyet gerilmesinin kontrolü yapılmış ve zeminin yapı için güvenli olduğu saptanmıştır.

Temelin betonarme hesabı, tüm temelin altlı üstlü her iki doğrultuda minimum donatı ile donatılması, momentlerin minimum sınırının aşıldığı bölgelere ise ek donatı koyulması aşamalarıyla yapılmıştır.

Dokuzuncu bölümde, yapının düşey taşıyıcı elemanlarında zamana bağlı şekil değiştirmelerden sünme etkisi üzerinde durulmuştur. İlk başta sünme olayı tanımlanmış ve sünme deformasyonunun kolonlarda neden olduğu sorunlar hakkında bilgiler verilmiştir.

Bu konular irdelendikten sonra, sünme deformasyonunu etkileyen faktörler hakkında bilgiler verilmiştir. TS 500, ACI Committee 209 [2], BS 8110 [6] gibi farklı standartlardaki sünme hesabı ile ilgili parametreler incelenmiş, ve tasarımı yapılan yapının düşey taşıyıcı elemanlarında sünme etkisiyle oluşacak deformasyonlar hesaplanmıştır.

Dokuzuncu bölümde; son olarak, yapının alt kat kolonlarında yüksek mukavemetli beton kullanılmasının yapının tasarımına ve sünme deformasyonuna etkisi incelenmiştir.

Onuncu bölümde, çok katlı betonarme yapı tasarımı ve sünme etkisinin tasarıma etkisi hususunda bazı değerlendirmeler yapılmıştır.

2. BETONARME YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİ

2.1 Yüksek Yapılar Hakkında Genel Bilgi

Ülkelerin kalkınmasına paralel olarak hızlı kentleşme sonucu kentlerdeki yerleşim alanlarının azaldığı günümüzde; konut, büro, otel, işyeri binalarının yüksekliğinde artış yapılması kaçınılmaz olmaktadır.

Yüksek yapıların inşasında yatay yüklere dayanımı yapıların güvenli ve ekonomik olarak tasarımı yapı mühendislerinin başlıca amacı olurken, bu yapıların kentlerin silüetini bozmayacak estetik, narin yapılar olarak işlevlerine uygun tasarımı da mimarların önemli görevlerindendir.

Yüksek yapıların şehirlerimizin önemli bölgelerinde inşaa edilmesi, nüfusun önemli bir bölümünün bu bölgede toplanmasına neden olacağından, bu insanların ulaşımı, bu bölgelerin şehirle bütünlük göstermesi şehir planlamacılarının yoğun şekilde çalıştıkları konu olmalıdır. Ayrıca yeni bir altyapının, su, gaz, kanalizasyon gibi unsurlarının yeni yerleşimle birlikte ele alınması, kapasitesinin zorlanması ve yetmemesi gibi sorunların yapının planlaması sırasında birlikte düşünülmesi gerekir.

Buradan şu açıkça belli olmaktadır ki yüksek yapı konusu çok karmaşık ve geniş bir konu olup bu yapıların inşasında, inşaat mühendisi, mimar, makina mühendisi, elektrik mühendisi, rüzgar ve deprem mühendisliğinden uzmanlar eşgüdüm içinde çalışmalıdırlar.

Betonarme çok katlı yapılar ağırlıklarının fazla olmasına bağlı olarak, önemli miktardaki düşey ve yatay yükü temel zeminine güvenle aktarmak durumundadırlar. Bu nedenle önemli temel sorunları ile karşılaşmak kaçınılmaz olmaktadır.

Özellikle betonun bir çok özelliğinin zamana bağlı bir değişim göstermesinin etkisiyle, betonarme malzemesinin düşey yükler altında önemli büyüklükte zamana bağlı sünme değişimi göstermesi de ileride betonarme yapıların yapısal olan ya da olmayan elemanlarında hasarlara neden olabilmektedir. Bu durum yapının projelendirilmesi esnasında gözönüne alınmalıdır.

2.2 Betonarme Çok Katlı Yapılarda Uygulanan Taşıyıcı Sistemler

Genel olarak, bir yapıya taşıyıcı sistem seçerken ve bu taşıyıcı sistemi boyutlandırırken yapı mühendisinin öncelikle düşündüğü, yapının düşey yükler için yeteri güvenliğini sağlamaktır. Çünkü yapı ömrü boyunca daima düşey yükler etkisinde kalacak, zaman zaman da yatay yükleri taşımak durumunda kalacaktır. Sadece düşey yüklere göre taşıyıcı sistem seçimi ve boyutlandırma, yapının ayakta kalabilmesi için yeterli olduğu sürece böyle bir yaklaşım anlaşılabilir.

2.2.1 Yatay Yük Taşıyıcı Sistemler

Yatay yük etkisinde kalan yapılarda kullanılan taşıyıcı elemanlar üç farklı sınıfa ayrılabilir. Bunlar; çerçeveler, perdeler ve tüplerdir.

Çok katlı yapıların taşıyıcı sistemleri, bu sınıflardan sadece bir tanesine ait elemanlardan oluşabileceği gibi bunların çeşitli birleşimlerinden de oluşabilir.

Bu sınıflandırma, sözkonusu taşıyıcı sistemlerin yatay yükler altındaki şekil değiştirme biçimleri gözönüne alınarak yapılmıştır.

Çerçevelerin şekil değiştirmesinde kayma modu etkindir. Burada katlar arasındaki relatif yerdeğiştirme sadece o kattaki kat kesme kuvvetine bağlıdır (Şekil 2.1-a,b).

Perdeler ise eğilme modu etkin olan bir şekil değişimi gösterirler (Şekil 2.1-c,d).

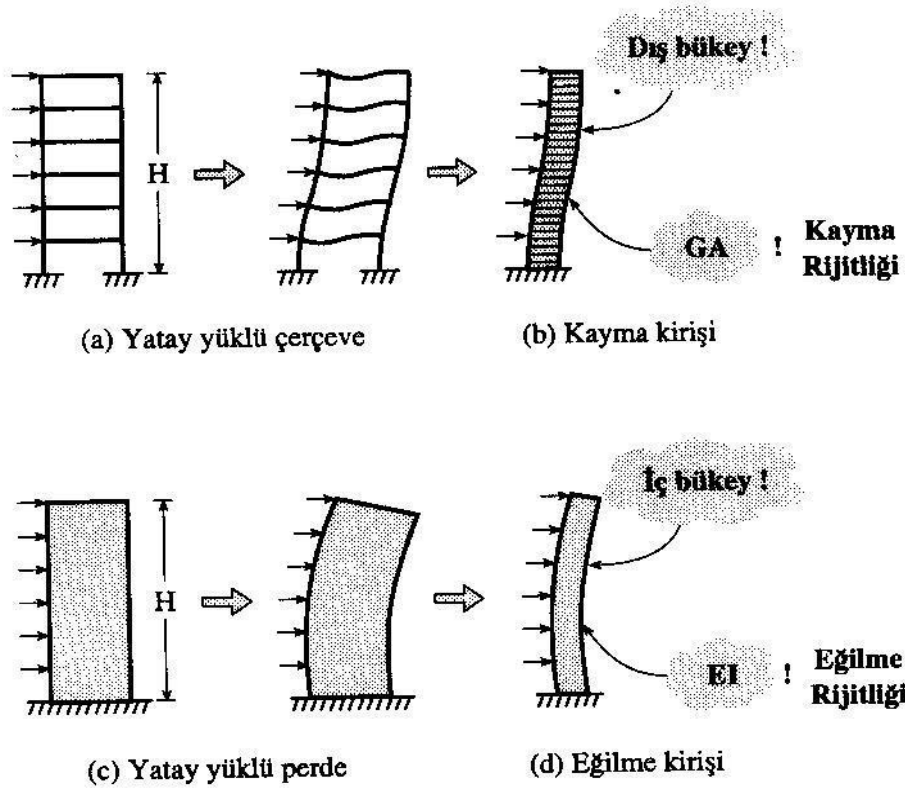
Tüpler boşluklu değil iseler perdeler gibi davranırlar. Fakat genellikle boşluklu olurlar ve çerçeve ile perde tipi davranışların arasında bir şekil değiştirme biçimi ortaya koyarlar.

Genel olarak yapı yüksekliği arttıkça boyutlandırmada yapının dayanımının yanında yatay yükler altındaki yerdeğiştirmelerinin de sınırlandırılması gereği belirleyici olmaktadır. Dolayısıyla aynı gerekçe taşıyıcı sistemin seçiminde de gözönünde tutulmalıdır.

Şekil 2.2’de yapı yüksekliğine bağlı olarak en uygun taşıyıcı sistemler verilmektedir [9].

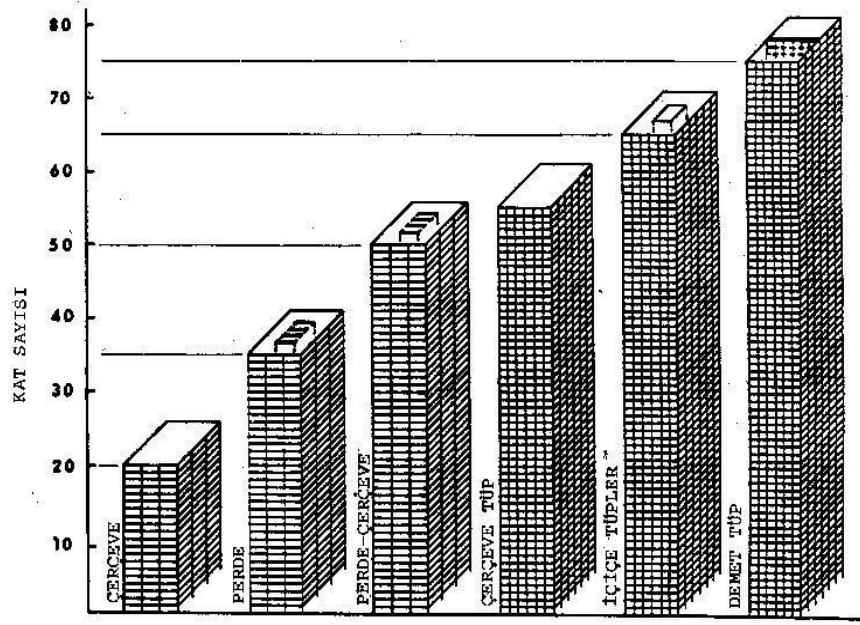
Taşıyıcı sistemlerin hesap ve boyutlandırılmasında ortak olan özellikler şu şekilde özetlenebilir;

- Döşemeler yatay yükü, büyük oranda düzlemleri içinde oluşan iç kuvvetler yardımıyla yatay yük taşıyan elemanlar arasında aktarırlar.
- Gerçek düzlem içi şekil değiştirmelerinin bu paylaştırmaya etkisi genellikle ihmal edilebilir büyüklüktedir ve döşemelerin düzlemlerinde rijit oldukları çok yaygın olarak kullanılan bir varsayımdır.



Şekil 2.1 Kayma Kirişi ve Eğilme Kirişi Davranışı Gösteren Düzlem Çerçeve ve Düzlem Perde

- Döşemelerin düzlemleri dışındaki eğilmeleri önemli olabilir. İki taşıyıcı elemanı bağlayan kirişlerde ki çok küçük bir eğilme rijitliğinin tüm taşıyıcı sistemin davranışına etkisi büyük mertebelere ulaşabilir. Bağlantı kirişlerinin yeterli eğilme rijitliğine sahip olmalarının sağlanması çok önemlidir. Düz döşemelerde döşeme.kolon düğüm noktalarının oluşturulmasına özen gösterilmelidir.
- Planda simetrik olarak düzenlenmemiş taşıyıcı sistemlerinin hesabında burulma etkileri gözönüne alınmalıdır. Birçok yönetmelikte taşıyıcı sistem simetrik olarak oluşturulsa bile belirli bir burulma rijitliğine sahip olması istenir. Çerçeve, perde ve tüplerin herhangi bir birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemin hesabı uzay çerçeve yaklaşımı ile yapılır.
- Bu yaklaşımda sistemin her düğüm noktasında altı serbestlik derecesi alınır ve burulma etkileri otomatik olarak hesaba katılmış olur.



Şekil 2.2 Yapı Yüksekliğine Bağlı Uygun Taşıyıcı Sistemler

2.2.1.1 Çerçeve Sistemler

Betonarme çok katlı yapılara çerçeve tipi taşıyıcı sistem seçerken dikkat edilmesi gereken özelliklerden bir tanesi kolonların en az iki doğrultuda kirişlerle bir çerçeve oluşturmak üzere bağlanması gerektiğidir. Aksi taktirde kolonun bağlanmadığı doğrultuda yeterli rijitlik yoksa ikinci merteye etkileri ve burkulma sorunları ortaya çıkabilir.

Ayrıca sistem seçimi sırasında katlardaki kolon eksenlerinin planda üst üste düşmesi sağlanmalıdır.

Bu şekilde seçilen çerçeve taşıyıcılarının yatay yükler altındaki hesabı Muto Yöntemi ile yapılabilir. Fakat önceden düşey yüklere göre boyutlandırma aşamasında çerçevenin kolon ve kirişlerine bir boyut verilmesi gerekmektedir. Muto yöntemi uygulanırken, katlara gelen tüm kesme kuvveti ilgili katta bulunan tüm kolonlara dağıtılmalıdır. Sistem simetrik bile olsa, yatay yüklerden oluşan kat kesme kuvvetlerinin önce çerçevelere bölmek, sonra da kolonlara dağıtılması hatalıdır.

Çünkü katların düzlemleri içinde rijit oldukları varsayımı yatay yük doğrultusunda ki çerçevelerinin birbirlerinden bağımsız yer değiştirmesini önler. Bütün çerçeveler aynı yer değiştirmeyi yapacağından rijitlikleri ile orantılı olarak yüklenecektir.

Düzlem çerçeve tipi taşıyıcı sistemler 60 kat yapı yüksekliğine kadar uygulanabilirlerse de ekonomi düşünceleri bu tür taşıyıcı sistemlerin 15-20 kat yapı yüksekliğine kadar uygulanmasına izin verir [9].

Daha yüksek yapılar için yalnızca perdelerden oluşan ve ya perde ve çerçevelerin birlikte çalıştığı taşıyıcı sistemler seçmek genellikle daha etkin bir çözüm oluşturur.

2.2.1.2 Perde Sistemler

Perdeli bir yapının taşıyıcı sistemini çeşitli doğrultularda birbirlerine paralel , yatay yüklere karşı yeterli bir rijitlik sağlayan ve aynı zamanda düşey yükte taşıyan perdeler oluşturur. Kendi düzlemleri içindeki stabiliteelerini asansör ve perde boşlukları çerçevesine konulan çekirdekler veya diğer perdeler sağlar.

Yatay yük doğrultusuna göre simetrik olarak perdelerden oluşturulmuş bir taşıyıcı sistemde, perdelerin relatif rijitliklerinin tüm yapı yüksekliğince sabit kalması durumunda her bir perdenin katlarda kat kesme kuvvetinden alacağı pay, o perdenin o kattaki perdeler ile boşluklu perdelerin rijitliklerine göre olan relatif rijitliğine bağlıdır.

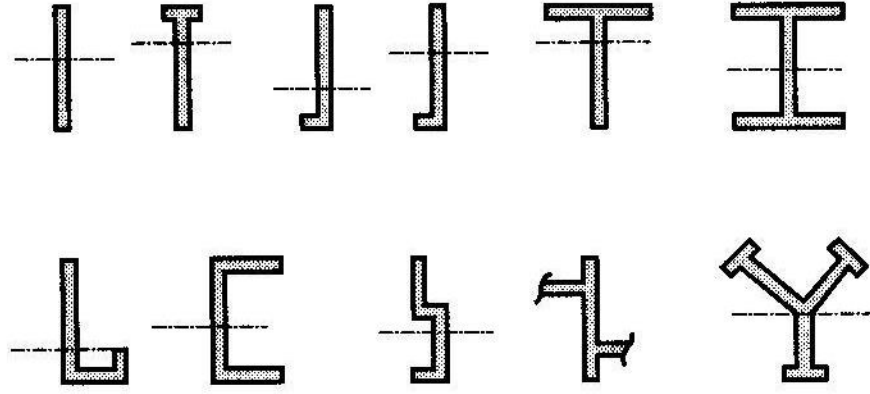
2.2.1.3 Perde-Çerçeve Sistemler

Yapı yüksekliğinin artmaya başlaması ile yatay kuvvetler yapı tasarımını çok yakından etkilemeye başlarlar. Temel kotuna doğru kesme kuvvetinin artmaya başlaması ile kolon momentleri büyür. Bunun bir sonucu olarak kolon kesitlerini aşırı büyütmek zorunlu olur. Çok büyük kolon kesitleri hem ekonomik olmazlar, hemde estetik açıdan sakıncalar doğurur.

Çözüm olarak düşey perdeler kullanılır. Perdelerin eğilme rijitlikleri çerçevelerin rijitliklerine oranla çok büyük olduğundan, yatay kuvvetin çok büyük bir bölümü de perdeler tarafından taşınır. Böylece kolon büyüklükleri küçük tutulabilir.

Perdelerin ana görevi yapının yatay ötelenme rijitliğini arttırmak, katlar arası göreceli yatay ötelenmeleri sınırlamak ve tersinir deprem yükleri altında yapıya süneklik kazandırmaktır.

Bir yapı içinde, çeşitli geometrilere sahip birden fazla perde kullanılabilir (Şekil 2.3). Bu perdeler, her kat düzeyinde diyafram görevi yapan döşemelerle, sünek kirişlerle ve/veya derin kirişlerle birbirine bağlanır ve beraber çalışmaları sağlanır.



Şekil 2.3 Çeşitli Perde Geometrileri

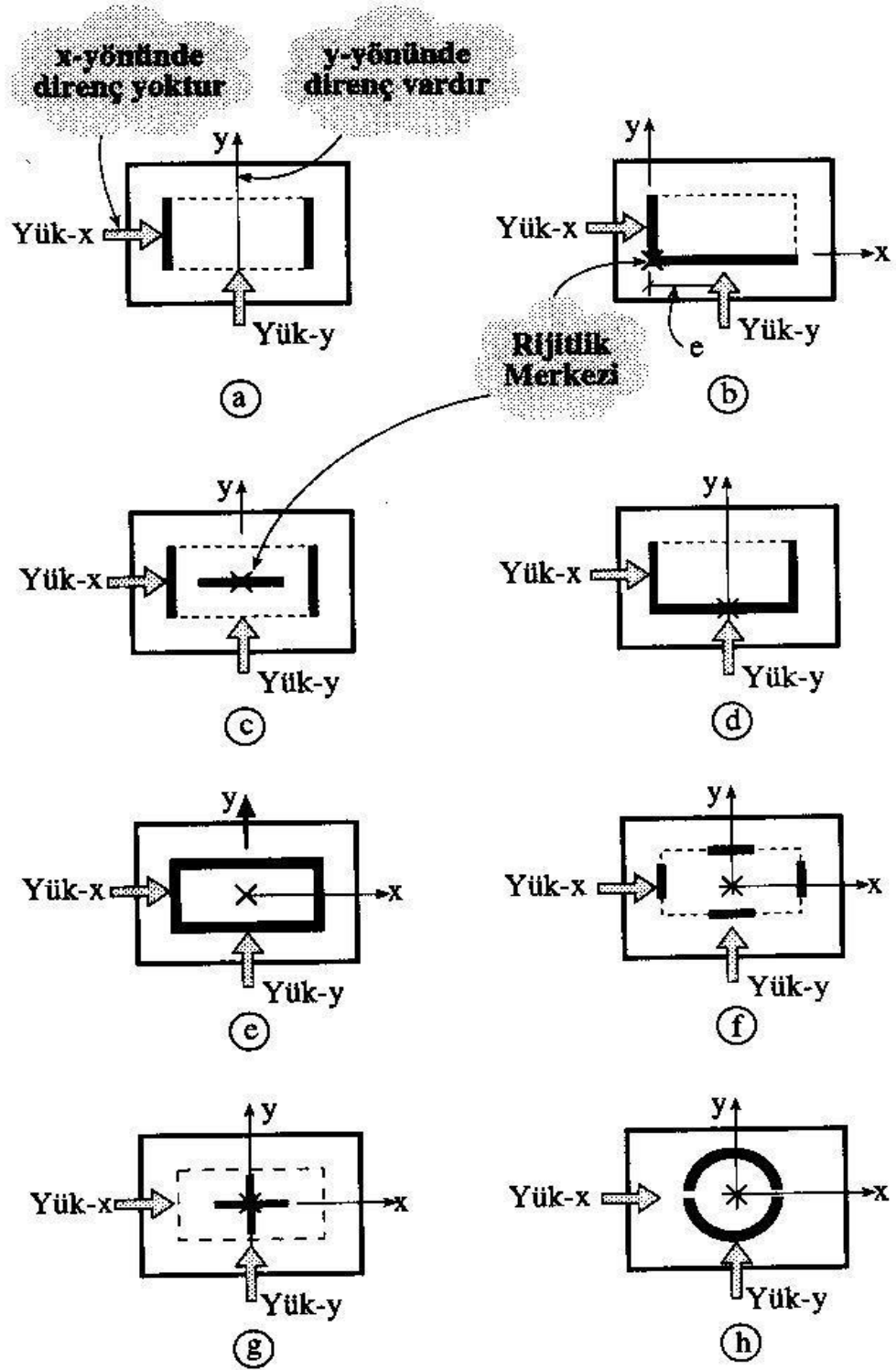
Perde duvarların yapı içinde değişik yerleşim biçimleri Şekil 2.4’ de gösterilmiştir.

Şekil 2.4-a’da yatay yükün y doğrultusundan geldiği zaman kuvvetli eksenini etrafında ötelenmeye zorlanan perdeler yeterli direnci sağlayacaktır. Ancak, yatay yükün x doğrultusundan etkide olduğu zaman, zayıf eksenini etrafında ötelenmeye zorlanan perdeler, gerekli direnci sağlamayacaktır.

Şekil 2.4-b’de yatay yükün x ve y doğrultularından etkimesine direnebilecek perde elemanları vardır. Ancak perdelerde oluşan yatay kuvvetler, etkiyen yatay yüklerle çakışmamaktadır. Perdelerin rijitlik merkezi perde elemanlarının kesim noktasındadır ve burulma rijitliği çok küçüktür. Yapı bu burulma momenti altında dönecek ve düşey taşıyıcılarda büyük kesme kuvveti oluşacaktır.

Şekil 2.4-c’de iki yönden gelebilecek yatay yüklere karşı koyabilecek perdeler vardır. Ancak, perdelerin yerleştirilmesi yeterli burulma rijitliğini sağlayamamaktadır.

Şekil 2.4-d’de iki yönden gelebilecek yatay kuvvetlere karşı koyabilecek perdeler vardır. Ancak x yönünden gelen yatay kuvvet kat burulma momenti oluşturmaktadır. Burada U profillerinin burulma rijitliğinin küçük olduğu da anımsanırsa, perde sisteminin yeterli burulma rijitliğini sağlayamadığı görülür.



Şekil 2.4 Yapı İçinde Değişik Perde Yerleşimleri

Şekil 2.4-e'de perde sistemi kapalı bir kutu şeklindedir. Her yönden gelebilecek yatay kuvvetlere ve kat burulma momentine karşı koyabilme bakımından ideal durumu sergilemektedir.

Şekil 2.4-f'de her yönden gelecek kuvvetlere karşı ve kat burulma momentine karşı yeterli direncin sağlanması perde uzunluklarına bağlıdır. Her iki yöndeki eğilme rijitlikleri, burulma rijitliği ve bunlara bağlı olan yatay ötelenmeler, dönmeler ve perdelerin moment/kayma dirençleri özenle hesaplanmalıdır. Kapalı kutuya benzeşim ve simetrik olma prensiplerine uygun olmaları dolayısıyla, perde yerleşimleri doğrudur.

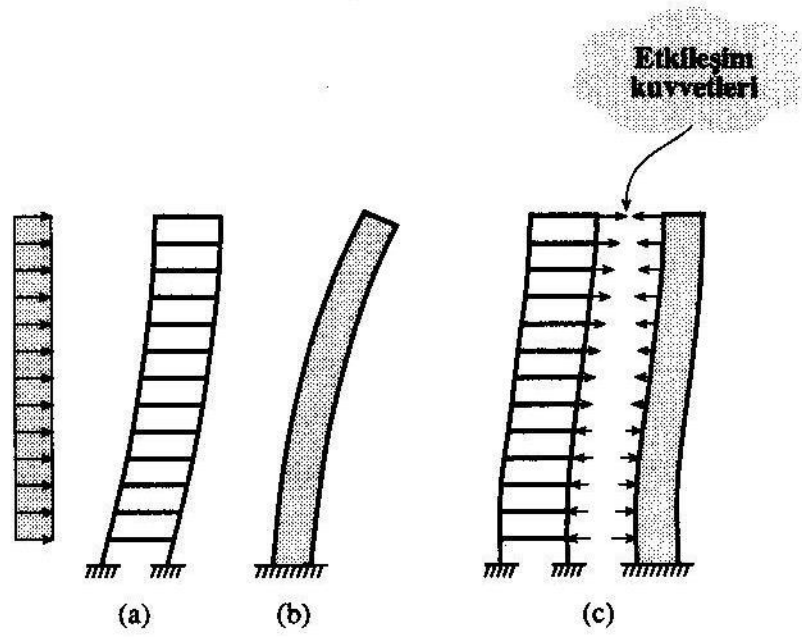
Şekil 2.4-g'de yatay yüklere karşı yeterli eğilme rijitliği sağlanmış olabilir, ancak burulma rijitliği yok denecek kadar azdır.

Şekil 2.4-h'de yatay yüklere ve burulma momentine karşı yeterli rijitlik sağlanmıştır.

Perde duvarların eğilme rijitlikleri kolonların eğilme rijitliklerinden çok büyüktür. Yatay yüklerin, düşey taşıyıcılarının görelî rijitliklerine göre dağıtılacağı düşünülürse, yatay yükün çok büyük bir kısmının perde duvarlar tarafından taşınacağı sonucuna varılacaktır. Perde ve çerçevelerin yatay yükler altındaki davranışlarının farklı olması, bu elemanlar arasında düzgün olmayan etkileşim kuvvetleri doğmasına neden olur. Çerçevelerin yatay yük almadığını varsayarak tüm yatay yüklerin perdeler tarafından taşındığını kabul etmek, daima güvenli bir yaklaşım değildir. Bu nedenle yatay yüklerin taşınmasında çerçevelerin katkısı da düşünülmelidir. Yapı yüksekliği arttıkça, perde ve çerçeve arasında yapı yüksekliğince etkili bir yük paylaşımı başlayacaktır. Bu işbirliğinin sonucu olarak, bir doğrultuda etkiyen eşdeğer statik yatay yükler düşünülürse, çerçeve ve perde, yüksekliğince yön değiştiren yatay yüklere maruz kalacaktır (Şekil 2.5).

Çerçeve ve perde düğüm noktalarında eşit yanal ötelenmenin oluşması zorunluluğundan kaynaklanan bir yük dağılışı sonucu, çerçeve-perde sisteminde yanal ötelenmeler kontrol altında tutulabilir.

Yatay yükü, perde ve çerçeveler birlikte içinde taşırlar. Ancak perde-çerçeve etkileşimine iki değişik davranışın etkileşimi söz konusudur. Perde duvar yatay yükler altında bir “eğilme kirişi” gibi davranacak, buna karşılık çerçeve “kayma kirişi” davranışı gösterecektir.



Şekil 2.5 Çerçeve-Perde Etkileşimi

(a) Kayma kirişi davranışı gösteren perde

(b) Eğilme kirişi davranışı gösteren perde

(c) Etkileşim içinde çerçeve ve perde

Perde duvarın deformasyon eğrisi “dışbükey” çerçevenin deformasyon eğrisi ise “içbükey” olma eğilimi gösterecek, ancak perde ve çerçevenin beraber davranmaları gereği hem “eğilme kirişi” hem de “kayma kirişi” özellikleri gösteren bir deformasyon eğrisinde karar kılınacaktır (Şekil 2.5-c).

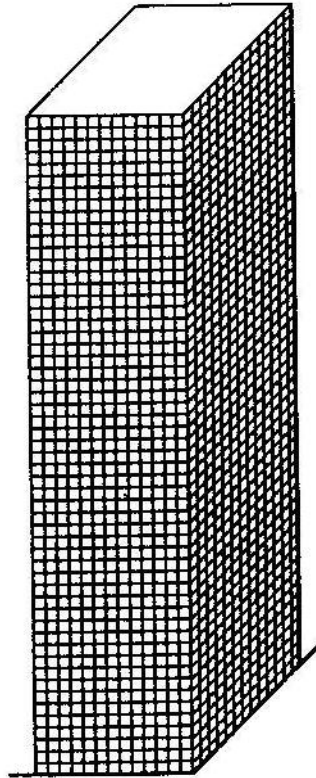
Perdenin ve çerçevenin göreceli rijitliklerinin bir fonksiyonuna bağlı olarak, karar kılınan deformasyon eğrisinde eğilme ve kayma kirişi deformasyon tipi ağırlığını hissettirecektir. Bunun bir sonucu olarak, perde ve çerçeve arasındaki yük taşıma oranlarında değişiklikler olacak ve bu değişiklikler yapının tasarımını etkileyecektir.

2.2.1.4 Tüp Çerçeve Sistemler

Perde duvarların kullanılmasıyla artan yatay ötelenme rijitliği, yaklaşık 30 kata kadar yatay ötelenmeleri ve zorlamaları pratikte istenilen sınırlar içinde tutabilir. Ancak, yapı yüksekliğinin daha da artmasıyla, perde-çerçeve sistemleri yeterli yatay rijitliği sağlayamazlar ve bunun bir sonucu olarak yapı ekonomik olarak çok pahalı ve inşaat teknolojisi için zorlayıcı olmaya başlar.

Tamamen perde sistemine güvenmek yerine, yapı çevresine yerleştirilen yük taşıyıcı ve yatay rijitlik sağlayıcı elemanların kullanılmasıyla t p  er eve yapı sistemleri geliştirilmiştir (şekil 2.6). Yapı planı çevresine sık aralıklarla kolonlar yerleştirilir ve bu kolonlar kat düzeylerinde derin kirişlerle birbirine, kuşaklama etkisi sağlayacak şekilde bağlanır. Kolon aralıkları 1.0 m-3.0 m arasında değişebilir. Yapının tüm plan geometrisi ve yüksekliği gözönüne alınarak, kolon aralıkları 4.5-5.0 m'ye kadar arttırılabilir. Kolonları kuşaklama bağlayan kirişlerin yüksekliği 60 cm-120 cm, genişlikleri ise 25 cm-100 cm arasında değişebilir.

T p  er eve sistemlerinin projelendirilmesinde, kolon ve kiriş rijitliklerini birbirlerine dengeli olacak şekilde seçmek  onemlidir. Gerek kolonlar, gerekse kirişler bir bütünlük içinde çalışarak t p etkinliğini oluşturmalı ve yatay kuvvetlere karşı yeterli direnci sağlamalıdır. T p sistemlerinin uygulandığı modern yapılarda kolon aralıkları ve kiriş boyutları, mukavemet yerine, gerekli yatay ötelenme rijitliği tarafından belirlenir.

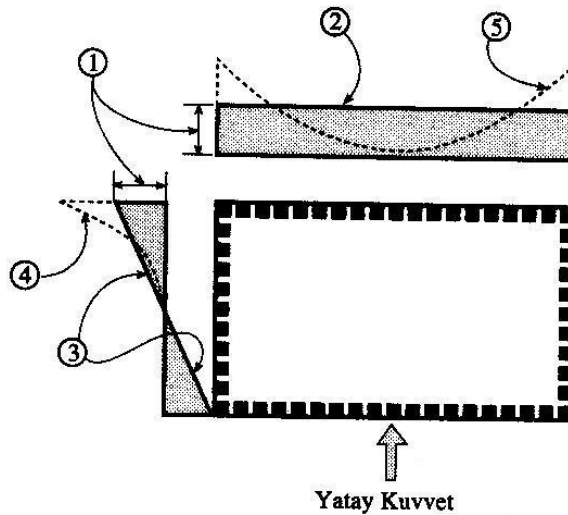


şekil 2.6 T p  er eve Yapı

Tüp çerçeve taşıyıcı sistem, perde duvarların konsol kiriş davranışı ile, çerçeveli sistemlerin kayma kiriş davranışını birleştirmektedir. Yatay yüklerin oluşturduğu devrilme momentleri, yapının çevresinde oluşturulan tüp tarafından karşılanmakta ve kuvvet çifti etkisi ile kolonlarda çekme ve basınç kuvvetleri yaratmaktadır. Yatay kuvvetleri dengelemek için gerekli kesme kuvvetleri ise, yatay kuvvet doğrultusundaki kolon ve kirişlerin deformasyonları ile sağlanmaktadır. Yapının alt katları ve üst katları hariç tutulursa, kolon kesme kuvvetleri hesabında büküm noktalarının tam kolon ortasında olduğu kabul edilebilir.

Tüm tüp çerçevenin devrilmeye karşı hesabı yapılırken, sistemin tüp kesitli konsol bir kiriş gibi davranmaya zorlanması önem kazanır. Proje amacı için, yapı sistemi kat düzeylerinde yatay diyaframlarla bölünmüş içi boş tüp bir konsol kiriş gibi düşünülebilir.

Ancak, tüp yapının basınç ve çekme bölgelerini birbirine bağlayan elemanlar, pencere boşlukları tarafından bütünlüğü bozulduğu için, boşluksuz dolu gövdeli bağlama elemanları kadar etkin değildir. Gerçekte pencere boşlukları, yatay yüke paralel dolu gövdeli iki yan duvarı delerek, taşıyıcı sisteme bir çerçeve görünümü kazandırmaktadır. Bunun sonucu olarak, basınç ve çekme bölgelerini bağlayan duvarlar, salt konsol kiriş davranışlarından uzaklaşarak, doğrusal olmayan bir kuvvet dağılımına yol açmaktadır (Şekil 2.7).

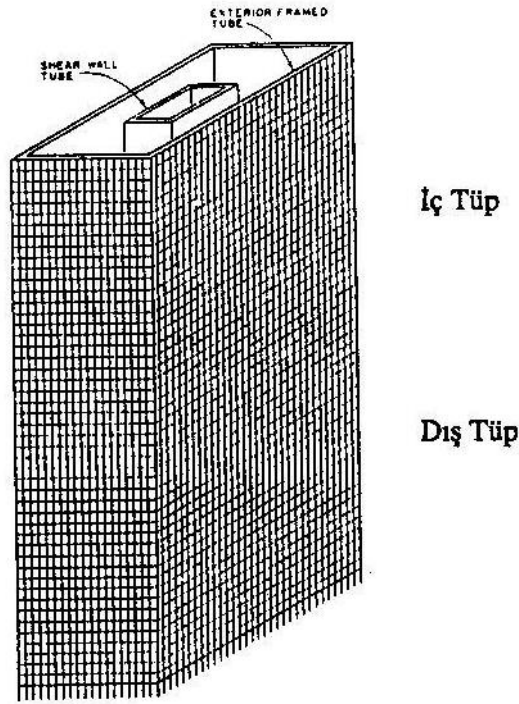


Şekil 2.7 Yatay Kuvvet Altında Tüp Çerçeveli Yapının Kolonlarında Oluşan Eksenel Kuvvet Dağılımı

2.2.1.5 İ Tp Sistemler

Yüksek yapıların döşeme planının ortasında, genellikle, asansör, merdiven, mekanik araç ve gereçleri toplayan bir çekirdek bulunur. Bu ekirdek alanın çevresi perde duvar ile kapatılır ve bu perde duvar yapı yüksekliği boyunca devam ettirilirse bir çekirdek perde sistemi oluşmuş olur.

Yapı çevresine sık aralıklarla kolonlar yerleştirilir ve her kat düzeyinde derin kirişlerle birbirine bağlanırısa bir dış tp ereve elde edilir. Dış tp ve i tp, diyafram işlevi gören kat dşemeleriyle birbirine bağlanırısa, bir bütün olarak çalışan bir “İ Tp” yapı sistemi oluşturulmuş olur (şekil 2.8).



şekil 2.8 İ Tp Sistemler

İ Tp yapı sistemleri, ereve tp sistemler ile perde sistemlerin avantajlarını birleştirirler. İçerideki perdelerden oluşan tp, dışarıdaki ereve tp kolonlarının enine yerdeğiştirmelerini önemli ölçüde azaltarak bu tüpün yapısal özelliklerini önemli ölçüde iyileştirir.

İki ve ya daha fazla tp taşıyıcı sistemi birleştirilerek demet tp taşıyıcı sistemlerde oluşturulabilir. Bu şekilde kayma gecikmesi etkileri de azaltılmış olur

3. DÜŞEY YÜK ANALİZİ VE ÖN BOYUTLANDIRMA ÇALIŞMASI

Bu bölümde geometrisi bakımından simetrik çok katlı betonarme bir yapının TS500 ve Deprem Yönetmeliği'ne göre detaylı olarak boyutlandırılması amaçlanmıştır.

Yapı beş bodrum, zemin kat ve onsekiz normal katından oluşmuş taşıyıcı sistemi betonarme çerçeve+perde olan bir betonarme yapıdır.

Yapı hakkındaki bilgilere daha detaylı olarak bakacak olursa;

- Yapı 5 bodrum, zemin kat ve 18 normal katdan oluşmuş toplam 24 katlı betonarme bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği 84,6 m'dir. Yapının 15 m'lik kısmı ± 0.00 kotunun altında kalmaktadır. ± 0.00 kotundan itibaren kat yüksekliği 69,6 m'dir.
- Kat yükseklikleri:
Bodrum katlar: 3 m
Zemin kat ve 1. ve 2. normal kat: 4 m
Diğer normal katlar: 3.60m
- Beton sınıfı: C 30(BS30)
- Çelik sınıfı: S420 (BÇIIIa)
- Yapının kat alanı 1290m^2 'dir
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesindedir. Bundan dolayı;
Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0) = 0,40 alınmıştır.
- Yapı Z2 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin karakteristik periyodları $T_A=0,15$ s ve $T_B=0,40$ s olarak kabul edilmiştir.
- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için
Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_z=350\text{ kN/m}^2$
Zemin düşey yatak katsayısı $k_v=60000\text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır.
- Yapı büro+işyeri olarak kullanılacağından
Hareketli yük katılım katsayısı $n=0,30$
Bina önem katsayısı ise $I=1,0$ alınmıştır.
- Kullanılan temel sistemi 1,60m kalınlığında kirişsiz radye temeldir.

Bu tez çalışmasında kullanılan beton çeliği ve beton ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

Beton sınıfı=C30 → $f_{ck} = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ kN/m}^2$
 $f_{cd} = 20 \text{ Mpa} = 20000 \text{ kN/m}^2$
 $f_{ctd} = 1,25 \text{ Mpa} = 1250 \text{ kN/m}^2$
 $E_c = 32000 \text{ Mpa} = 32000000 \text{ kN/m}^2$

Çelik sınıfı=S420 → $f_{yk} = 420 \text{ Mpa} = 420000 \text{ kN/m}^2$,
 $f_{yd} = 365 \text{ Mpa} = 365000 \text{ kN/m}^2$
 $E_s = 200000 \text{ Mpa} = 200000000 \text{ kN/m}^2$

3.1 Düşey Yük Analizi

TS498 yönetmeliğine göre belirlenmiş olandüşey yük analizi aşağıda verilmiştir. Yapının tüm katlarında kullanılan plak döşemeler 15 cm kalınlıktadır.

15 cm'lik betonarme döşemede

Betonarme plak (15 cm).....:3,75 kN/m²

Sıva+kaplama.....:1,50 kN/m²

$$g = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_d = 1,4G + 1,6Q = 1,4 \times 5,25 + 1,6 \times 5 = 15,35 \text{ kN/m}^2$$

Hareketli yük değerleri katlara göre değişmektedir. Bodrum katlar,zemin kat , 1.ve 2. normal katta hareketli yük değeri olarak $q=5,0 \text{ kN/m}^2$ kullanılmıştır. Diğer normal katlarda hareketli yük değeri $q=3,5 \text{ kN/m}^2$ kullanılmıştır. +69,6 kotunda (çatı katı) hareketli yük değeri olarak $q=1,5 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır.

Yapının dış cephesi boyunca, birim ağırlığı 25 KN/m^3 , kalınlığı 0.02 m olan cam panellerle çevrilmiştir.

Yapının düşey yük analizinde kullanılan yük kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

COMBO 1: 1,4G+1,6Q

COMBO 6: 0,9G+E_x

COMBO 2: 1,0G+1,0Q+1,0E_x

COMBO 7: 0,9G-E_x

COMBO 3: 1,0G+1,0Q-1,0E_x

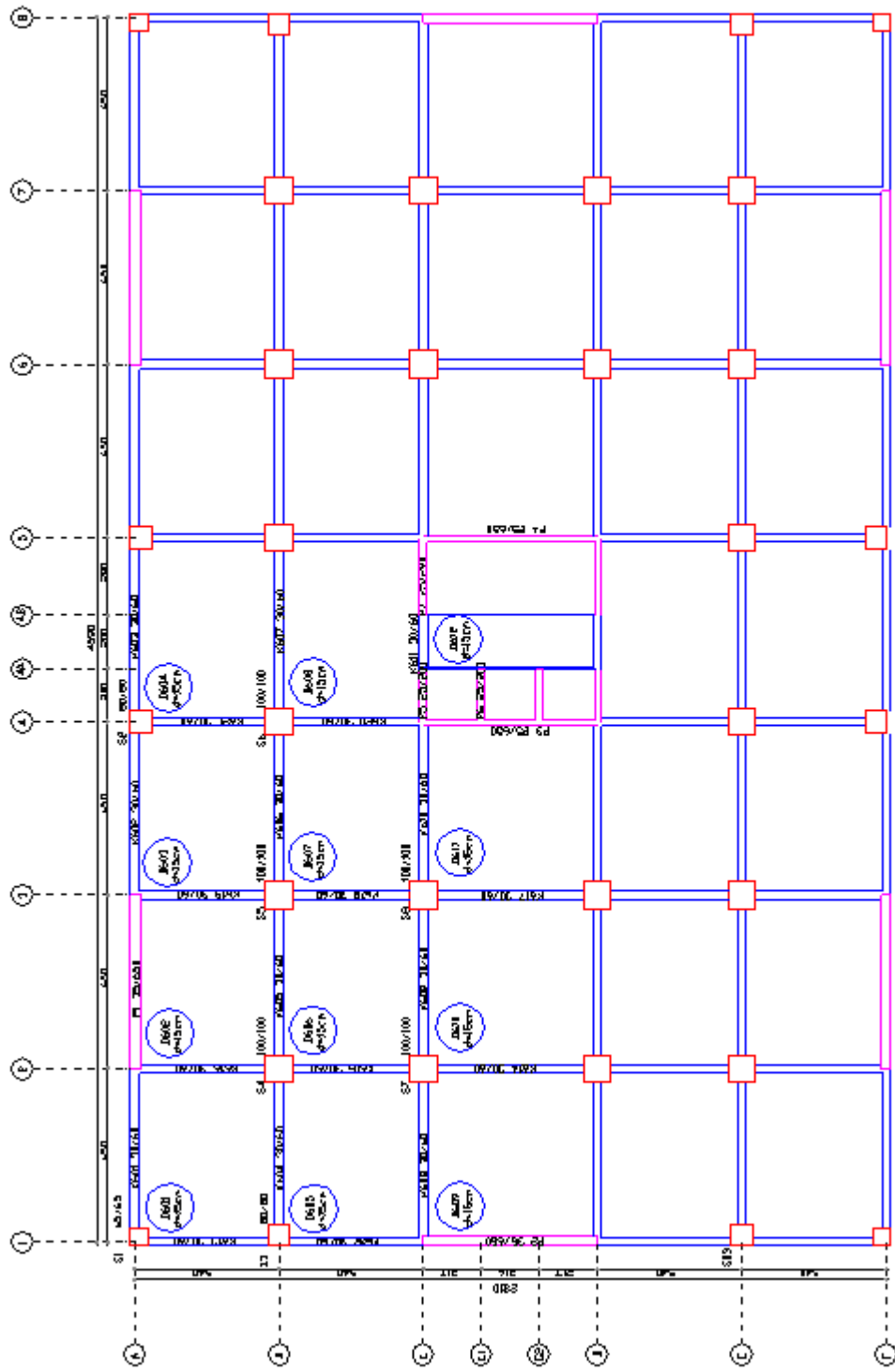
COMBO 8: 0,9G+E_y

COMBO 4: 1,0G+1,0Q+1,0E_y

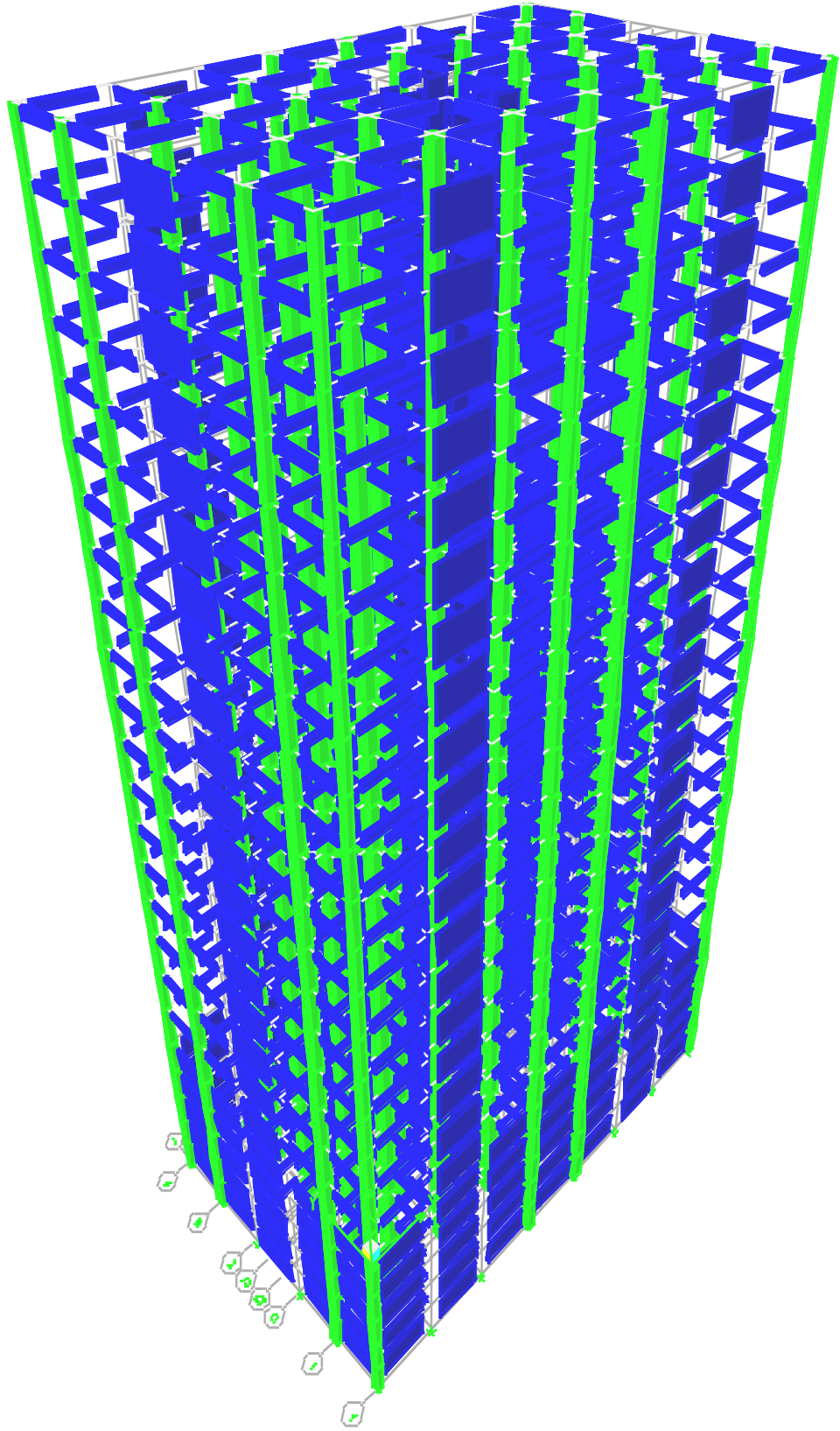
COMBO 9: 0,9G-E_y

COMBO 5: 1,0G+1,0Q-1,0E_y

COMBO10: G+Q



Şekil 3.1 Zemin Kat Kalıp Planı



Şekil 3.2 Yapının Üç Boyutlu Görünüşü

3.2 Ön Boyutlandırma Çalışması

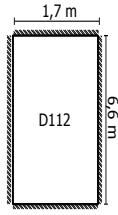
Yapıda kullanılacak kiriş, kolon, perde ve döşemeler için ön boyut değerleri TS 500 ve Deprem Yönetmeliği'ne göre belirlenmiştir.

3.2.1 Tek Doğrultuda Çalışan Döşemeler

Düzgün yayılı yük taşıyan ve uzun kenarının kısa kenarına oranı 2'den büyük olan ($l_l / l_s > 2$) betonarme plaklar, bir doğrultuda çalışan plaklar olarak adlandırılır.

Bir doğrultuda çalışan plaklarda eğilme donatısı yalnız kısa doğrultuda yerleştirilir, uzun doğrultuda ise dağıtma donatısı bulunur.

Tek doğrultuda çalışan sürekli plaklarda yayılı yükler altında oluşan momentler, mesnetlerinde serbestçe dönebilen sürekli kiriş teorisine göre hesaplanır.



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,9}{2} = 3,45 \rightarrow \text{tek doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$l_n = 1,5l = 1,5 \times 2 = 3 \text{ cm}$$

$$h_f \geq \frac{l_n}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ cm}$$

Sonuç olarak; $h_f = 15 \text{ cm}$ seçilmiştir.

3.2.2 Çift Doğrultuda Çalışan Döşemeler

Düzgün yayılı yük taşıyan, dört kenarı boyunca mesnetlenmiş ve uzun kenarının kısa kenarına oranı 2,0 ve ya daha küçük olan betonarme plaklar ($l_l / l_s < 2$), iki doğrultuda çalışan plaklar olarak adlandırılır.

TS500'e göre çift doğrultuda çalışan döşemelerde minimum kalınlık 80mm'den, deprem bölgelerinde ise 100mm'den az olamaz. Döşeme kalınlığının tahkikinde ve moment katsayılarının(α) belirlenmesinde mesnetlenme tipinin önemi vardır.

Mesnetlenme tipleri Şekil 3.3'de gösterilmiştir.



Şekil 3.3 Mesnetlenme Tipleri

Döşeme kalınlığı(h_f) aşağıdaki formülle hesaplanabilir;

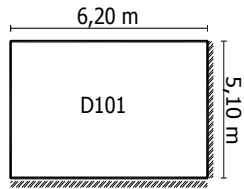
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \quad (3.1)$$

l_{sn} =kısa kenar doğrultusundaki serbest açıklık

m = uzun kenarın kısa kenara oranı

α_s =sürekli kenarların toplam uzunluğunun döşeme çevresine oranı

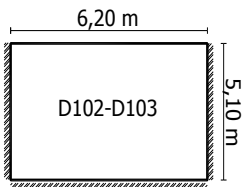
Yapıda bulunan döşeme tipleri aşağıdaki gibidir;



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$\alpha_s = \frac{(6,20 + 5,10)}{2 \times (6,20 + 5,10)} = 0,5$$

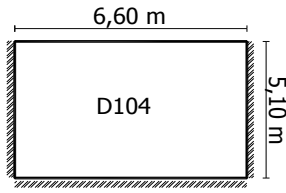
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,2}} \left(1 - \frac{0,5}{4} \right) = 14,09 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$\alpha_s = \frac{(6,20 + 5,10 + 5,10)}{2 \times (6,20 + 5,10)} = 0,726$$

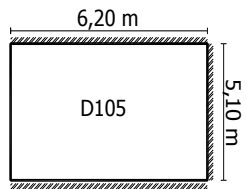
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,2}} \left(1 - \frac{0,726}{4} \right) = 13,17 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,90}{5,40} = 1,28$$

$$\alpha_s = \frac{(6,60 + 5,10 + 5,10)}{2 \times (6,6 + 5,10)} = 0,720$$

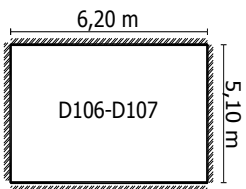
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,278}} \left(1 - \frac{0,720}{4} \right) = 13,64 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$\alpha_s = \frac{(6,20 + 6,20 + 5,10)}{2 \times (6,20 + 5,10)} = 0,774$$

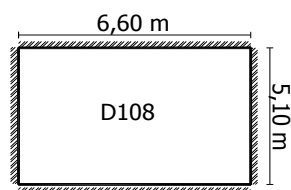
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,2}} \left(1 - \frac{0,774}{4} \right) = 12,98 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$\alpha_s = \frac{(6,20 + 6,20 + 5,10 + 5,10)}{2 \times (6,20 + 5,10)} = 1$$

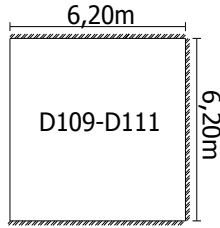
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,2}} \left(1 - \frac{1}{4} \right) = 12,1 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,90}{5,40} = 1,278$$

$$\alpha_s = \frac{(6,60 + 6,60 + 5,10 + 5,10)}{2 \times (6,6 + 5,10)} = 1$$

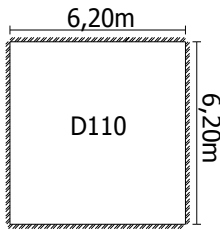
$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{510}{15 + \frac{20}{1,278}} \left(1 - \frac{1}{4} \right) = 12,48 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,2}{6,2} = 1$$

$$\alpha_s = \frac{(6,2 + 6,2 + 6,2)}{2 \times (6,2 + 6,2)} = 0,75$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{620}{15 + \frac{20}{1}} \left(1 - \frac{0,75}{4} \right) = 14,39 \text{ cm}$$



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,2}{6,2} = 1$$

$$\alpha_s = \frac{(6,2 + 6,2 + 6,2 + 6,2)}{2 \times (6,2 + 6,2)} = 1$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow h_f \geq \frac{620}{15 + \frac{20}{1}} \left(1 - \frac{1}{4} \right) = 13,28 \text{ cm}$$

Sonuç olarak tüm çift doğrultuda çalışan döşemelerde; $h_f = 15 \text{ cm}$ seçilmiştir.

3.2.3 Kirişler

Kiriş ön boyutları aşağıdaki kriterleri sağlayacak şekilde seçilmiştir.

- $h_{kiriş} \geq 3 \times h_{döş}$
- $b_w > 200 \text{ mm}$ (TS 500), $b_w > 250 \text{ mm}$ (Deprem Yönetmeliği)
- $h_{kiriş} < 1/4 \times l_{sn}$
- $h_{kiriş} < 3.5 \times b_w$

Bu kurallara bağlı kalınarak yapı boyunca tüm kiriş boyutları 30/60 seçilmiştir.

3.2.4 Kolonlar

Kolonlar en üst kattan başlayarak etkili yük alanları oranında döşemelerden gelen yükler, kiriş zati ve kolon zati ağırlıkları, duvar yükleri düşünülerek bulunan artırılmış normal kuvvetler altında boyutlandırılmıştır. Kolon boyutları temelden üst katlara doğru azaltılmıştır. Kolon boyutları Deprem Yönetmeliği Madde 7.3.1.2’de verilen kolonun brüt enkesit alanı aşağıdaki formülle belirtilmiştir.

$$A_c \geq N_{dmax} / (0.50 f_{ck}) \quad (3.2)$$

Kolon ön boyutlandırılmasına ait tablolar Ek-A’ da verilmiştir.

3.2.5 Perdeler

Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır.

Temel üstünden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir.

$$H_{cr} \geq l_w \quad (3.3)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad (3.4)$$

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 alınacaktır. Bu tür binalarda kritik perde yüksekliği, en az zemin katın altındaki ilk bodrum katının yüksekliği boyunca aşağıya doğru ayrıca uzatılacaktır.

Yapıda 5 bodrum katta çepeçevre rijit bodrum perdelerine sahiptir. Rijit kat olarak adlandırdığımız bu katlarla diğer kısımların farklı değerlendirilmesi gerektiği Deprem Yönetmeliği’nde belirtilmiştir. Yanal toprak itkilerine sahip olan perdelerde perde kalınlığı 0,25m kalınlığında seçilmiştir.

Toplam yapı yüksekliği 84,6m olup rijit bodrum katlar hariç olmak üzere 69,6m'dir.Yapıdaki çekirdek perdeler tabandan yukarıya kadar sürekli devam ettiğinden dolayı $H_w/l_w > 2.0$ şartını sağlamaktadır.Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.2'ye göre kritik perde yüksekliği bulunursa ;

$$H_{cr} \geq l_w$$

$$H_{cr} \geq 6,5m$$

$$H_{cr} \geq H_w/6$$

$$H_{cr} \geq 69,6/6=11,6m$$

$$H_w/l_w > 2.0$$

$$69,6/6,5=10,7>2$$

Bu halde yapıdaki kritik perde yüksekliği 12 m olarak bulunur.Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1'e göre $H_w/l_w > 2.0$ olan perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı, kat yüksekliğinin 1/12'sinden kritik perde yüksekliği dışında kalan katlarda ise kat yüksekliğinin 1/15'inden az olamaz.

$$\text{Zemin kat: } 400/12=33,5\text{cm}$$

$$\text{Normal kat: } 360/15=24\text{cm}$$

Sonuç olarak bodrum katları ve kritik perde yüksekliği içinde kalan yüksekliği 4m olan zemin kat, 1. ve 2. normal katlarda perde kalınlığı 35cm seçilmiştir. Kat yüksekliği 3.60m olan normal katlarda ise perde kalınlığı 25cm seçilmiştir.

3.3 Zemin Kat Döşemesi Hesabı

Tek doğrultuda çalışan döşemelerde, asal donatı yüzdesi ($\rho_{\min}$);

S 220 için $\rightarrow \rho_{\min} \geq 0,003$

S 420 ve S 500 için $\rightarrow \rho_{\min} \geq 0,002$

Yapıda kullanılan çelik sınıfı S420 olduğundan;

Minimum donatı yüzdesi = $\rho_{\min} \geq 0,002$

Donatı aralığı (s) ise;

$s \leq 1,5h_f$ ve ya $s \leq 20 \text{ cm}$

Yapıda tek doğrultuda çalışan döşemenin kalınlığı 15 cm olduğuna göre, donatı aralığı (s);

$s \leq 1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm}$

Dağıtma donatısı aralığı asal donatı aralığının 1/5'inden az olmamak üzere donatı aralığı $s \leq 2h_f$ ve ya S220 için $s \leq 25 \text{ cm}$, diğerleri için $s \leq 30 \text{ cm}$ olmalıdır.

Yapıda kullanılan çelik sınıfı S 420 olduğundan;

$s \leq 2h_f = 30 \text{ cm}$ olmalıdır.

Çift doğrultuda çalışan döşemelerde, iki yöndeki donatı yüzdelерinin toplamı S 220 için 0,004, S 420 için 0,0035, S500 için 0,003'den az olamaz. Yapıda kullanılan çelik sınıfı S 420 olduğundan;

Minimum donatı yüzdesi = $\rho_{\min} \geq 0,002$ (kısa doğrultuda)

0,0015 (uzun doğrultuda)

Donatı aralığı (s) ise;

$s \leq 1,5h_f$;

kısa doğrultuda $s \leq 20 \text{ cm}$;

uzun doğrultuda ise $s \leq 25 \text{ cm}$; olmalıdır.

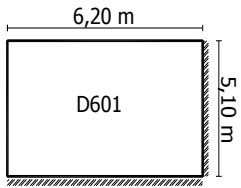
Yapıda ki çift doğrultuda çalışan döşemelerin kalınlığı 15 cm olduğuna göre, donatı aralığı (s);

$s \leq 1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm}$

kısa doğrultuda $s \leq 20 \text{ cm}$

uzun doğrultuda $s \leq 25 \text{ cm}$ olmalıdır.

D601 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

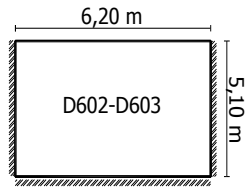
$$M_x = 0,037 \times 15,35 \times 5,10^2 = 14,77 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,047 \times 15,35 \times 5,10^2 = 18,76 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,049 \times 15,35 \times 5,10^2 = -18,34 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,062 \times 15,35 \times 5,10^2 = -24,75 \text{ kNm/m}$$

D602-D603 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

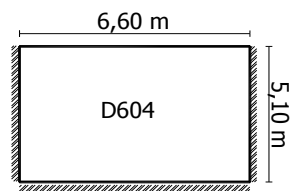
$$M_x = 0,031 \times 15,35 \times 5,10^2 = 12,38 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,04 \times 15,35 \times 5,10^2 = 15,97 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,041 \times 15,35 \times 5,10^2 = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,053 \times 15,35 \times 5,10^2 = -21,16 \text{ kNm/m}$$

D604 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,90}{5,40} = 1,28$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

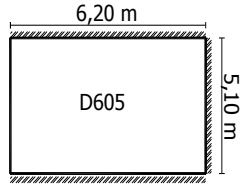
$$M_x = 0,031 \times 15,35 \times 5,10^2 = 12,38 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,042 \times 15,35 \times 5,10^2 = 16,76 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,041 \times 15,35 \times 5,10^2 = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,056 \times 15,35 \times 5,10^2 = -22,36 \text{ kNm/m}$$

D605 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

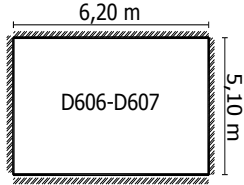
$$M_x = 0,031 \times 15,35 \times 5,10^2 = 12,38 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,04 \times 15,35 \times 5,10^2 = 15,97 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,041 \times 15,35 \times 5,10^2 = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,053 \times 15,35 \times 5,10^2 = -21,16 \text{ kNm/m}$$

D606-D607 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,50}{5,40} = 1,2$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

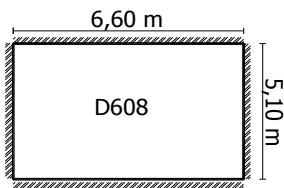
$$M_x = 0,025 \times 15,35 \times 5,10^2 = 9,981 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,034 \times 15,35 \times 5,10^2 = 13,58 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,033 \times 15,35 \times 5,10^2 = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,045 \times 15,35 \times 5,10^2 = -17,96 \text{ kNm/m}$$

D608 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,90}{5,40} = 1,28$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

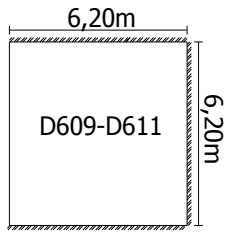
$$M_x = 0,025 \times 15,35 \times 5,10^2 = 9,981 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,037 \times 15,35 \times 5,10^2 = 14,77 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,033 \times 15,35 \times 5,10^2 = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,049 \times 15,35 \times 5,10^2 = -19,56 \text{ kNm/m}$$

D609-D611 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,2}{6,2} = 1$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

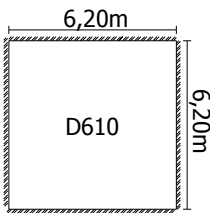
$$M_x = 0,031 \times 15,35 \times 6,2^2 = 18,29 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,031 \times 15,35 \times 6,2^2 = 18,29 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,041 \times 15,35 \times 6,2^2 = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,041 \times 15,35 \times 6,2^2 = -24,19 \text{ kNm/m}$$

D610 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,2}{6,2} = 1$$

$$M = \alpha \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

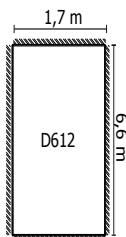
$$M_x = 0,025 \times 15,35 \times 6,2^2 = 14,75 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,025 \times 15,35 \times 6,2^2 = 14,75 \text{ kNm/m}$$

$$X = -0,033 \times 15,35 \times 6,2^2 = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$Y = -0,033 \times 15,35 \times 6,2^2 = -19,47 \text{ kNm/m}$$

D612 Döşemesi



$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow m = \frac{6,9}{2} = 3,45$$

$$Y = -\frac{1}{2} \times P_d \times l_{sn}^2 = -\frac{1}{2} \times 15,35 \times 1,7^2 = 22,18 \text{ kNm/m}$$

Tablo 3.1 Döşemede Moment Değerleri

Döşeme adı	M_x (kNm/m)	M_y (kNm/m)	X (kNm/m)	Y (kNm/m)
D601	14,77	18,76	-18,34	-24,75
D602	12,38	15,97	-16,37	-21,16
D603	12,38	15,97	-16,37	-21,16
D604	12,38	16,76	-16,37	-22,36
D605	12,38	15,97	-16,37	-21,16
D606	9,98	13,58	-13,18	-17,96
D607	9,98	13,58	-13,18	-17,96
D608	9,98	14,77	-13,18	-19,56
D609	18,29	18,29	-24,19	-24,19
D610	14,75	14,75	-19,47	-19,47
D611	18,29	18,29	-24,19	-24,19
D612	-	-	-	-22,18

D601 Döşemesi

$$M_x = 14,77 \text{ kNm/m} \quad X = -18,34 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 18,76 \text{ kNm/m} \quad Y = -24,75 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1876} = 9 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{1876}{13} = 4,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/16 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/32 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/32 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,91}{100 \times 13} = 0,0038 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{1477} = 9,75 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1477}{12} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 12} = 0,0039 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D602 ve D603 Döşemeleri

$$M_x = 12,38 \text{ kNm/m} \quad X = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 15,97 \text{ kNm/m} \quad Y = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1597} = 10,58 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1597}{13} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0036 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{1238} = 11,63 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{1238}{12} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/20 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/40 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/40 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D604 Döşemesi

$$M_x = 12,38 \text{ kNm/m} \quad X = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 16,76 \text{ kNm/m} \quad Y = -22,36 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1676} = 10,08 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1676}{13} = 3,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0036 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{1238} = 11,63 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{1238}{12} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/20 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/40 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/40 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D605 Döşemesi

$$M_x = 12,38 \text{ kNm/m} \quad X = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 15,97 \text{ kNm/m} \quad Y = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1597} = 10,58 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1597}{13} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0036 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{1238} = 11,63 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{1238}{12} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/20 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/40 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/40 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D606 ve D607 Döşemeleri

$$M_x = 9,98 \text{ kNm/m} \quad X = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 13,58 \text{ kNm/m} \quad Y = -17,96 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1358} = 12,44 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{1358}{13} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/20 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/40 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/40 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,0031 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{998} = 14,42 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0283 \times \frac{998}{12} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/21 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/42 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/42 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,74}{100 \times 12} = 0,0031 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D608 Döşemesi

$$M_x = 9,98 \text{ kNm/m} \quad X = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 14,77 \text{ kNm/m} \quad Y = -19,56 \text{ kNm/m}$$

$M_y > M_x$ olduğundan önce Y doğrultusunda donatı hesabı yapılır.

Y doğrultusunda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1477} = 11,44 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{1477}{13} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0036 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

X doğrultusunda:

$$d = h_f - d' - \phi 10 = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 12^2}{998} = 14,42 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0283 \times \frac{998}{12} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/21 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/42 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/42 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 3,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,74}{100 \times 12} = 0,0031 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D609 ve D611 Döşemeleri

$$M_x = 18,29 \text{ kNm/m} \quad X = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 18,29 \text{ kNm/m} \quad Y = -24,19 \text{ kNm/m}$$

Her iki doğrultuda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1829} = 9,24 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{1829}{13} = 4,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/16 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/32 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/32 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,91}{100 \times 13} = 0,0038 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

D610 Döşemesi

$$M_x = 14,75 \text{ kNm/m} \quad X = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 14,75 \text{ kNm/m} \quad Y = -19,47 \text{ kNm/m}$$

Her iki doğrultuda:

$$d = h_f - d' = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1475} = 11,45 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{1475}{13} = 3,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 10/17 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \phi 10/34 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 10/34 \rightarrow \text{pilye} \end{array} \right) \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0036 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{\min})$$

Mesnet Donatıları Hesabı

Y doğrultusunda;

D601-D605 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -24,75 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,86 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -24,75 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2475} = 6,82 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{2475}{13} = 5,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/32 + \phi 10/34 = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 5,5 - 4,77 = 0,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Şeçilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D605-D609 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,87 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2419} = 6,99 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{2419}{13} = 5,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/34 + \phi 10/32 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 5,38 - 4,77 = 0,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Şeçilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D602-D606 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -17,96 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,85 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2116} = 7,98 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{2116}{13} = 4,687 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/34 + \phi 10/40 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,687 - 4,28 = 0,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D606-D610 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -17,96 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,92 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1947} = 8,68 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{1947}{13} = 4,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/40 + \phi 10/34 = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,31 - 4,28 = 0,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D603-D607 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -17,96 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,85 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -21,16 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2116} = 7,98 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{2116}{13} = 4,687 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/34 + \phi 10/40 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,687 - 4,28 = 0,407 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D607-D611 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -17,96 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,74 < 0,8 \Rightarrow \text{dengeleme yapılmalı}$$

$$\text{Dengeleme sonucunda} \rightarrow \frac{Y_k}{Y_b} = \frac{-20,16}{-22,24} = 0,9 > 0,8$$

$$M = Y_b = -22,24 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2224} = 7,6 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{2224}{13} = 4,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/40 + \phi 10/32 = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,92 - 4,43 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D604-D608 mesnet donatısı hesabı

$$Y_k = -19,56 \text{ kNm/m}$$

$$Y_b = -22,36 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{Y_k}{Y_b} = 0,87 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = Y_b = -22,36 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2236} = 7,55 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{2236}{13} = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/34 + \phi 10/34 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,95 - 4,62 = 0,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

X doğrultusunda;

D601-D602 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -18,34 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 0,89 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -18,34 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1834} = 9,21 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{1834}{13} = 4,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/34 + \phi 10/40 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D602-D603 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 1 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1637} = 10,32 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1637}{13} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/40 + \phi 10/40 = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D603-D604 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 1 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1637} = 10,32 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1637}{13} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/40 + \phi 10/40 = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D605-D606 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -16,37 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1637} = 10,32 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{1637}{13} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/40 + \phi 10/42 = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,87 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D606-D607 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 1 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1318} = 12,82 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{1318}{13} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/42 + \phi 10/42 = 1,87 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,87 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D607-D608 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 1 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -13,18 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{1318} = 12,82 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{1318}{13} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/42 + \phi 10/42 = 1,87 \text{ cm}^2/\text{m} + 1,87 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} > A_{s \text{ gerekli}} \rightarrow \text{Ek donatıya gerek yoktur.}$$

D609-D610 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2419} = 6,98 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{2419}{13} = 5,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/32 + \phi 10/34 = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 5,37 - 4,77 = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Seilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D610-D611 mesnet donatısı hesabı

$$X_k = -19,47 \text{ kNm/m}$$

$$X_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{X_k}{X_b} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

$$M = X_b = -24,19 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{24,19} = 6,98 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s \text{ gerçek}} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{2419}{13} = 5,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/32 + \phi 10/34 = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} + 2,31 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 5,37 - 4,77 = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Şeçilen} \rightarrow \phi 10/30 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D612 Mesnet Donatısı Hesabı

$$Y = -\frac{1}{2} \times P_d \times l_{sn}^2 = -\frac{1}{2} \times 15,35 \times 1,7^2 = -22,18 \text{ KNm/m}$$

$$M = Y = -22,18 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} = \frac{100 \times 13^2}{2218} = 7,62 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{2218}{13} = 4,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = \phi 10/42 = 1,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ ek}} = 4,93 - 1,87 = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Şeçilen} \rightarrow \phi 10/21 \rightarrow A_{s \text{ ek}} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ dağıtma}} = \frac{A_{s \text{ ger}}}{5} = \frac{4,93}{5} = 0,986 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S 420 \text{ için minimum } A_{s \text{ dağıtma}} = \phi 10/30 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D612 döşemesinin asansör boşluğu ve merdiven boşluğu kenarlarında, altta ve üstte 2 $\phi 16$ yırtık donatısı bulundurulacaktır.

Tablo 3.2 Döşemede Açıklık Donatısı Değerleri

Döşeme Adı	Yön	M_d (kNm/m)	A_s (cm ² /m)	Seçilen
D601	X	14,77	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
	Y	18,76	4,91	Φ10/16 (Φ10/32 düz+ Φ10/32 pilye)
D602	X	12,38	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
	Y	15,97	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D603	X	12,38	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
	Y	15,97	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D604	X	12,38	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
	Y	16,76	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D605	X	12,38	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
	Y	15,97	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D606	X	9,98	3,74	Φ10/21 (Φ10/42 düz+ Φ10/42 pilye)
	Y	13,58	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
D607	X	9,98	3,74	Φ10/21 (Φ10/42 düz+ Φ10/42 pilye)
	Y	13,58	3,93	Φ10/20 (Φ10/40 düz+ Φ10/40 pilye)
D608	X	9,98	3,74	Φ10/21 (Φ10/42 düz+ Φ10/42 pilye)
	Y	14,77	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D609	X	18,29	4,91	Φ10/16 (Φ10/32 düz+ Φ10/32 pilye)
	Y	18,29	4,91	Φ10/16 (Φ10/32 düz+ Φ10/32 pilye)
D610	X	14,75	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
	Y	14,75	4,62	Φ10/17 (Φ10/34 düz+ Φ10/34 pilye)
D611	X	18,29	4,91	Φ10/16 (Φ10/32 düz+ Φ10/32 pilye)
	Y	18,29	4,91	Φ10/16 (Φ10/32 düz+ Φ10/32 pilye)

Tablo 3.3 Döşemede Mesnet Donatısı Değerleri

Yön	Mesnet	M_d (kNm/m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s_{mev}}$ (cm ² /m)	Mevcut Donatı	Ek donatı
X	D601-D602	-18,34	4,04	4,28	Φ10/34+ Φ10/40	-
X	D602-D603	-16,37	3,60	3,94	Φ10/20	-
X	D603-D604	-16,37	3,60	3,94	Φ10/20	-
X	D605-D606	-16,37	3,60	3,84	Φ10/40+ Φ10/42	-
X	D606-D607	-13,18	2,87	3,74	Φ10/21	-
X	D607-D608	-13,18	2,87	3,74	Φ10/21	-
X	D609-D610	-24,19	5,37	4,77	Φ10/32+ Φ10/34	Φ10/30
X	D610-D611	-24,19	5,37	4,77	Φ10/32+ Φ10/34	Φ10/30
Y	D601-D605	-24,75	5,50	4,77	Φ10/32+ Φ10/34	Φ10/30
Y	D605-D609	-24,19	5,38	4,77	Φ10/34+ Φ10/32	Φ10/30
Y	D602-D606	-21,16	4,687	4,28	Φ10/34+ Φ10/40	Φ10/30
Y	D606-D610	-19,47	4,31	4,28	Φ10/40+ Φ10/34	Φ10/30
Y	D603-D607	-21,16	4,687	4,28	Φ10/34+ Φ10/40	Φ10/30
Y	D607-D611	-22,24	4,92	4,43	Φ10/40+ Φ10/32	Φ10/30
Y	D604-D608	-22,36	4,95	4,62	Φ10/34+ Φ10/34	Φ10/30

4. YATAY YÜKLERE GÖRE HESAP

Yapı 5 bodrum, 1 zemin kat ve 18 normal kattan oluşan 24 katlı betonarme+çerçeve taşıyıcı sisteme sahip olan bir yapıdır. Bodrum katlar yüksekliği 3m, zemin kat ve 1. ve 2. normal kat yüksekliği yüksekliği 4m ve diğer normal katlar ise 3,60m yüksekliğindedir. Zemin kat tabanı ± 0.00 kotunda olup 5 adet bodrum kat toprak kotunun altında kalmaktadır. Bodrum katları çepeçevre betonarme perdelerle çevrilmiş olup üst katlara oranla daha rijittir. Yapının yaklaşık kat alanı 1290 m²'dir. Yapının yatay yük hesabı tamamıyla Deprem Yönetmeliği kurallarına göre yapılmıştır. Yapının yatay yük analizi ile ilgili ilgili tüm yapı ve zemin parametreleri bu yönetmelik ışığı altında değerlendirilmiş ve yönetmeliğin uygun gördüğü değerler kullanılmıştır.

Binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri'dir. Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri tüm binaların ve bina tipi yapıların hesabında kullanılabilir.

Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin uygulanabileceği yapılar aşağıdaki Tablo 4.1 'de gösterilmiştir.

Tablo 4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulanabileceği Binalar

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1, 2	A1 türü burulma düzensizliği olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağlayan binalar	$H_N \leq 25 \text{ m}$
1, 2	A1 türü burulma düzensizliği olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağlayan ve ayrıca B2 türü düzensizliği olmayan binalar	$H_N \leq 60 \text{ m}$
3, 4	Tüm binalar	$H_N \leq 75 \text{ m}$

Bu çalışmada yapı, 1.derece deprem bölgesinde olduğundan ve yapının zemin kattan itibaren toplam kat yüksekliği 69,6 m olduğundan Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmayacaktır. Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde spektrum eğrisi uygulanarak, Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır.

4.1 Mod Birleştirme Yöntemi

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde yapının birinci modu esas alınır ve katlara etkiyen deprem kuvvetlerinin kat kütlesi ve katın temelden yüksekliği ile orantılı kabul edilir. Titreşim periyodunun hesabında ve deprem yükünün dağıtılmasında binanın kütlesi hesaba katıldığı için bu yöntemde yapının birinci serbestlik derecesini esas alan dinamik bir yöntem olarak kabul edilir.

Mod Birleştirme Yöntemi'nde ise toplam deprem kuvvetinin bulunmasında diğer titreşim periyodları ve mod şekilleri hesaba katılır ve bu toplam kuvvetin katlara dağıtılmasında ilgili mod şekilleri esas alınır. Bu yöntem çok serbestlik dereceli sistemlerin davranışını veren ifadelerin her mod şekli için ayrı ayrı değerlendirilmesi olarak da görülebilir.

$$\begin{aligned}
 L_j &= \sum_{n=1}^N m_n \phi_{nj} & M_j &= \sum_{n=1}^N m_n \phi_{nj}^2 & M_j^* &= \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij} \right)^2}{\sum_{n=1}^N m_n \phi_{nj}^2} \\
 V_{bj}(t) &= M_j^* g \frac{A_j(t)}{g} & f_{ij}(t) &= V_{bj}(t) \frac{m_i \phi_{ij}}{\sum_{n=1}^N m_n \phi_{nj}}
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

Burada $V_{bj}(t)$ değeri j. Modda etkiyen taban kesme kuvvetini, $f_{ij}(t)$ bu taban kesme kuvvetinde i. katta etkiyen kuvveti, ϕ_{ij} bu titreşimde i.kattaki yerdeğiştirmeyi ve M_j^* ilgili moddaki etkili modal kütleyi göstermektedir. Bu ifadelerde spektral değerler kullanılır ve bulunan elastik taban kesme kuvvetine R_a deprem yükü azaltma katsayısı uygulanırsa, I bina önem katsayısının da gözönüne alınmasıyla aşağıdaki ifadeler elde edilir:

$$V_{bj} = \max V_{bj}(t) = \frac{M_j^* g}{R_a} \max \left[\frac{A_j(t)}{g} \right] = \frac{M_j^* g}{R_a} \frac{A_j(t)}{g} = \frac{M_j^* g}{R_a} A_0 I S_j(T_j) \tag{4.2}$$

Burada $S_j(T_j)$ yönetmelikte verilen boyutsuz ivme spektrumuna karşılık gelmektedir.

$$S_j(T_j) = S_{pa}(T_j) = A(T_j) g / R_a(T_j) \quad (4.3)$$

Çok katlı çerçeve türünde taşıyıcı sistemlerin çözümünde, özellikle döşemelerin kendi düzlemlerinde rijit diyafram kabul edildiği durumda, kütlelerin bulunduğu noktaların serbestlik derecesini yatay düzlemde iki öteleme ve düşey eksen etrafında dönme olarak ayırmak mümkündür. Bu durumda i. kattaki kat kütlelerinin yatay iki doğrultuda öteleme ataleti ve düşey eksen etrafında dönme ataleti bulunacaktır. Kat kütlelerinin kütlesi m_i ve dönme kütle atalet momenti $m_{\theta i}$ olarak gösterilirse, buna uygun, j.modda i.katın x ve y eksenleri doğrultusundaki ötelemesi ϕ_{xij} ve ϕ_{yij} ve düşey eksen etrafındaki dönmesi $\phi_{\theta ij}$ ile gösterilirse, bu moddaki genelleştirilmiş kütle M_j aşağıdaki ifade ile hesaplanır.

$$M_j = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{xij}^2 + \sum_{i=1}^N m_i \phi_{yij}^2 + \sum_{i=1}^N m_i \phi_{\theta ij}^2 \quad (4.4)$$

olarak verilebilir. Bu durumda etkili modal kütle (M_j^*) de iki eksen doğrultusundaki yerdeğiştirmeler için ayrı ayrı yazılabilir.

$$M_{xj}^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{xij} \right)^2}{M_j} \quad M_{yj}^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{yij} \right)^2}{M_j} \quad (4.5)$$

$$\sum_{j=1}^{3N} (M_{xj} + M_{yj}) = \sum_{i=1}^N m_i$$

Son denklem etkili modal kütlelerin toplamının kat kütlelerinin toplamına eşit olduğunu göstermektedir. Bu ifadelerde kat adeti N olarak kabul edilmiş olup, 3N taşıyıcı sistemin kütle atanan serbestlik derecesine karşı gelmektedir.

Deprem etkilerinin yön değiştirebilen özelliğinden dolayı spektrum eğrilerinin hazırlanmasında ilgili parametrelerin işaretleri gözönüne alınmaz. Ayrıca, her titreşim mod şekli için bulunan değer denklemin belirli bir zamanında oluştuğu için, elde edilen maksimum değerlerin üstüste toplanması uygun bir sonuç olmaz. Bunun yerine binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvetler, yerdeğiştirme ve görelî kat yerdeğiştirmesi gibi her mod için elde edilen r_{jo}

büyükliklerinin birleştirmesi, T_i ve T_j gibi herhangi iki mod periyodunun ($T_i < T_j$) birbirinden $T_i/T_j < 0,80$ koşulunu sağlayacak kadar ayırık olması durumunda, “Karelerin Toplamının Karekökü Kuralı” kullanılarak yapılabilir.

$$r(t)_{\max} = \left[[r_{10}]^2 + [r_{20}]^2 + \dots + [r_{3N0}]^2 \right]^{1/2} \quad (4.6)$$

Mod periyotlarının yeterli ayırık olmaması durumunda yukarıdaki yaklaşım yerine “Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı” uygulanarak modal etkiler birleştirilir.

$$r(t)_{\max} = \left[\sum_{i=1}^{3N} \sum_{j=1}^{3N} \rho_{ij} r_{i0} r_{j0} \right]^{1/2} \quad (4.7)$$

Burada ρ_{ij} Çapraz Korelasyon Katsayısı

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \quad (4.8)$$

$\beta_j = \omega_i / \omega_j$ serbest titreşim frekanslarının oranını ve ξ sönüm oranını göstermekte olup %5 kabul edilebilir.

Doğrusal elastik bir sisteme bütün modların katkısı gözönüne alınarak, matematiksel kesinlikte sonuç elde edilebilir. Ancak orta ve şiddetli bir depremde, taşıyıcı sistemin doğrusal elastik ötesi davranmasının söz konusu olması yanında, taşıyıcı sistemin ve deprem hareketinin parametrelerindeki belirsizlik nedeniyle matematiksel kesinlikte bir çözüme gidilmesine ihtiyaç göstermez. Ayrıca hesap hacminin sınırlı tutulması amacıyla mod sayısının aşırı arttırılmaması istenir.

Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binaların hesabında, sadece bodrum katların üstündeki katlarda etkin olan titreşim modlarının gözönüne alınması ile yetinebilir. Bu durumda Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılacak hesapta, bodrumdaki rijit çevre perdeleri gözönüne alınmaksızın seçilen R katsayısı kullanılacak ve sadece üstteki katların kütleleri gözönüne alınacaktır.

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

Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütlesi, bina toplam kütlelerinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modları gözönüne alınacaktır.

$$\sum_{i=1}^Y M_{xj}^* = \sum_{j=1}^Y \left\{ \left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{xij} \right)^2 / M_j \right\} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i$$

$$\sum_{i=1}^Y M_{yj}^* = \sum_{j=1}^Y \left\{ \left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{yij} \right)^2 / M_j \right\} \geq 0,90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (4.9)$$

Matematiksel bir bakış açısıyla Mod Birleştirme Yöntemi, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'ne göre daha kesin bir hesap yöntemi olarak görülür. Ancak, taşıyıcı sistemin elemanlarının atalet momentlerinde, davranışlarındaki belirsizlikler yanında hesapta depremi temsil eden spektrum eğrisindeki kabuller bu yönteminde önemli bir yaklaşıklık içerdiğini gösterir. Elastik deprem yükünün azaltılması, kesit hesaplarının daha sonra doğrusal olmayan kabullere dayanan taşıma gücü yöntemine göre yapılması da bu yöntemin yaklaşımlar içerdiğine işaret eder. Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin kabullerinin daha az sayıda olması pek çok durumda yöneme olan güveni artırır. Bu nedenle yönetmelik Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen çözümleme sonuçlarının Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmasını öngörmektedir [11].

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile 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, aşağıdaki denklem ile göre büyütülecektir.

$$B_D = (\beta V_t / V_{tB}) B_B \quad (4.10)$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda $\beta=1.00$, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise $\beta=0.90$ alınacaktır.

4.2 Etabs 8.06 Programı ile Modal Analiz

ABYYHY adı altında Deprem Yönetmeliğindeki spektrum eğrisinin programa girişi yapılmıştır. Spektrum eğrisinin oluşturulmasında yapının özelliklerine göre aşağıdaki kabuller yapılmıştır;

Yapılan kabuller:

- Yapı 1.derece deprem bölgesinde olup $A_0=0,40$ alınmıştır.
- Bina önem katsayısı (I) Tablo 4-3'e göre (yapı işyeri ve büro olarak kullanılacaktır.) $I=1,00$ alınmıştır.
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R= 7$ alınmıştır.
- Yapı Z2 sınıfı zemin üzerinde bulunmaktadır. $T_A=0,15sn$ ve $T_B=0,40sn$
- Yapının deprem hesabında etkili olacak ağırlığı Etabs 8.06 programı ile otomatik olarak hesaplanmıştır.

-Yapı elemanlarının toplam ağırlığı= 245651,092 kN

-Yapının sıva+kaplama yükü= $1257,940 \times 24 \times 1,5 = 45285,8$ kN

-Yapının dış cephe kaplaması=5620 KN

- Bodrum,zemin ve 1. ve 2.normal kat $\rightarrow$ (hareketli yük=5 KN/m²)=
= $5 \times 1257,940 \times 8 = 50317,6$ kN

-Diğer normal katlarda $\rightarrow$ (hareketli yük=3,5 kN/m²)= $3,5 \times 1257,940 \times 15 =$
=66040,85 KN

-Çatı katında $\rightarrow$ (hareketli yük=1,5 KN/m²)= $1,5 \times 1257,940 \times 1 = 1886,91$ KN

Toplam Ölü Yük=296556,89 KN

Toplam Hareketli yük=118245,36 KN

Yapının deprem hesabında etkili olacak ağırlığı;

$$\sum W = 296556,89 + 0,3 \times 118245,36 = 332029,5 \text{ KN}$$

Yapının deprem hesabında etkili olacak kütlesi;

$$\sum M = 33846,02 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

- Yapının deprem hesabına esas olan kütesinin hesabında kullanılacak olan hareketli yük katılım katsayısı Etabs 8.06 programı ile otomatik olarak hesaplanmıştır.

Yapıya uygulanacak olacak spektrum eğrisinin değerleri aşağıdaki formülle hesaplanır;

$$S(T)=2,5(T_B/T_k)^{0,8}$$

Spektrum eğrisinin değerleri ve bu değerlerden elde edilen grafik aşağıda gösterilmiştir.

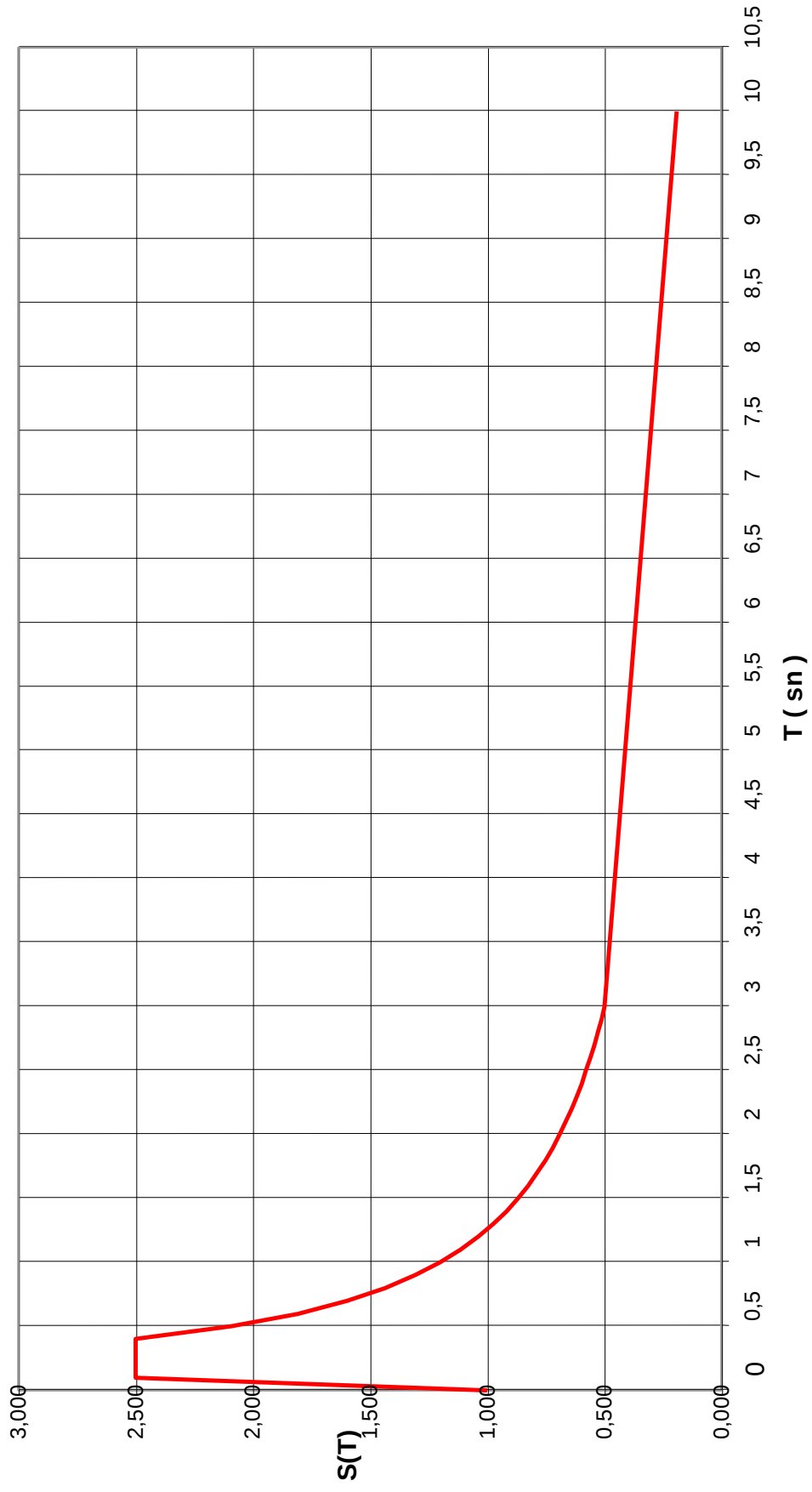
- Her iki doğrultuda S (spektrum ölçek katsayısı) aşağıdaki değer alınmıştır:

$$S = \frac{A_0 \times g}{R} \rightarrow S = \frac{0,40 \times 9,81}{7} = 0,561$$

- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodu kullanılmıştır.
- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodunun uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için % 5 olarak alınacaktır.
- Toplam 60 adet mod gözönüne alınmıştır.

Tablo 4.2 I. derece deprem Bölgesi ve Z2 zemin sınıfı için Spektrum Tablosu

$T_k(\text{sn})$	$T_A(\text{sn})$	$T_B(\text{sn})$	A_o	I_o	$S(T)$
0	0,15	0,4	0,4	1	1,000
0,1	0,15	0,4	0,4	1	2,500
0,2	0,15	0,4	0,4	1	2,500
0,3	0,15	0,4	0,4	1	2,500
0,4	0,15	0,4	0,4	1	2,500
0,5	0,15	0,4	0,4	1	2,091
0,6	0,15	0,4	0,4	1	1,807
0,7	0,15	0,4	0,4	1	1,598
0,8	0,15	0,4	0,4	1	1,436
0,9	0,15	0,4	0,4	1	1,307
1	0,15	0,4	0,4	1	1,201
1,1	0,15	0,4	0,4	1	1,113
1,2	0,15	0,4	0,4	1	1,038
1,3	0,15	0,4	0,4	1	0,974
1,4	0,15	0,4	0,4	1	0,918
1,5	0,15	0,4	0,4	1	0,868
1,6	0,15	0,4	0,4	1	0,825
1,7	0,15	0,4	0,4	1	0,786
1,8	0,15	0,4	0,4	1	0,751
1,9	0,15	0,4	0,4	1	0,719
2	0,15	0,4	0,4	1	0,690
2,1	0,15	0,4	0,4	1	0,663
2,2	0,15	0,4	0,4	1	0,639
2,3	0,15	0,4	0,4	1	0,617
2,4	0,15	0,4	0,4	1	0,596
2,5	0,15	0,4	0,4	1	0,577
2,6	0,15	0,4	0,4	1	0,559
2,7	0,15	0,4	0,4	1	0,543
2,8	0,15	0,4	0,4	1	0,527
2,9	0,15	0,4	0,4	1	0,512
3	0,15	0,4	0,4	1	0,499
10	0,15	0,4	0,4	1	0,190



Şekil 4.1 Spektrum Değerlerine Ait Grafik

4.2.1 Modal Analiz Sonuçları

Yapılan spektrum analizi sonucunda yapının 1. ve 2. periyodu şunlardır;

$T_1 = 1,9684$ sn $\rightarrow$ y doğrultusu

$T_2 = 1,892$ sn $\rightarrow$ x doğrultusu

$\frac{T_2}{T_1} = \frac{1,892}{1,968} = 0,96 > 0,8 \rightarrow$ CQC Tam Karesel Birleştirme Metodunun

kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Tablo 4.3 X Doğrultusu Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	1	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	2	U1	8344,05	0	0	0	397123,6	-117234
SPECX	3	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	4	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	5	U1	4299,61	0	0	0	2860,543	-60409,5
SPECX	6	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	7	U1	2776,79	0	0	-0,003	17809,88	-39013,9
SPECX	8	U1	0	0	0	-0,001	0	0,005
SPECX	9	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	10	U1	2452,41	0	0	-0,013	-304,43	-34456,4
SPECX	11	U1	0	-0,01	0	-0,012	0	-0,13
SPECX	12	U1	0	0	0	0	0	-0,001
SPECX	13	U1	0	0	0	-0,008	0	-0,045
SPECX	14	U1	3240,66	0	0	-0,014	-5749,5	-45531,2
SPECX	15	U1	0	0	0	0	0	0,001
SPECX	16	U1	0	0	0	-0,003	0	-0,009
SPECX	17	U1	3087,18	0	0	0,016	-15186,6	-43374,9
SPECX	18	U1	0	0	0	0	0	-0,001
SPECX	19	U1	0	0	0	-0,001	0	-0,003
SPECX	20	U1	1237,32	0	0	-0,086	-8827,24	-17384,4
SPECX	21	U1	0	0	0	0,003	0	0,005
SPECX	22	U1	0	0	0	-0,012	0	-0,024
SPECX	23	U1	425,79	-0,01	0	-0,134	-4402,94	-5982,53
SPECX	24	U1	0	0	0	0,03	0	0,052
SPECX	25	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	26	U1	189,53	0	0	-0,014	-2356,94	-2662,84
SPECX	27	U1	0	-0,01	0	-0,079	0	-0,12
SPECX	28	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	29	U1	116,27	0	0	0,042	-1721,87	-1633,53
SPECX	30	U1	0	0	0	0,073	0	0,108

Tablo 4.3 X Doğrultusu Davranış Spektrumu Taban Tesirleri

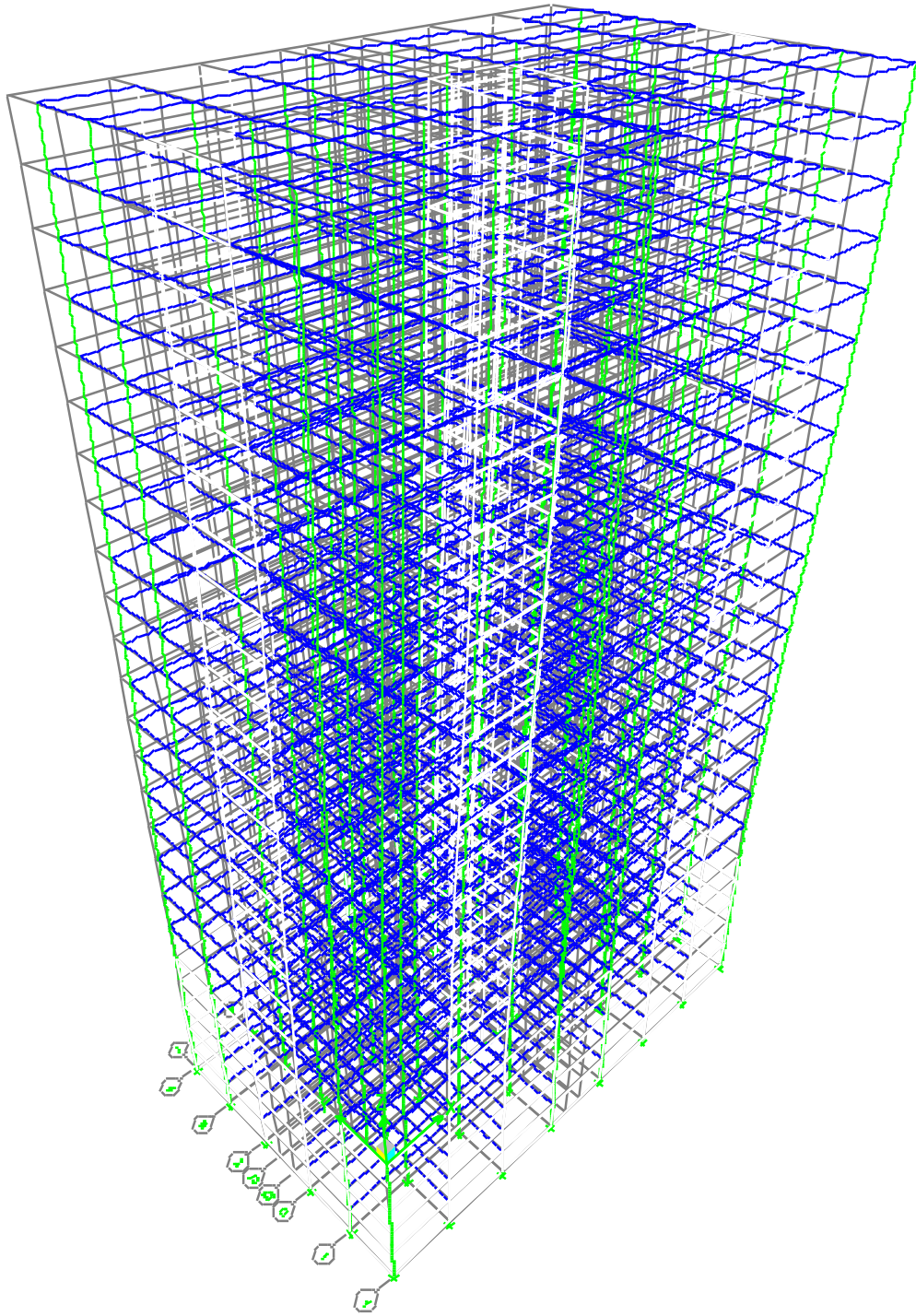
Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	31	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	32	U1	99,87	-0,01	0	-0,088	-1572,56	-1403,31
SPECX	33	U1	0	0,01	0	0,125	0	0,18
SPECX	34	U1	0	0	0	0,045	0	0,065
SPECX	35	U1	122,22	0	0	-0,035	-2027,02	-1717,32
SPECX	36	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	37	U1	0	0	0	-0,042	0	-0,061
SPECX	38	U1	161,56	0,01	0	0,203	-2670,95	-2269,6
SPECX	39	U1	0	0	0	0,003	0	0,004
SPECX	40	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	41	U1	132,13	-0,01	0	-0,097	-2166,92	-1856,61
SPECX	42	U1	0	0	0	0,052	0	0,08
SPECX	43	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	44	U1	0	0	0	0,049	0	0,08
SPECX	45	U1	62,83	0,02	0	0,258	-995,363	-882,261
SPECX	46	U1	0	0	0	-0,034	0	-0,056
SPECX	47	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	48	U1	27,82	0	0	0,057	-427,309	-390,815
SPECX	49	U1	0	0	0	0,028	0	0,047
SPECX	50	U1	0	0	0	-0,033	0	-0,056
SPECX	51	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	52	U1	13,84	0	0	-0,014	-201,618	-194,503
SPECX	53	U1	0	0	0	0,014	0	0,024
SPECX	54	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	55	U1	8,25	0	0	-0,018	-117,081	-115,944
SPECX	56	U1	0	-0,03	0	-0,378	0	-0,655
SPECX	57	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	58	U1	4,99	0	0	0,019	-67,96	-70,072
SPECX	59	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	60	U1	3,09	0	0	0,018	-41,862	-43,419
SPECX	All	All	11486,35	0,04	0	0,518	398220,6	161383,3

Tablo 4.4 Y Doğrultusu Davranış Spektrumu Taban Tesirleri

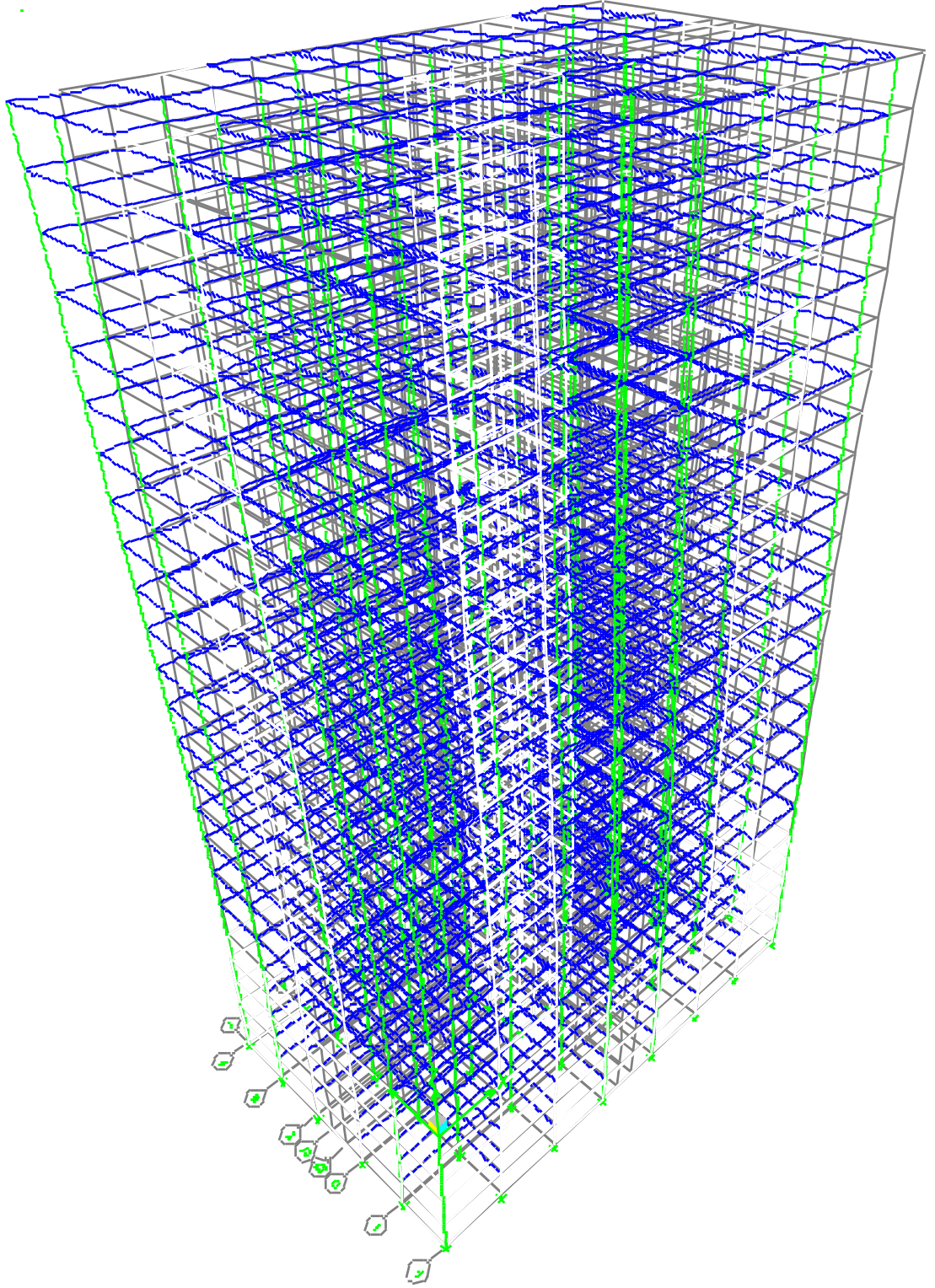
Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	1	U2	0	7858,61	0	-372227	0	180234,7
SPECY	2	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	3	U2	0	0,62	0	-29,713	0	14,154
SPECY	4	U2	0	4644,72	0	-4198,06	0	106523
SPECY	5	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	6	U2	0	3,24	0	-8,603	0	74,24
SPECY	7	U2	0	0	0	0	-0,001	0,003
SPECY	8	U2	0	3383,83	0	-12896,1	-0,002	77613
SPECY	9	U2	0	6,37	0	-15,104	0	145,992
SPECY	10	U2	0	0	0	0	0	0,015
SPECY	11	U2	-0,01	3171,62	0	6640,984	0,05	72741,32
SPECY	12	U2	0	5,6	0	16,173	0,001	128,409
SPECY	13	U2	0	3372,53	0	13756,78	0,033	77359,01
SPECY	14	U2	0	0	0	0	0,001	0,012
SPECY	15	U2	0	9,46	0	61,396	0	217,062
SPECY	16	U2	0	1860,39	0	13245,38	0,005	42671,67
SPECY	17	U2	0	0	0	0	-0,002	-0,005
SPECY	18	U2	0	53,52	0	489,877	0	1227,883
SPECY	19	U2	0	584,61	0	5400,209	0,003	13411,7
SPECY	20	U2	0	0	0	0	0,027	0,052
SPECY	21	U2	0	7,03	0	83,285	-0,003	161,279
SPECY	22	U2	0	266,23	0	3206,11	0,032	6106,655
SPECY	23	U2	-0,01	0	0	0	0,072	0,097
SPECY	24	U2	0	153,94	0	2071,115	-0,032	3531,835
SPECY	25	U2	0	0,15	0	2,027	0	3,374
SPECY	26	U2	0	0	0	0	-0,01	-0,012
SPECY	27	U2	-0,01	118,22	0	1786,965	0,087	2711,572
SPECY	28	U2	0	0	0	0,001	0	0,002
SPECY	29	U2	0	0	0	0	-0,047	-0,045
SPECY	30	U2	0	124,8	0	1936,454	-0,069	2863,211

Tablo 4.4 Y Doğrultusu Davranış Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	31	U2	0	0,01	0	0,117	0	0,171
SPECY	32	U2	-0,01	0	0	0	0,094	0,084
SPECY	33	U2	0,01	165,43	0	2641,275	-0,07	3794,456
SPECY	34	U2	0	155,91	0	2459,545	-0,028	3576,446
SPECY	35	U2	0	0	0	0	0,044	0,037
SPECY	36	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	37	U2	0	84,52	0	1321,906	0,032	1938,459
SPECY	38	U2	0,01	0	0	0	-0,246	-0,209
SPECY	39	U2	0	41,29	0	622,609	-0,004	947,257
SPECY	40	U2	0	0	0	0,013	0	0,02
SPECY	41	U2	-0,01	0	0	0	0,113	0,097
SPECY	42	U2	0	21,94	0	324,234	-0,057	503,095
SPECY	43	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	44	U2	0	11,62	0	164,126	-0,055	266,456
SPECY	45	U2	0,02	0	0	0	-0,315	-0,279
SPECY	46	U2	0	6,9	0	96,465	0,039	158,267
SPECY	47	U2	0	0	0	0,001	0	0,001
SPECY	48	U2	0	0	0	0	-0,062	-0,057
SPECY	49	U2	0	3,96	0	53,406	-0,034	90,801
SPECY	50	U2	0	2,8	0	37,896	0,038	64,327
SPECY	51	U2	0	0	0	0,002	0	0,002
SPECY	52	U2	0	0	0	0	0,017	0,016
SPECY	53	U2	0	3,85	0	51,087	-0,018	88,372
SPECY	54	U2	0	0	0	0,003	0	0,005
SPECY	55	U2	0	0	0	0	0,018	0,018
SPECY	56	U2	-0,03	137,74	0	1823,406	0,453	3159,633
SPECY	57	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	58	U2	0	0	0	0	-0,018	-0,018
SPECY	59	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	60	U2	0	0	0	0	-0,016	-0,017
SPECY	All	All	0,04	11290,2	0	373356,4	0,585	258943,9



Şekil 4.2 Yapının 1. Modu ($T_1=1,968\text{sn}$)



Şekil 4.3 Yapının 2. Modu ($T_2=1,892\text{sn}$)

Yapılan Modal Analize göre modlara ait kütle katılım oranları Tablo 4.5’de gösterilmiştir.

Tablo 4.5 Modlara ait Kütle Katılım Oranları

Mode	Periyot	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	1,968423	0	58,1469	0	58,1469
2	1,892126	57,5565	0	57,5565	58,1469
3	1,587423	0	0,0038	57,5565	58,1506
4	0,575977	0	12,2696	57,5565	70,4202
5	0,552816	10,973	0	68,5295	70,4202
6	0,484807	0	0,0074	68,5295	70,4276
7	0,27319	5,5021	0	74,0316	70,4276
8	0,272142	0	6,7049	74,0316	77,1325
9	0,238418	0	0,0126	74,0316	77,1452
10	0,1656	4,8593	0	78,891	77,1452
11	0,165009	0	6,2844	78,891	83,4296
12	0,141781	0	0,0111	78,891	83,4407
13	0,118066	0	6,6825	78,891	90,1232
14	0,1148	6,4212	0	85,3122	90,1232
15	0,096138	0	0,0192	85,3122	90,1424
16	0,09153	0	3,8837	85,3122	94,026
17	0,088499	6,5705	0	91,8827	94,026
18	0,073005	0	0,1266	91,8827	94,1526
19	0,072498	0	1,3873	91,8827	95,5399
20	0,070557	2,9777	0	94,8604	95,5399
21	0,059467	0	0,0184	94,8604	95,5583
22	0,059017	0	0,6995	94,8604	96,2579
23	0,056643	1,1403	0	96,0008	96,2579
24	0,049496	0	0,4376	96,0008	96,6955
25	0,048748	0	0,0004	96,0008	96,6959
26	0,046565	0,5528	0	96,5535	96,6959
27	0,042581	0	0,3574	96,5535	97,0533
28	0,040467	0	0	96,5535	97,0533
29	0,039263	0,3625	0	96,916	97,0533
30	0,037476	0	0,3958	96,916	97,449

Tablo 4.5 Modlara ait Kütle Katılım Oranları

Mode	Periyot	UX	UY	ΣUX	ΣUY
31	0,034346	0	0	96,916	97,449
32	0,033898	0,328	0	97,244	97,449
33	0,033792	0	0,5438	97,244	97,9929
34	0,031091	0	0,5267	97,244	98,5196
35	0,029979	0,4176	0	97,6616	98,5196
36	0,029821	0	0	97,6616	98,5196
37	0,02878	0	0,2924	97,6616	98,812
38	0,027169	0,5686	0	98,2302	98,812
39	0,026721	0	0,146	98,2302	98,958
40	0,026453	0	0	98,2302	98,958
41	0,025062	0,4757	0	98,7059	98,958
42	0,024994	0	0,0791	98,7059	99,0371
43	0,023911	0	0	98,7059	99,0371
44	0,02356	0	0,0425	98,7059	99,0796
45	0,023206	0,2309	0	98,9368	99,0796
46	0,022418	0	0,0256	98,9368	99,1052
47	0,021974	0	0	98,9368	99,1052
48	0,021565	0,1041	0	99,0409	99,1052
49	0,021501	0	0,0148	99,0409	99,12
50	0,02081	0	0,0106	99,0409	99,1306
51	0,020533	0	0	99,0409	99,1306
52	0,020192	0,0526	0	99,0935	99,1306
53	0,020168	0	0,0147	99,0935	99,1452
54	0,019496	0	0	99,0935	99,1452
55	0,019111	0,0318	0	99,1253	99,1452
56	0,019058	0	0,5306	99,1253	99,6759
57	0,018618	0	0	99,1253	99,6759
58	0,018271	0,0194	0	99,1447	99,6759
59	0,017823	0	0	99,1447	99,6759
60	0,017672	0,0121	0	99,1568	99,6759

Görüldüğü gibi, 60 mod için toplam etkin kütle oranı %99 olmaktadır. Deprem yönetmeliğinde belirlenen koşulların sağlanabilmesi için yatay yük analizinde 17 mod’unda yeterli olacağı görülmektedir.

4.2.2 Modal Analiz Yöntemi'nin Eşdeğer Deprem Yüğü ile Karşılaştırılması

- Y doğrultusunda kontrol

Yapının modal analizi sonucu elde edilen periyod $\rightarrow T_1 = 1,968$ sn

Yapının modal analizi sonucu elde edilen toplam deprem yükü $\rightarrow V_{t1} = 11290,2$ kN

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapının periyodunu ve yapıya etkiyen toplam deprem yükü bulunursa;

$$T_1 = T_{1A} = C_t H_N^{3/4}$$

$C_t = 0,05 \rightarrow$ çerçeve-perde taşıyıcı sistem için

$H_N = 69,6$ (rijit bodrum katları hariç $\rightarrow 84,6 - 15 = 69,6$ m)

$$T_1 = T_{1A} = C_t H_N^{3/4} = 0,05 \times 69,6^{3/4} = 1,21 \text{ sn}$$

$T_{1A} > 1,0$ sn olması durumunda T_1 'in deprem hesabında alınacak en büyük değeri,

T_{1A} 'nın 1,30 katından daha fazla olmayacak kuralı uygulanırsa;

$$T_1 = 1,30 \times 1,21 = 1,57 \text{ sn}$$

Yapının y yönünde, deprem hesabında kullanılacak periyod değeri: $T_1 = 1,57$ sn'dir.

$$V_t = W \times A(T_i) / R_a(T_i) \geq 0,10 \times A_0 \times I \times W$$

$$A(T_i) = A_0 \times I \times S(T_i)$$

Bu formüllerde;

$V_t \rightarrow$ Taban Kesme Kuvveti

$W \rightarrow$ Yapının toplam ağırlığı

$A(T_i) \rightarrow$ Spektral ivme katsayısı

$A_0 \rightarrow$ Etkin yer ivmesi katsayısı

$S(T_i) \rightarrow$ i'inci moda ait spektrum katsayısı

$I \rightarrow$ Bina önem katsayısı

$R_a(T_i) \rightarrow$ Deprem yükü azaltma katsayısı

$$S(T_1) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,40/1,57)^{0,8} = 0,84$$

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1) = 0,40 \times 1 \times 0,84 = 0,335$$

$$\alpha_m = 0,89$$

$$R_a(T_1) = 10 - 4\alpha_m = 10 - 4 \times 0,89 = 10 - 3,52 = 6,44$$

$$V_t = W \times A(T_1)/R_a(T_1) \geq 0,10 \times A_0 \times I \times W = 332030 \times 0,335/6,44 = 17059 \text{ kN} > 13281 \text{ kN}$$

Yapıda A1,B2 ve B3 tipi düzensizlik bulunmadığından $\beta=0,90$ alınacaktır.

$$\beta V_t = 0,90 \times 17059 = 15353,1 \text{ kN} \Rightarrow 15353,1/11290 = 1,36$$

Modal analiz ile bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri 1,36 kat büyültülecektir.

- X doğrultusunda kontrol

Yapının modal analizi sonucu elde edilen periyod $\rightarrow T_2 = 1,892 \text{ sn}$

Yapının modal analizi sonucu elde edilen toplam deprem yükü $\rightarrow V_{t2} = 11486,35 \text{ kN}$

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapının periyodunu ve yapıya etkiyen toplam deprem yükü bulunursa;

$$T_2 = T_{2A} = C_t H_N^{3/4}$$

$C_t = 0,05 \rightarrow$ çerçeve-perde taşıyıcı sistem için

$H_N = 69,6$ (rijit bodrum katları hariç $\rightarrow 84,6 - 15 = 69,6 \text{ m}$)

$$T_2 = T_{2A} = C_t H_N^{3/4} = 0,05 \times 69,6^{3/4} = 1,21 \text{ sn}$$

$T_{2A} > 1,0 \text{ sn}$ olması durumunda T_2 'in deprem hesabında alınacak en büyük değeri, T_{2A} 'nın 1,30 katından daha fazla olmayacak kuralı uygulanırsa;

$$T_2 = 1,30 \times 1,21 = 1,57 \text{ sn}$$

Yapının x yönünde, deprem hesabında kullanılacak periyod değeri: $T_2 = 1,57 \text{ sn}$ 'dir

$$S(T_2) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,40/1,57)^{0,8} = 0,84$$

$$A(T_2) = A_0 \times I \times S(T_2) = 0,40 \times 1 \times 0,84 = 0,335$$

$$\alpha_m = 0,91$$

$$R_a(T_2) = 10 - 4\alpha_m = 10 - 4 \times 0,91 = 10 - 3,64 = 6,36$$

$$V_t = W \times A(T_2)/R_a(T_2) \geq 0,10 \times A_0 \times I \times W = 332030 \times 0,335/6,36 = 17489 \text{ kN} > 13281 \text{ kN}$$

Yapıda A1,B2 ve B3 tipi düzensizlik bulunmadığından $\beta=0,90$ alınacaktır.

$$\beta V_t = 0,90 \times 17489 = 15740 \text{ kN} \Rightarrow 15740/11486,35 = 1,37$$

Modal analiz ile bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri 1,37 kat büyültülecektir.

Bu büyütme katsayıları gözönüne alınarak düzeltilmiş Modal Analiz sonuçları aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir.

4.2.3 Arttırılmış Modal Analiz Sonuçları

Yapının x ve y doğrultularındaki Deprem Yönetmeliği'ne göre arttırılmış tepki spektrumu taban tesirleri Tablo 4.6 ve 4.7 de 60 mod içinde gösterilmiştir.

Tablo 4.6 X Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	1	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	2	U1	11595,5	0	0	0	550356,2	-162917
SPECX	3	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	4	U1	5783,31	0	0	0	167,304	-81255,5
SPECX	5	U1	0	0	0	0	0	-0,001
SPECX	6	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	7	U1	3725,01	0	0	-0,004	24108,47	-52336,3
SPECX	8	U1	0	0	0	-0,001	0	0,009
SPECX	9	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	10	U1	3306,6	0	0	-0,018	-892,476	-46457,7
SPECX	11	U1	0	-0,01	0	-0,022	0	-0,203
SPECX	12	U1	0	0	0	0	0	-0,002
SPECX	13	U1	0	0	0	-0,013	0	-0,07
SPECX	14	U1	4376,87	0	0	-0,018	-7832,56	-61495,1
SPECX	15	U1	0	0	0	0	0	0,001
SPECX	16	U1	0	0	0	-0,004	0	-0,013
SPECX	17	U1	4136,36	0	0	0,019	-20563,6	-58115,9
SPECX	18	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	19	U1	0	0	0	-0,002	0	-0,005
SPECX	20	U1	1652,89	0	0	-0,106	-11808,4	-23223,2
SPECX	21	U1	0	0	0	0,001	0	0,002
SPECX	22	U1	0	0	0	-0,021	0	-0,04
SPECX	23	U1	570,41	-0,01	0	-0,176	-5922,92	-8014,5
SPECX	24	U1	0	0	0	0,038	0	0,066
SPECX	25	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	26	U1	254,6	0	0	-0,016	-3165,41	-3577,1
SPECX	27	U1	0	-0,01	0	-0,13	0	-0,196
SPECX	28	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	29	U1	156,53	0	0	0,056	-2322,4	-2199,21
SPECX	30	U1	0	0,01	0	0,123	0	0,182

Tablo 4.6 X Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	31	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	32	U1	134,71	-0,01	0	-0,11	-2120,03	-1892,8
SPECX	33	U1	0	0,01	0	0,164	0	0,235
SPECX	34	U1	0	0	0	0,05	0	0,072
SPECX	35	U1	165,03	0	0	-0,057	-2738,57	-2318,8
SPECX	36	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	37	U1	0	0	0	-0,064	0	-0,093
SPECX	38	U1	218,02	0,02	0	0,288	-3603,3	-3062,68
SPECX	39	U1	0	0	0	0,001	0	0,001
SPECX	40	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	41	U1	177,9	-0,02	0	-0,233	-2918,24	-2499,85
SPECX	42	U1	0	0	0	0,058	0	0,09
SPECX	43	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	44	U1	0	0,01	0	0,124	0	0,201
SPECX	45	U1	84,55	0,03	0	0,398	-1339,03	-1187,26
SPECX	46	U1	0	0	0	-0,044	0	-0,072
SPECX	47	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	48	U1	37,46	0,01	0	0,127	-575,619	-526,121
SPECX	49	U1	0	0	0	0,057	0	0,097
SPECX	50	U1	0	-0,01	0	-0,07	0	-0,119
SPECX	51	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	52	U1	18,63	0	0	-0,007	-271,181	-261,712
SPECX	53	U1	0	0	0	0,035	0	0,061
SPECX	54	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	55	U1	11,1	0	0	-0,007	-157,686	-156,029
SPECX	56	U1	0	-0,04	0	-0,562	0	-0,973
SPECX	57	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	58	U1	6,7	0	0	0	-91,285	-94,2
SPECX	59	U1	0	0	0	0	0	0
SPECX	60	U1	4,15	0	0	0,004	-56,201	-58,294
SPECX	All	All	15726,4	0,06	0	0,765	551770,9	220955,5

Tablo 4.7 Y Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	1	U2	0	11081,3	0	-521353	0	254146,9
SPECY	2	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	3	U2	0	1,31	0	-62,239	0	30,069
SPECY	4	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	5	U2	0	6190,51	0	2465,605	0	141974,5
SPECY	6	U2	0	5,87	0	-7,825	0	134,614
SPECY	7	U2	0	0	0	0	-0,002	0,004
SPECY	8	U2	0	4314,63	0	-15899,4	-0,003	98962,36
SPECY	9	U2	0	10,03	0	-23,935	0	230,097
SPECY	10	U2	0	0	0	0	0	0,019
SPECY	11	U2	-0,01	4103,34	0	10102,91	0,076	94110,48
SPECY	12	U2	0	7,48	0	22,996	0,001	171,495
SPECY	13	U2	0	4311,52	0	18073,37	0,051	98897,78
SPECY	14	U2	0	0	0	0	0,002	0,016
SPECY	15	U2	0	9,62	0	63,141	0	220,669
SPECY	16	U2	0	2320,38	0	16958,36	0,007	53222,38
SPECY	17	U2	0	0	0	0	-0,001	-0,003
SPECY	18	U2	0	17,83	0	162,803	0	409,071
SPECY	19	U2	0	781,43	0	7257,393	0,004	17927,01
SPECY	20	U2	0	0	0	0	0,03	0,059
SPECY	21	U2	0	3,16	0	37,347	-0,001	72,525
SPECY	22	U2	0	343,64	0	4181,807	0,047	7882,171
SPECY	23	U2	-0,01	0	0	0	0,087	0,118
SPECY	24	U2	0	196,58	0	2646,074	-0,039	4510,329
SPECY	25	U2	0	0,59	0	8,037	0	13,523
SPECY	26	U2	0	0	0	0	-0,022	-0,025
SPECY	27	U2	-0,01	152,55	0	2315,992	0,136	3499,146
SPECY	28	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	29	U2	0	0	0	0	-0,062	-0,059
SPECY	30	U2	0,01	162,41	0	2517,186	-0,114	3726,051

Tablo 4.7 Y Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	31	U2	0	0,01	0	0,106	0	0,154
SPECY	32	U2	-0,01	0	0	0	0,11	0,099
SPECY	33	U2	0,01	214,46	0	3427,802	-0,09	4918,941
SPECY	34	U2	0	200,47	0	3160,073	-0,029	4598,798
SPECY	35	U2	0	0	0	0	0,07	0,059
SPECY	36	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	37	U2	0	107,88	0	1688,558	0,048	2474,276
SPECY	38	U2	0,02	0	0	0	-0,334	-0,284
SPECY	39	U2	0	52,73	0	794,196	-0,001	1209,687
SPECY	40	U2	0	0	0	0,028	0	0,043
SPECY	41	U2	-0,02	0	0	0	0,267	0,229
SPECY	42	U2	0	27,97	0	414,071	-0,062	641,454
SPECY	43	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	44	U2	0,01	14,65	0	206,811	-0,123	336,005
SPECY	45	U2	0,03	0	0	0	-0,466	-0,413
SPECY	46	U2	0	8,75	0	122,713	0,05	200,767
SPECY	47	U2	0	0	0	0,001	0	0,002
SPECY	48	U2	0,01	0	0	0	-0,143	-0,131
SPECY	49	U2	0	4,94	0	66,591	-0,064	113,243
SPECY	50	U2	0	3,45	0	46,779	0,078	79,207
SPECY	51	U2	0	0	0	0,002	0	0,003
SPECY	52	U2	0	0	0	0	0,012	0,011
SPECY	53	U2	0	4,66	0	61,727	-0,042	106,769
SPECY	54	U2	0	0	0	0,004	0	0,006
SPECY	55	U2	0	0	0	0	0,009	0,009
SPECY	56	U2	-0,04	179,52	0	2377,611	0,642	4118,104
SPECY	57	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	58	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	59	U2	0	0	0	0	0	0
SPECY	60	U2	0	0	0	0	-0,003	-0,003
SPECY	All	All	0,05	15291	0	522661,6	0,828	350702,5

Yapılan Modal Analiz sonucunda x ve y doğrultularında oluşan kat kesme kuvvetleri Tablo 4.8’de verilmiştir.

Tablo 4.8 X veY doğrultusu kat Kesme Kuvvetleri

Kat	F _x (KN)	V _x (KN)	F _y (KN)	V _y (KN)
KAT24	2262,69	2262,69	2177,17	2177,17
KAT23	1693,29	3955,98	1752,26	3929,43
KAT22	1070,23	5026,21	1100,66	5030,09
KAT21	882,49	5908,7	787,8	5817,89
KAT20	812,41	6721,11	697,29	6515,18
KAT19	675,4	7396,51	633,99	7149,17
KAT18	546,77	7943,28	534,48	7683,65
KAT17	504,99	8448,27	456,48	8140,13
KAT16	503,39	8951,66	432,81	8572,94
KAT15	487,88	9439,54	438,23	9011,17
KAT14	463,67	9903,21	437,06	9448,23
KAT13	458,42	10361,63	432,09	9880,32
KAT12	470,53	10832,16	437,79	10318,11
KAT11	484,04	11316,2	455,77	10773,88
KAT10	487,65	11803,85	473,9	11247,78
KAT9	481,54	12285,39	486,99	11734,77
KAT8	480,57	12765,96	507	12241,77
KAT7	469,19	13235,15	511,34	12753,11
KAT6	432,01	13667,16	471,85	13224,96
BODRUM5	412,87	14080,03	439,8	13664,76
BODRUM4	528,17	14608,2	533,77	14198,53
BODRUM3	506,44	15114,64	501,34	14699,87
BODRUM2	401,01	15515,65	388,38	15088,25
BODRUM1	210,72	15726,37	202,77	15291,02

4.2.4 Göreli Kat Ötelemelerinin ve İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Spektrum eğrisi kullanılarak yapılan modal analizinde elde edilen d öteleme değerleri kullanılarak Δ_i göreli kat ötelemeleri hesaplanmış ve bu değerlerin Deprem Yönetmeliği'nde verilen ve aşağıda belirtilen koşulları sağladığı görülmüştür.

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R$$

Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda ikinci mertebe gösterge değerleri θ_i ,

$$\theta_i = (\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=1}^N w_{jj} / V_i h_i \leq 0.12$$

formülü ile hesaplanmış ve bu değerlerin Deprem Yönetmeliği'nde verilen $\theta_i \leq 0.12$ koşulunu sağladığı görülmüştür.

Yapının x ve y doğrultusunda, kat ötelemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolleri Tablo 4.9-Tablo 4.12'de gösterilmiştir.

Tablo 4.9 X yönü Yerdeğiştirme ve Kat Ötelemeleri

Kat	UX(m)	Hi(m)	$\Delta_i(m)$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i < 0,0035$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i < 0,02/R$
Kat24	0,0701	3,6	0,0025	0,000694	Tamam	Tamam
Kat23	0,0676	3,6	0,0027	0,000750	Tamam	Tamam
Kat22	0,0649	3,6	0,0029	0,000806	Tamam	Tamam
Kat21	0,062	3,6	0,0031	0,000861	Tamam	Tamam
Kat20	0,0589	3,6	0,0033	0,000917	Tamam	Tamam
Kat19	0,0556	3,6	0,0036	0,001000	Tamam	Tamam
Kat18	0,052	3,6	0,0037	0,001028	Tamam	Tamam
Kat17	0,0483	3,6	0,004	0,001111	Tamam	Tamam
Kat16	0,0443	3,6	0,0042	0,001167	Tamam	Tamam
Kat15	0,0401	3,6	0,0043	0,001194	Tamam	Tamam
Kat14	0,0358	3,6	0,0044	0,001222	Tamam	Tamam
Kat13	0,0314	3,6	0,0046	0,001278	Tamam	Tamam
Kat12	0,0268	3,6	0,0045	0,001250	Tamam	Tamam
Kat11	0,0223	3,6	0,0044	0,001222	Tamam	Tamam
Kat10	0,0179	3,6	0,0043	0,001194	Tamam	Tamam
Kat9	0,0136	3,6	0,004	0,001111	Tamam	Tamam
Kat8	0,0096	4	0,0039	0,000975	Tamam	Tamam
Kat7	0,0057	4	0,003	0,000750	Tamam	Tamam
Kat6	0,0027	4	0,0018	0,000450	Tamam	Tamam
BODRUM5	0,0009	3	0,0002	0,000067	Tamam	Tamam
BODRUM4	0,0007	3	0,0002	0,000067	Tamam	Tamam
BODRUM3	0,0005	3	0,0002	0,000067	Tamam	Tamam
BODRUM2	0,0003	3	0,0003	0,000100	Tamam	Tamam
BODRUM1	0	3	0	0,000000	Tamam	Tamam

Tablo 4.10 X yönü İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Kat	$\Delta_i(m)$	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$V_i(KN)$	V_{ixhi}	Θ_i	$\Theta_i < 0,12$
Kat24	0,0025	11832,3	3,6	2262,69	8145,684	0,101	tamam
Kat23	0,0027	12884,99	3,6	3955,98	14241,53	0,0629	tamam
Kat22	0,0029	12884,99	3,6	5026,21	18094,36	0,0532	tamam
Kat21	0,0031	12884,99	3,6	5908,7	21271,32	0,0484	tamam
Kat20	0,0033	13125,55	3,6	6721,11	24196	0,0453	tamam
Kat19	0,0036	13125,55	3,6	7396,51	26627,44	0,0449	tamam
Kat18	0,0037	13125,55	3,6	7943,28	28595,81	0,0430	tamam
Kat17	0,004	13125,55	3,6	8448,27	30413,77	0,0437	tamam
Kat16	0,0042	13340,03	3,6	8951,66	32225,98	0,0433	tamam
Kat15	0,0043	13340,03	3,6	9439,54	33982,34	0,0420	tamam
Kat14	0,0044	13340,03	3,6	9903,21	35651,56	0,0410	tamam
Kat13	0,0046	13340,03	3,6	10361,63	37301,87	0,0409	tamam
Kat12	0,0045	13529,78	3,6	10832,16	38995,78	0,0383	tamam
Kat11	0,0044	13529,78	3,6	11316,2	40738,32	0,0359	tamam
Kat10	0,0043	13529,78	3,6	11803,85	42493,86	0,0336	tamam
Kat9	0,004	13529,78	3,6	12285,39	44227,4	0,0300	tamam
Kat8	0,0039	15104,62	4	12765,96	51063,84	0,0254	tamam
Kat7	0,003	15104,62	4	13235,15	52940,6	0,0188	tamam
Kat6	0,0018	15104,62	4	13667,16	54668,64	0,0109	tamam
BODRUM5	0,0002	15581,812	3	14080,03	42240,09	0,0016	tamam
BODRUM4	0,0002	15286,052	3	14608,2	43824,6	0,0015	tamam
BODRUM3	0,0002	15286,052	3	15114,64	45343,92	0,0015	tamam
BODRUM2	0,0003	15286,052	3	15515,65	46546,95	0,0021	tamam
BODRUM1	0	15286,052	3	15726,37	47179,11	0,0000	tamam

$$\sum w_i = 332029 \text{KN}$$

Tablo 4.11 Y yönü Yerdeğiştirme ve Kat Ötelemeleri

Kat	UY(m)	Hi(m)	$\Delta_i(m)$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i < 0,0035$	$(\Delta_i)_{\max}/h_i < 0,02/R$
Kat24	0,076	3,6	0,0031	0,0009	Tamam	Tamam
Kat23	0,0729	3,6	0,0032	0,0009	Tamam	Tamam
Kat22	0,0697	3,6	0,0034	0,0009	Tamam	Tamam
Kat21	0,0663	3,6	0,0036	0,0010	Tamam	Tamam
Kat20	0,0627	3,6	0,0037	0,0010	Tamam	Tamam
Kat19	0,059	3,6	0,004	0,0011	Tamam	Tamam
Kat18	0,055	3,6	0,0041	0,0011	Tamam	Tamam
Kat17	0,0509	3,6	0,0042	0,0012	Tamam	Tamam
Kat16	0,0467	3,6	0,0044	0,0012	Tamam	Tamam
Kat15	0,0423	3,6	0,0045	0,0013	Tamam	Tamam
Kat14	0,0378	3,6	0,0046	0,0013	Tamam	Tamam
Kat13	0,0332	3,6	0,0046	0,0013	Tamam	Tamam
Kat12	0,0286	3,6	0,0046	0,0013	Tamam	Tamam
Kat11	0,024	3,6	0,0045	0,0013	Tamam	Tamam
Kat10	0,0195	3,6	0,0043	0,0012	Tamam	Tamam
Kat9	0,0152	3,6	0,0041	0,0011	Tamam	Tamam
Kat8	0,0111	4	0,004	0,0010	Tamam	Tamam
Kat7	0,0071	4	0,0033	0,0008	Tamam	Tamam
Kat6	0,0038	4	0,0022	0,0006	Tamam	Tamam
BODRUM5	0,0016	3	0,0005	0,0002	Tamam	Tamam
BODRUM4	0,0011	3	0,0003	0,0001	Tamam	Tamam
BODRUM3	0,0008	3	0,0004	0,0001	Tamam	Tamam
BODRUM2	0,0004	3	0,0004	0,0001	Tamam	Tamam
BODRUM1	0	3	0	0,0000	Tamam	Tamam

Tablo 4.12 Y yönü İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Kat	$\Delta_i(m)$	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$V_i(KN)$	V_{ixhi}	Θ_i	$\Theta_i < 0,12$
Kat24	0,0031	11832,3	3,6	2177,17	7837,812	0,1170	tamam
Kat23	0,0032	12884,99	3,6	3929,43	14145,95	0,0751	tamam
Kat22	0,0034	12884,99	3,6	5030,09	18108,32	0,0623	tamam
Kat21	0,0036	12884,99	3,6	5817,89	20944,4	0,0571	tamam
Kat20	0,0037	13125,55	3,6	6515,18	23454,65	0,0524	tamam
Kat19	0,004	13125,55	3,6	7149,17	25737,01	0,0516	tamam
Kat18	0,0041	13125,55	3,6	7683,65	27661,14	0,0492	tamam
Kat17	0,0042	13125,55	3,6	8140,13	29304,47	0,0476	tamam
Kat16	0,0044	13340,03	3,6	8572,94	30862,58	0,0473	tamam
Kat15	0,0045	13340,03	3,6	9011,17	32440,21	0,0461	tamam
Kat14	0,0046	13340,03	3,6	9448,23	34013,63	0,0449	tamam
Kat13	0,0046	13340,03	3,6	9880,32	35569,15	0,0429	tamam
Kat12	0,0046	13529,78	3,6	10318,11	37145,2	0,0411	tamam
Kat11	0,0045	13529,78	3,6	10773,88	38785,97	0,0385	tamam
Kat10	0,0043	13529,78	3,6	11247,78	40492,01	0,0353	tamam
Kat9	0,0041	13529,78	3,6	11734,77	42245,17	0,0322	tamam
Kat8	0,004	15104,62	4	12241,77	48967,08	0,0271	tamam
Kat7	0,0033	15104,62	4	12753,11	51012,44	0,0215	tamam
Kat6	0,0022	15104,62	4	13224,96	52899,84	0,0138	tamam
BODRUM5	0,0005	15581,81	3	13664,76	40994,28	0,0040	tamam
BODRUM4	0,0003	15286,05	3	14198,53	42595,59	0,0023	tamam
BODRUM3	0,0004	15286,05	3	14699,87	44099,61	0,0030	tamam
BODRUM2	0,0004	15286,05	3	15088,25	45264,75	0,0029	tamam
BODRUM1	0	15286,05	3	15291,02	45873,06	0,0000	tamam

 $\Sigma w_i = 332029KN$

5. KİRİŞLERİN BETONARME HESABI

5.1 A.B.Y.Y.H.Y'E ve TS 500'e Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişlerdeki Koşullar

5.1.1 Enkesit Koşulları

Kolonlarla birlikte çerçeve oluşturan ve ya perdelerle kendi düzlemleri içinde bağlanan kirişlerin enkesit boyutlarına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

- Kiriş gövde genişliği en az 250mm olacaktır. Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçmeyecektir.
- Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm'den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmayacaktır.
- Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4'ünden daha fazla olmamalıdır.
- 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.

5.1.2 Boyuna Donatı Koşulları

- Kirişlerde açıklıkta minimum ve maksimum çekme donatısı oranı aşağıda verilmiştir.

$$\rho_2 = \frac{A_s}{b_w \times d} \geq \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} ; \rho \leq 0,02$$
$$A_{s\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d$$
(5.1)

- Kirişlerde mesnet bölgelerinde minimum çekme donatısı oranı aşağıda verilmiştir.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \times d} \geq \rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$
$$A_{s\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d$$
(5.2)

- Kirişlerde açıklıktaki basınç donatısı (montaj donatısı) mesnetteki çekme donatısının 1/4'ünden az olamaz.

$$\rho_2' \leq \frac{\rho_1}{4} \quad (5.3)$$

- Kirişlerde çekme ve basınç donatı oranları, dengeli donatı oranının 0,85 katından fazla olamaz.

$$\rho - \rho' \leq 0,85\rho_b \quad (5.4)$$

- Boyuna donatıların çapı 12mm'den az olmayacaktır. Kirişin alt ve üstünde en az iki donatı çubuğu, kiriş açıklığı boyunca sürekli olarak bulunacaktır.
- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerindeki taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnetindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olamaz. Ancak üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde bu oran %30'a kadar indirilebilir.

$$\rho_1' \leq 0,5 \rho_1 \rightarrow 1. \text{ ve } 2. \text{ derece deprem bölgelerinde}$$

$$\rho_1' \leq 0,3 \rho_1 \rightarrow 3. \text{ ve } 4. \text{ derece deprem bölgelerinde}$$

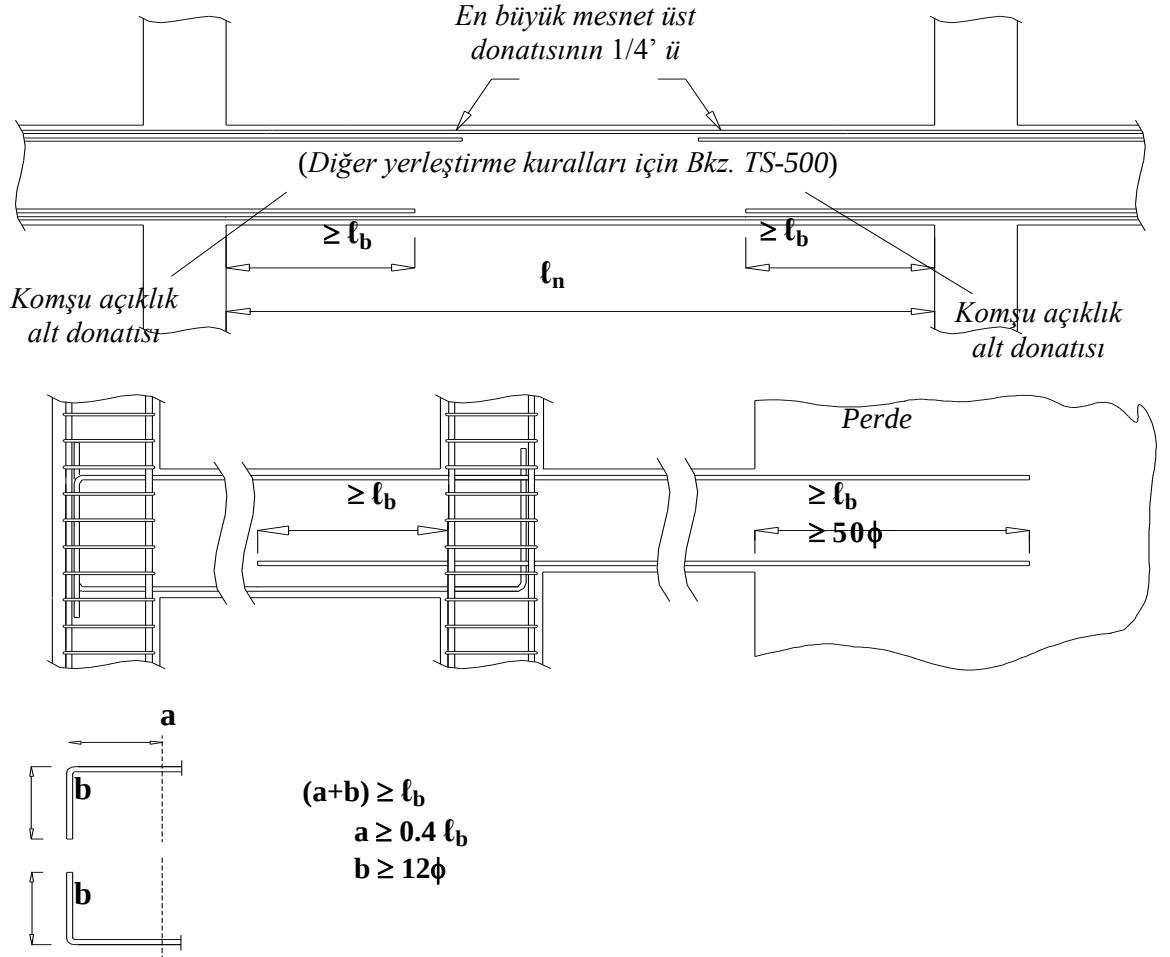
- Yüksekliği 60 cm'den büyük olan kirişlerde çekme donatısının en az %8'i kadar gövde donatısı bulunmalıdır.

5.1.3 Boyuna Donatının Düzenlenmesi

Boyuna donatılarının yerleştirilmesi ve kenetlenmesine ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir.

- Kirişin iki ucundaki mesnet üst donatılarının büyüklüğünün en az $\frac{1}{4}$ 'ü tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilecektir. Mesnet üst donatısının geri kalan kısmı TS-500'e göre düzenlenecektir.
- Kolona birleşen kirişlerin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlarda kirişlerdeki alt ve üst donatı, kolonun etriyelerle sarılmış çekirdeğinin karşı taraftaki yüzeyine uzatılıp etriyelerin iç tarafından 90° bükülecektir. Bu durumda boyuna donatının kolon içindeki kalan yatay kısmı ile 90° kıvrılan düşey kısmının toplam uzunluğu, TS-500'de öngörülen düz kenetlenme boyu l_b 'den az olmayacaktır. 90° 'lik kancanın yatay kısmı $0,4l_b$ 'den, düşey kısmı ise 12Φ 'den az olmayacaktır.

- Her iki taraftan kirişlerin kolonlara birleşmesi durumunda kiriş alt donatıları, kolon yüzünden itibaren komşu açıklığa en az TS-500’de verilen kenetlenme boyu l_b kadar uzatılacaktır. Kirişlerdeki derinlik farkı gibi nedenlerde bu olanağın bulunmadığı durumlarda kenetlenme, yukarıdaki paragrafa göre kirişin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlar için tanımlanan biçimde yapılacaktır.
- Perdelere kendi düzleminde bağlanan kirişlerde boyuna donatıların kenetlenmesi, kanca yapılmaksızın düz olarak sağlanabilir. Bu durumda donatının perde içindeki kenetlenme boyu l_b ’den ve 50Φ ’den az olmayacaktır.



Şekil 5.1 Boyuna Donatıların Yerleştirilmesi ve Kenetlenmesi

5.1.4 Boyuna Donatıların Eklenmesine İlişkin Koşullar

- Kiriş sarılma bölgeleri, kolon kiriş birleşim bölgeleri ve açıklık ortasında alt donatı bölgeleri gibi, donatının akma durumuna ulaşma olasılığı bulunan kritik bölgelerde bindirmeli ek yapılmayacaktır. Bu bölgeler dışında bindirmeli eklerin yapılabileceği yerlerde, ek boyunca özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Bu etriyelerin aralıkları kiriş derinliğinin $\frac{1}{4}$ 'ünü ve 100 mm 'yi aşmayacaktır.
- Manşonlu ekler veya bindirmeli kaynak ekleri, bir kesitte ancak birer donatı atlanarak uygulanacaktır ve birbirine komşu iki ekin merkezleri arasındaki boyuna uzaklık 600 mm'den daha az olmayacaktır.

5.1.5 Enine Donatı Koşulları

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzünden itibaren kiriş derinliğinin iki katı kadar uzunluktaki bölge, *Sarılma Bölgesi* olarak tanımlanacak ve bu bölge boyunca özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Sarılma bölgesinde, ilk etriyenin kolon yüzüne uzaklığı en çok 50 mm olacaktır. Etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin $\frac{1}{4}$ 'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 150 mm'yi aşmayacaktır.

$$s \leq d/4$$

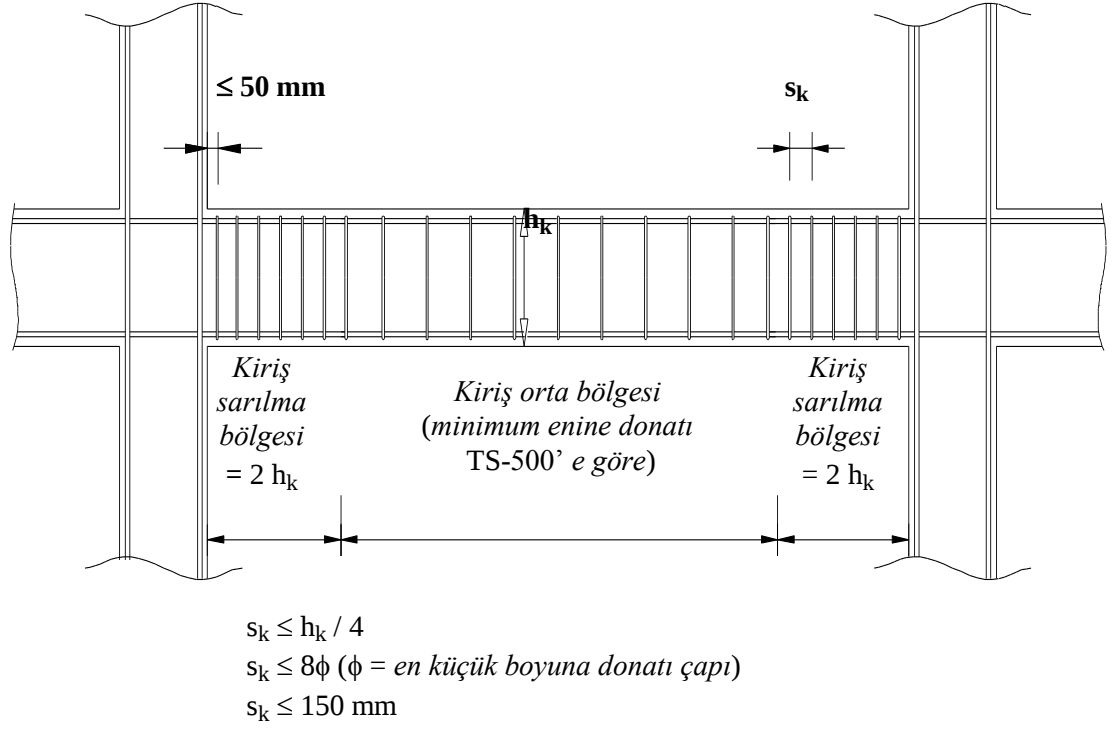
$$s \leq 8\phi$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesi dışında ise etriye aralıkları kiriş gövde genişliğinden ve kiriş yüksekliğinin yarısından az olmalıdır.

$$s \leq b_w$$

$$s \leq d/2$$



Şekil 5.2 Kirişlerde Enine Donatı Düzenlenmesi

5.1.6 Kirişlerin Kesme Güvenliği

Kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e , depremin soldan sağa ve ya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde aşağıdaki denklemle bulunacaktır.

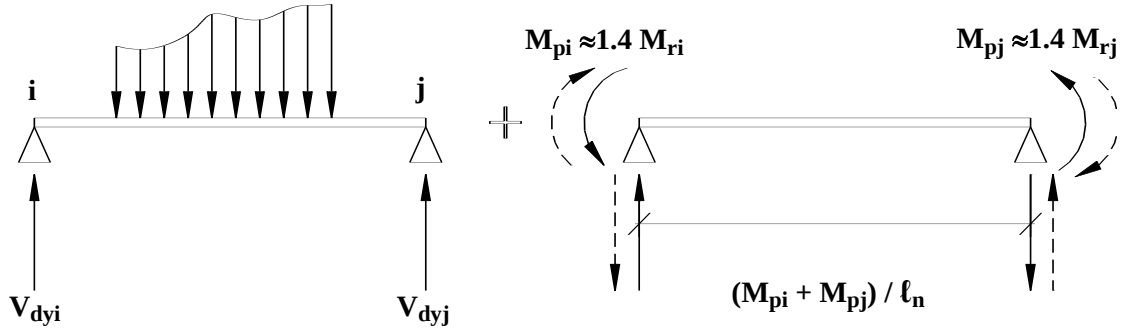
$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad (5.5)$$

Kiriş uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda $M_{pi} = 1,4M_{ri}$ ve $M_{pj} = 1,4M_{rj}$ olarak alınabilir.

Kesme kuvveti V_e , denklem (5.6)'da verilen koşulları sağlayacaktır. Aksi taktirde kesit boyutları büyültülecek, deprem hesabı tekrar yapılacaktır.

$$V_e \leq V_r \quad (5.6a)$$

$$V_e \leq 0,22b_w \times d \times f_{cd} \quad (5.6b)$$



Şekil 5.3 Kirişlerin Kesme Güvenliği

Kiriş enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı V_c , TS 500'e göre belirlenecektir. Kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında $V_e - V_{dy} > 0,5 V_d$ olması durumunda betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır. Hiçbir durumda pilyelerin kesme dayanımına katkıları gözönüne alınmayacaktır.

Kirişlerde kesme dayanımına esasen etriye katkısı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d \quad (5.7)$$

Yukarıdaki formülde hesaplanan olan kesme kuvveti değeri tasarıma esas olan kesme kuvveti değeri V_e 'den büyük olmalıdır. ($V_w > V_e$)

Betonarme kirişlerde kesme dayanımına esasen hesaplanan etriye alanı aşağıdaki koşulu sağlamak zorundadır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (5.8)$$

5.2 Kirişlerin Statik ve Betonarme Hesabı

Zemin katta bulunan betonarme kirişlerin hesabı TS500 ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Kirişlerin betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli (ETABS 8.06)'den alınmıştır.

Üç boyutlu bilgisayar modelinde kirişler çubuk eleman olarak tariflenmiş olup atalet momentlerinin belirlenmesindeki güçlüklerde gözönüne alınarak tablasız olarak girilmiştir. Kirişlerin statik hesabı sonucu bulunan kesit etkileri üzerinde herhangi bir mesnet momenti düzeltilmesi yapılmamış olup mesnet eksenlerindeki kesit etkileri kullanılmıştır.

Perdelere saplanan kirişlerde çok büyük eğilme momenti etkileri ortaya çıkmıştır. Bu etkilere göre donatı yerleştirmek yerine, perdelerle saplanan kirişlerin deprem esnasında mafsallaşarak çatladığı ve toplam atalet momentlerinin yarısını yitirdikleri kabulüyle analiz yapılmıştır. Elde edilen azaltılmış eğilme momentleri, betonarme hesaplarda kullanılmıştır. Kirişlerde meydana gelen moment azalmasının sonucunda perdelerde oluşan moment artışı gözönünde bulundurulmuştur.

Kirişlerin eğilme momentlerine göre betonarme hesapları yapıldıktan sonra, her kiriş için Deprem Yönetmeliği'ne göre depremin sağdan sola ve soldan sağa etkimesi durumları için kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e hesaplanmış ve etriye hesabı yapılmıştır.

Yapının statik hesabında kullanılan yükleme durumları aşağıda verilmiştir.

COMBO 1: $1,4G+1,6Q$	COMBO 6: $0,9G+E_x$
COMBO 2: $1,0G+1,0Q+1,0E_x$	COMBO 7: $0,9G-E_x$
COMBO 3: $1,0G+1,0Q-1,0E_x$	COMBO 8: $0,9G+E_y$
COMBO 4: $1,0G+1,0Q+1,0E_y$	COMBO 9: $0,9G-E_y$
COMBO 5: $1,0G+1,0Q-1,0E_y$	COMBO10: $G+Q$

Tüm kirişlerin kesit boyutları aşağıda verilmiştir.

$$b=30 \text{ cm}$$

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

$$d'(\text{paspayı})=4\text{cm}$$

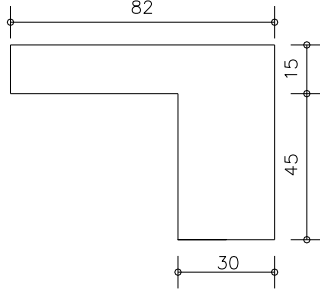
$$d=60-4=56\text{cm}$$

5.2.1 Kirişlerin Donatı Hesabı ve Kesme Dayanımının Kontrolü

5.2.1.1 A aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

A aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

K601 Kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,8 \times 650 = 82 \text{ cm}$$

$$M_d = 87,041 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{82 \times 56^2}{8704} = 29,54 \rightarrow k_s = 0,028 \rightarrow k_x = 0,065$$

$x = k_x \times d = 0,065 \times 56 = 3,64 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,028 \times 8704}{56} = 4,35 \text{ cm}^2$$

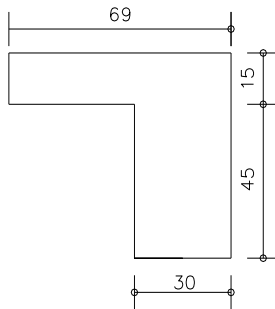
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K602 Kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,6 \times 650 = 69 \text{ cm}$$

$$M_d = 108,76 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{69 \times 56^2}{10876} = 19,89 \rightarrow k_s = 0,0282 \rightarrow k_x = 0,083$$

$x = k_x \times d = 0,083 \times 56 = 4,65 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

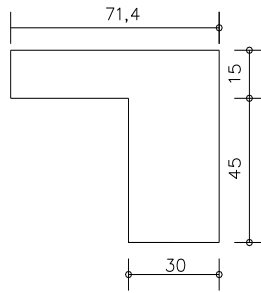
$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 10876}{56} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$

Montaj donatısı: $3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

K603 Kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 690 \text{ c}$$

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,6 \times 690 = 71,4 \text{ cm}$$

$$M_d = 93,88 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{71,4 \times 56^2}{9388} = 23,85 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 9388}{56} = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$

Montaj donatısı: $3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

A aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K601 sol mesneti

$$M_d = -222,609 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{22261} = 4,22 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 22261}{56} = 11,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 11,80 - 6,03 \rightarrow A_s = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 108,428 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{82 \times 56^2}{10843} = 23,71 \rightarrow k_s = 0,028$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,028 \times 10843}{56} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K601 sağ mesneti

$$M_d = -265,43 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{26543} = 3,54 \rightarrow k_s = 0,0302$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0302 \times 26543}{56} = 14,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 14,31 - 6,03 \rightarrow A_s = 8,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 118,511 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{69 \times 56^2}{11851} = 18,26 \rightarrow k_s = 0,0282$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 11851}{56} = 5,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K602 sol mesneti

$$M_d = -288,52 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{28852} = 3,26 \rightarrow k_s = 0,0314$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0314 \times 28852}{56} = 16,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 16,17 - 6,03 \rightarrow A_s = 10,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,20 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 131,2 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{69 \times 56^2}{13120} = 16,49 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 13120}{56} = 6,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K602 sağ-K603 sol mesneti

$$M_d = -230,3 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{23030} = 4,05 \rightarrow k_s = 0,0298$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0298 \times 23030}{56} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,25 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 123,05 \text{ kNm}$$

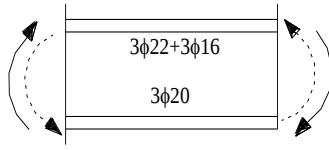
$$A_{s \text{ mevcut}} = 6\phi 20 \rightarrow A_s = 18,84 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- K603 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

A aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

K601 Kirişi



Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 128,31 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 77,87 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,64 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 9,43 \times 10^{-4} = 173,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,64 = 448,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 173,5 = 243 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - 0,65 = 5,85 \text{ m}$$

$$V_e = 77,87 + \frac{448,9 + 243}{5,85} = 196,14 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0,22 b_w \times d \times f_{cd}$$

$$V_r = 0,22 \times 30 \times 56 \times 2 = 739,2 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 20000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 2 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_e = 196,14 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 196,14 - 77,87 \geq 0,5 \times 128,31 \rightarrow 118,27 \text{ kN} \geq 64,2$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 196,96 \text{ kN' dır.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

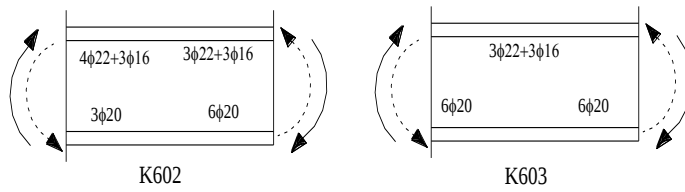
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{12} \times 36,5 \times 56 = 269,12 \text{ kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/13$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{24} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,066 \geq 0,030$$

K601 kirişinde kullanılacak etriye, $\phi 10/12 - 24$ olacaktır.

K602 , K603 kirişleri



K602 kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 136,42 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 78,69 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4} = 390,54 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 18,86 \times 10^{-4} = 346,9 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 9,42 \times 10^{-4} = 173,2 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 390,54 = 546,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 346,9 = 485,6 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - 0,4 = 6,1 \text{ m}$$

$$V_e = 78,69 + \frac{546,7 + 485,6}{6,1} = 247,93 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=247,93\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 247,53-78,69 \geq 0,5 \times 136,42 \rightarrow 168,84 \text{ kN} \geq 68,21\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz.Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=247,53 \text{ kN'dur}$$

K603 kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d=119,05 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy}=81,94 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj}= 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4}=320,64 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 18,86 \times 10^{-4}=346,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi}=1,4 \times 320,64 =448,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj}=1,4 \times 346,9 =485,6 \text{ kNm}$$

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

$$l_n=6,9-0,8=6,1 \text{ m}$$

$$V_e = 81,94 + \frac{448,9 + 485,6}{6,1} = 235,13 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=235,13\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 235,13-81,94 \geq 0,5 \times 119,05 \rightarrow 153,2 \text{ kN} \geq 59,52\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz.Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=235,13 \text{ kN'dur}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{12} \times 36,5 \times 56 = 269,12\text{kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/12$ etriye yeterlidir.Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

Tablo 5.1- A Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	AS _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K601	Sol uç (üst)	-222,609	11,4	3Φ16	-	3Φ22	196,9	Φ10/12
	Sol uç (alt)	108,428	5,96	-	-	-	-	Φ10/24
	Açıklık	87,041		-	3Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	118,511		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-265,43	14,31	3Φ16	-	3Φ22	196,9	Φ10/12
K602	Sol uç (üst)	-288,523	16,17	3Φ16	-	4Φ22	247,53	Φ10/12
	Sol uç (alt)	131,2	6,63	-	-	-	-	Φ10/24
	Açıklık	108,76		-	3Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	123,05		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-230,29	12,25	3Φ16	-	3Φ22	247,53	Φ10/12
K603	Sol uç (üst)	-193,802	12,25	3Φ16	-	3Φ22	235,13	Φ10/12
	Sol uç (alt)	67,56	6,63	-	-	-	-	Φ10/24
	Açıklık	93,88		-	3Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	67,02		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-194,63	12,25	3Φ16	-	3Φ22	235,13	Φ10/12

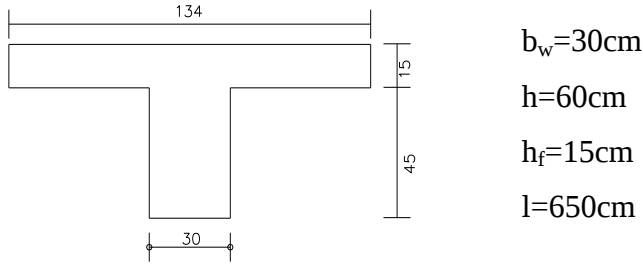
$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{24} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,066 \geq 0,030$$

K602 ve K603 kirişinde kullanılacak etriye, $\phi 10/12 - 24$ olacaktır.

5.2.1.2 B aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

B aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

K604 kirişi



$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 650 = 134 \text{ cm}$$

$$M_d = 151,26 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{134 \times 56^2}{15126} = 27,78 \rightarrow k_s = 0,028 \rightarrow k_x = 0,065$$

$x = k_x \times d = 0,065 \times 56 = 3,64 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,028 \times 15126}{56} = 7,56 \text{ cm}^2$$

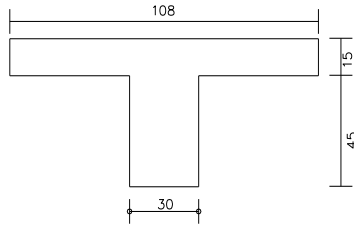
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K605 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 177,95 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{17795} = 19,03 \rightarrow k_s = 0,0282 \rightarrow k_x = 0,065$$

$x = k_x \times d = 0,083 \times 56 = 4,64 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 17795}{56} = 8,96 \text{ cm}^2$$

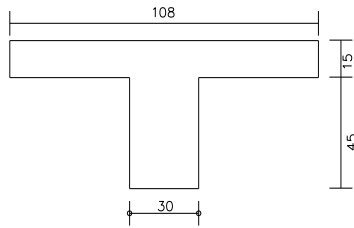
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K606 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 138,24 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{13824} = 24,5 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

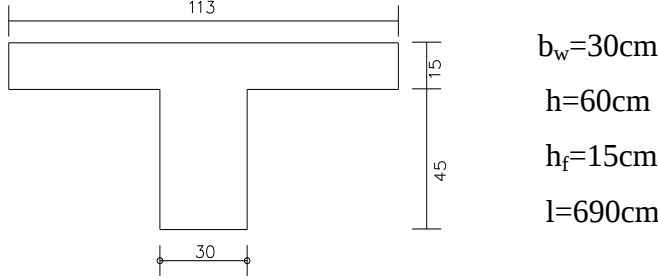
$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 13824}{56} = 6,93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

Montaj donatısı: $3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$

K607 kirişi



$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 690 = 113\text{cm}$$

$$M_d = 162,97 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{113 \times 56^2}{16296} = 21,74 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14\text{cm} < 15\text{cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 16296}{56} = 8,17\text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60\text{cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60\text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56\text{cm}^2$$

Montaj donatısı: $3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$

B aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K604 kirişi sol mesneti

$$M_d = -297,39 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{29739} = 3,16 \rightarrow k_s = 0,0308$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0308 \times 29739}{56} = 16,35\text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76\text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 16,35 - 6,03 \rightarrow A_s = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,20 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 22,19 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K604 sağ-K605 sol mesneti

$$M_d = -218,569 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{21859} = 4,30 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 21859}{56} = 11,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 11,59 - 6,03 \rightarrow A_s = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 123,05 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,13 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K605 sağ-K606 sol mesneti

$$M_d = -228,622 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{22862} = 4,11 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 22862}{56} = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,12 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,09 \text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 82,002 \text{kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,12 \text{cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K606 sağ-K607 sol mesneti

$$M_d = -240,826 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{24083} = 3,90 \rightarrow k_s = 0,0296$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0296 \times 24083}{56} = 12,72 \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,72 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,69 \text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

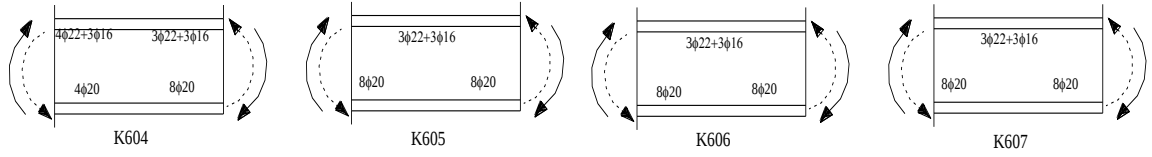
$$M_d = 74,725 \text{kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,12 \text{cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

-K607 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

B aksı Kirişlerinin Kesme Davranımının Kontrolü ve Etriye Hesabı



K604 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 214,17 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 144,95 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4} = 390,54 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,13 \times 10^{-4} = 462,2 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,56 \times 10^{-4} = 231 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,64 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 390,54 = 546,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 462,2 = 647,08 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - (0,40 + 0,50) = 5,6 \text{ m}$$

$$V_e = 144,95 + \frac{546,7 + 647,08}{5,6} = 358,2 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 358,2 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 358,2 - 144,95 \geq 0,5 \times 214,17 \rightarrow 213,175 \text{ kN} \geq 106,58 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 358,2 \text{ kN' dir.}$$

K605 ve K606 Kirişleri

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 179,48 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 122,86 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,64 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,13 \times 10^{-4} = 462,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,64 = 448,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 462,3 = 647,22 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - (0,5 + 0,5) = 5,5 \text{ m}$$

$$V_e = 122,86 + \frac{448,9 + 647,22}{5,5} = 322,15 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 322,15 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 322,15 - 122,86 \geq 0,5 \times 179,48 \rightarrow 199,3 \text{ kN} \geq 89,74 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 322,15 \text{ kN}'\text{dur}$$

K607 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 197,65 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 133,41 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,64 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,13 \times 10^{-4} = 462,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,64 = 448,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 462,3 = 647,22 \text{ kNm}$$

Tablo 5.2- B Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	As _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K604	Sol uç (üst)	-297,39	16,35	3Φ16	-	4Φ22	358,2	Φ10/9
	Sol uç (alt)	22,19	7,56	-	-	-		
	Açıklık	151,26		-	4Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	105,612		-	-	-	358,2	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-154,67	11,59	3Φ16	-	3Φ22		
K605	Sol uç (üst)	-218,57	11,59	3Φ16	-	3Φ22	322,5	Φ10/9
	Sol uç (alt)	61,22	8,96	-	-	-		
	Açıklık	177,95		-	4Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	62,51		-	-	-	322,5	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-215,49	12,12	3Φ16	-	3Φ22		
K606	Sol uç (üst)	-228,62	12,12	3Φ16	-	3Φ22	322,5	Φ10/9
	Sol uç (alt)	82,002	6,93	-	-	-		
	Açıklık	138,24		-	4Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	74,73		-	-	-	322,5	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-240,83	12,72	3Φ16	-	3Φ22		
K607	Sol uç (üst)	-239,72	12,72	3Φ16	-	3Φ22	319,2	Φ10/9
	Sol uç (alt)	52,16	8,17	-	-	-		
	Açıklık	162,97		-	4Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	52,2		-	-	-	319,2	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-239,6	12,72	3Φ16	-	3Φ22		

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

$$l_n = 6,9 - (0,5 + 0,5) = 5,9 \text{ m}$$

$$V_e = 133,41 + \frac{448,9 + 647,22}{5,9} = 319,2 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 319,2 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 319,2 - 133,41 \geq 0,5 \times 197,65 \rightarrow 185,79 \text{ kN} \geq 98,83 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 319,2 \text{ kN' dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 1,13}{9} \times 36,5 \times 56 = 358,83 \text{ kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 12/12$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

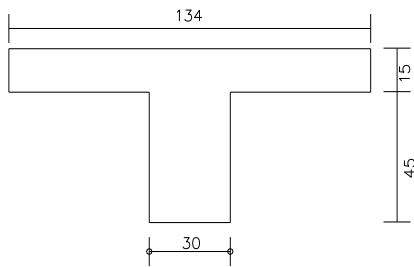
$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{18} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,077 \geq 0,030$$

K604, K605, K606 ve K607 kirişlerinde kullanılacak etriye, $\phi 10/9 - 18$ olacaktır.

5.2.1.3 C aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

C aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

K608 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 650 = 134 \text{ cm}$$

$$M_d = 162,18 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{134 \times 56^2}{16218} = 25,91 \rightarrow k_s = 0,028 \rightarrow k_x = 0,065$$

$$x = k_x \times d = 0,065 \times 56 = 3,64 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$
 olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,028 \times 16218}{56} = 8,109 \text{ cm}^2$$

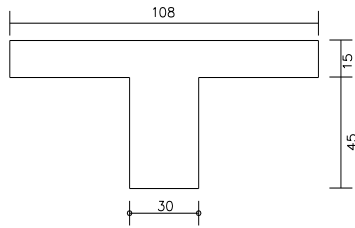
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K609 kirişı



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 142,26 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{14226} = 23,80 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 14226}{56} = 7,13 \text{ cm}^2$$

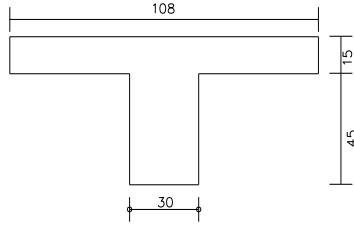
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K610 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 146,85 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{14685} = 23,06 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 14685}{56} = 7,36 \text{ cm}^2$$

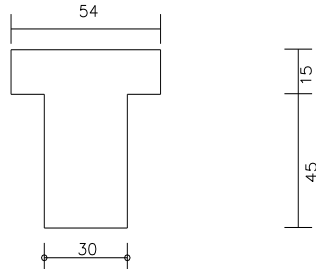
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K611 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 200 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 200 = 54 \text{ cm}$$

$$M_d = 126,46 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{54 \times 56^2}{12646} = 13,4 \rightarrow k_s = 0,0284 \rightarrow k_x = 0,099$$

$x = k_x \times d = 0,099 \times 56 = 5,54 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0284 \times 12646}{56} = 6,41 \text{ m}^2$$

$$A_{s\min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 5\phi 20 \rightarrow A_s = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

Cakısı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K608 kirişi sol mesneti

$$M_d = -358,145 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{35815} = 2,62 \rightarrow k_s = 0,0317$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0317 \times 35815}{56} = 20,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 20,27 - 6,03 \rightarrow A_s = 14,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,20 \text{ cm}^2$$

K608 sağ-K609 sol mesneti

$$M_d = -227,07 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{22707} = 4,41 \rightarrow k_s = 0,0296$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0296 \times 22707}{56} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 12 - 6,03 \rightarrow A_s = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 103,73 \text{ kNm}$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,12 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K609 sağ-K610 sol mesneti

$$M_d = -229,44 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{22944} = 4,1 \rightarrow k_s = 0,0296$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0296 \times 22944}{56} = 12,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,13 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 67,64 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,12 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K610 kirişi sağ mesneti

$$M_d = -325,89 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{32589} = 2,88 \rightarrow k_s = 0,0306$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0306 \times 32589}{56} = 17,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 17,80 - 6,03 \rightarrow A_s = 11,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,2 \text{ cm}^2$$

K611 sol mesneti

$$M_d = -263,84 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{26384} = 3,56 \rightarrow k_s = 0,031$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,031 \times 26384}{56} = 14,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 14,60 - 6,03 \rightarrow A_s = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yk kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 221,9 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{54 \times 56^2}{22190} = 7,63 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0288 \times 22190}{56} = 11,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 5\phi 20 \rightarrow A_s = 15,70 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K611sağ mesneti

$$M_d = -234,18 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{23418} = 4,01 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0299 \times 23418}{56} = 12,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 4\phi 16 \rightarrow A_s = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,50 - 8,04 \rightarrow A_s = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 237,468 \text{ kNm}$$

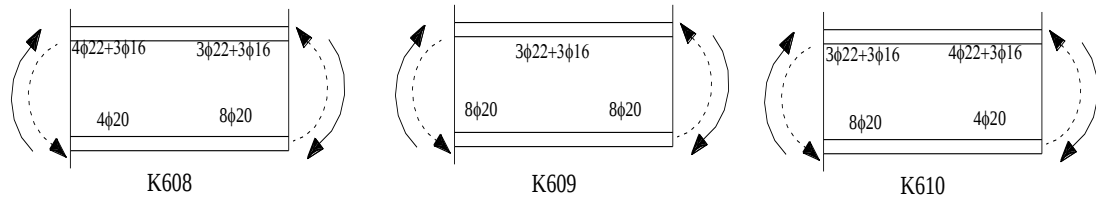
$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{54 \times 56^2}{23747} = 7,13 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0289 \times 23747}{56} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 5\phi 20 \rightarrow A_s = 15,70 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

C aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı



K608 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 190,96 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 150,69 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momentleri (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4} = 390,5 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,13 \times 10^{-4} = 462,2 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,56 \times 10^{-4} = 231 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 390,5 = 546,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 462,2 = 647,08 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - 0,5 = 6 \text{ m}$$

$$V_e = 150,69 + \frac{546,7 + 647,08}{6} = 349,65 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 349,65 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 349,65 - 150,69 \geq 0,5 \times 190,96 \rightarrow 198,96 \text{ kN} \geq 95,48 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 349,65 \text{ kN' dir.}$$

K609 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 181,82 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 122,73 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,13 \times 10^{-4} = 462,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,6 = 448,84 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 462,3 = 647,22 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - (0,5 + 0,5) = 5,5 \text{ m}$$

$$V_e = 122,73 + \frac{448,84 + 647,22}{5,5} = 322,01 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 322,01 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 322,01 - 122,73 \geq 0,5 \times 181,82 \rightarrow 199,3 \text{ kN} \geq 90,91 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 322,01 \text{ kN' dir.}$$

K610 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 205,69 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 139,1 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,56 \times 10^{-4} = 231 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 25,12 \times 10^{-4} = 462,1 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4} = 390,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 462,2 = 647,08 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 390,5 = 546,7 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 6,5 - 0,5 = 6 \text{ m}$$

$$V_e = 139,08 + \frac{647,08 + 546,7}{6} = 338,04 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 338,04 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 338,04 - 139,08 \geq 0,5 \times 205,7 \rightarrow 198,96 \text{ kN} \geq 102,85 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 338,04 \text{ kN' dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

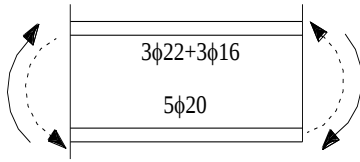
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{9} \times 36,5 \times 56 = 358,83 \text{ kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/9$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{18} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,087 \geq 0,030$$

K608, K609 ve K610 kirişlerinde kullanılacak etriye, $\phi 10/9 - 18$ olacaktır.

K111 Kirişi



Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 259,11 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 73,47 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 15,70 \times 10^{-4} = 288,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,6 = 448,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 288,8 = 404,32 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n, \quad l_n = 2\text{m}$$

$$V_e = 73,47 + \frac{448,8 + 404,32}{2} = 500,03 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 500,3 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 525,95 - 73,47 \geq 0,5 \times 259,11 \rightarrow 426,9 \text{ kN} \geq 129,56 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 500,3 \text{ kN' dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 1,13}{9} \times 36,5 \times 56 = 513,27 \text{ kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 12/9$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 1,13}{18} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,125 \geq 0,030$$

K611 kirişinde kullanılacak etriye $\phi 12/9 - 18$ 'dir.

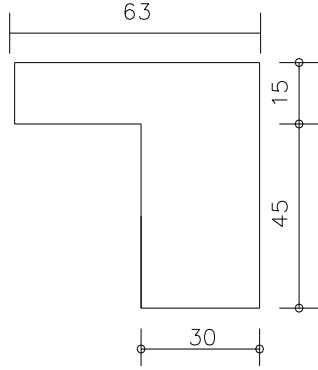
Tablo 5.3- C Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	As _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K608	Sol uç (üst)	-358,45	20,27	3Φ16	-	4Φ22	349,65	Φ10/9
	Sol uç (alt)	-1,794	8,11	-	-	-		
	Açıklık	162,18		-	4Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	103,73		-	-	-	349,65	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-147,77	12	3Φ16	-	3Φ22		
K609	Sol uç (üst)	-227,07	12	3Φ16	-	3Φ22	322,01	Φ10/9
	Sol uç (alt)	72,53	7,13	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	142,26		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	69,66		-	-	-	322,01	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-229,44	12,13	3Φ16	-	3Φ22		
K610	Sol uç (üst)	-325,898	12,13	3Φ16	-	3Φ22	358,83	Φ10/9
	Sol uç (alt)	67,64	7,36	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	145,221		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	16,005		-	-	-	358,53	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-154,003	17,8	3Φ16	-	4Φ22		
K611	Sol uç (üst)	-263,84	14,6	3Φ16	-	3Φ22	500,03	Φ12/9
	Sol uç (alt)	221,899	12,25	-	-	-	-	Φ12/18
	Açıklık	126,464		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	237,39		-	-	-	500,03	Φ12/9
	Sağ uç (üst)	-234,18	12,5	3Φ16	-	3Φ22		

5.2.1.4. 1 aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

1 aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

K612 Kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,6 \times 540 = 62,4 \text{ cm}$$

$$M_d = 54,30 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62,4 \times 56^2}{5430} = 36,03 \rightarrow k_s = 0,0279 \rightarrow k_x = 0,057$$

$x = k_x \times d = 0,057 \times 56 = 3,19 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

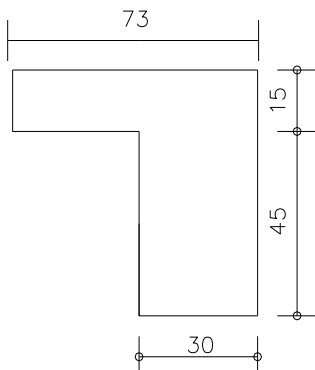
$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 5430}{56} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K613 Kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,8 \times 540 = 73,2 \text{ cm}$$

$$M_d = 54,30 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{73 \times 56^2}{5430} = 42,15 \rightarrow k_s = 0,0279 \rightarrow k_x = 0,057$$

$x = k_x \times d = 0,057 \times 56 = 3,19\text{cm} < 15\text{cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 5430}{56} = 2,72\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60\text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

1 aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K612 sol mesneti

$$M_d = -298,942 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{29842} = 3,15 \rightarrow k_s = 0,0308$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0308 \times 29894}{56} = 16,44\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 16,44 - 6,03 \rightarrow A_s = 10,41\text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,20\text{cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 209,086 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{63 \times 56^2}{20908} = 9,44 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0287 \times 20908}{56} = 10,71\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 10,71 - 6,03 = 4,67\text{cm}^2$$

$$\text{Ek donatı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

K612 sağ- K613 sol mesneti

$$M_d = -243,43 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{24343} = 3,83 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 24343}{56} = 12,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,91 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 177,824 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 6\phi 16 \rightarrow A_s = 12,06 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K613 sağ mesneti

$$M_d = -176,025 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{17603} = 5,34 \rightarrow k_s = 0,0293$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 17603}{56} = 9,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 9,43 - 6,03 \rightarrow A_s = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

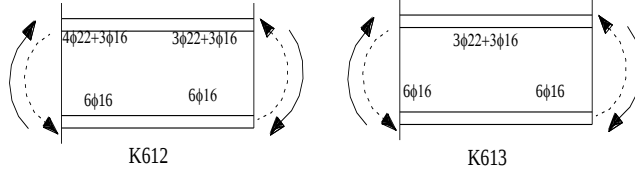
Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 98,501 \text{ kNm}$$

$$A_{s\text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

$$\text{Ek donatı : } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03\text{cm}^2$$

1 aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı



K612 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 145,73 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 56,73 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4} = 390,5 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,06 \times 10^{-4} = 221,8 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,06 \times 10^{-4} = 221,8 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 390,5 = 546,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 221,8 = 310,52 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 5,4 - 0,72 = 4,68 \text{ m}$$

$$V_e = 56,73 + \frac{546,7 + 310,52}{5} = 228,17 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 228,17 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 228,17 - 56,73 \geq 0,5 \times 145,73 \rightarrow 171,44 \text{ kN} \geq 72,9 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=228,17\text{kN'dir.}$$

K613 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d=112,24 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy}=58,82 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negaştıf taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremiın soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj}= 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4}=320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,06 \times 10^{-4}=221,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi}=1,4 \times 462,1=646,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj}=1,4 \times 320,6=448,8 \text{ kNm}$$

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

$$l_n=5,4-0,72=4,68 \text{ m}$$

$$V_e = 58,82 + \frac{310,5 + 448,8}{4,68} = 221,06\text{kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=221,06\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 221,06-58,82 \geq 0,5 \times 112,24 \rightarrow 162,25\text{kN} \geq 56,12\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz.Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=221,06\text{kN'dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{12} \times 36,5 \times 56 = 269,12\text{kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/12$ etriye yeterlidir.Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{24} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,066 \geq 0,030$$

K612 ve K613 kirişlerinde kullanılacak etriye , $\phi 10/12 - 24$ olacaktır.

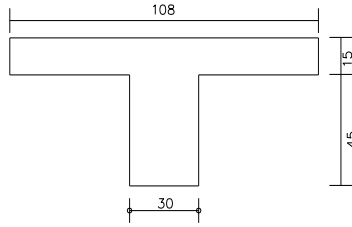
Tablo 5.4- 1 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	As _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K612	Sol uç (üst)	-298,94	16,44	3Φ16	-	4Φ22	228,17	Φ10/12
	Sol uç (alt)	209,086	10,71	-	-	3Φ16		
	Açıklık	50,47		-	3Φ16	-	-	Φ10/24
	Sağ uç (alt)	177,82		-	-	-	228,17	Φ10/12
	Sağ uç (üst)	-243,43	12,91	3Φ16	-	3Φ22		
K613	Sol uç (üst)	-148,77	12,91	3Φ16	-	3Φ22	269,12	Φ10/12
	Sol uç (alt)	106,82	10,71	-	-	-		
	Açıklık	54,31		-	3Φ16	-	-	Φ10/24
	Sağ uç (alt)	98,5		-	-	3Φ16	269,12	Φ10/12
	Sağ uç (üst)	-176,03	9,43	3Φ16	-	3Φ22		

5.2.1.5. 2 ve 3 aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

2 aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

K614 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 145,684 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{14568} = 23,25 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,074$$

$x = k_x \times d = 0,074 \times 56 = 4,14 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 14568}{56} = 7,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

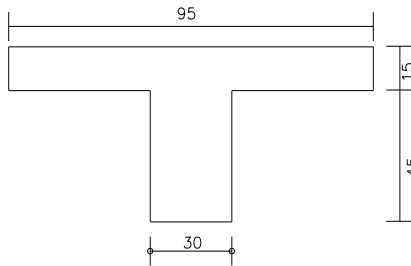
$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

- K617 kirişinde de aynı donatılar mevcuttur.

K615 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 540 = 94,8 \text{ cm}$$

$$M_d = 85,987 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94,8 \times 56^2}{8597} = 34,58 \rightarrow k_s = 0,0279 \rightarrow k_x = 0,057$$

$x = k_x \times d = 0,057 \times 56 = 3,19 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0279 \times 8598}{56} = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

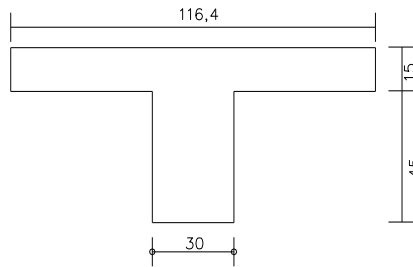
$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

- K618 kirişinde de aynı donatılar mevcuttur.

K616 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 540 = 116,4 \text{ cm}$$

$$M_d = 111,89 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{116,4 \times 56^2}{11189} = 32,62 \rightarrow k_s = 0,0279 \rightarrow k_x = 0,057$$

$x = k_x \times d = 0,057 \times 56 = 3,19 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0279 \times 11189}{56} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 20 \rightarrow A_s = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: } 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

- K619 kirişinde de aynı donatılar mevcuttur.

2 ve 3 aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K614 sol mesneti

$$M_d = -244,34 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{23434} = 4,01 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0299 \times 24434}{56} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 13,04 - 6,03 \rightarrow A_s = 7,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 128,34 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 7\phi 20 \rightarrow A_s = 21,99 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K614 sağ-K615 sol mesneti

$$M_d = -244,34 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{23434} = 4,01 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0299 \times 24434}{56} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 13,04 - 6,03 \rightarrow A_s = 7,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 128,34 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94,8 \times 56^2}{12834} = 23,16 \rightarrow k_s = 0,0281$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 12834}{56} = 6,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 7\phi 20 \rightarrow A_s = 21,99 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K615 sağ-K616sol mesneti

$$M_d = -185,66 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{18566} = 5,06 \rightarrow k_s = 0,0294$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0294 \times 18566}{56} = 9,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 9,74 - 6,03 \rightarrow A_s = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 162,18 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{116,4 \times 56^2}{16218} = 22,50 \rightarrow k_s = 0,0281$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 16218}{56} = 8,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 6\phi 20 \rightarrow A_s = 18,84 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K616 sağ mesneti

$$M_d = -343,66 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{34366} = 2,73 \rightarrow k_s = 0,0314$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0314 \times 34366}{56} = 19,26 \text{ cm}^2$$

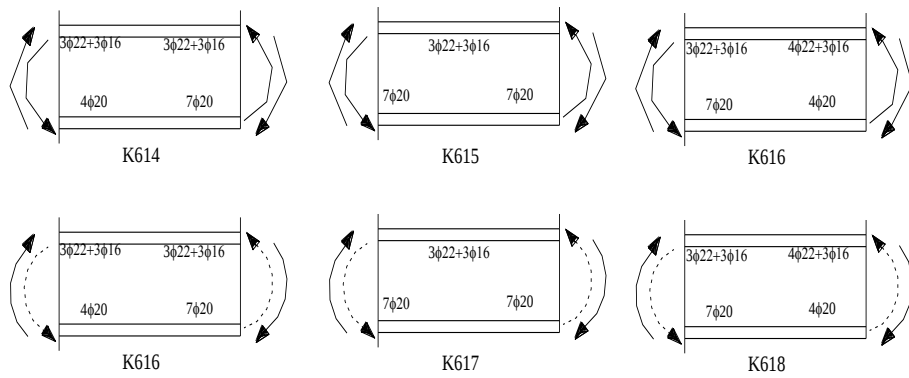
$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 19,26 - 6,03 \rightarrow A_s = 13,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 22 \rightarrow A_s = 15,20 \text{ cm}^2$$

2 ve 3 aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı



K614 kirişı

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 173,34 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 112,24 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,99 \times 10^{-4} = 404,5 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,56 \times 10^{-4}=231 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4}=320,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi}=1,4 \times 320,6=448,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj}=1,4 \times 404,5=566,3 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 5,4 - 1 = 4,4 \text{ m}$$

$$V_e = 112,24 + \frac{566,3 + 448,8}{4,4} = 342,04 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 342,03 \text{ kN} < 739,2 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d \rightarrow 342,04 - 112,24 \geq 0,5 \times 173,34 \rightarrow 230,70 \text{ kN} \geq 86,67 \text{ kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 342,03 \text{ kN}' \text{ dir.}$$

K615 kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 158,49 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 90,88 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,99 \times 10^{-4} = 404,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,6 = 448,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 404,5 = 566,3 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 5,4 - 1 = 4,4 \text{ m}$$

$$V_e = 90,88 + \frac{566,3 + 448,8}{4,4} = 321,58 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=321,58\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 321,58-90,88 \geq 0,5 \times 158,49 \rightarrow 230,4\text{kN} \geq 79,25\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=321,58\text{kN'dir.}$$

K616 kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d=186,99 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy}=116,48 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj}= 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4}=320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 12,56 \times 10^{-4}=231 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,95 \times 10^{-4}=403,7\text{kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 21,23 \times 10^{-4}=390,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi}=1,4 \times 403,7=565,18 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj}=1,4 \times 390,5=546,7\text{kNm}$$

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

$$l_n=5,4-0,5=4,9 \text{ m}$$

$$V_e = 116,48 + \frac{565,18 + 546,7}{4,9} = 343,4\text{kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=343,4\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 343,4-116,48 \geq 0,5 \times 189,89 \rightarrow 226,92\text{kN} \geq 93,45\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz. Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=343,4\text{kN'dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

Tablo 5.5 - 2 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	$A_{s,max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	$V_e(kN)$	Etriye
K614	Sol uç (üst)	-244,336	13,04	3Φ16	-	3Φ22	342,04	Φ10/9
	Sol uç (alt)	85,19	7,31	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	145,68		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	85,19		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-244,336	13,04	3Φ16	-	3Φ22	342,04	Φ10/9
K615	Sol uç (üst)	-217,6	13,04	3Φ16	-	3Φ22	321,58	Φ10/9
	Sol uç (alt)	109,46	6,43	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	85,98		-	3Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	128,34		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-185,46	9,74	3Φ16	-	3Φ22	321,58	Φ10/9
K616	Sol uç (üst)	-108,17	9,74	3Φ16	-	3Φ22	343,4	Φ10/9
	Sol uç (alt)	162,2	8,13	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	111,83		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	162,2		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-343,66	9,74	3Φ16	-	3Φ22	343,4	Φ10/9

Tablo 5.6- 3 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	As _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K617	Sol uç (üst)	-244,336	13,04	3Φ16	-	3Φ22	342,04	Φ10/9
	Sol uç (alt)	85,19	7,31	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	145,68		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	85,19		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-244,336	13,04	3Φ16	-	3Φ22	342,04	Φ10/9
K618	Sol uç (üst)	-217,6	13,04	3Φ16	-	3Φ22	321,58	Φ10/9
	Sol uç (alt)	109,46	6,43	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	85,98		-	3Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	128,34		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-185,46	9,74	3Φ16	-	3Φ22	321,58	Φ10/9
K619	Sol uç (üst)	-108,17	9,74	3Φ16	-	3Φ22	343,4	Φ10/9
	Sol uç (alt)	162,2	8,13	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	111,83		-	4Φ20	-		
	Sağ uç (alt)	162,2		-	-	-		
	Sağ uç (üst)	-343,66	9,74	3Φ16	-	3Φ22	343,4	Φ10/9

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{9} \times 36,5 \times 56 = 358,83 \text{ kN}$$

$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/9$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{18} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,087 \geq 0,030$$

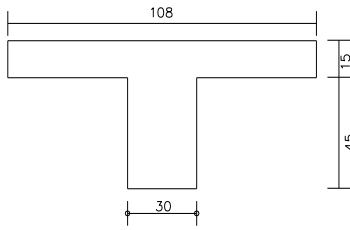
K614, K615 ve K616 kirişlerinde kullanılacak etriye , $\phi 10/9$ -18 olacaktır.

K617, K618 ve K619 kirişlerinde kullanılacak etriye , $\phi 10/9$ -18 olacaktır.

5.2.1.6 4 aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı , Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

4 aksı Kirişinin Açıklık Donatısı Hesabı

K620 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 650 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 650 = 108 \text{ cm}$$

$$M_d = 88,15 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{108 \times 56^2}{10069} = 33,63 \rightarrow k_s = 0,0279 \rightarrow k_x = 0,057$$

$x = k_x \times d = 0,057 \times 56 = 3,2 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0279 \times 10069}{56} = 5,01 \text{ cm}^2$$

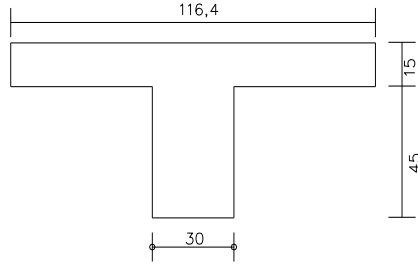
$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: Seçilen} \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

K621 kirişi



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$b = b_w + 0,2 l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 540 = 116,4 \text{ cm}$$

$$M_d = 111,89 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{116,4 \times 56^2}{6829} = 53,45 \rightarrow k_s = 0,0278 \rightarrow k_x = 0,048$$

$x = k_x \times d = 0,048 \times 56 = 2,70 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0278 \times 1189}{56} = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Montaj donatısı: Seçilen} \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

4 aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

K620 sol mesneti

$$M_d = -313,489 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{31349} = 3 \rightarrow k_s = 0,0308$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0308 \times 31349}{56} = 17,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 17,24 - 6,03 \rightarrow A_s = 11,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 108,614 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya gerek yok.

K620 sağ –K621 sol mesneti

$$M_d = -239,12 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{23912} = 3,93 \rightarrow k_s = 0,030$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,030 \times 23912}{56} = 12,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 12,81 - 6,03 \rightarrow A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 22 \rightarrow A_s = 7,60 \text{ cm}^2$$

Kirişin mesnetinin alt ucunda yük kombinasyonlarında ortaya çıkan maksimum pozitif moment için çekme donatısı hesabı yapılır.

$$M_d = 209,01 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 6\phi 20 \rightarrow A_s = 18,84 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

K621 sağ mesneti

$$M_d = -301,27 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 56^2}{30172} = 3,11 \rightarrow k_s = 0,0308$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0308 \times 30127}{56} = 16,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{125}{36500} \times 30 \times 56 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 16,56 - 6,03 \rightarrow A_s = 10,53 \text{ cm}^2$$

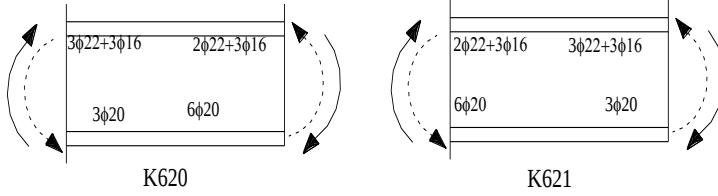
$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 22 \rightarrow A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$M_d = 70,47 \text{ kNm}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 3\phi 20 \rightarrow A_s = 9,42 \text{ cm}^2$$

Ek donatıya gerek yok.

4 aksı Kirişlerinin Kesme Davanımının Kontrolü ve Etrive Hesabı



K620 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d = 171,46 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy} = 104,26 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 18,84 \times 10^{-4} = 346,5 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 15,70 \times 10^{-4} = 288,8 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 13,63 \times 10^{-4} = 250,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi} = 1,4 \times 320,6 = 448,84 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj} = 1,4 \times 346,5 = 485,1 \text{ kNm}$$

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

$$l_n = 5,4 - 0,5 = 4,9 \text{ m}$$

$$V_e = 104,26 + \frac{448,84 + 485,1}{4,9} = 294,86 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=294,86\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 294,86-104,26 \geq 0,5 \times 171,26 \rightarrow 190,6\text{kN} \geq 85,63\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz.Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=294,86\text{kN'dir.}$$

K621 Kirişi

Statik çözüm sonucu bulunan en büyük kesme kuvveti (V_d) ;

$$V_d=192,14 \text{ kN}$$

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

$$V_{dy}=124,5 \text{ kN}$$

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan pozitif ve ya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj});

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$$M_{ri}, M_{rj}= 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 13,63 \times 10^{-4}=250,7 \text{ kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 9,42 \times 10^{-4}=173,2 \text{ kNm}$$

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$$M_{ri}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 18,84 \times 10^{-4}=346,5, \text{kNm}$$

$$M_{rj}=0,9 \times 365000 \times 0,56 \times 17,43 \times 10^{-4}=320,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pi}=1,4 \times 346,5=485,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti} \rightarrow M_{pj}=1,4 \times 320,6=448,84 \text{ kNm}$$

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

$$l_n=5,4-0,9=4,5 \text{ m}$$

$$V_e = 124,5 + \frac{485,1 + 448,84}{4,5} = 332,04 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e=332,04\text{kN}<739,2\text{kN}$$

$$V_e-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 332,04-124,5 \geq 0,5 \times 192,14 \rightarrow 207,54\text{kN} \geq 96,07\text{kN}$$

olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı gözönüne alınmaz.Sonuç olarak sarılma bölgesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti değeri;

$$V_e=332,04\text{kN'dir.}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{9} \times 36,5 \times 56 = 358,83 \text{ kN}$$

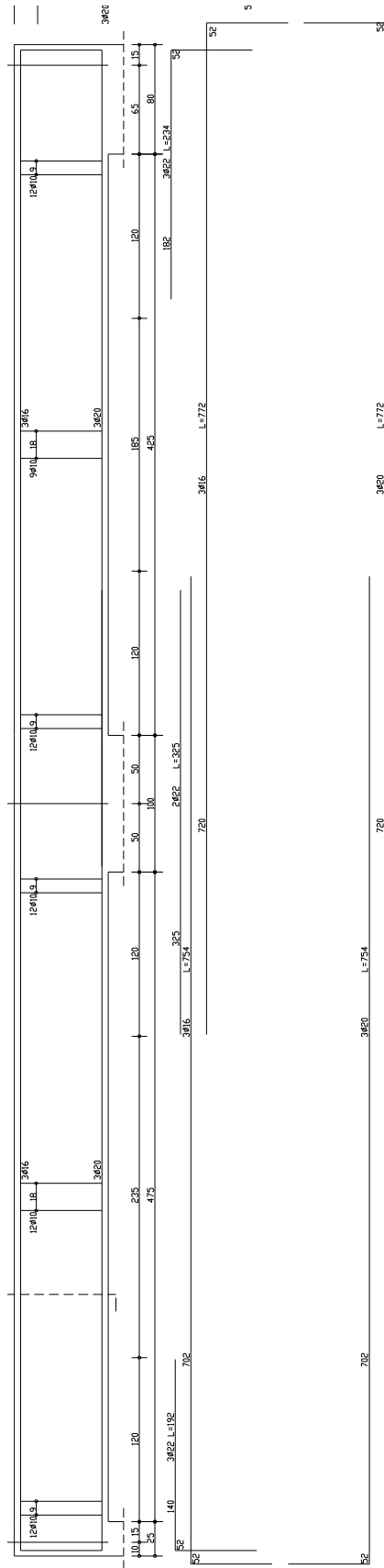
$V_w > V_e$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi 10/9$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{18} \geq 0,3 \frac{1250}{365000} \times 30 \rightarrow 0,087 \geq 0,030$$

K620 ve K621 kirişlerinde kullanılacak etriye , $\phi 10/9-18$ olacaktır.

Tablo 5.7- 4 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kNm)	AS _{max} (cm ²)	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
K620	Sol uç (üst)	-313,49	17,24	3Φ16	-	3Φ22	294,86	Φ10/9
	Sol uç (alt)	108,614	5,01	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	100,69		-	3Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	135,96		-	-	-	294,86	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-174,68	12,81	3Φ16	-	2Φ22	-	Φ10/9
K621	Sol uç (üst)	-117,774	12,81	3Φ16	-	2Φ22	332,04	Φ10/9
	Sol uç (alt)	173,28	5,55	-	-	-	-	Φ10/18
	Açıklık	107,92		-	3Φ20	-	-	Φ10/18
	Sağ uç (alt)	70,47		-	-	-	332,04	Φ10/9
	Sağ uç (üst)	-301,27	16,56	3Φ16	-	3Φ22	-	Φ10/9



6. KOLONLARIN BETONARME HESABI

6.1.TS 500'e göre uyulması gereken koşullar

- Dikdörtgen kesitli kolonlarında kesit genişliği 250 mm'den az olamaz. Ancak I, T, L kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 200 mm seçilebilir. Kutu kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 120 mm olabilir. Dairesel kesitli kolonlarda ise en küçük kolon çapı 300 mm'den az olamaz.

- Tüm kolonlarda aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$N_d \leq 0,9 \times f_{cd} \times A_c \quad (6.1)$$

- Net beton örtüsü c_c dıştaki elemanlarda 25 mm, içteki elemanlarda 20 mm'den az olamaz.

- Kolonlarda minimum donatı oranı $\rho_{min}=0,01$ 'dir. Ancak gerekli donatının en az 1,3 katının sağlanmasıyla bu değer 0,005 değerine kadar azaltılabilir.

- Kolonlarda boyuna donatı oranı aşağıda verilen değerlerden fazla olamaz.

$$P_t \leq 0,04 \text{ (bindirme bölgeleri dışında)}$$

$$P_t \leq 0,06 \text{ (bindirmeli ek bölgelerinde)}$$

- Etriyeli kolonlarda her dış köşede en az bir boyuna donatı bulunmalıdır. Fretli kolon enkesitinde ise en az 6 boyuna donatı bulunmalıdır. Kolonlarda boyuna donatı çubuğu çapı $\Phi 14$ 'den az olamaz.

- Enine donatı çubuk çapı en küçük boyuna donatı çapının $1/3$ 'ünden az olamaz.

- Enine donatı aralığı en küçük boyuna donatı 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.

6.2 Deprem Yönetmeliği'ne göre uyulması gereken koşullar

6.2.1 Enkesit Koşulları

- TS 500'de verilen enkesit koşulları aynen geçerli olmak üzere;
- Dikdörtgen kesitli kolonlarda en küçük boyut 7500 mm^2 'den az olmayacaktır.
- Kolonun brüt enkesit alanı $A_c \geq N_{\text{dmax}} / (0,50 \times f_{ck})$ koşulunu sağlayacaktır.

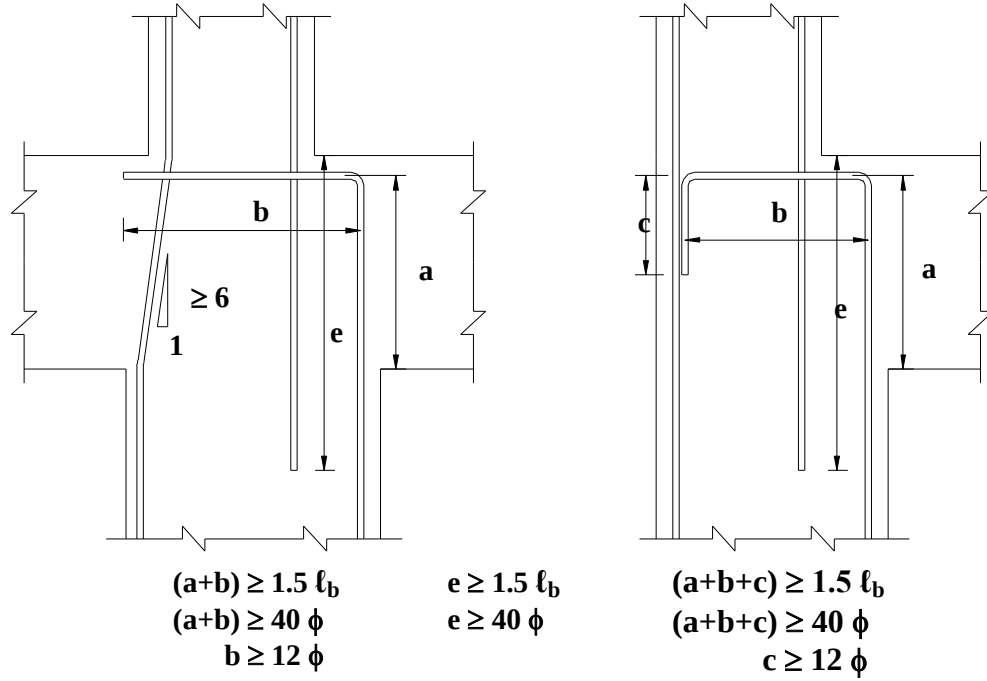
6.2.2 Boyuna Donatı Koşulları

TS 500'de verilen boyuna Donatı koşulları aynen geçerli olmak üzere;

- Dikdörtgen kesitli kolonlarda $4\Phi 16$ veya $6\Phi 14$ dairesel kolonlarda $6\Phi 14$ bulundurulacaktır.

6.2.3 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 olacaktır.
- Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ise, aşağıdaki koşullara uyulacaktır:
 - (a) Boyuna donatıların %50'sinin ya da daha azının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, l_b 'nin en az 1.25 katı olacaktır.
 - (b) Boyuna donatıların %50den fazlasının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, l_b 'nin en az 1.5 katı olacaktır. Temelden çıkan kolon filizlerinde de bu koşula uyulacaktır.
- Katlar arasında kolon kesitinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi $1/6$ 'dan fazla olmayacaktır. Kesit değişiminin daha fazla olması durumunda ve ya 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 durumda kenetlenme, gerekirse kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanacaktır. 90 derecelik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12Φ olacaktır.
- Yanyana boyuna donatılarda yapılan manşonlu veye kaynaklı eklerin arasındaki boyuna uzaklık 600 mm 'den az olmayacaktır.



Şekil 6.1 Boyuna Donatının Düzenlenmesi

6.2.4 Enine Donatı Koşulları

- Kolonlarda kullanılacak minimum enine donatıya ilişkin koşullar, kolon sarılma bölgeleri için ve kolon orta bölgesi için Şekil 6.2’de verilmiştir. Tüm kolon boyunca, özel deprem etriyeleri ve özel deprem çirozları kullanılacaktır.
- Her bir kolonun alt ve üst uçlarında özel sarılma bölgeleri oluşturulacaktır. Sarılma bölgelerinin herbirinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzünden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan , kolon serbest yüksekliğinin 1/6’sından ve 500 mm’den az olmayacaktır. Sarılma bölgelerinde kullanılacak enine donatıya ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir. Bu donatılar temelin içinde de , en az kolonun dar kenar boyutunun iki katı bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir.

(a) Sarılma bölgelerinde $\phi 8$ 'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye ve çiroz aralığı en küçük kesit enkesit boyutunun $1/3$ 'ünden ve 100 mm 'den fazla, 50 mm 'den az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık a , etriye çapının 25 katından fazla olmayacaktır. Sürekli dairesel spirallerinin adımı, göbek çapının $1/5$ 'inden ve 80 mm 'den fazla olmayacaktır.

(b) Etriyeli kolonlarda $N_d > 0,20 \times A_c \times f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, aşağıdaki denklemde verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk}) \quad (6.2a)$$

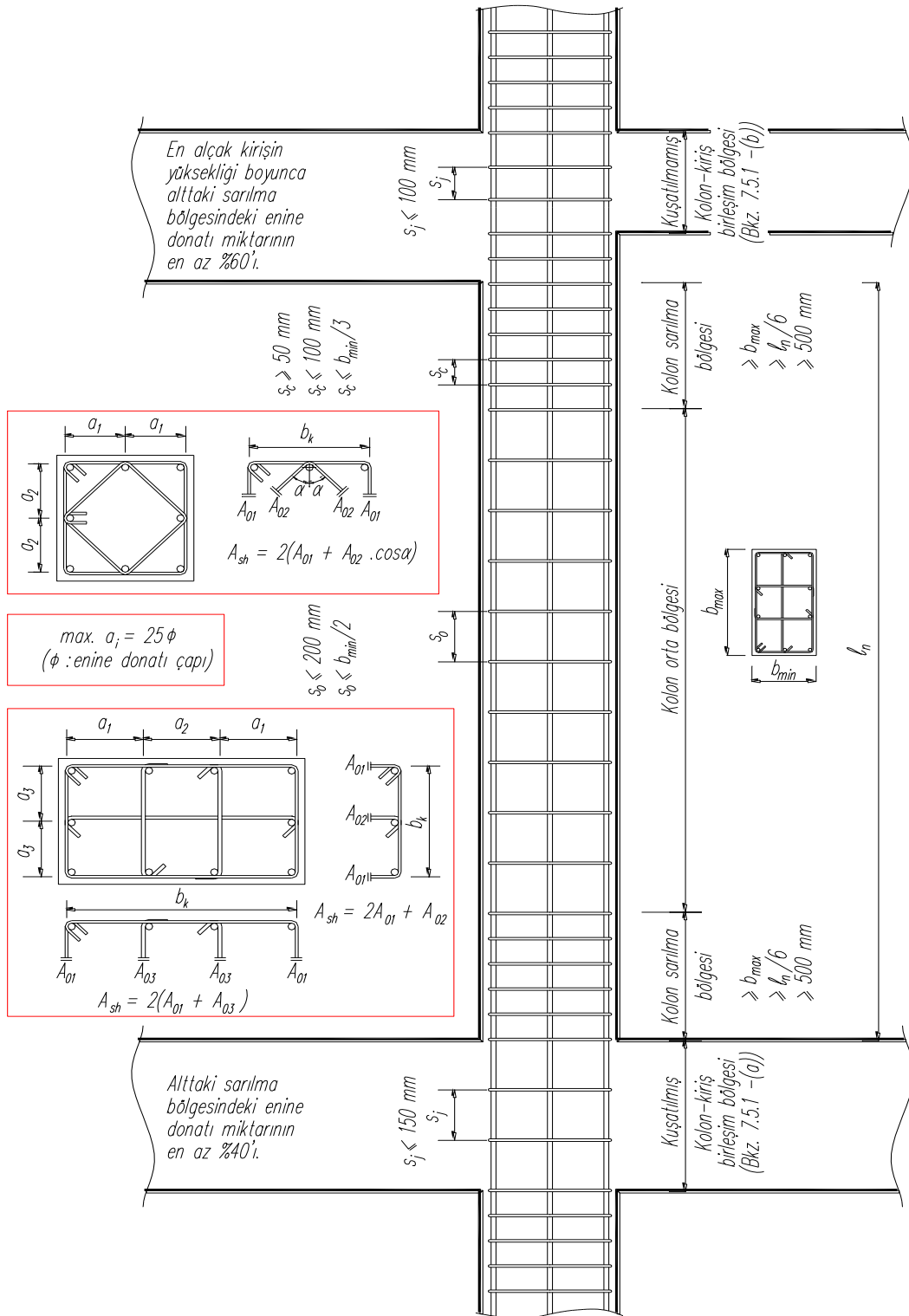
$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk}) \quad (6.2b)$$

(c) $N_d \leq 0.20 A_c f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde Denklem(6.2) ile verilen enine donatıların en az $2/3$ 'ü, minimum enine donatı olarak kullanılacaktır.

- Kolon orta bölgesinde $\phi 8$ 'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm 'den daha fazla olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a , etriye çapının 25 katından fazla olmayacaktır.
- Kolon sarılma bölgesine konulan enine donatı, aşağıdaki durumlarda kolon orta bölgesinde de aynen devam ettirilecektir.

(a) Dayanım Düzensizliği katsayısının $0,60$ ila $0,80$ arasında değiştiği katta yer alan bütün kolonlar

(b) B3 tipi düzensizlikte üst katlardaki perdelerin altta oturtulduğu tüm kolonlar
Yapımız simetrik olduğu için ve B3 tipi düzensizlik bulunmadığı için sarılma bölgesindeki enine donatıların kolon orta bölgesinde devam ettirilmesine gerek yoktur.



Şekil 6.2 Kolonlarda Enine Donatının Düzenlenmesi

6.2.5 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu ve Kolonlarda Kesme Güvenliğinin Sağlanması

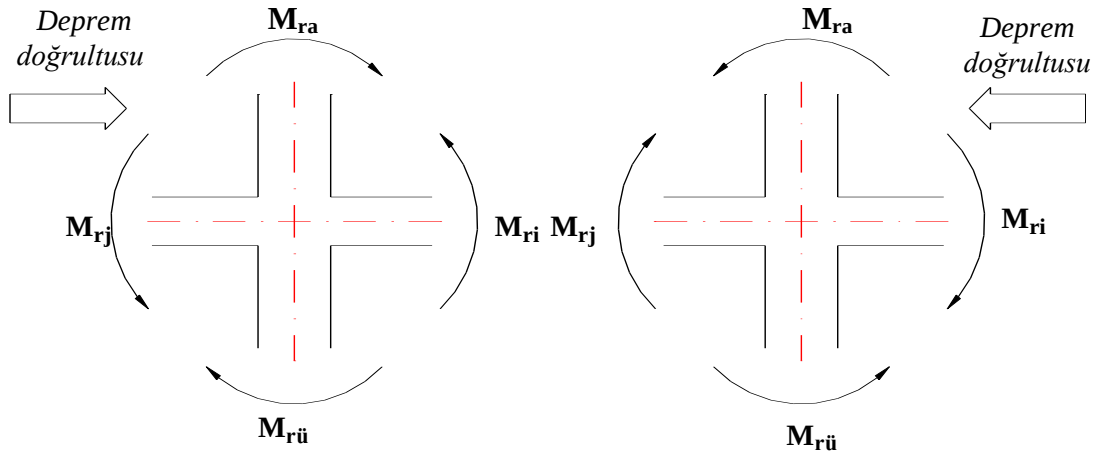
6.2.5.1 Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulu

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 taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olmalıdır.

$$(M_{ra}+M_{rü}) > 1,2 (M_{ri}+M_{rj}) \quad (6.3)$$

Denklem(6.3)'ün uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin 5.1.1'de verilen koşulları sağlaması zorunludur.

Denklem(6.3) her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır.(Şekil 6.3). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.



Şekil 6.3 Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş

6.2.5.2 Kolonların Kesme Güvenliği

Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e Denklem(6.4) ile hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_u) / \ell_n \quad (6.4)$$

Denklem(6.4)'daki M_a ve M_u 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve üst ucunda Denklem(6.3)'in sağlanması durumunda (a) sağlanamaması durumunda ise (b) uygulanacaktır.

a- Denklem (6.3)'in sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamı olan $\sum M_p$ momenti hesaplanacaktır.

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (6.5)$$

Daha kesin hesap yapılmadıkça $M_{pi}=1,4 M_{ri}$ ve $M_{pj}=1,4 M_{rj}$ olarak alınabilir. $\sum M_p$ momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında Deprem Yönetmeliği Bölüm 6'ya göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt ve üst ucunda elde edilen moment M_a ve M_u olarak gözönüne alınacaktır. Depremi her iki yönü için üstteki denklem ayrı ayrı uygulanacak ve edilen en büyük $\sum M_p$ değeri tasarımda esas alınacaktır.

b- Denklem(6.3)'in sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, pekleşmeli kolon taşıma gücü momentleri olarak hesaplanacak ve denklem (6.4)'de M_a ve M_u olarak kullanılacaktır. Pekleşmeli taşıma gücü momentleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda $M_{pa}=1,4M_{ra}$ ve $M_{pu}=1,4M_{ru}$ olarak alınabilir. M_{pa} ve M_{pu} momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d eksenel kuvvetleri kullanılacaktır.

Denklem (6.4)'de 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 olmayacak ve ayrıca Denklem(6.5)'de verilen koşulları sağlayacaktır.

$$V_e \leq V_r \quad (6.5a)$$

$$V_e \leq 0.22 A_w f_{cd} \quad (6.5b)$$

Kat No.	$M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması		M_a 'nın hesaplanması	
	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanmaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanmaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu
$i+1$				
i				
$i-1$				
	$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$ $M_{\bar{u}} = \frac{M_{h\bar{u}(i)}}{M_{h\bar{u}(i)} + M_{ha(i+1)}} \sum M_p$		$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$ $M_a = \frac{M_{ha(i)}}{M_{ha(i)} + M_{h\bar{u}(i-1)}} \sum M_p$	
$M_{h\bar{u}(i)}$: i'inci kat kolonu üst ucunda Bölüm 6'ya göre bulunan moment $M_{ha(i)}$: i'inci kat kolonu alt ucunda Bölüm 6'ya göre bulunan moment				

Şekil 6.4 Kolonlarda Kesme Güvenliği

- Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS-500'e göre belirlenecektir. Ancak, kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, $V_e \geq 0.5 V_d$ ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05 A_c f_{ck}$ olması durumunda, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

6.2.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerinde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

6.2.6.1 Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon-kiriş birleşimleri, aşağıda tanımlandığı üzere, iki sınıfa ayrılacaktır.

(a) 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 tanımlanacaktır.

(b) Yukarıdaki koşulları sağlamayan tüm birleşimler, *kuşatılmamış birleşim* olarak tanımlanacaktır.

6.2.6.2 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti, Denk.(6.6) ile hesaplanacaktır (Şekil 6.5).

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (6.6)$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2} = 0$ alınacaktır.

Herhangi bir birleşim bölgesinde Denk.(6.6) ile hesaplanan kesme kuvveti, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıda verilen sınırları aşmayacaktır. (Şekil 6.5). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

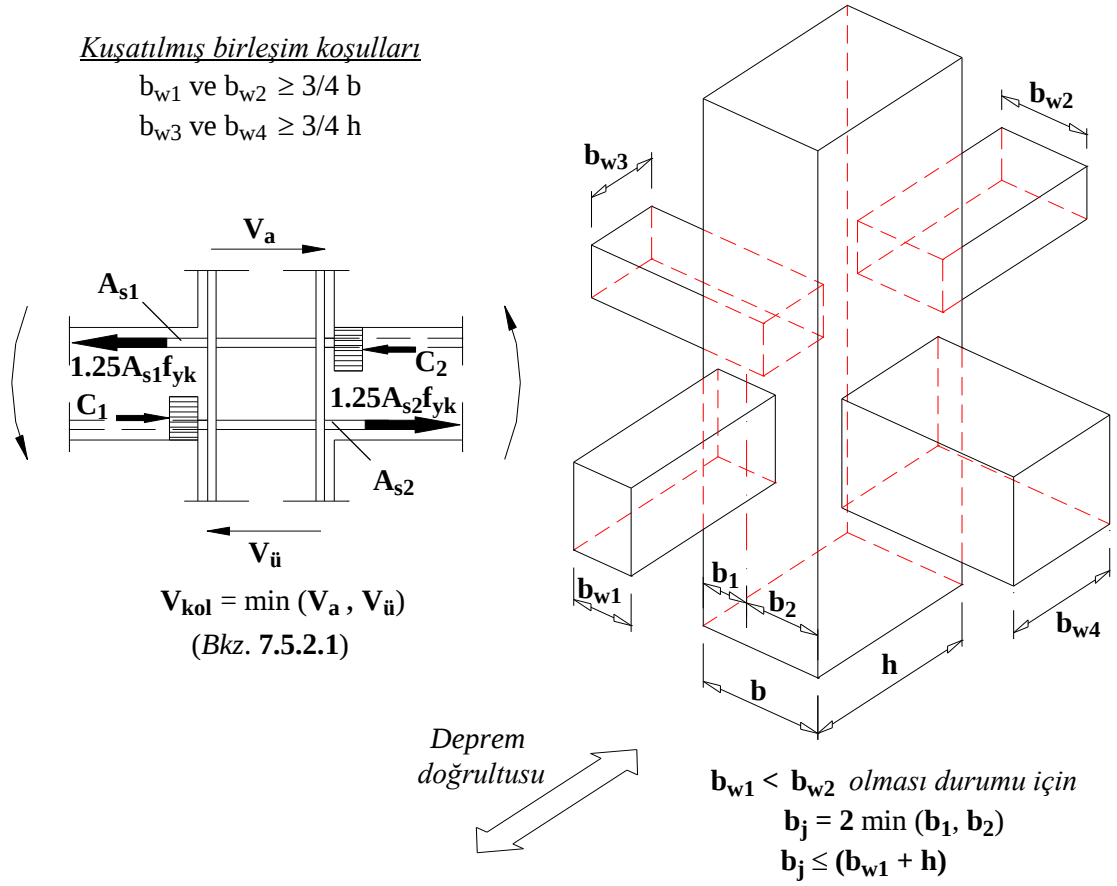
$$\text{Kuşatılmış birleşimlerde: } V_e \leq 0.60 b_j h f_{cd} \quad (6.7)$$

$$\text{Kuşatılmamış birleşimlerde: } V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd} \quad (6.8)$$

Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir;

(a) Kuşatılmış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 40'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 150 mm'yi aşmayacaktır.

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 100 mm'yi aşmayacaktır.



Şekil 6.5 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kuşatılmamış ve Kuşatılmamış Birleşimler

6.3 Kolonlarda Narinlik Etkisi

Yüksek dayanımlı betonların üretilmesi ve kolon boyutlarında bu sayede sağlanan kesit küçülmesi narinliğin önemli bir sorun olarak ortaya çıkmasına neden olmuştur. Narinlik bir kolonun iki ucunun mesnetlenme durumuna, kesitine ve kolonun içinde bulunduğu çerçevenin yerdeğiştirme durumuna bağlıdır. Narinlik hesabında iki ucu mafsallı bir kolonun boyuna eşdeğer bir etkili boy tarifi esastır. Bu durumda her iki ucu birbirine göre relatif olarak hareket edip etmeyeceğide önemlidir.

Genel olarak söylenebilir ki;

Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş sistemlerde $k < 1.0$

Yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş sistemlerde $k > 1.0$ kabul edilebilir.

k : burkulma boyu katsayısı

Bu katsayıların belirlenmesinde kolonun iki ucunun bağlandığı noktalardaki elemanların relatif dönme rijitlikleri etkili olur. Kolonlar kirişlere göre çok daha rijit ise mafsallı birleşime yaklaşılrken kirişlerin rijit olması ankastre birleşime yaklaşır.

$k =$ (yerdeğiştirme durumu)

$$\alpha = \left(\sum \frac{EI}{l} \right)_{\text{kolon}} / \left(\sum \frac{EI}{l} \right)_{\text{kiriş}} \quad (6.9)$$

Kolonun narinliği atalet yarıçapına da bağlıdır.

$$i = \sqrt{I/A} \quad (6.10)$$

Narinliğin bir kolonun dayanımını önemli ölçüde etkileyip etkilemediği de aşağıda ki sınır değerlerle anlaşılır.

$l_k/i < 20$ ise narinliğin kolon dayanımına fazla bir etkisi olmaz

$l_k/i > 70$ ise narinliğin kolon dayanımına etkisi vardır, taşıma gücüne ulaşılmadan kolonun burkulma tehlikesi vardır.

TS 500 Madde 7.6.2.3'e göre yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda

$$l_k/i \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40 \quad (6.11)$$

koşulu sağlanıyorsa narinlik etkisi ihmal edilebilir.

6.4 Kolonların Statik ve Betonarme Hesabı;

Zemin katta bulunan betonarme kolonlarının hesabı; TS500 ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Kolonların betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli (ETABS 8.06)'den alınmıştır.

Üç boyutlu bilgisayar modelinde kolonlar çubuk eleman olarak tariflenmiştir.

Kolon boyutları tüm katlar boyunca sabit tutulmamış yukarı katlarda uygun değerlerde azaltılmıştır. Bu boyutlar, kolonların ön boyut tablosunda gösterilmiştir.(EK-A).Bu bölümde ise yapının zemin katında bulunan kolonların analizi yapılmıştır.

Yapının statik hesabında kullanılan yükleme durumları aşağıda verilmiştir.

COMBO 1: 1,4G+1,6Q	COMBO 6: 0,9G+E _x
COMBO 2: 1,0G+1,0Q+1,0E _x	COMBO 7: 0,9G-E _x
COMBO 3: 1,0G+1,0Q-1,0E _x	COMBO 8: 0,9G+E _y
COMBO 4: 1,0G+1,0Q+1,0E _y	COMBO 9: 0,9G-E _y
COMBO 5: 1,0G+1,0Q-1,0E _y	COMBO10: G+Q

Yapının zemin katında toplam 32 tane kolon bulunmaktadır. Yapı her iki yönde de simetrik olduğundan dolayı hesaplarda 8 adet kolon gözönüne alınmıştır. Yapıda ki kolon boyutları;

S1 kolonu (zemin kat): 65cm×65cm

S2 ve S3 kolonları (zemin kat): 80cm×80cm

S4,S5,S6,S7 ve S8 kolonları (zemin kat): 100cm×100cm

Kolonların betonarme hesabı yapıldıktan sonra, zemin katta en elverişsiz düğüm noktalarında güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolleri yapılmış ve buradan hareketle hesaplanan kesme kuvvetine göre kolonların enine donatısı hesaplanmıştır. Ayrıca kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kesme güvenliği kontrolü yapılmıştır.

Daha sonra, yapıdaki zemin ve 1.kat kolonlarında en fazla narinlik etkisinin olabileceği kesit bakımından küçük, narin kirişlerle kuşatılmış kolonlar dikkate alınarak narinlik etkisi incelenmiş ve narinlik etkisinin kolonlarda ihmal edilebileceği anlaşılmıştır.

6.4.1 Zemin kat kolonlarının betonarme hesabı;

S1 Kolonu (65×65)

Tablo 6.1 S1 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S1	1,4G+1,6Q	-4361,86	-28,03	18,94	30,828	-46,572
KAT6	S1	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1892,3	34,45	16,05	27,827	131,472
KAT6	S1	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-4155,47	-72,8	9,84	14,375	-195,373
KAT6	S1	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-2017,66	-14,45	65,89	182,818	-20,631
KAT6	S1	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-4030,11	-23,9	-40	-140,616	-43,27
KAT6	S1	0,9G+Ex	-1012,01	41,69	11,09	19,925	142,951
KAT6	S1	0,9G-Ex	-3275,18	-65,56	4,88	6,473	-183,894
KAT6	S1	0,9G+Ey	-1137,37	-7,21	60,92	174,916	-9,152
KAT6	S1	0,9G-Ey	-3149,82	-16,66	-44,96	-148,518	-31,792

1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -4360,33 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 65 \times 65 = 6338 \text{ kN}$$

$$M_2 = 30,83 \text{ kNm}, M_3 = -46,52 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{4360,33}{0,85 \times 65 \times 65 \times 2} = 0,607$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{3083}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,0066$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4652}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,0099$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 65 \times 65 = 42,25 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -4155,47 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 65 \times 65 = 6338 \text{ kN}$$

$$M_2 = 14,369 \text{ kNm}, M_3 = -194,62 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{4155,47}{0,85 \times 65 \times 65 \times 2} = 0,578$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1437}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,0037$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{19462}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,041$$

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 65 \times 65 = 42,25 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -4030,11 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 65 \times 65 = 6338 \text{ kN}$$

$$M_2 = -138,59 \text{ kNm}, M_3 = -43,14 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{4030,11}{0,85 \times 65 \times 65 \times 2} = 0,561$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{13859}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,03,$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4314}{0,85 \times 65 \times 65^2 \times 2} = 0,009$$

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 65 \times 65 = 42,25 \text{ cm}^2$$

• seçilen donatı → 16φ22

Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;

Kolonlarda kayma kontrolü yaparsak;

$$V_{\max} = -72,63 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 0,125 \times 65 \times 60 = 316,88 \text{ kN} > 72,63 \text{ kN}$$

Normal kuvvet kontrolü;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 4360,33 \text{ kN} > 0,2 \times 0,65 \times 0,65 \times 30000 = 2535 \text{ kN}$$

O halde kolonların enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times [(A_c/A_{ck}) - 1] \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,30 \times 10 \times 60 \times [(65 \times 65 / 60 \times 60) - 1] \times (300/4200) = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times 10 \times 60 \times (300/4200) = 3,21 \text{ cm}^2$$

Seçilen enine donatı: φ10/10 (kolon sarılma bölgesinde)
φ10/20 (kolon orta bölgesinde)

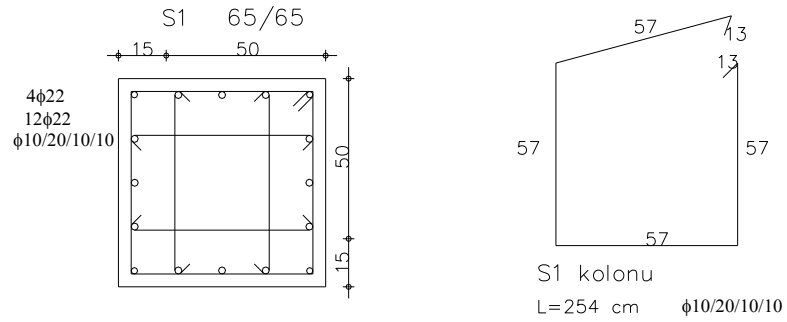
65×65 kolonların enine donatı aralarındaki çirozların aralığı 25 cm'den büyük olamayacağına göre, arada 2 adet çiroz, her iki yönde de konulacaktır.

Bu şekilde enine donatı kesit alanı da;

$A_s = 2 \times (4 \times 0,79) = 6,32 \text{ cm}^2 > A_{sh} = 3,21 \text{ cm}^2$ şeklinde gerekli donatıdan fazla olacak şekilde tasarlanmıştır.

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{pmatrix} b_{\max} = 65 \text{ cm} \\ l_n/6 = 400/6 = 66 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı kalınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 70 cm seçilmiştir.



Şekil 6.6 S1 Kolonu Donatı Gösterimi

S2 Kolonu (80×80)

Tablo 6.2 S2 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S2	1,4G+1,6Q	-8061,54	1,79	64,62	118,434	12,226
KAT6	S2	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-5181,24	110,06	45,41	82,63	357,188
KAT6	S2	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-5956,27	-107,45	42,56	78,646	-340,069
KAT6	S2	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-4255,05	3,32	107,15	311,198	14,888
KAT6	S2	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-6882,46	-0,71	-19,18	-149,922	2,232
KAT6	S2	0,9G+Ex	-3430,61	110,09	27,34	49,634	355,241
KAT6	S2	0,9G-Ex	-4205,63	-107,42	24,49	45,649	-342,016
KAT6	S2	0,9G+Ey	-2504,41	3,35	89,08	278,202	12,941
KAT6	S2	0,9G-Ey	-5131,82	-0,68	-37,25	-182,919	0,284

1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -8061,54 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = 118,434 \text{ kNm}, M_3 = 12,27 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{8061,5}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,74$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{11843}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,013$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1227}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,0014$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -5956,3 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = 78,65 \text{ kNm}, M_3 = -340,07 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{5956,3}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,55$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{7865}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,009$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{34007}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,04$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -6882,46 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = -149,92 \text{ kNm}, M_3 = 2,23 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{6882,5}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,63$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{14992}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,0172$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{223}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,0003$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

G+Q+Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -4255,1 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = 311,2 \text{ kNm}, M_3 = 14,89 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{4255,1}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,39$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{31120}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,036$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{223}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,0003$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

• seçilen donatı $\rightarrow 16\phi 26$

Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;

Kolonlarda kayma kontrolü yaparsak;

$$V_{\max} = 110,1 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 0,125 \times 80 \times 75 = 487,5 \text{ kN} > 110,1 \text{ kN}$$

Normal kuvvet kontrolü;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 8061,54 \text{ kN} > 0,2 \times 0,8 \times 0,8 \times 30000 = 3840 \text{ kN}$$

O halde kolonların enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times [(A_c/A_{ck}) - 1] \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,30 \times 10 \times 75 \times [(80 \times 80 / 75 \times 75) - 1] \times (300/4200) = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times 10 \times 75 \times (300/4200) = 4,01 \text{ cm}^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
 $\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

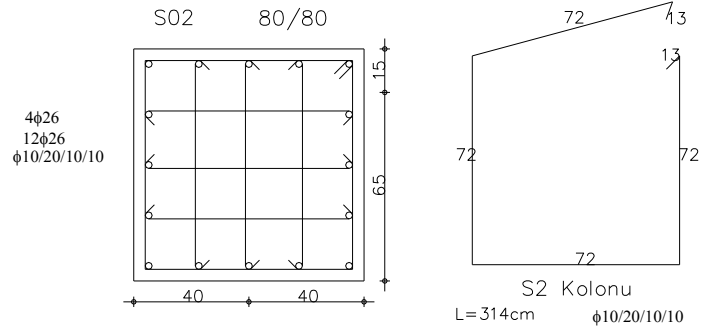
80×80 kolonların enine donatı aralarındaki çirozların aralığı 25 cm'den büyük olamayacağına göre, arada 3adet çiroz, her iki yönde de konulacaktır.

Bu şekilde enine donatı kesit alanı da;

$A_s = 2 \times (5 \times 0,79) = 7,9 \text{ cm}^2 > A_{sh} = 4,01 \text{ cm}^2$ şeklinde gerekli donatıdan fazla olacak şekilde tasarlanmıştır.

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{pmatrix} b_{\max} = 80 \text{ cm} \\ l_n/6 = 400/6 = 66 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı alınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 90 cm seçilmiştir.



Şekil 6.7 S2 Kolonu Donatı Gösterimi

S3 Kolonu (80×80)

Tablo 6.3 S3 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S3	1,4G+1,6Q	-7322,43	-78,58	15,27	40,944	-146,466
KAT6	S3	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-3909,21	-10,07	14,95	38,007	88,274
KAT6	S3	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-6214,16	-96,53	6,09	18,444	-286,964
KAT6	S3	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-4170,6	-51,09	147,92	438,424	-95,358
KAT6	S3	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-5952,77	-55,5	-126,88	-381,973	-103,332
KAT6	S3	0,9G+Ex	-2340,71	13,09	11,48	28,754	131,429
KAT6	S3	0,9G-Ex	-4645,65	-73,37	2,61	9,191	-243,808
KAT6	S3	0,9G+Ey	-2602,1	-27,93	144,45	429,171	-52,203
KAT6	S3	0,9G-Ey	-4384,26	-32,35	-130,36	-391,225	-60,176

1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı:

$$N_d = -7322,4 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = 40,94 \text{ kNm}, M_3 = -146,47 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{7322,4}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,67$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4094}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,005$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{14647}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,016$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -6214,2 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = 18,44 \text{ kNm}, M_3 = -286,96 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{6214,2}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,571$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1844}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,0022$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{28696}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,03$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -5952,77 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 80 \times 80 = 9600 \text{ kN}$$

$$M_2 = -381,97 \text{ kNm}, M_3 = -103,33 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{5952,77}{0,85 \times 80 \times 80 \times 2} = 0,55$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{38197}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,043$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{7715}{0,85 \times 80 \times 80^2 \times 2} = 0,009$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 80 \times 80 = 64 \text{cm}^2$$

- seçilen donatı $\rightarrow 16\phi 26$

Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;

Kolonlarda kayma kontrolü yaparsak;

$$V_{\max} = 147,92 \text{kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 0,125 \times 80 \times 75 = 487,5 \text{kN} > 147,92 \text{kN}$$

Normal kuvvet kontrolü;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 7322,4 \text{kN} > 0,2 \times 0,8 \times 0,8 \times 30000 = 3840 \text{kN}$$

O halde kolonların enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times [(A_c/A_{ck}) - 1] \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,30 \times 10 \times 75 \times [(80 \times 80 / 75 \times 75) - 1] \times (300/4200) = 2,21 \text{cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times 10 \times 75 \times (300/4200) = 4,01 \text{cm}^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
 $\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

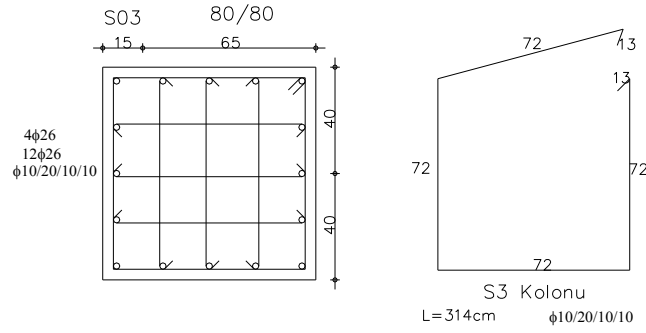
80×80 kolonların enine donatı aralarındaki çirozların aralığı 25 cm'den büyük olamayacağına göre, arada 3 adet çiroz, her iki yönde de konulacaktır.

Bu şekilde enine donatı kesit alanı da;

$A_s = 2 \times (5 \times 0,79) = 7,9 \text{cm}^2 > A_{sh} = 4,01 \text{cm}^2$ şeklinde gerekli donatıdan fazla olacak şekilde tasarlanmıştır.

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{pmatrix} b_{\max} = 80 \text{cm} \\ l_n/6 = 400/6 = 66 \text{cm} \\ 50 \text{cm} \end{pmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı alınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 90 cm seçilmiştir.



Şekil 6.8 S3 Kolonu Donatı Gösterimi

S4-S5-S6-S7-S8 Kolonları (100×100)

Bu kolonlar aynı boyutta olup ve yapının geometrisi itibarıyla yaklaşık aynı iç kuvvet değerlerine sahip olduklarından bu kolonlara ait yapılan süperpozisyonlar tablolarında gösterilerek maksimum değerlere göre kolonlar boyutlandırılmıştır.

Tablo 6.4 S4 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S4	1,4G+1,6Q	-11337,3	-26,48	38,05	69,661	-48,641
KAT6	S4	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-7242,5	77,66	38,25	65,59	412,095
KAT6	S4	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-8378,94	-113,95	13,79	29,714	-478,799
KAT6	S4	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-7292,53	-15,26	157,82	562,95	-26,459
KAT6	S4	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-8328,91	-21,03	-105,78	-467,645	-40,246
KAT6	S4	0,9G+Ex	-4651	84,3	28,37	47,558	424,197
KAT6	S4	0,9G-Ex	-5787,44	-107,3	3,92	11,682	-466,697
KAT6	S4	0,9G+Ey	-4701,03	-8,62	147,94	544,917	-14,357
KAT6	S4	0,9G-Ey	-5737,41	-14,38	-115,66	-485,677	-28,144

Tablo 6.5 S5 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S5	1,4G+1,6Q	-11616,7	0,81	38,36	70,294	3,098
KAT6	S5	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-7744,38	99,22	37,2	63,672	452,263
KAT6	S5	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-8256,85	-98,1	15,26	32,49	-448,031
KAT6	S5	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-7558,65	1,59	157,4	561,109	6,128
KAT6	S5	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-8442,58	-0,47	-104,94	-464,947	-1,895
KAT6	S5	0,9G+Ex	-5073,06	99	27,23	45,453	451,443
KAT6	S5	0,9G-Ex	-5585,52	-98,32	5,29	14,271	-448,851
KAT6	S5	0,9G+Ey	-4887,32	1,37	147,43	542,89	5,308
KAT6	S5	0,9G-Ey	-5771,26	-0,69	-114,91	-483,166	-2,716

Tablo 6.6 S6 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S6	1,4G+1,6Q	-11301,8	-7,06	27,39	54,478	-11,697
KAT6	S6	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-7727,4	95,35	27,77	52,566	445,386
KAT6	S6	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-7845,39	-104,84	9,9	22,389	-461,078
KAT6	S6	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-7365,82	-3,84	152,47	556,699	-4,098
KAT6	S6	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-8206,96	-5,65	-114,8	-481,745	-11,594
KAT6	S6	0,9G+Ex	-5145,08	97,69	21,31	39,772	449,376
KAT6	S6	0,9G-Ex	-5263,07	-102,5	3,44	9,595	-457,088
KAT6	S6	0,9G+Ey	-4783,51	-1,5	146,01	543,906	-0,108
KAT6	S6	0,9G-Ey	-5624,64	-3,31	-121,26	-494,539	-7,605

Tablo 6.7 S7 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S7	1,4G+1,6Q	-12433,9	-25,33	29,21	54,137	-44,806
KAT6	S7	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-8232,36	78,86	20,89	38,667	415,655
KAT6	S7	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-8882,06	-113,54	18,55	34,411	-477,007
KAT6	S7	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-8467,23	-6,55	151,06	550,982	-13,971
KAT6	S7	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-8647,19	-28,12	-111,62	-477,904	-47,381
KAT6	S7	0,9G+Ex	-5334,49	85,36	11,7	21,592	427,092
KAT6	S7	0,9G-Ex	-5984,18	-107,04	9,36	17,337	-465,571
KAT6	S7	0,9G+Ey	-5569,35	-0,06	141,87	533,908	-2,535
KAT6	S7	0,9G-Ey	-5749,32	-21,62	-120,81	-494,978	-35,945

Tablo 6.8 S8 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT6	S8	1,4G+1,6Q	-12345	9,75	28,15	52,218	18,499
KAT6	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-8524,63	102,43	19,73	36,593	460,756
KAT6	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-8725,3	-89,18	18,26	33,869	-435,623
KAT6	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-8560,89	15,32	150,3	548,376	26,434
KAT6	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-8689,03	-2,08	-112,32	-477,914	-1,3
KAT6	S8	0,9G+Ex	-5595,73	99,61	10,83	20,042	455,422
KAT6	S8	0,9G-Ex	-5796,4	-91,99	9,36	17,318	-440,957
KAT6	S8	0,9G+Ey	-5632	12,51	141,4	531,825	21,1
KAT6	S8	0,9G-Ey	-5760,13	-4,89	-121,21	-494,465	-6,634

1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -12345 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 100 \times 100 = 15000 \text{ kN}$$

$$M_2 = 70,29 \text{ kNm}, M_3 = -48,64 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{12345}{0,85 \times 100 \times 100 \times 2} = 0,726$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{7029}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,004$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4864}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,028$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -8882,1 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 100 \times 100 = 15000 \text{ kN}$$

$$M_2 = 34,41 \text{ kNm}, M_3 = -477,01 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{8882,1}{0,85 \times 100 \times 100 \times 2} = 0,52$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{3441}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,002$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{47701}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,028$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

G+Q+Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -8560,9 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 100 \times 100 = 15000 \text{ kN}$$

$$M_2 = 561,1 \text{ kNm}, M_3 = -47,38 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{8560,9}{0,85 \times 100 \times 100 \times 2} = 0,5$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{56110}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,033$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4738}{0,85 \times 100 \times 100^2 \times 2} = 0,0028$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

• seçilen donatı → 26φ26

Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;

Kolonlarda kayma kontrolü yaparsak;

$$V_{\max} = 157,82 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 0,125 \times 100 \times 94 = 763,4 \text{ kN} > 157,82 \text{ kN}$$

Normal kuvvet kontrolü;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 12534,2 \text{ kN} > 0,2 \times 1 \times 1 \times 30000 = 6000 \text{ kN}$$

O halde kolonların enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times [(A_c/A_{ck}) - 1] \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times (f_{ck}/f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0,30 \times 10 \times 94 \times [(100 \times 100 / 94 \times 94) - 1] \times (300/4200) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times 10 \times 94 \times (300/4200) = 5,03 \text{ cm}^2$$

Seçilen enine donatı: φ10/10 (kolon sarılma bölgesinde)
φ10/20 (kolon orta bölgesinde)

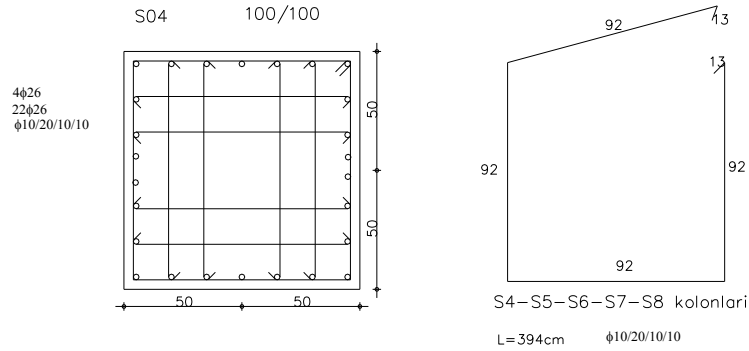
100×100 kolonların enine donatı aralarındaki çirozların aralığı 25 cm'den büyük olamayacağına göre, arada 4 adet çiroz, her iki yönde de konulacaktır.

Bu şekilde enine donatı kesit alanı da;

$A_s = 2 \times (6 \times 0,79) = 9,48 \text{ cm}^2 > A_{sh} = 5,03 \text{ cm}^2$ şeklinde gerekli donatıdan fazla olacak şekilde tasarlanmıştır.

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{pmatrix} b_{\max} = 100 \text{ cm} \\ l_n/6 = 400/6 = 66 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı kalınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 110 cm seçilmiştir.



Şekil 6.9 S4-S5-S6-S7-S8 Kolonları Donatı Gösterimi

1.bodrum katta bulunan en büyük eksenel kuvvet değerine sahip olan 110×110 boyutlu kolon için donatı hesabı aşağıda yapılmıştır.

Bodrum Kat S8 Kolonu (110×110)

Tablo 6.9 Bodrum Kat S8 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
BODRUM1	S8	1,4G+1,6Q	-16532	0,96	20,93	16,882	0,724
BODRUM1	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-11331,7	55,99	14,21	11,46	150,064
BODRUM1	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-11511,7	-54,69	13,99	11,285	-149,077
BODRUM1	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-11348,1	1,43	91,97	230,481	1,112
BODRUM1	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-11495,4	-0,13	-63,77	-207,736	-0,126
BODRUM1	S8	0,9G+Ex	-7282,45	55,72	7,44	6,002	149,866
BODRUM1	S8	0,9G-Ex	-7462,46	-54,96	7,23	5,827	-149,275
BODRUM1	S8	0,9G+Ey	-7298,81	1,16	85,21	225,022	0,914
BODRUM1	S8	0,9G-Ey	-7446,1	-0,4	-70,54	-213,194	-0,324

1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -16532 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 110 \times 110 = 18150 \text{ kN}$$

$$M_2 = 16,882 \text{ kNm}, M_3 = 0,724 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{16532}{0,85 \times 110 \times 110 \times 2} = 0,803$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1688}{0,85 \times 110 \times 110^2 \times 2} = 0,00075$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 110 \times 110 = 121 \text{ cm}^2$$

G+Q+Ex yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -11331,7 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 110 \times 110 = 18150 \text{ kN}$$

$$M_2 = 11,46 \text{ kNm}, M_3 = 150,064 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{11331,7}{0,85 \times 110 \times 110 \times 2} = 0,55$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1146}{0,85 \times 110 \times 110^2 \times 2} = 0,0005$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{15006}{0,85 \times 110 \times 110^2 \times 2} = 0,0066$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

G+Q+Ey yüklemesine göre donatı hesabı;

$$N_d = -11348 \text{ kN} < 0,5 \times f_{ck} \times A_c = 0,5 \times 3 \times 110 \times 110 = 18150 \text{ kN}$$

$$M_2 = 230,48 \text{ kNm}, M_3 = 1,112 \text{ kNm}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{11348}{0,85 \times 110 \times 110 \times 2} = 0,55$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{23048}{0,85 \times 110 \times 110^2 \times 2} = 0,01$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{\min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,01 \times 100 \times 100 = 100 \text{ cm}^2$$

• seçilen donatı → 28φ26

Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;

Kolonlarda kayma kontrolü yaparsak;

$$V_{\max} = 91,97 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 0,125 \times 110 \times 104 = 929,5 \text{ kN} > 91,97 \text{ kN}$$

Normal kuvvet kontrolü;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 16636 \text{ kN} > 0,2 \times 1,1 \times 1,1 \times 30000 = 7260 \text{ kN}$$

162

Tablo 6.10 S1 Kolonunun Donatı Tablosu

Kat No	Boyut	$A_s(\text{cm}^2)$	Seçilen	Köşe	Kenar	$A_{s \text{ mevcut}}(\text{cm}^2)$	$\rho=A_s/b.h$
1	70/70	49	16 ϕ 22	4 ϕ 22	12 ϕ 22	60,82	0,0124
2							
3							
4							
5							
6	65/65	42,25	16 ϕ 22	4 ϕ 22	12 ϕ 22	60,82	0,0143
7							
8							
9	60/65	39	14 ϕ 22	4 ϕ 22	12 ϕ 22	53,21	0,0136
10							
11							
12							
13	60/60	36	14 ϕ 22	4 ϕ 22	12 ϕ 22	53,21	0,0148
14							
15							
16							
17	50/60	30	12 ϕ 22	4 ϕ 22	8 ϕ 22	45,61	0,0152
18							
19							
20							
21	40/60	24	12 ϕ 22	4 ϕ 22	8 ϕ 22	45,61	0,019
22							
23							
24							

Tablo 6.11 S2 ve S3 Kolonlarının Donatı Tablosu

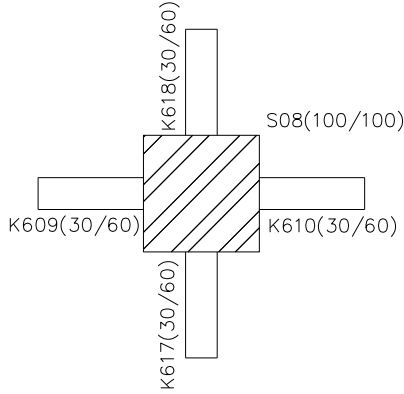
Kat No	Boyut	$A_s(\text{cm}^2)$	Seçilen	Köşe	Kenar	$A_{s \text{ mevcut}}(\text{cm}^2)$	$\rho=A_s/b.h$
1	80/90	72	18 ϕ 26	4 ϕ 26	14 ϕ 26	95,56	0,0132
2							
3							
4							
5							
6	80/80	64	16 ϕ 26	4 ϕ 16	12 ϕ 26	84,95	0,0132
7							
8							
9	75/80	60	16 ϕ 26	4 ϕ 16	12 ϕ 26	84,95	0,0142
10							
11							
12							
13	75/75	56,25	14 ϕ 26	4 ϕ 16	10 ϕ 26	74,33	0,0132
14							
15							
16							
17	70/70	49	14 ϕ 26	4 ϕ 16	10 ϕ 26	74,33	0,0152
18							
19							
20							
21	60/60	36	14 ϕ 22	4 ϕ 22	10 ϕ 22	53,21	0,0148
22							
23							
24							

Tablo 6.12 S4-S5-S6-S7 –S8 Kolonlarının Donatı Tablosu

Kat No	Boyut	$A_s(\text{cm}^2)$	Seçilen	Köşe	Kenar	$A_{s \text{ mevcut}}(\text{cm}^2)$	$\rho=A_s/b.h$
1	110/110	121	28 ϕ 26	4 ϕ 26	24 ϕ 26	148,7	0,0123
2							
3							
4							
5							
6	100/100	100	26 ϕ 26	4 ϕ 16	22 ϕ 26	138,04	0,0138
7							
8							
9	90/90	81	18 ϕ 26	4 ϕ 26	14 ϕ 26	95,56	0,012
10							
11							
12							
13	80/80	64	16 ϕ 26	4 ϕ 16	12 ϕ 26	84,95	0,0132
14							
15							
16							
17	70/70	49	14 ϕ 26	4 ϕ 16	10 ϕ 26	74,33	0,0152
18							
19							
20							
21	60/60	36	14 ϕ 22	4 ϕ 22	10 ϕ 22	53,21	0,0148
22							
23							
24							

6.5 Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulunun Kontrolü

Zemin kat C-3 aks kesişiminde kuvvetli kolon-zayıf kiriş kontrolünü yapılırsa;



$(M_{ra}+M_{r\bar{u}}) > 1,2 (M_{ri}+M_{rj})$ koşulunun kontrolü yapılırsa ;

Kiriş Kesiti Eğilme Momenti Kapasiteleri

Bölüm 5'te kiriş eğilme momenti kapasiteleri zemin kattaki tüm kirişler için hesaplanmıştır. Bu durumda;

S8 kolonu ile K609 ve K610 kirişlerinin oluşturduğu birleşim bölgesinde kontrol yapılırsa;

Kiriş Eğilme Momenti Kapasiteleri;

$$M_{ri} = 320,6 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 390,5 \text{ kNm}$$

Üst Kolon Eğilme Momenti Kapasitesi;

$$N_{d(g+qe)} = -7887,63 \text{ kN}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{7887,63}{0,85 \times 100 \times 100 \times 2} = 0,46$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{37,16 \times 36,5}{100 \times 100 \times 0,85 \times 2} = 0,079$$

İlgili abaklardan, $m_r = 0,1$

$$M_{r_{üst}} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,1 \times (0,85 \times 20000 \times 1 \times 1) = 1700 \text{ kNm}$$

Alt Kolon Eğilme Momenti Kapasitesi;

$$N_{d(g+qe)} = -8725,3 \text{ kN}$$

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{8725,3}{0,85 \times 100 \times 100 \times 2} = 0,51$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{37,16 \times 36,5}{100 \times 100 \times 0,85 \times 2} = 0,079$$

İlgili abaklardan, $m_r = 0,8$

$$M_{r_{üst}} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,08 \times (0,85 \times 20000 \times 1 \times 1) = 1360 \text{ kNm}$$

$$(M_{ra} + M_{rü}) / (M_{ri} + M_{rj}) = (1700 + 1360) / (320,6 + 390,5) = 4,30 > 1,2$$

6.6 Kolonların Kesme Güvenliği ve Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliğinin Kontrolü

Zemin katta bulunan S8 kolonunda kesme güvenliği ve kuşatılmamış birleşim kontrolü yapılacaktır.

Kiriş kesitlerinin eğilme momenti kapasitelerinin kolon kesitlerinde oluşturduğu;

$$M_a = M_{ü} = 1,4 \times (M_{ri} + M_{rj}) = 1,4 \times (1020 + 629) / 2 = 1154,3$$

Kolon kayma heabında esas alınacak kesme kuvveti değeri;

$$V_e = (M_a + M_{ü}) / l_n = (1154,3 + 1154,3) / (4 - 0,60) = 679 \text{ kN}$$

$$V_e > V_d \rightarrow 679 \text{ kN} > 157,2 \text{ kN}$$

$V_e < V_r \rightarrow 679 \text{ kN} < 0,22 \times 100 \times 100 \times 2 = 4400 \text{ kN}$olduğundan kirişlerde kesme güvenliği sağlanmıştır.

Kuşatılmamış birleşim bölgesinde tasarıma esas alınacak V_e kesme kuvveti değeri;

$$V_e = 1,25 \times f_{yk} \times (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$$

$$V_e = 1,25 \times 36,5 \times (17,43 + 12,56) - 157,2 = 1211,1 \text{ kN}$$

Kuşatılmamış birleşimlerde;

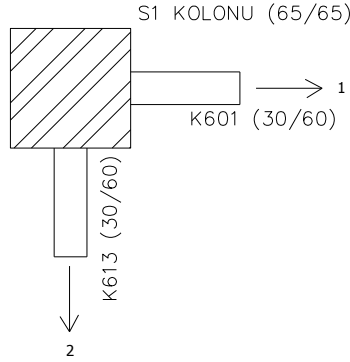
$$V_e < 0,45 \times b_j \times h \times f_{cd} \rightarrow 1211,1 < 0,45 \times 100 \times 100 \times 2 = 9000 \text{ kN}$$

Kuşatılmamış birleşim kontrolü sağlanmış oldu.

6.7 Kolonlarda Narinlik Etkisinin Kontrolü

Yapıdaki kolonlarda narinlik etkisinin kontrolü için zemin kat ve 1.katta bulunan, kesit bakımından küçük ve narin kirişlerle kuşatılmış S1 (65/65) kolonu gözönüne alınacaktır. Yapının taşıyıcı sistemi içinde yeterli rijitliği sağlayacak betonarme perdeler bulunduğundan yatay ötelenme önlenmiştir. Bodrum kat yüksekliği 3m, zemin kat ve 1. ve 2.katların yükseklikleri ise 4m'dir.

6.7.1 Zemin Kat S1 Kolonunda Narinlik Etkisi



$$i = 0,30 \times 0,65 = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{K601 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{E_c \times I}{1} \right)_{\text{kiriş}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,6^3}{12}}{6,5} \right) = 2658,5$$

$$\text{K613 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{E_c \times I}{1} \right)_{\text{kiriş}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,6^3}{12}}{5,4} \right) = 3200$$

$$\text{S1 kolonu için} \rightarrow \left(\frac{E_c \times I}{1} \right)_{\text{kolon}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,65 \times 0,65^3}{12}}{4} \right) = 11900 \text{ (1.kat kolonu)}$$

$$\text{S1 kolonu için} \rightarrow \left(\frac{E_c \times I}{1} \right)_{\text{kolon}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,70 \times 0,70^3}{12}}{3} \right) = 21342 \text{ (bodrum kat)}$$

1 doğrultusunda hesap:

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 21342) / 2658,5 = 12,50$$

$$\alpha_B = 1$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(12,50 + 1) = 1,375$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 1) = 0,9$$

$$l_k = k \times l_n = 0,9 \times (4 - 0,6) = 3,1m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{3,1}{0,2} = 15,5$$

Burada l_k ; etkili kolon boyudur. L_n , kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

$$l_k/i \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40$$

Burada M_1 ve M_2 momentleri herhangi bir yük kombinasyonunda yapısal çözümlemeden elde edilen kolon uç momentleridir. M_1 ve M_2 aynı yüzde basınç doğuracak şekilde ise M_1/M_2 oranı pozitif, tersi durumda ise negatif alınacaktır.

$M_1 < M_2$ olduğundan en elverişsiz durumda bile narinliğin kolonun dayanımına etkisi yoktur.

$$15,5 \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40 \rightarrow \text{Narinliğin etkisi yoktur.}$$

2 doğrultusunda hesap:

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 11900) / 3200 = 7,43$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(7,43 + 1) = 1,12$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 1) = 0,90$$

$$l_k = k \times l_n = 0,90 \times (4 - 0,6) = 3,06m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{3,06}{0,2} = 15,3$$

Burada l_k ; etkili kolon boyudur. L_n , kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

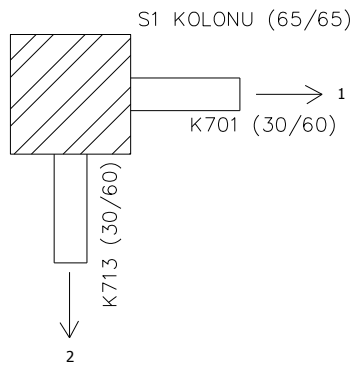
$$l_k/i \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40$$

Burada M_1 ve M_2 momentleri herhangi bir yük kombinasyonunda yapısal çözümlemeden elde edilen kolon uç momentleridir. M_1 ve M_2 aynı yüzde basınç doğuracak şekilde ise M_1/M_2 oranı pozitif, tersi durumda ise negatif alınacaktır.

$M_1 < M_2$ olduğundan en elverişsiz durumda bile narinliğin kolonun dayanımına etkisi yoktur.

$$15,3 \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40 \rightarrow \text{Narinliğin etkisi yoktur.}$$

6.7.2 1.Kat S1 Kolonunda Narinlik Etkisi



$$i = 0,30 \times 0,65 = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{K701 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l} \right)_{\text{kiriş}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,6^3}{12}}{6,5} \right) = 2658,5$$

$$\text{K713 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l} \right)_{\text{kiriş}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,6^3}{12}}{5,4} \right) = 3200$$

$$\text{S1 kolonu için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l} \right)_{\text{kolon}} = \left(\frac{3,2 \times 10^6 \times \frac{0,65 \times 0,65^3}{12}}{4} \right) = 11900 \text{ (1. ve 2.kat kolonları)}$$

1 doğrultusunda hesap:

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 11900) / 2658,5 = 8,95$$

$$\alpha_B = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 11900) / 2658,5 = 8,95$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(8,95 + 8,95) = 1,595$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 8,95) = 1,30$$

$$l_k = k \times l_n = 1,30 \times (4 - 0,6) = 4,4m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{4,4}{0,2} = 22$$

Burada l_k ; etkili kolon boyudur. L_n , kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

$$l_k/i \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40$$

Burada M_1 ve M_2 momentleri herhangi bir yük kombinasyonunda yapısal çözümlemeden elde edilen kolon uç momentleridir. M_1 ve M_2 aynı yüzde basınç doğuracak şekilde ise M_1/M_2 oranı pozitif, tersi durumda ise negatif alınacaktır.

$M_1 < M_2$ olduğundan en elverişsiz durumda bile narinliğin kolonun dayanımına etkisi yoktur.

$$22 \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40 \rightarrow \text{Narinliğin etkisi yoktur.}$$

2 doğrultusunda hesap:

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 11900) / 3200 = 7,43$$

$$\alpha_B = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (11900 + 11900) / 3200 = 7,43$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(7,43 + 7,43) = 1,443$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 7,43) = 1,22$$

$$l_k = k \times l_n = 1,22 \times (4 - 0,6) = 4,12m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{4,15}{0,2} = 20,75$$

Burada l_k ; etkili kolon boyudur. L_n , kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

$$l_k/i \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40$$

Burada M_1 ve M_2 momentleri herhangi bir yük kombinasyonunda yapısal çözümlemeden elde edilen kolon uç momentleridir. M_1 ve M_2 aynı yüzde basınç doğuracak şekilde ise M_1/M_2 oranı pozitif, tersi durumda ise negatif alınacaktır.

$M_1 < M_2$ olduğundan en elverişsiz durumda bile narinliğin kolonun dayanımına etkisi yoktur.

$$20,75 \leq 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \leq 40 \rightarrow \text{Narinliğin etkisi yoktur.}$$

7 PERDELERİN BETONARME HESABI

7.1 A.B.Y.Y.H.Y'e Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Perdelerdeki Koşullar

7.1.1 Enkesit Koşulları

- Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanıdır. Aşağıda belirtilen özel durum dışında perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/15'inden ve 200 mm'den az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/12'sinden az olmayacaktır.
- Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdeler tarafından taşındığı binalarda aşağıda verilen koşulların her ikisinin de sağlanması durumunda perde duvar kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin 1/20'sinden ve 150mm'den az olmayacaktır.

$$\Sigma A_g / \Sigma A_p \geq 0.002 \quad (7.1a)$$

$$V_t / \Sigma A_g \leq 0.5 f_{ctd} \quad (7.1b)$$

Bu koşul; bodrum katlarının çevresinde çok rijit betonarme perdelerin bulunduğu binalarda zemin kat düzeyinde, diğer binalarda ise temel üst kotu seviyesinde uygulanacaktır.

7.1.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği.

- $H_w / \ell_w > 2.0$ olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulacaktır. Perde uç bölgeleri, perdenin kendi kalınlığı içinde oluşturulabileceği gibi, perdeye birleşen diğer bir perdenin veya perdenin ucunda genişletilmiş bir kesitin içinde de düzenlenebilir.
- Temel üstünden itibaren kritik perde yüksekliği, $2\ell_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir.

$$H_{cr} \geq \ell_w \quad (7.2a)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad (7.2b)$$

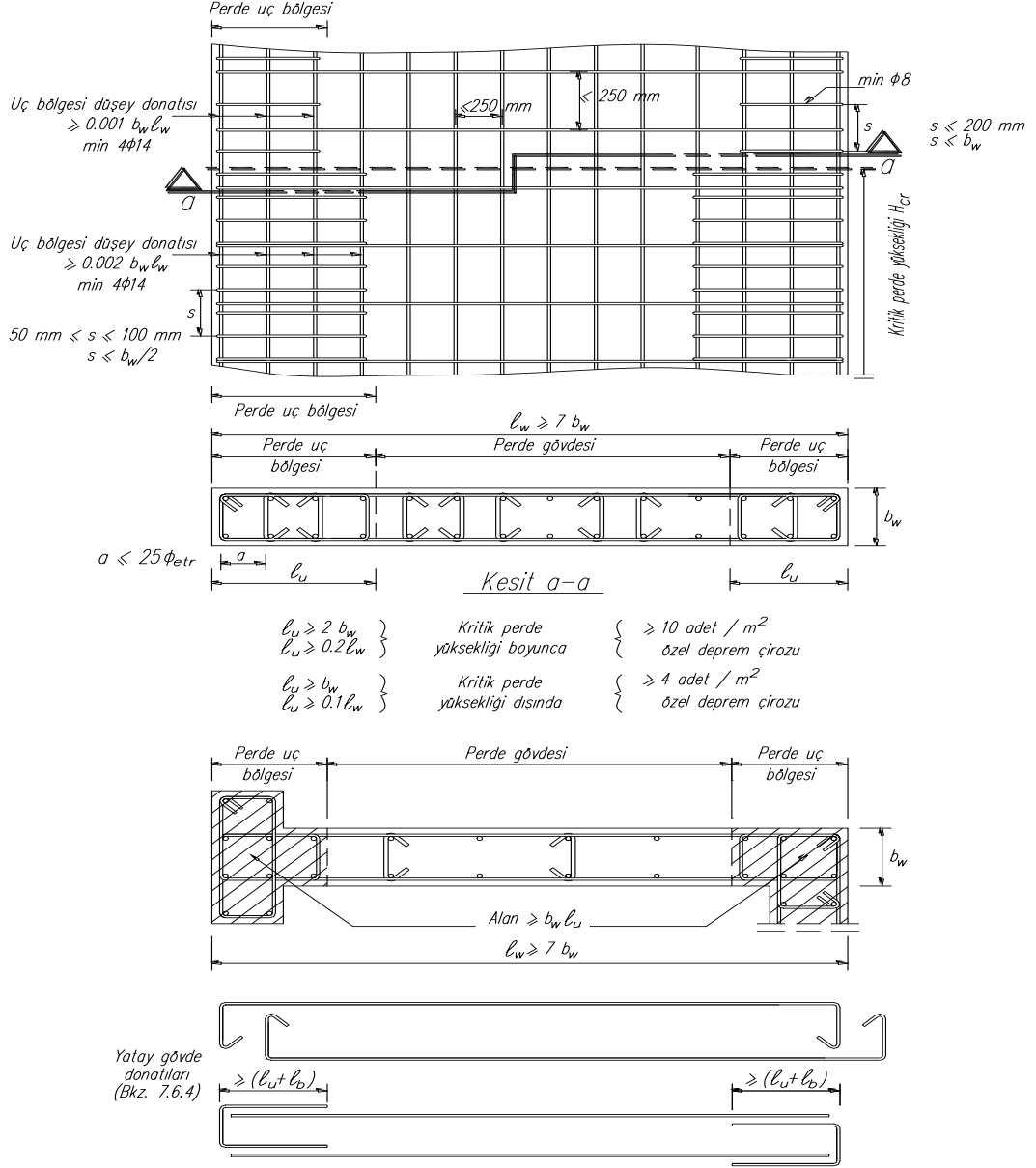
Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, H_w ve H_{cr} büyüklükleri zemin kat döşemesinden itibaren yukarıya doğru gözönüne alınacaktır. Bu tür binalarda kritik perde yüksekliği, en az zemin katın altındaki ilk bodrum katının yüksekliği boyunca aşağıya doğru ayrıca uzatılacaktır.

- Dikdörtgen kesitli perdelerde, yukarıda tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlılığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlılığından az olmayacaktır
- Perde uç bölgelerinin, perdeye birleşen diğer bir perdenin veya perdenin ucunda genişletilmiş bir kesitin içinde düzenlenmesi durumunda; her bir perde uç bölgesinin enkesit alanı, en az dikdörtgen kesitli perdeler için yukarıda tanımlanan alana eşit olacaktır.

7.1.3 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 olmayacaktır. $H_w / \ell_w \leq 2.0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınacaktır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmayacaktır.
- Yukarıda 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 geçmeyecektir.
- Uç bölgeleri dışında, perde gövdelerinin her iki yüzündeki donatı ağları, beher metrekaire perde yüzünde en az 4 adet özel deprem çirozu ile karşılıklı olarak

bağlanacaktır. Ancak, kritik perde yüksekliği boyunca, uç bölgeleri dışındaki beher metre kare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılacaktır. Çirozların çapı, en az yatay donatının çapı kadar olacaktır.



Şekil 7.1 Perdelerde Enine ve Boyuna Donatı Yerleşimi

7.1.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi

- Yatay gövde donatıları etriyelerle sarılı perde uç bölgesinin sonunda 90 derece kıvrılarak karşı yüzde köşedeki düşey donatıya 135 derecelik kanca ile bağlanacaktır.
- 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 yerleştirilecektir. Bu donatılar, perde uç bölgesinin i sınırından itibaren perde gövdesine doğru en az kenetlenme boyu kadar uzatılacaklardır.

7.1.5 Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları

- Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmayacaktır. Ancak, kritik perde yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılacaktır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarı 4Ø14'ten az olmayacaktır .
- Perde uç bölgelerindeki düşey donatılar, aşığıdaki kurallara uyularak, kolonlarda olduğu gibi etriyeler ve/veya irozlardan oluşan enine donatılarla sarılacaktır.

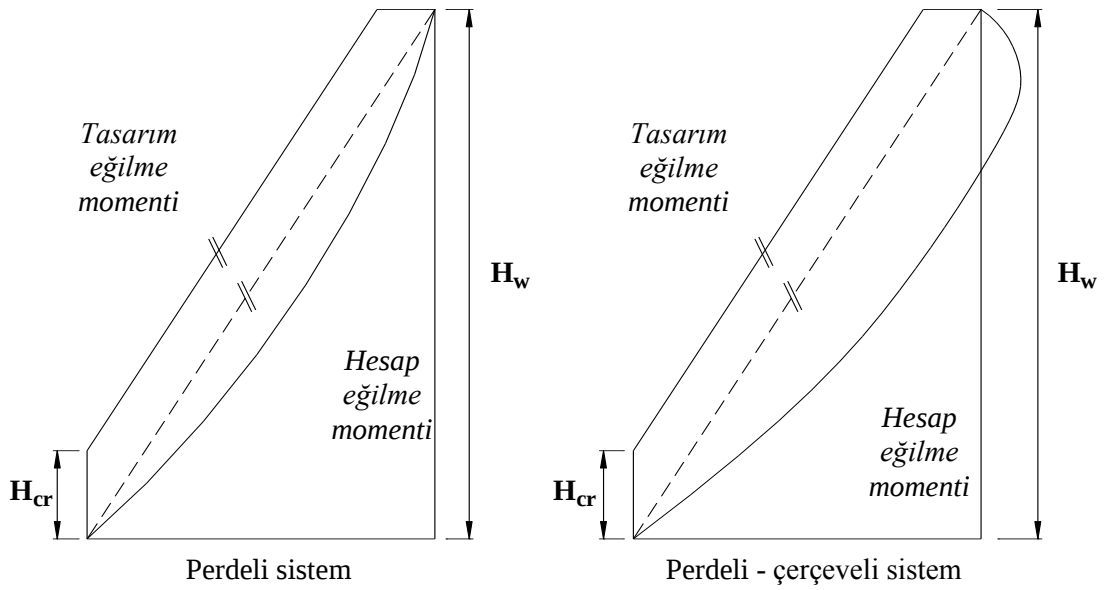
(a) Uç bölgelerinde kullanılacak enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a, etriye ve iroz çapının 25 katından fazla olmayacaktır.

(b) Düşey doğrultuda etriye ve/veya iroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmayacaktır (şekil 7.1). Bu donatılar, temelin içinde de en az perde kalınlığının iki katı kadar bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir.

(c) Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde uç bölgelerinde düşey doğrultudaki etriye ve/veya iroz aralığı, perde duvar kalınlığından ve 200 mm'den daha fazla olmayacaktır (şekil 7.1). Ancak, perde uç bölgelerindeki enine donatının çapı ve aralığı, hiçbir zaman perde gövdesindeki yatay donatıdan az olmayacaktır.

7.1.6 Tasarım Eğilme Momentleri

$H_w / \ell_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında hesaplanan eğilme momentine eşit alınacaktır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır. Çevresinde rijit perdeler bulunan bodrumlu binalarda sabit perde momenti, kritik perde yüksekliği boyunca gözönüne alınacaktır.



Şekil 7.2 Perdelerde Tasarım Eğilme Momenti Diyagramları

7.1.7 Perdelerin Kesme Güvenliği

Perde veya perde parçalarındaki enine donatının hesabında V_d kesme kuvveti esas alınacaktır. Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , denklem (7.3) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) \quad (7.3)$$

V_d kesme kuvveti denklem(7.4)'de tanımlanan koşulları sağlayacaktır:

$$V_d \leq V_r \quad (7.4a)$$

$$V_d \leq 0.22 A_{ch} f_{cd} \quad (7.4b)$$

Aksi durumda, perde kesit boyutları bu koşullar sağlanmak üzere arttırılacaktır.

7.2 Betonarme Perdelerin Statik ve Betonarme Hesabı

Yapıda bulunan betonarme perdelerin hesabı, TS 500 ve Deprem yönetmeliğinde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Perdelerin betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli ETABS 8.06'dan alınmıştır.

Üç boyutlu bilgisayar modelinde perdeler sistemde kabuk eleman olarak modellenmiştir.

Perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında oluşan eğilme momentine eşit olarak alınmıştır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır ve bu değerlere göre donatı hesabı yapılmıştır.

Yapıda ilk beş kat çepeçevre betonarme perdelerle teşkil edilmiştir. ± 0.00 kotundan itibaren yapıda her katta değişik boyutlarda 14 adet perde bulunmaktadır. Yapı, her iki doğrultuda simetrik olduğundan 7 adet perde gözönüne alınmıştır. Bu perdelerin boyutları aşağıdaki Tablo 7.1'de gösterilmiştir.

Tablo 7.1 Perde Kalınlıkları

Perde adı	Uzunluk (cm)	Kalınlık (cm)	Oran
P1	650	35	18,57
P2	650	35	18,57
P3	650	25	26
P4	650	25	26
P5	200	25	8
P6	200	25	8
P7	290	25	11,6

P1 ve P2 perdeleri zemin kattan itibaren ilk üç katta 35 cm kalınlığındadır. Diğer katlarda Deprem Yönetmeliğinde ki kurallara bağlı kalınarak perde kalınlığı 25 cm'e indirilmiştir.

Betonarme perdelerin hesabında kolon ve kirişlerin hesabında da belirtilen 10 tane yükleme kombinasyonu kullanılmıştır. En elverişsiz yük kombinasyonları kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır.

COMBO 1: $1,4G+1,6Q$

COMBO 6: $0,9G+E_x$

COMBO 2: $1,0G+1,0Q+1,0E_x$

COMBO 7: $0,9G-E_x$

COMBO 3: $1,0G+1,0Q-1,0E_x$

COMBO 8: $0,9G+E_y$

COMBO 4: $1,0G+1,0Q+1,0E_y$

COMBO 9: $0,9G-E_y$

COMBO 5: $1,0G+1,0Q-1,0E_y$

COMBO10: $G+Q$

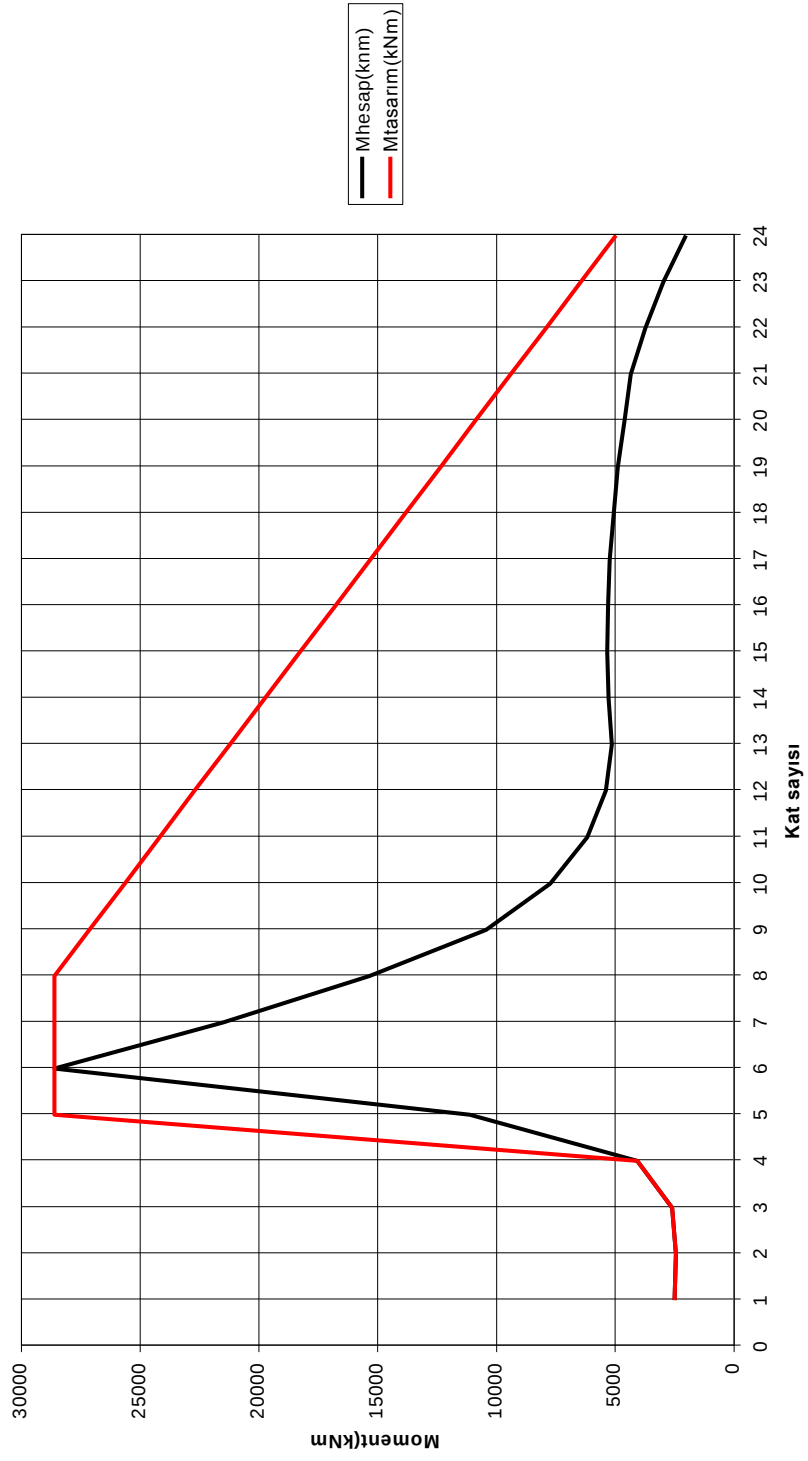
7.2.1 Betonarme Perdelerin Hesabı

P1 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.2 P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	M _{alt} (kNm)	M _{üst} (kNm)	M _{hesap} (kNm)	M _{tasarım} (kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	2464,4	377,9	2464,4	2464,4	-7555,6	909,06
2	2412,4	497,92	2412,4	2412,4	-7281,3	874,44
3	2551,3	1333,2	2551,3	2551,3	-7175,7	604,1
4	3287,2	4030,95	4030,95	4030,95	-7281,9	599,32
5	6919,42	11089,04	11089,04	28564,9	-7671	1692,06
6	28564,9	20842,9	28564,9	28564,9	-11966	2017,42
7	21460,7	14436,6	21460,7	28564,9	-11236,2	1875,4
8	15304,93	9409,9	15304,93	28564,9	-10496,9	1646,87
9	10389,87	6715,33	10389,87	27086,57	-9804,9	1277,27
10	7693,45	5313,1	7693,45	25609,12	-9204,04	1075,13
11	6133,6	4827,6	6133,6	24131,67	-8600,03	941,42
12	5344,9	4884,3	5344,9	22654,1	-7994,8	822,6
13	5096	5080,92	5096	21176,6	-7388,2	775,06
14	5025,7	5232,3	5232,3	19700	-6779,03	702,25
15	4994,7	-5302,2	5302,2	18221,8	-6167,14	660,7
16	4927,2	-5263,4	5263,4	16744,4	-5552,8	604,1
17	4802,6	-5204,2	5204,2	15267	-4936,93	618,9
18	4640,3	-5031,7	5031,7	13789,5	-4318,5	572,7
19	4378	-4845,9	4845,9	12312	-3696,6	544,6
20	4117,1	-4560,2	4560,2	10835	-3072,01	470,03
21	3810,81	-4295,6	4295,6	9357,14	-2445,4	438,01
22	3537,6	-3694,5	3694,5	7879,7	-1815,6	335,67
23	2915,3	-2797,9	2915,3	6402,3	-1183,94	265,39
24	1992,8	-669,807	1992,8	4924,82	-546,39	378,6



Şekil 7.3 P1 Perdesi Eğilme Momenti Değişimi

$$H_w = 69,6 \text{ m}$$

$$L_w = 6,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 13\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 6,5\text{m} \\ H_{cr} > \frac{H_w}{6} = \frac{69,6}{6} = 11,6\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 12\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > 2 \times b_w = 70\text{cm} \\ L_{uç} > 0,2 \times L_w = 130\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 150 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b) Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > b_w = 25\text{cm} \\ L_{uç} > 0,1 \times L_w = 65\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 75 \text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{11966}{35 \times 650 \times 2} = 0,262$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{2856490}{35 \times 650^2 \times 2} = 0,096$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,002 \times 35 \times 650 = 45,5\text{cm}^2 \rightarrow 28\phi 16$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 35 \times 350 = 30,1\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/15$$

$$V_d = 2017,42\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 35 \times 650 \times 2 = 10010\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 35 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 3924,4\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12 / 25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 10$ (etriye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{9804}{25 \times 650 \times 2} = 0,3$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{2708657}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,13$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, u\check{c}} = 0,001 \times 25 \times 650 = 16,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\phi 16$$

$$A_{s \min, g\ddot{o}vde} = 0,0025 \times 25 \times 500 = 31,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 1277,27 \text{ kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150 \text{ kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,2 \text{ kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etriye)

P2 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.3 P2 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ey Yüklemesi						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	3925,75	762,51	3925,75	3925,75	-8613	1427,81
2	4120,3	1089,87	4120,3	4120,3	-8299,4	1611
3	4520,1	1160,6	4520,1	4520,1	-8116,6	1433,74
4	5789,1	3636,2	5789,1	5789,1	-8099,43	918,01
5	10195,92	11821,5	11821,5	34422,47	-8290,7	676,92
6	34422,47	20633,2	34422,47	34422,47	-12373,1	3540,77
7	21546,86	12931,2	21546,86	34422,47	-11627,6	2303,55
8	14125,3	8002,8	14125,3	34422,47	-10870,1	1742,2
9	9287,2	5810,6	9287,2	32642	-10162,1	1260,87
10	7037,5	4886,7	7037,5	30861,5	-9543,4	1057,1
11	5877,7	4648,7	5877,7	29080,8	-8920,45	953,47
12	5293,4	4772,6	5293,4	27429,9	-8295,38	852,6
13	5109,5	4971,3	5109,5	25519,87	-7668,13	853,83
14	-4998,33	5109,1	5109,1	23739,4	-7037,45	779,95
15	4928,1	5170,9	5170,9	21958,9	-6403,61	746,56
16	4822,5	-5113,5	5113,5	20178,5	-5767,04	681,9
17	-4664,1	-5062,7	5062,7	18398	-5128,16	711,32
18	4462,9	-4878,1	4878,1	16617,6	-4485,54	648,3
19	4168,81	4666,4	4666,4	14837,2	-3839,55	614,6
20	3852,9	4286,46	4286,46	13056,7	-3190,77	526,2
21	3420,5	3992,3	3992,3	11276,25	-2539,98	531,8
22	-3036,3	-3445,68	3445,68	9495,8	-1885,63	425,83
23	-2409,5	-2926,1	2926,1	7715,35	-1299,25	348,2
24	-1838,5	937,4	1838,5	5934,9	-567,15	264,02



Şekil 7.4 P2 Perdesi Eğilme Momenti Değişimi

$$H_w = 69,6 \text{ m}$$

$$L_w = 6,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 13\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 6,5\text{m} \\ H_{cr} > \frac{H_w}{6} = \frac{69,6}{6} = 11,6\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 12\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > 2 \times b_w = 70\text{cm} \\ L_{uç} > 0,2 \times L_w = 130\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 150 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b) Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > b_w = 25\text{cm} \\ L_{uç} > 0,1 \times L_w = 65\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 75 \text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{12373,1}{35 \times 650 \times 2} = 0,27$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{3442250}{35 \times 650^2 \times 2} = 0,11$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,001 \times 25 \times 650 = 16,25\text{cm}^2 \rightarrow 14\phi 16$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 25 \times 500 = 31,25\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/15$$

$$V_d = 3540,77\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 35 \times 650 \times 2 = 10010\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + p_{sh} f_{yd}) = 35 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 3924,4\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{10162,1}{25 \times 650 \times 2} = 0,313$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{3264200}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,155$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, u\check{c}} = 0,001 \times 25 \times 650 = 16,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\phi 16$$

$$A_{s \min, g\ddot{o}vde} = 0,0025 \times 25 \times 500 = 31,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 1260,87 \text{ kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150 \text{ kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,2 \text{ kN}$$

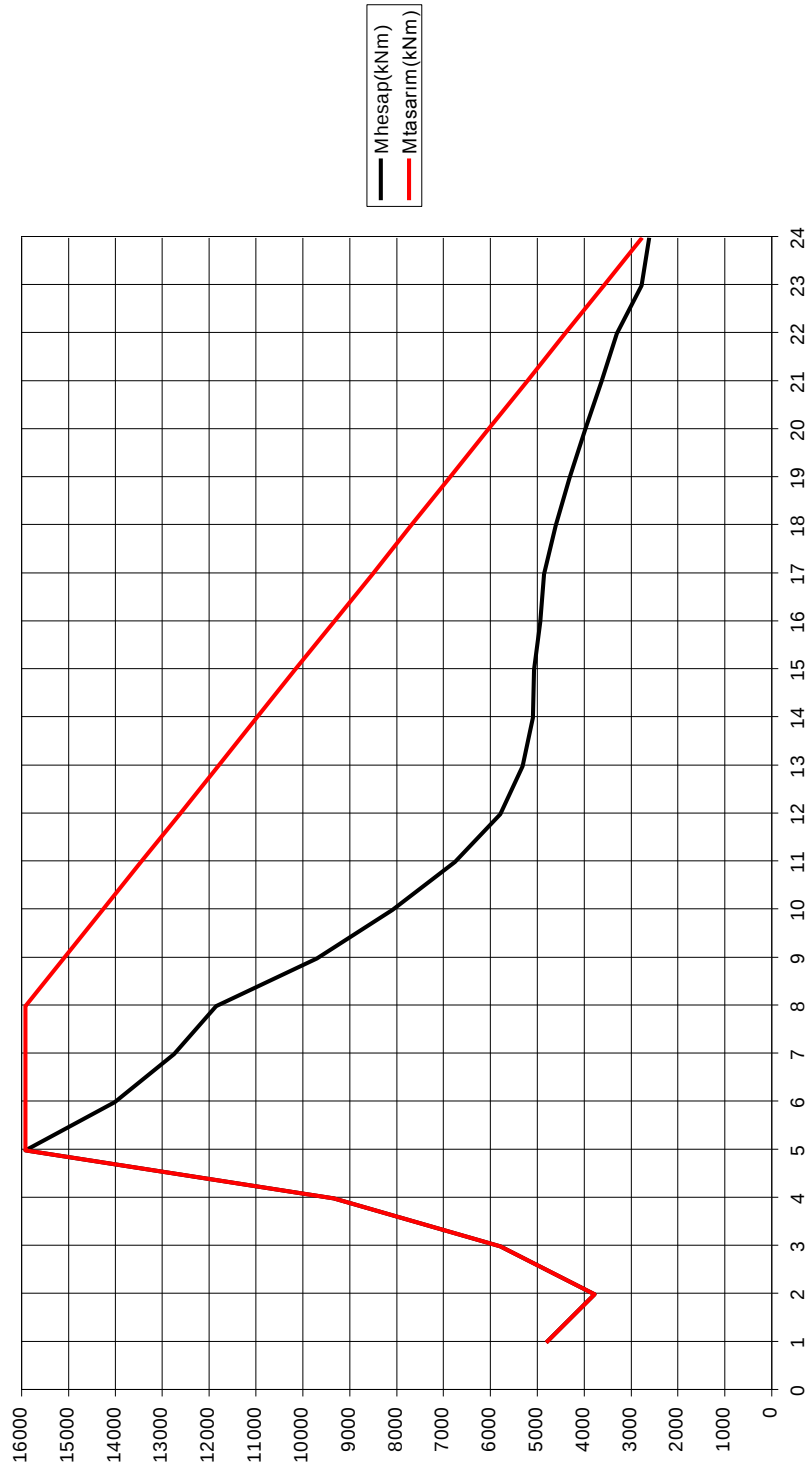
seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etkiye)

P3 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.4 P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ey Yükleme						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	4780,892	3055,796	4780,892	4780,892	-11026,8	662,13
2	3285,47	3756,356	3756,356	3756,356	-10571,9	400,6
3	2458,016	5768,86	5768,86	5768,86	-10158,9	1142,29
4	2099,609	9314,134	9314,134	9314,134	-9737,04	2411,98
5	3351,07	15895,775	15895,775	15895,775	-9297,77	2313,65
6	13990,75	10938,07	13990,75	15895,775	-8861,65	901,65
7	12719,49	6635,2	12719,49	15895,775	-8391,46	2215,5
8	11824,8	5304,74	11824,8	15895,775	-7903,56	2223,3
9	9676,84	4735,7	9676,84	15073,58	-7459,01	2226,9
10	8067,8	4518,4	8067,8	14251,38	-7016,96	2078,95
11	6733,5	4613,8	6733,5	13429,2	-6573,5	1893,68
12	5769,1	4809,2	5769,1	12606,98	-6124,2	1688,14
13	5294,6	5008,7	5294,6	11784,8	-5671,2	1592,1
14	-4975,4	5065,8	5065,8	10962,6	-5212,63	1435,77
15	4833,7	5048,84	5048,84	10140,4	-4749,5	1333,72
16	4724,64	4916,6	4916,6	9318,2	-4281,9	1225,04
17	-4635,9	4832,4	4832,4	8495,98	-3811,3	1222,72
18	4470,1	4581,1	4581,1	7673,8	-3336,6	1132,3
19	-4230,6	-4293,9	4293,9	6851,6	-2858,4	1051,9
20	-3959,5	-3811,6	3959,5	6029,4	-2376,8	917,01
21	-3608,7	-3382,2	3608,7	5207,2	-1893,5	856,61
22	-3276,5	-2575,2	3276,5	4384,98	-1409,2	723,95
23	-2748,9	-1652,7	2748,9	3562,8	-913,91	634,01
24	2590,8	662,7	2590,8	2740,6	-482,2	878,47



Şekil 7.5 P3 Perdesi Eğilme Momenti Değişimi

$$H_w = 69,6 \text{ m}$$

$$L_w = 6,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 13\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 6,5\text{m} \\ H_{cr} > \frac{H_w}{6} = \frac{69,6}{6} = 11,6\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 12\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > 2 \times b_w = 50\text{cm} \\ L_{uç} > 0,2 \times L_w = 130\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 150 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b) Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > b_w = 25\text{cm} \\ L_{uç} > 0,1 \times L_w = 65\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 75 \text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{9297,77}{25 \times 650 \times 2} = 0,28$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1589580}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,075$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,002 \times 25 \times 650 = 32,5\text{cm}^2 \rightarrow 18\phi 16$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 25 \times 350 = 21,875\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 2412\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,15\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{7459,01}{25 \times 650 \times 2} = 0,23$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1507358}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,07$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, u\check{c}} = 0,001 \times 25 \times 650 = 16,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 16$$

$$A_{s \min, g\ddot{o}vde} = 0,0025 \times 25 \times 500 = 31,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 2226,9 \text{ kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150 \text{ kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,2 \text{ kN}$$

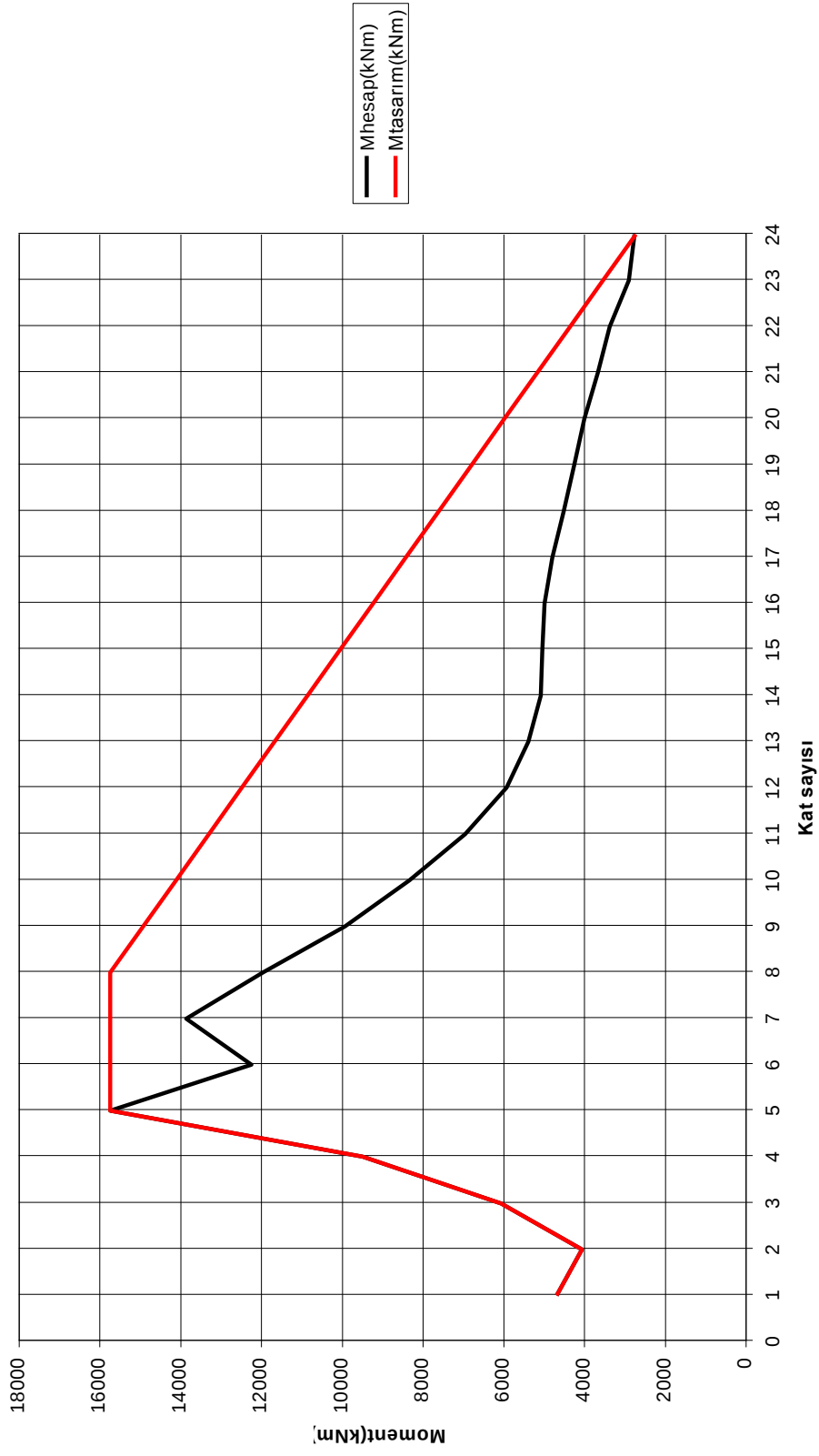
seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etkiye)

P4 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.5 P4 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ey Yükleme						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	4670,54	3208,69	4670,54	4670,54	-11443,9	590,32
2	3171,72	4035,99	4035,99	4035,99	-10826,8	469,43
3	2286,32	6045,24	6045,24	6045,24	-10484,4	1289,87
4	1895,03	9469,94	9469,94	9469,94	-10026,6	2534,29
5	3090,5	15714,18	15714,18	15714,18	-9569,72	2483,6
6	12225,71	10830,95	12225,71	15714,18	-9119,48	919,57
7	13839,64	6430,82	13839,64	15714,18	-8622,89	2280,74
8	11931,12	5124,89	11931,12	15714,18	-8113,47	2370,76
9	-9903,85	4651,48	9903,85	14901,5	-7652,89	2406,64
10	8310,75	4512,7	8310,75	14088,64	-7195,03	2258,22
11	-6935,71	-4640,03	6935,71	13275,87	-6734,83	2059,07
12	5902,12	-4830,56	5902,12	12463,1	-6270,81	1834,24
13	5360,81	-5018,3	5360,81	11650,33	-5803,93	1717,91
14	4983,02	5055,2	5055,2	10837,56	-5332,11	1543,26
15	4811,24	5019,4	5019,4	10024,79	-4856,32	1425,28
16	-4963,03	4867,1	4963,03	9212,02	-4377,11	1303,39
17	4615,64	-4767,24	4767,24	8399,25	-3895,13	1290,26
18	4461,04	4497,23	4497,23	7586,48	-3409	1192,58
19	-4233,15	-4190,03	4233,15	6773,71	-2919,65	1104,99
20	3973,1	3681,14	3973,1	5960,94	-2427,67	962,31
21	3644	-3218,76	3644	5148,17	-1933,64	890,96
22	3342,45	2374,39	3342,45	4335,4	-1437,52	768,72
23	-2874,95	1486,17	2874,95	3522,63	-939,47	709,89
24	-2741,35	894,09	2741,35	2709,86	-500,84	991,23



Şekil 7.6 P4 Perdesi Eğilme Momenti Değişimi

$$H_w = 69,6 \text{ m}$$

$$L_w = 6,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 13\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 6,5\text{m} \\ H_{cr} > \frac{H_w}{6} = \frac{69,6}{6} = 11,6\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 12\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > 2 \times b_w = 50\text{cm} \\ L_{uç} > 0,2 \times L_w = 130\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 150 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b) Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > b_w = 25\text{cm} \\ L_{uç} > 0,1 \times L_w = 65\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 75 \text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{9569,72}{25 \times 650 \times 2} = 0,294$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1571418}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,074$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,002 \times 25 \times 650 = 32,5\text{cm}^2 \rightarrow 18\phi 16$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 25 \times 350 = 21,875\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 2534,3\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,15\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12 / 25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{7652,89}{25 \times 650 \times 2} = 0,24$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1490150}{25 \times 650^2 \times 2} = 0,071$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, u\check{c}} = 0,001 \times 25 \times 650 = 16,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 16$$

$$A_{s \min, g\ddot{o}vde} = 0,0025 \times 25 \times 500 = 31,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 2406,6 \text{ kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 650 \times 2 = 7150 \text{ kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 650 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 2803,2 \text{ kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etkiye)

P5 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.6 P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ex Yükleme						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	258,016	-106,31	258,016	258,016	-2559,11	123,04
2	104,476	-141,58	141,58	141,58	-2369,97	80,06
3	163,694	-207,78	207,78	207,78	-2211,67	121,94
4	241,57	-288,75	288,75	1149,838	-2040,38	175,66
5	618,62	-1149,838	1149,838	1149,838	-2194,3	611,51
6	931,725	-314,26	931,725	1149,838	-2225,95	242,16
7	1067,648	-466,20	1067,648	1083,71	-1956,78	377,71
8	1087,587	-665,24	1087,587	1087,587	-1776,57	432,63
9	1132,6	-825,86	1132,6	1132,6	-1672,72	546,17
10	1121,197	-952,33	1121,197	1121,197	-1576,49	586,17
11	1126,931	-1007,24	1126,931	1126,931	-1484,57	588,8
12	1061,462	-1009,68	1061,462	1061,462	-1406,47	570,65
13	1010,293	-1007,35	1010,293	1010,293	-1327,9	555,25
14	932,353	-965,03	965,03	965,03	-1243,64	521,29
15	870,212	-924,36	924,36	924,36	-1152,82	492,44
16	794,927	-858,3	858,3	858,3	-1056,11	452,77
17	753,412	-825,98	825,98	825,98	-947,12	432,3
18	676,24	-758,35	758,35	758,35	-827,78	392
19	617,704	-707,38	707,38	707,38	-703,34	361,91
20	540,284	-628,52	628,52	628,52	-576,32	318,31
21	494,62	-586,46	586,46	586,46	-443,48	294,27
22	419,865	-497,94	497,94	497,94	-310,47	248,81
23	365,29	-493,03	493,03	493,03	-184,7	218,71
24	383,879	-477,14	477,14	477,14	-34,6	237,18

$$L_w = 2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 4\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 2\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 4\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > 2 \times b_w = 50\text{cm} \\ L_{uç} > 0,2 \times L_w = 40\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 60 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b) Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} L_{uç} > b_w = 25\text{cm} \\ L_{uç} > 0,1 \times L_w = 20\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow L_{uç} = 30 \text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2048,38}{25 \times 200 \times 2} = 0,2$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{114984}{25 \times 200^2 \times 2} = 0,06$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,002 \times 25 \times 200 = 10\text{cm}^2 \rightarrow 10\phi 14$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 25 \times 80 = 5\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 611,51\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 200 \times 2 = 2200\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 200 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 862,5\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2225,95}{25 \times 200 \times 2} = 0,22$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{108371}{25 \times 200^2 \times 2} = 0,05$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, uç} = 0,001 \times 25 \times 200 = 5\text{cm}^2 \rightarrow 6\phi 14$$

$$A_{s \min, gövde} = 0,0025 \times 25 \times 140 = 8,75\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 588,9\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 200 \times 2 = 2200\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 200 (0.65 \times 0.125 + 0.0025 \times 36.5) = 862,5 \text{ kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12 / 25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 20$ (etriye)

P6 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.7 P6 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ex Yükleme						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	258,237	51,639	258,237	258,237	-2533,19	124,02
2	73,243	-38,218	73,243	73,243	-2330,24	41,44
3	72,314	-33,316	72,314	72,314	-2171,31	43,25
4	65,294	-30,676	65,294	1003,955	-2013,58	37,29
5	436,197	-1003,955	1003,955	1003,955	-2249,51	505,65
6	824,229	-371,15	824,229	1003,955	-2327,75	151,33
7	548,503	-267,27	548,503	946,3	-2022,63	98,36
8	315,623	-325,06	325,06	888,6	-1834,27	43,49
9	295,027	-256,44	295,027	836,69	-1718,92	56,9
10	242,804	-217,97	242,804	784,77	-1600,07	47,36
11	203,426	-201,78	203,426	732,9	-1495,97	43,35
12	193,039	-201,64	193,039	680,95	-1410,61	45,73
13	202,739	-195,6	202,739	629,04	-1328,04	44,95
14	214,383	-192,87	214,383	577,1	-1241,42	48,63
15	217,791	-190,35	217,791	525,22	-1150,11	47,66
16	220,162	-188,05	220,162	473,3	-1054,16	50,04
17	211,764	-189,87	211,764	421,4	-944,76	45,67
18	215,909	-178,43	215,909	369,5	-823,2	47,83
19	202,863	-179,58	202,863	317,6	-696,12	47,22
20	200,423	-165,97	200,423	265,67	-565,53	47,04
21	177,784	-177,06	177,784	213,8	-426,93	43,99
22	189,794	-141,06	189,794	189,794	-289,65	46,19
23	152,933	-147,33	152,933	152,933	-157,95	45,05
24	223,511	-131,37	223,511	223,511	-69,74	99,67

$$L_w = 2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 4\text{m} \\ H_{cr} > L_w = 2\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 4\text{m} \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} \text{Luç} > 2 \times b_w = 50\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,2 \times L_w = 40\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Luç} = 60\text{ cm seçilmiştir.}$$

b)Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} \text{Luç} > b_w = 25\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,1 \times L_w = 20\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Luç} = 30\text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2327,8}{25 \times 200 \times 2} = 0,23$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{100395}{25 \times 200^2 \times 2} = 0,05$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, \text{uç}} = 0,002 \times 25 \times 200 = 10\text{cm}^2 \rightarrow 10\phi 14$$

$$A_{s \min, \text{gövde}} = 0,0025 \times 25 \times 80 = 5\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 505,65\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 200 \times 2 = 2200\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 200 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 862,5\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12 / 25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2022,6}{25 \times 200 \times 2} = 0,20$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{94630}{25 \times 200^2 \times 2} = 0,048$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, \text{uç}} = 0,001 \times 25 \times 200 = 5\text{cm}^2 \rightarrow 6\phi 14$$

$$A_{s \min, \text{gövde}} = 0,0025 \times 25 \times 140 = 8,75\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 98,36\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 200 \times 2 = 2200\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 200 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 862,5\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12 / 25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 20$ (etkiye)

P7 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 7.8 P7 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q+Ex Yükleme						
Kat	M_{alt}(kNm)	M_{üst}(kNm)	M_{hesap}(kNm)	M_{tasarım}(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
1	476,177	161,094	476,177	476,177	-3761,09	160,09
2	-199,52	231,945	231,945	231,945	-3454,79	0,27
3	-217,54	391,322	391,322	391,322	-3203,71	67
4	-428,39	891,371	891,371	2691,615	-3075,5	298,97
5	-862,03	2691,615	2691,615	2691,615	-3440,42	1048,26
6	-1799,11	1095,295	1799,11	2691,615	-3524,63	210,28
7	-2292,40	614,95	2292,40	2536,9	-3186,31	524,56
8	-2017,60	821,583	2017,60	2382,1	-2833,7	522,72
9	-1949,32	1057,759	1949,32	2242,87	-2612,98	649,08
10	-1879,39	1269,447	1879,39	2103,67	-2416,46	685,91
11	-1717,07	1384,393	1717,07	1964,47	-2236,12	667,82
12	-1552,14	1423,033	1552,14	1825,3	-2089,09	624,61
13	-1441,97	1450,93	1450,93	1686,1	-1954,45	593,96
14	-1314,13	1416,684	1416,684	1546,9	-1819,61	539,51
15	-1219,36	1375,703	1375,703	1407,7	-1681,63	494,1
16	-1120,53	1300,793	1300,793	1300,793	-1536,41	438,07
17	-1073,57	1273,102	1273,102	1273,102	-1370,57	413,85
18	-980,7	1192,231	1192,231	1192,231	-1185,62	359,73
19	-903,48	1128,658	1128,658	1128,658	-991,11	317,91
20	-809,3	1026,245	1026,245	1026,245	-788,34	258,97
21	-750,17	970,187	970,187	970,187	-574,98	227,58
22	-676,27	833,888	833,888	833,888	-367,57	164,72
23	-604,13	731,683	731,683	731,683	-179,29	125,34
24	-625,45	687,074	687,074	687,074	-7,79	55,61

$$L_w = 2,90m$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} < 2L_w = 5,80m \\ H_{cr} > L_w = 2,90m \end{array} \right\} \rightarrow H_{cr} = 4m \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left. \begin{array}{l} \text{Luç} > 2 \times b_w = 50\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,2 \times 290 = 58\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Luç} = 70\text{ cm seçilmiştir.}$$

b)Kritik yükseklik dışında;

$$\left. \begin{array}{l} \text{Luç} > b_w = 25\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,1 \times L_w = 29\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Luç} = 40\text{ cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{3524,63}{25 \times 290 \times 2} = 0,24$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{269162}{25 \times 290^2 \times 2} = 0,064$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, \text{uç}} = 0,002 \times 25 \times 290 = 14,5\text{cm}^2 \rightarrow 14\phi 14$$

$$A_{s \min, \text{gövde}} = 0,0025 \times 25 \times 150 = 9,4\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 1048,3\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 290 \times 2 = 3190\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 290 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 1250,6\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etkiye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{3186,3}{25 \times 290 \times 2} = 0,22$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{253690}{25 \times 290^2 \times 2} = 0,06$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$A_{s \min, \text{uç}} = 0,001 \times 25 \times 290 = 7,25\text{cm}^2 \rightarrow 8\phi 14$$

$$A_{s \min, \text{gövde}} = 0,0025 \times 25 \times 210 = 13,2\text{cm}^2 \rightarrow \phi 14/20$$

$$V_d = 685,91\text{kN} < 0,22 \times b \times h \times f_{cd} = 0,22 \times 25 \times 290 \times 2 = 3190\text{kN}$$

$$V_d < V_r = A_{ch} (0,65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) = 25 \times 290 (0,65 \times 0,125 + 0,0025 \times 36,5) = 1250,6\text{kN}$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/25$, Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etkiye)

8. KİRİŞSİZ RADYE TEMEL HESABI

Bina temelleri, taşıyıcı sistemin yüklerinin zemine aktaran kısımlardır. Yüklerin uygun şekilde zemine aktarılması sırasında, taşıyıcı sistemde ek etkiler meydana getirecek çökmelerin ve dönmelerin meydana gelmemesi önemlidir. Ayrıca farklı oturmaların elden geldiğince önlenmesiyle taşıyıcı sistemin gereksiz yere zorlanmasının önüne geçilmiş olunur. Bu koşulları sağlayan temel düzeninin belirlenmesinden sonra, betonarme temel elemanlarının iç kesit etkilerinin belirlenmesi ve bunların uygun donatı düzeni ile karşılanması gerekir. [10]

Temel düzen ve boyutlarını, taşıyıcı sistemden gelen etkiler yanında, temel zemininin taşıma kapasitesini kontrol eder. Bu nedenle temel sisteminin belirlenmesinden önce, zeminin taşıma kapasitesi hakkında güvenilir bilginin elde edilmesi gerekir. Geoteknik bilgiler ışığında, inşaat alanındaki zeminin yakından incelenmesi ve yapılan sondajların değerlendirilmesiyle zemin için güvenlik gerilmesi belirlenir. Zemin güvenlik gerilmesi, betonarme yapıların emniyet gerilmeleri ilkelerine göre boyutlanması durumunda doğrudan kullanılabilir. Ancak taşıma gücü ilkelerinin kullanılması durumunda, zemin gerilmelerinin hesap edilip verilen zemin güvenlik gerilmesi ile karşılaştırılması için, kullanma durumuna karşı gelen G+Q yükleme durumunun gözönüne alınması gerekir. Bunun yanında diğer bir önemli yükleme deprem etkisini de içeren G+Q+E yükleme durumudur. Ancak bu durumun kullanma durumuna göre oldukça ender ortaya çıktığı ve kısa süre devam ettiği düşünülerek Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin emniyet gerilmesinin % 50 arttırılabileceği öngörülmüştür. Buna göre zemin gerilmelerinin kontrolü bakımından iki yükleme durumunun gözönüne alınması gerekir.

G+Q yükleme $\rightarrow$ zemin gerilmesi $\leq$ zemin emniyet gerilmesi

G+Q+E yükleme $\rightarrow$ zemin gerilmesi $\leq 1,50 \times$ zemin emniyet gerilmesi

Bu projede seçilen temel tipi, kirişsiz radye plak temeldir.

Özellikle plak temel gibi büyük boyuttaki temellerin boyutlandırılmasında temelin yanyana gelmiş elastik yaylardan ibaret olduğunu kabul etmek daha anlamlı sonuç verir.

$$\text{Zemin Gerilmesi: } K_0(\text{yatak katsayısı}) \times \text{Düşey çökme} \quad (8.1)$$

8.1 Radye Temel Kalınlığının Belirlenmesi (Zımbalama Tahkiki)

Sınırlı bir alana yayılmış yükler veya kolonlar tarafından yerel olarak yüklenen plakların zımbalama dayanımı hesaplanarak bunun tasarım zımbalama kuvvetine eşit veya ondan büyük olduğu kanıtlanacaktır.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (8.2)$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alan $d/2$ kadar uzaklıkta yer alan zımbalama çevresi ile belirlenen kesit gözönüne alınır. (Şekil 8.1)

Tasarım zımbalama kuvveti, zımbalama çevresi ile sınırlanan plak bölümüne etkiyen ve plak düzlemindeki kuvvetlerin cebirsel toplamıdır. Şekilde gösterilen F_a , zımbalama çevresi içinde kalan yüklerin toplamıdır.

Zımbalama dayanımı V_{pr} , aşağıdaki bağıntıdan hesaplanmalıdır.

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d \quad (8.3)$$

Burada u_p zımbalama çevresidir. γ ise eğilme etkisini yansıtan bir katsayıdır. Bu değer dikdörtgen ve dairesel kolonlar için aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır.

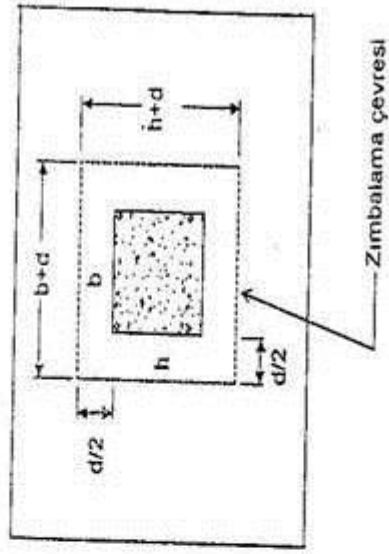
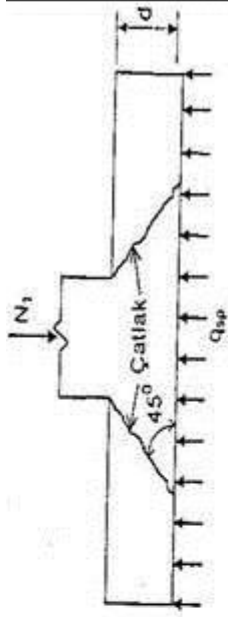
$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \quad (8.4)$$

$$e_{min} = 15\text{mm} + 0,03h$$

$$V_{pd} = N - F_a$$

$$F = q_{sp} \times (b + d) \times (h + d)$$

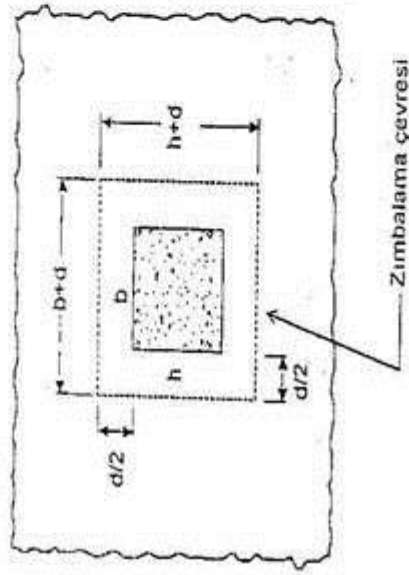
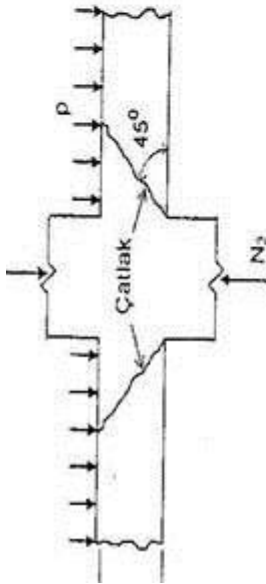
$V_{pr} \geq V_{pd}$ ise yapıda kullanılan temel sistemi zımbalama dayanımına karşı dayanıklıdır.



$$V_{\text{ed}} = N_1 - F_a$$

$$F_a = q_{\text{sp}} (b + d)(h + d)$$

b. Temel



$$V_{\text{ed}} = N_2 - N_1 - F_a$$

$$F_a = p (b + d)(h + d)$$

a. Kirişsiz Döşeme

En büyük normal kuvvet değerine sahip olan kolona bakıldığında C-3 aksları kesişiminde yer alan 110cm/110cm boyutlu kolon ($N_{\max}=16532 \text{ kN}$) olduğu görülür.

$d=155\text{cm}$, $d'=5 \text{ cm}$ $h=160 \text{ cm}$ seçilirse;

zımbalama çevresi;

$$u_p=4\times(110+155)=1060\text{cm}$$

$$e_{\min} = 15\text{mm} + 0,03h = 1,5 + 0,03\times 110 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{4,8 + 4,8}{\sqrt{265 \times 265}}} = 0,95$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d = 0,95 \times 0,125 \times 1040 \times 155 = 19142,5\text{kN}$$

$$V_{pd} = N - F_a$$

$$F = q_{sp} \times (b + d) \times (h + d)$$

$$V_{pr} \geq V_{pd} \text{ koşulu sağlanmıştır.}$$

Görüldüğü gibi temelin altında oluşan zemin gerilmesi ile zımbalama alanının çarpılmasından oluşan F_a kuvvetini hesaba katmadan dahi temelin zımbalamaya karşı güvenliği olduğu görülmektedir.

Sonuç olarak radye temel kalınlığı 160 cm seçilmiştir.

8.2 Zemin Gerilmesi Kontrolü

Binanın temel yüksekliği yapılan zımbalama dayanımı kontrolü sonucunda 1,6 m olarak hesaplanmıştır. Ayrıca temel altında oluşan gerilmelerin, zemin emniyet gerilmesini aşmaması için tüm bina çevresinden dışa doğru 1,5m konsol çıkması yapılmıştır.

Sonuç olarak tasarlanan temel tipi, 47,4m ×29,6m alana sahip, 1,6 m derinlikli kirişsiz radye plak şeklindedir.

1,0G+1,0Q yüklemeinden elde edilen normal kuvvet değerleri Tablo 8.1’de gösterilmiştir.

Tablo 8.1 Yapı Elemanlarına Gelen Normal Kuvvet Değerleri

Kat	Eleman Adı	Gelen Yük(kN)	Adet	Toplam Yük (kN)
1	S1	1428,95	4	5715,8
1	S2	2285,55	4	9142,2
1	S3	2315,38	4	9261,52
1	S4	9845,64	4	39382,56
1	S5	10014,22	4	40056,88
1	S6	9798,73	4	39194,92
1	S7	10796,87	4	43187,48
1	S8	10780,11	4	43120,44
1	P1	8107,38	4	32429,52
1	P2	8613,66	2	17227,32
1	P3	11023,77	1	11023,77
1	P4	11443,94	1	11443,94
1	P5	3373	2	6746
1	P6	3367,43	2	6734,86
1	P7	5057,25	2	10114,5
1	Ç.P	91771,5	1	91771,5
				ΣNd=416553,21kN

Temelin ağırlığında hesaba katılırsa;

$$W_{\text{temel}} = 47,4 \times 29,6 \times 1,6 \times 25 = 56121 \text{ kN}$$

$$W_{\text{toplam}} = W_{\text{yapı}} + W_{\text{temel}} = 416553,21 \text{ kN} + 56121 \text{ kN} = 472674,6 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{472674,6}{47,4 \times 29,6} = 336,9 \text{ kN/m}^2 \leq 350 \text{ kN/m}^2$$

8.3 Kirişsiz Radye Temelin Statik ve Betonarme Hesabı

Radye temelin statik ve betonarme hesabı TS 500’de verilen kurallar dahilinde yapılmıştır. Radye temel Etabs 8.06 paket programı ile çökmeye karşı tanımlanan düşey yatak katsayıları ile tanımlı sonlu eleman ağı oluşturularak çözülmüştür. Sonlu eleman düğüm noktalarında tanımlanan çökmeye karşı yay sabiti değerleri, düşey yatak katsayısının ilgili sonlu elemanın etkili yük alanı ile çarpılmasından oluşan tekil kuvvetler şekilde tanımlanmıştır. Bu işlemler Etabs 8.06 paket programı tarafından otomatik olarak gerçekleştirilmiştir.

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan zemin parametreleri aşağıda verilmiştir.

Deprem Bölgesi: I. sınıf

Zemin Sınıfı: Z2

Zemin Emniyet Gerilmesi (σ_z): 350 kN/m²

Zemin Düşey Yatak Katsayısı (k_0): 60000kN/m³

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan yük kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

COMBO 1: 1,4G+1,6Q

COMBO 2: 1,0G+1,0Q+1,0E_x

COMBO 3: 1,0G+1,0Q-1,0E_x

COMBO 4: 1,0G+1,0Q+1,0E_y

COMBO 5: 1,0G+1,0Q-1,0E_y

COMBO 6: 0,9G+E_x

COMBO 7: 0,9G-E_x

COMBO 8: 0,9G+E_y

COMBO 9: 0,9G-E_y

COMBO10: G+Q

8.3.1 Analiz Sonrası Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü

Etabs 8.06 paket programı ile yapılan statik analiz sonucu radye temelde oluşan en büyük çökme değerinden hareketle zemin gerilmesi hesabı yapılırsa;

Maksimum oturma miktarının 0,0081m olduğu hesaplanmıştır. Bu değerden hareketle;

Zemin Gerilmesi: $k_o(\text{yatak katsayısı}) \times \text{Düşey çökme}$

$$\sigma_{\text{zemin}} = 60000 \times 0,0081 = 486 \text{ kN/m}^2 \leq 1,5 \times \sigma_z(\text{zemin gerilmesi})$$

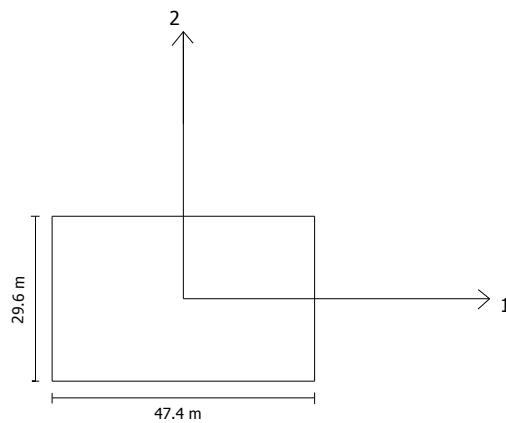
$$486 \text{ kN/m}^2 \leq 1,5 \times 350 = 525 \text{ kN/m}^2$$

Kontrolden de görüldüğü gibi bina temelının plandaki boyutları ve temel yüksekliği, zemin emniyeti bakımından yeteri kadar güvenlidir.

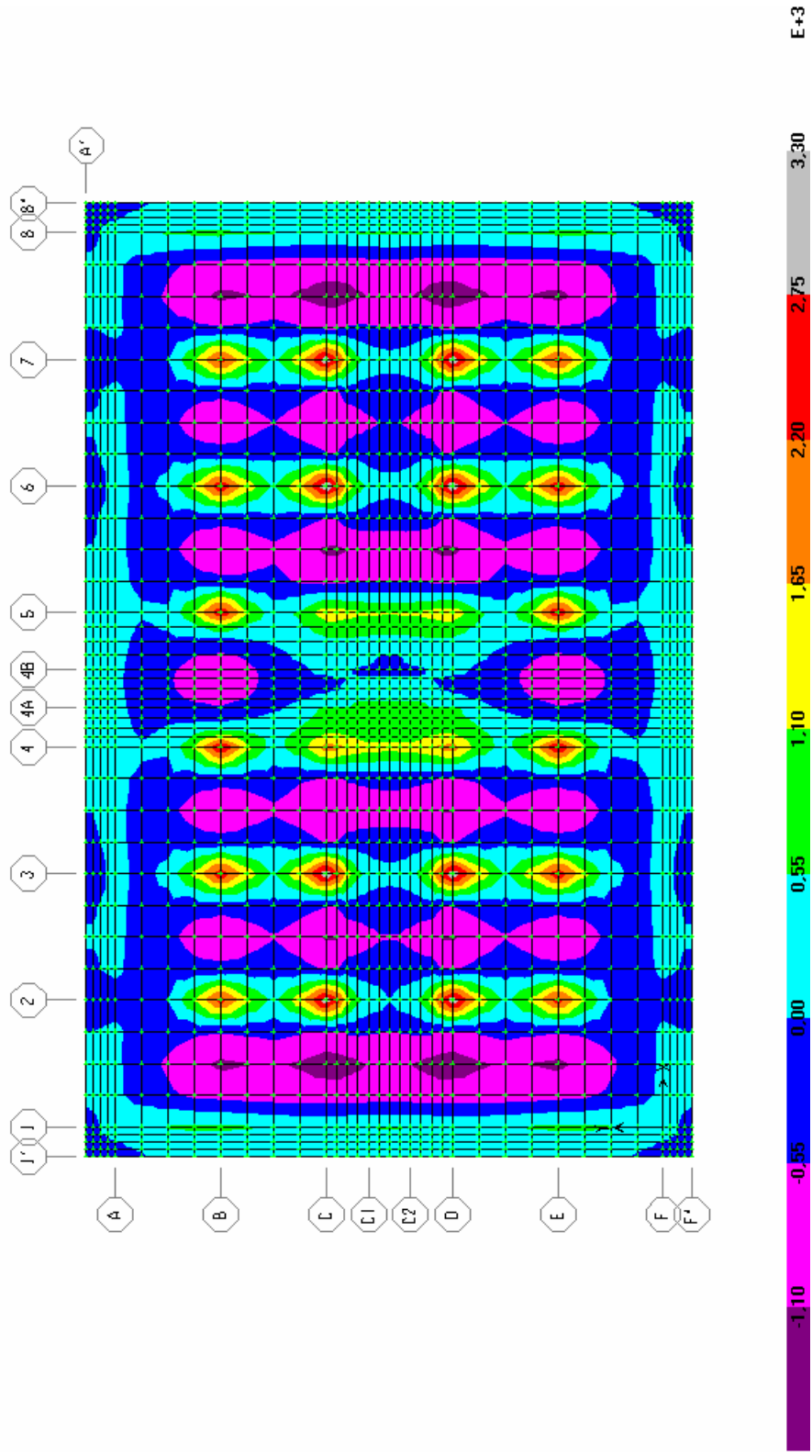
8.3.2 Radye Temelin Betonarme Hesabı

Radye temelin betonarme hesabı Etabsv8.06 bilgisayar modeli üzerinde boyutlamaya esas olan yükleme kombinasyonlarında oluşan moment diyagramlarının değerlendirilmesi ile yapılmıştır. Her iki yön içinde en büyük moment değerleri kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır. Bu değerlere ait moment diyagramları Şekil 8.3 ve 8.4’de gösterilmiştir. İlk olarak radye temellerde, tüm temelın altlı üstlü her iki doğrultuda minimum donatı ile donatılandırılması, momentlerin minimum sınırı aştığı bölgelere ek donatı konulması aşamalarıyla yapılmıştır.

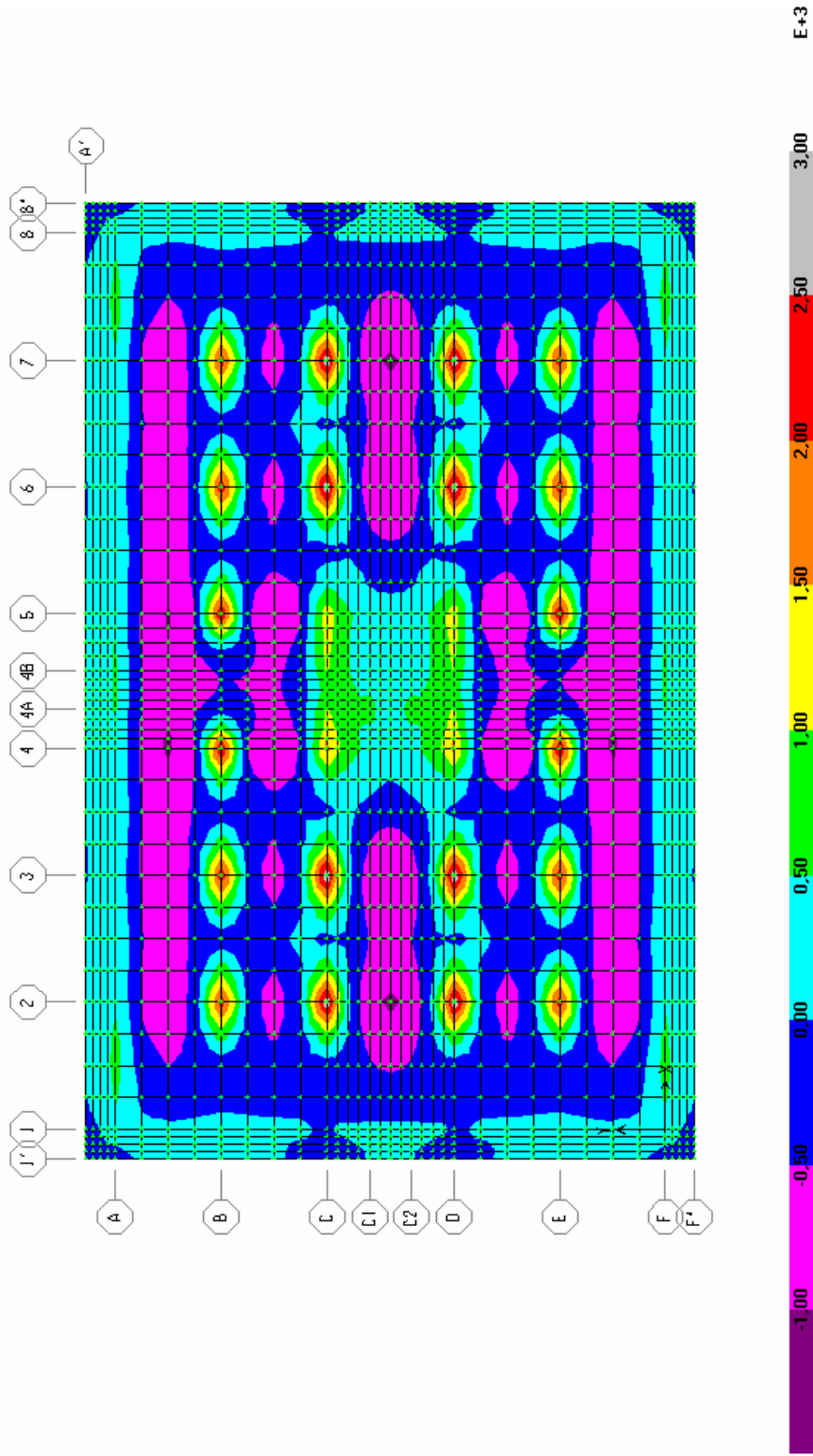
Yapının temel planı Şekil 8.2’de basit bir biçimde gösterilmiştir.



Şekil 8.2 Temel Planı



Şekil 8.3 Radye Temel Plâğı M_{11} Moment Dağılımı



Şekil 8.4 Radye Temel Plâğı M_{22} Moment Dağılımı

Radye temel, çift doğrultuda çalışan plak gibi düşünülürse;

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s\min} = 0,002 \times 100 \times 155 = 31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bu donatıya karşılık gelen moment değeri hesaplanırsa

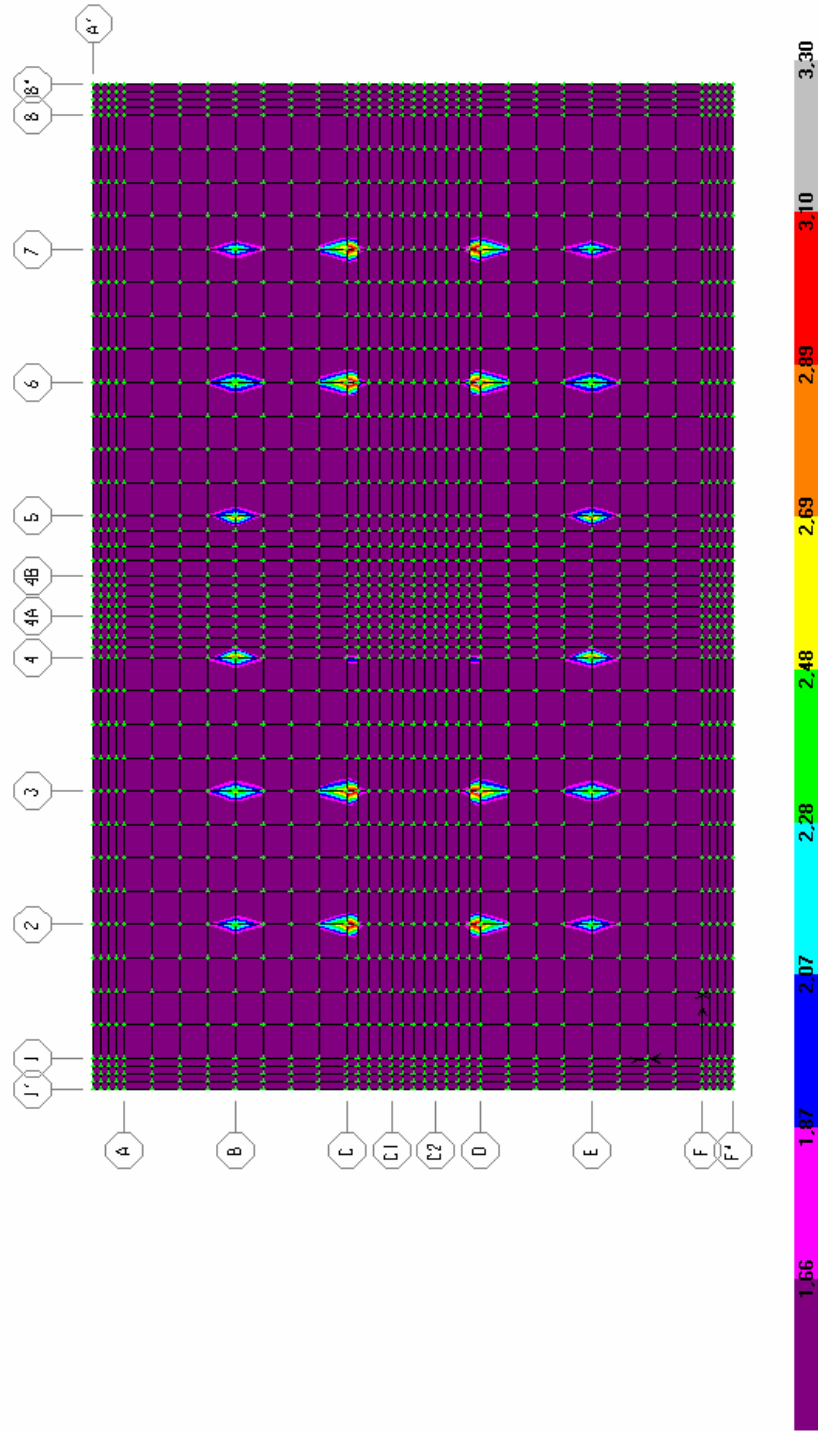
$$M_{\min} = 31 \times 155 / 0,0284 = 166000 \text{ kNcm} \rightarrow 1660 \text{ kNm}$$

Hesaplanan bu değere göre radye temel altta ve üstte olmak üzere 1660 kNm değerine göre donatılacaktır, bu değer aşıldığı bölgelere ek donatı yerleştirilecektir. Şekil 8.5, 8.6, 8.7 ve 8.8’de her iki yön için altta ve üstte 1660 kNm değerinin aşıldığı bölgeler gösterilmiştir.

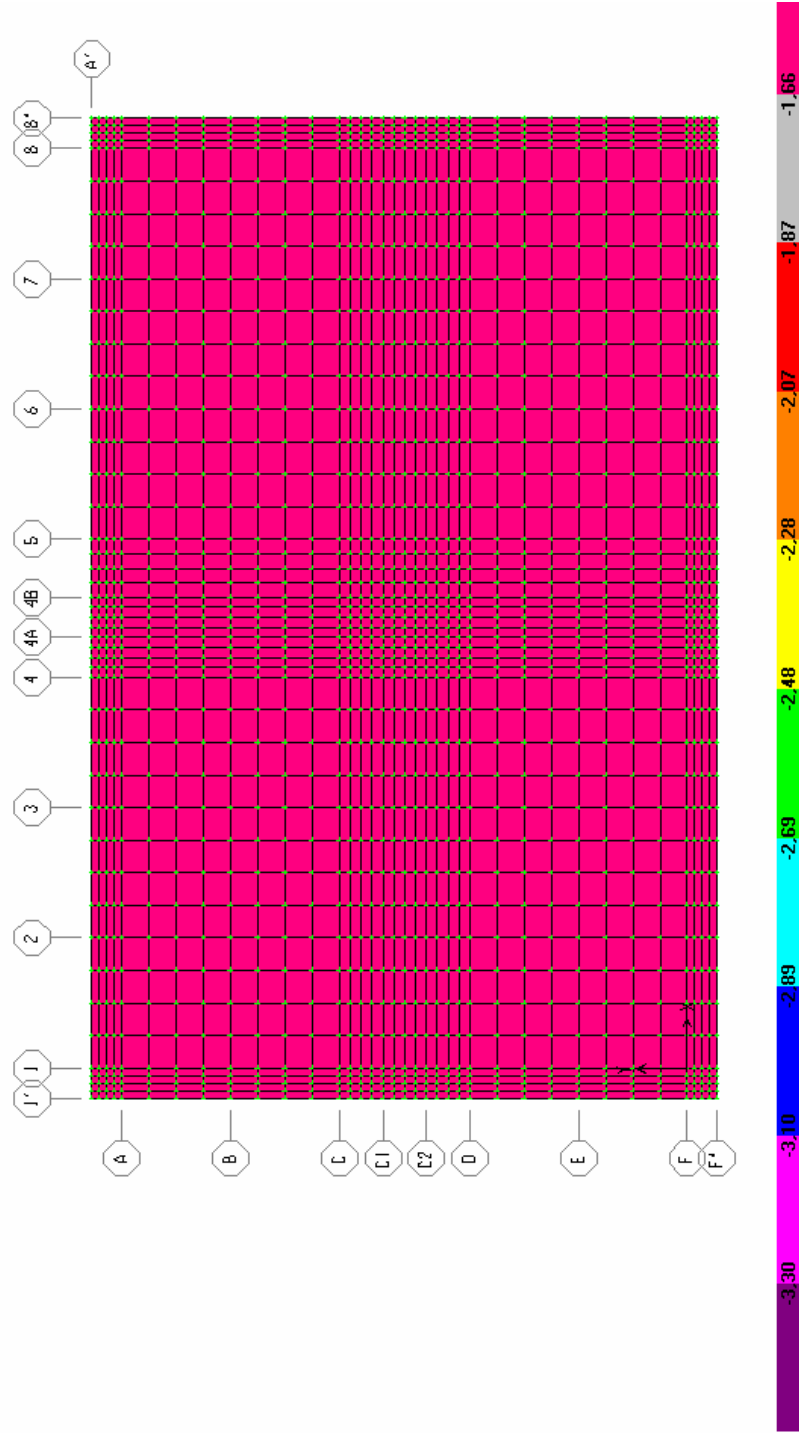
Seçilen minimum donatı $\rightarrow \phi 28 / 20$ (31,9 cm²/m)

$\phi 26 / 20$ donatısı her iki yönde, altta ve üstte yerleştirilmiştir.

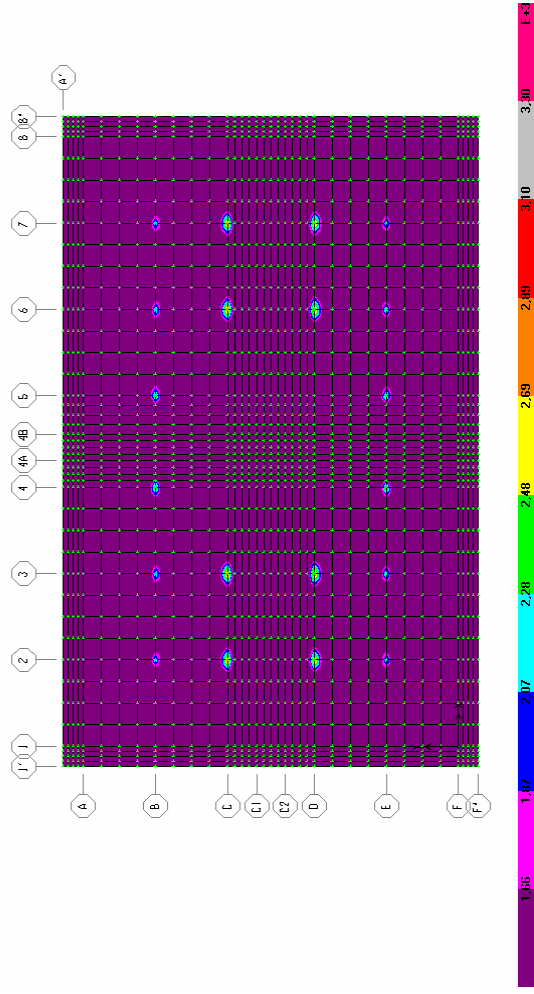
Şekil 8.6 ve Şekil 8.8 den de görüldüğü gibi her iki yönde de üst bölgelerde $M_{\min} = 1660 \text{ kNm}$ değeri aşılmamıştır. Bu yüzden bu bölgelerde ek donatıya ihtiyaç yoktur.



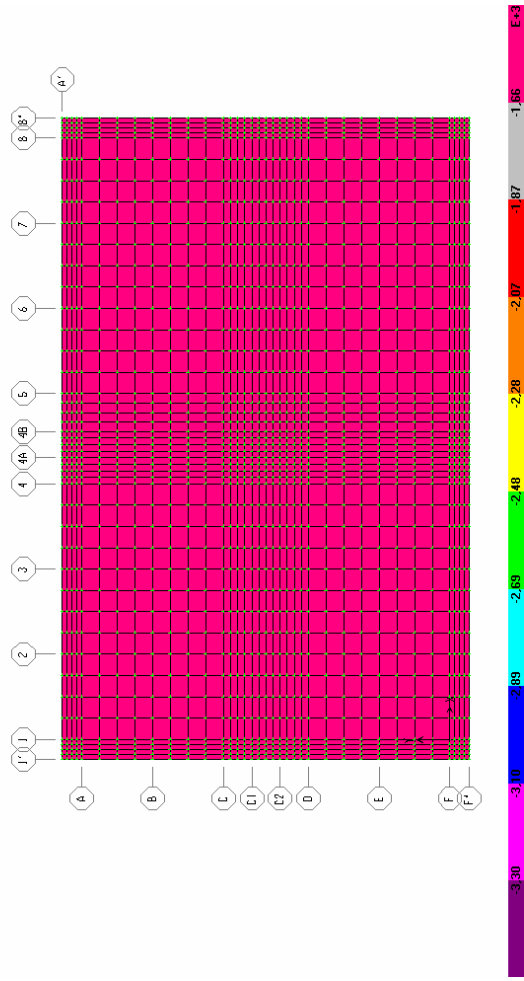
Şekil 8.5 M_{11} momenti için +1660 kNm'yi aşan bölgeler (Altta çekme)



Şekil 8.6 $M_{8.6}$ momenti için -1660 kNm'yi aşan bölgeler (Üstte çekme)



Şekil 8.7 M_{22} momenti için +1660 kNm'yi aşan bölgeler (Altta çekme)



Şekil 8.8 M_{42} momenti için -1660 kNm'yi aşan bölgeler (Üstte çekme)

Ek Donatı Hesabı

Moment diyagramları incelendiğinde;

-M₁₁ moment diyagramında C-4 ve simetriği olan D-4 akslarının bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (1660 kNm) aştığı gözlenmiştir.

$$M_{\max}=1808 \text{ kNm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=155 \text{ cm}$$

$$k = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 155^2}{180800} = 13,28 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0285 \times 180800}{155} = 33,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 33,24 - 31,9 = 1,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 14/20 (A_s = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- M₁₁ moment diyagramında C-2,C-3 aks kesişiminde bulunan S7, S8 ve bu kolonların simetriği olan kolonlarda alt kısımda momentin minimum moment değerini (1660 kNm) aştığı gözlenmiştir.

$$M_{\max}=3176 \text{ kNm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=155 \text{ cm}$$

$$k = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 155^2}{312600} = 7,68 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0288 \times 317600}{155} = 59,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 59,01 - 31,9 = 27,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 28/20 (A_s = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- M_{11} moment diyagramında B-2,B-3, B-4 aks kesişimlerinde bulunan S4, S5,S6 ve bu kolonların simetriği olan kolonlarda alt kısımda momentin minimum moment değerini (1660 kNm) aştığı gözlenmiştir.

$$M_{\max}=2615 \text{ kNm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=155 \text{ cm}$$

$$k = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 155^2}{261500} = 9,18 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0287 \times 261500}{155} = 48,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 48,04 - 31,9 = 16,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 24 / 20 (A_s = 22,6 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- M_{22} moment diyagramında C-2,C-3 aks kesişiminde bulunan S7, S8 ve bu kolonların simetriği olan kolonlarda alt kısımda momentin minimum moment değerini (1660 kNm) aştığı gözlenmiştir.

$$M_{\max}=2869 \text{ kNm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=155 \text{ cm}$$

$$k = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 155^2}{286900} = 8,37 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0288 \times 286900}{155} = 53,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 53,30 - 31,9 = 21,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi 24 / 20 (A_s = 22,6 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- M_{22} moment diyagramında B-2,B-3, B-4 aks kesişimlerinde bulunan S4, S5,S6 ve bu kolonların simetriği olan kolonlarda alt kısımda momentin minimum moment değerini (1660 kNm) aştığı gözlenmiştir.

$$M_{\max}=2218 \text{ kNm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=155 \text{ cm}$$

$$k = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 155^2}{221800} = 10,83 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0286 \times 221800}{155} = 41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mevcut}} = 31,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ gerekli}} = 41 - 31,9 = 9,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20 (A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{m})$

9. YÜKSEK BİNALARDA SÜNME ETKİLERİ

Çok katlı betonarme binalarda yapı ağırlığının fazla olması nedeniyle, özellikle alt katlardaki kolon ve perde duvar gibi düşey taşıyıcı elemanlarda ani şekil değiştirmeler yanında zamana bağlı önemli şekil değiştirmeler (sünme, rötre, sıcaklık) meydana gelmektedir. Bunlar genellikle geriye dönmeyen, kalıcı şekil değiştirmelerdir.

Ani şekil değiştirmeler büyük çapta düşey yüklerle, elemanın enkesitine, betonun yüklendiği andaki yaşına, çelik ve betonun elastisite modüllerine bağlıdır. Sünme şekil değiştirmeleri de başlıca beton gerilmesi, elemanın boyutuna, donatı miktarı, değişik yaşlardaki betonun sünme karakteristiklerine bağlıdır. Büzülme şekil değiştirmeleri ise beton malzemesine, karışımdaki su içeriğine, eleman boyutlarına ve düşey donatı miktarına bağlıdır.

Yüksek binalarda kolonlardaki uzunluk değişimleri önemli miktarlara ulaşabilmektedir. Örneğin, yaklaşık 100 katlı bir yapıda ağırlık ve büzülme etkilerinden dolayı 30 cm civarında kısalma yaptığı bir gerçektir [7].

Çok katlı betonarme binalarda, kolonlar ve perde duvarlar arasındaki farklı kısaltmalar döşemelerde eğimlerin oluşmasına neden olabilir. Bu sorunu önlemek için tasarımı yapılan binaların yapım aşamasında bu kısaltmalar dikkate alınmalıdır [1].

Bu bölümde, yapının düşey taşıyıcı elemanlarında zamana bağlı şekil değiştirmelerden sünme etkisi üzerinde durulmuştur. İlk başta sünme olayı tanımlanmış ve sünme deformasyonunun kolonlarda neden olduğu sorunlar hakkında bilgiler verilmiştir.

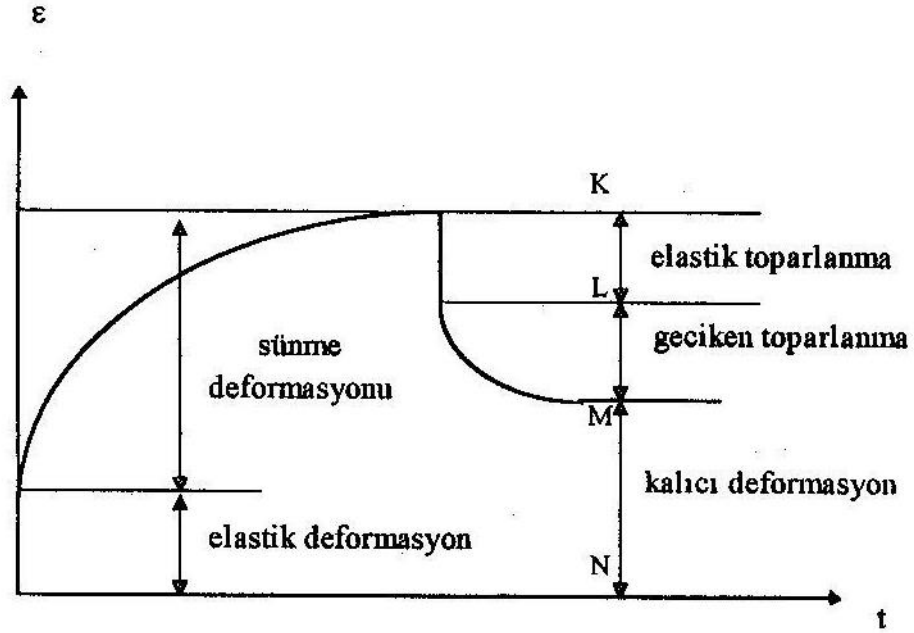
Bu konular irdelendikten sonra, sünme deformasyonunu etkileyen faktörler hakkında bilgiler verilmiştir. Farklı Standartlardaki (ACI Committee 209 [2], BS 8110 [6], TS 500 [20]) sünme hesabı ile ilgili parametreler incelenmiş, ve tasarımı yapılan yapının düşey taşıyıcı elemanlarında sünme etkisiyle oluşacak deformasyonlar hesaplanmıştır.

Bu bölümde; son olarak, yapının alt kat kolonlarında yüksek mukavemetli beton kullanılmasının yapının tasarımına ve sünme deformasyonuna etkisi incelenmiştir.

9.1 Sünme

Sünme, betonda kalıcı yük altında zaman içinde oluşan deformasyon olarak tanımlanabilir. Kalıcı yükler altında betonda oluşan gerilmelerin başınç dayanımının % 40'ından az olduğu durumlarda sünmenin gerilme ile orantılı olarak arttığı, gerilmelerin daha fazla olduğu durumlarda ise bu orantının kaybolduğu ve sünmenin daha hızlı arttığı bilinmektedir. Sünme, ancak betonda başınç gerilmeleri oluşturan kalıcı yükler altında meydana gelir.

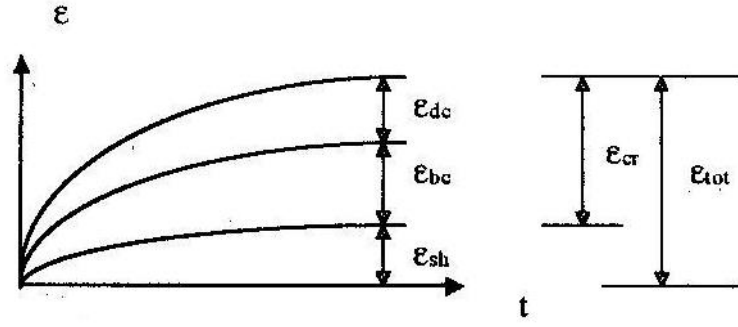
Zamana bağlı olarak sünme deformasyonu gösteren bir elemanın üstündeki kalıcı yük kaldırıldığı zaman, deformasyonun bir bölümü kaybolur. Ancak deformasyon hiçbir zaman sıfıra inmez. Bu durum Şekil 9.1'de gösterilmiştir.



Şekil 9.1 Yük boşaltıldığında oluşan tipik sünme eğrisi

Yük boşaltıldığında oluşan elastik toparlanma, yükün ilk uygulandığı anda oluşan elastik şekil değiştirme ile yaklaşık olarak aynıdır. Sünme toparlanması (geciken toparlanma) sünmeden daha hızlı meydana gelir fakat sünmenin önemli bir kısmı şekil değiştirme olarak kalır.

Beton hem yük, hem de kuruma etkisi altındadır. Bu durumda beton, yüklemeden önce kurutulmuş betonlara göre daha fazla sünme yapar. Betonun eşzamanlı yükleme ve kuruma etkileri altındaki davranışı Şekil 9.2'te gösterilmiştir.



Şekil 9.2 Eşzamanlı yükleme ve kuruma halinde sünme

Bu şekilde;

ϵ_{sh} : serbest rötre(eleman yükü boşaltılmış fakat aynı kuruma koşullarına maruz)

ϵ_{bc} : temel sünme (eleman yüklü fakat kuruma yokken saptanan)

ϵ_{dc} : kuruma sünmesi

ϵ_{cr} : sünme deformasyonu

ϵ_{tot} : toplam deformasyonu olarak gösterilmiştir.

Eğer serbest rötre ve temel sünme toplanırsa toplamaları eşzamanlı yükleme ve kurumadan elde edilen toplam deformasyondan daha azdır. Fazla olan bu deformasyon kuruma sünmesi olarak adlandırılır. Toplam sünme deformasyonu temel sünme ve kuruma sünmesinin toplamıdır.

9.1.1 Kolonlarda Sünmenin Neden Olduğu Sorunlar

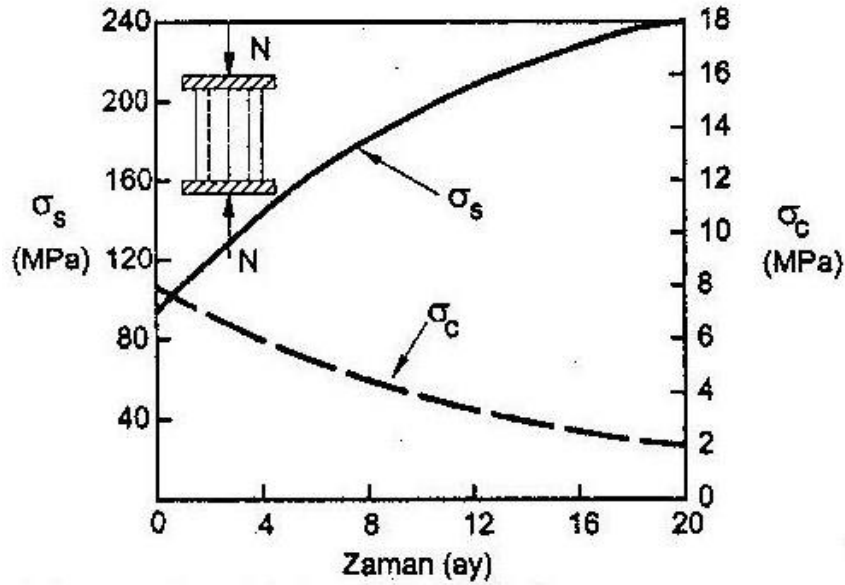
Sünme deformasyonu, betonarme yapı elemanlarında oluşan gerilmelerin zamanla değişmesine yol açmaktadır. Basınç kuvveti etkisi altında bulunan betonarme kolonda, beton uzun süre kısalma şeklinde beliren sünme deformasyonunu yapacaktır. Kolonda bulunan donatılar bu deformasyona katılmayıp buna karşı koyacaktır. Bu davranış karşısında betonda çekme gerilmelerinin oluşması, beton kesitin aldığı toplam basınç kuvvetinin azalmasına yol açacaktır. Böylelikle devamlı bir basınç kuvveti altında olan kolonlarda zamanla betonda gerilmeler azalacak, donatıdakiler artacaktır. Bu durumda, sünme etkisiyle bir miktar gerilme betondan donatıya aktarılmış olacaktır [13].

Şekil 9.3’de 1933 yılında Lehigh Üniversitesinde(A.B.D), yirmi ay sabit eksenel yük altında tutulan bir betonarme kolonda ölçülen donatı ve beton gerilmelerinin, zamana

göre değişimi gösterilmiştir. Yük uygulandığı anda ölçülen gerilmeler, emniyet gerilmesi olarak niteleyebileceğimiz büyüklüktedir. Zaman ilerledikçe sünme etkisi ile betonda gerilme azalırken, çelikteki gerilme artmıştır. Sabit yük altında 20 ayın sonunda gerilmelerdeki, dolayısı ile iki malzemenin taşıdığı yük oranındaki değişim, son derece çarpıcıdır. Bu deneyler sonucu, kalıcı yük altında kolonlardaki gerilmelerin gerçekci olarak hesaplanmasının olanaksız olduğu kesinlikle anlaşılmıştır.

Yirmi ayın sonunda betondaki gerilme 8 MPa'dan 2 MPa'a inmiş, donatıdaki gerilme ise yaklaşık 100 MPa'dan 240 MPa'a yükselmiştir. Gerilmelerdeki bu değişimlerin nedeni betondaki "sünme"dir.

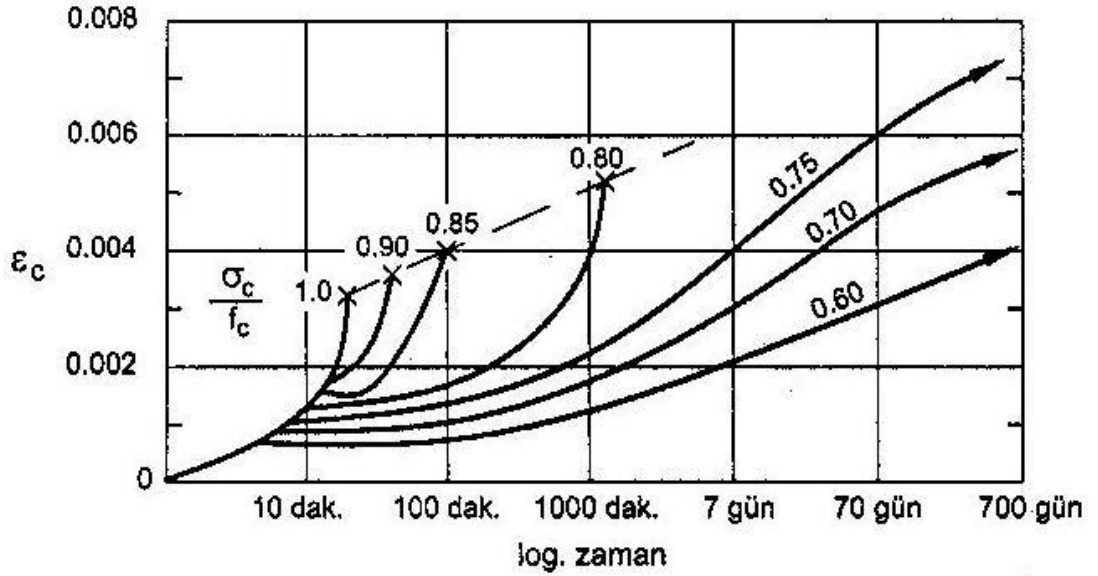
Bu deneylerden de anlaşılabileceği gibi, kolonun taşıma gücüne erişebilmesi için çelik ve ya betonun kapasitesine ulaşmasının yetmediği, kırılma konumuna ancak her iki malzemenin de gücünün tükenmesi ile ulaşılacağı da görülmüştür. İki malzemenin herhangi biri kapasitesine ulaştığında, yük diğerine aktarılmakta, başka bir deyişle malzemenin diğeri diğeri yardım etmektedir. Bir malzemenin diğeri gerilme aktarımı da gerilme uyumu olarak nitelendirilebilir.



Şekil 9.3 Gerilmelerin Zamanla Değişimi (Lehigh Deneyleri)

Yine yapılan deneylerde yükün ilk uygulandığı andaki gerilmenin, basınç dayanımına oranının 0,80'den az olduğu durumlarda, söz konusu yükün kırılmaya neden olmayacağı ve bu yükün sonsuza dek taşınabileceğini göstermiştir. Bu oran

0,80'den büyük olduğu durumlarda ise beton yükü bir süre taşımakta, fakat belirli bir süre sonunda ezilerek kırılmaktadır. Şekil 9.4'de çeşitli gerilme/basınç dayanımı oranları oluşturacak biçimde yüklenmiş numunelerde ölçülen birim kısaltmaların, zamana göre değişimi gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi, (gerilme/dayanım) oranı 0,80'den küçük olduğu durumlarda bu yükleme altında kırılma söz konusu olmamaktadır.



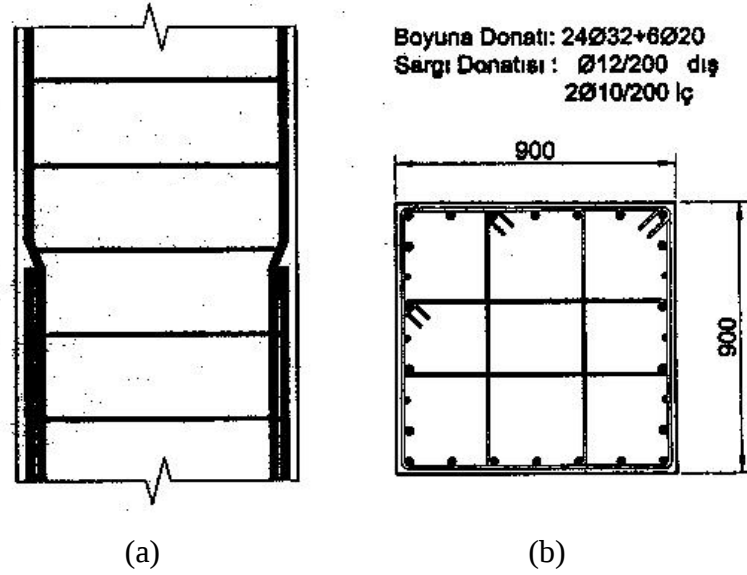
Şekil 9.4 Yükleme düzeyinin sünme birim kısaltması üzerinde etkisi

Sünme nedeni ile donatıdaki basınç gerilmelerinin büyümesi, eksenel gerilme düzeyi yüksek olan kolonlarda büyük sorunlara yol açabilir. Bu nedenle mimariyi düşünerek kolon kesit boyutlarını küçültmek, özellikle yüksek binalarda son derece sakıncalıdır. Kesit boyutları küçük tutulan kolonlarda, gerek tasarım, gerekse yapım aşamasında bazı detay hataları da yapılırsa önemli sorunlar ortaya çıkabilir.

Ankara'da çok katlı bir binanın kolonlarında yukarıda sözü edilen türde sorunlar yaşanmıştır. Bu binada, kolon kesit boyutları çok küçük tutulmuştur. Seçilen yapı sistemi nedeniyle düşey yükler altında oluşan momentlerin oldukça küçük olmasına karşın, kolon kesit boyutları küçük tutulduğundan, eksenel yük düzeyi, alışılmışın çok üstünde değerlere ulaşmıştır. Söz konusu binanın kolonlarında oluşan eksenel yük, TS 500 de verilen $0,6 \times f_{ck} \times A_c$ sınırının 1,5 katına ulaşmıştır. Bu değer deprem Yönetmeliği'nde verilen sınır değerinin 1,8 katıdır.

Kolon kesit boyutları küçük tutulduğundan, boyuna donatı oranı yüksek çıkmıştır. Bu donatının kolonun iki yüzünde yoğunlaştırılması, çubukların çok sık yerleştirilmesi ile sonuçlanmıştır. Bu durumda bindirmeli ek yapılan bölgelerde

ubukların yerleştirilmesi olanaksız duruma gelmiş ve şekil 9.5 (a)'da gösterildiği gibi eklenen çubukların bükülerek düzenlenmesi zorunlu olmuştur. Kesit boyutları 900mm×900mm olan bu kolonlarda boyuna donatı dıştan tek, iten iki etriye ile sarılmıştır. şekil 9.5(b)



şekil 9.5 Hasar gören kolonun donatısının gösterimi

İnşaatın tamamlanmasından 6 yıl sonra bazı kolonların betonunda ezilme belirtileri görülmüştür. Yerinde yapılan incelemede, bu kolonlarda kabuk betonunun ezilip döküldüğü, boyuna donatının da burkulmaya başladığı gözlemlenmiştir. Burkulmanın zorladığı etriyelerin koptuğu saptanmıştır. Tüm bu kolonlarda sözü edilen hasar, boyuna donatıda bindirmeli ek yapılan bölgede oluşmuştur. şekil 9.6'da görülen elik elemanlar, hasar oluşumundan sonra proje müellifi tarafından geii bir önlem olarak yerleřtirilmētir. Doğal olarak bu tür bir önlem, snmeden dolayı yaşanan olumsuzlukları gidermeye yeterli olmayacaktır.



Şekil 9.6 Hasar Gören Kolon

Projenin ve hesapların incelenmesi ve yerinde yapılan gözlemler sonucu, hasar mekanizmasının aşağıda anlatılan biçimde oluştuğu kanısına varılmıştır.

Kolon kesit boyutlarının çok küçük tutulması nedeniyle 6 yıl içerisinde boyuna donatıda yüksek gerilmeler oluşmuştur. Kolonlardaki aksel gerilme düzeyi çok yüksek olduğundan sünme etkisi büyük olmuştur. Sünme nedeni ile zaman içinde beton gerilmeleri azalırken, boyuna donatıdaki gerilmeler hızla yükselmiş ve büyük bir olasılıkla akma konumuna bile ulaşmıştır. Bu yüksek gerilme altında donatıda burkulma eğilimi oluşmuştur. Bindirme bölgesindeki donatının zigzag bükülmüş olmasının burkulmayı başlattığı sanılmaktadır. Kesitte dıştan tek etriye bulunduğu ve birçok boyuna çubuk etriye tarafından tutulmadığından etriyeler burkulmayı önlemeye yetmemiş ve kopmuştur.

Kolonların bu durumu nedeniyle binadaki yapı güvenliği kabul edilemez bir düzeye inmiş olduğundan, yetmiş dolaylarındaki kolonun özel mantolarla güçlendirilmesi gerekmiştir [13].

9.1.2 Sünmeyi Etkileyen Faktörler

Sünme deformasyonunun mertebesi birçok değişkene bağlıdır. Bu değişkenlerden en önemlileri kalıcı yük uygulandığı anda betonda oluşan gerilme miktarı, yük uygulanan betonun yükleme anındaki yaşı, betona yük uygulandıktan sonra geçen zaman, kesit boyutu, çevre koşulları (bağıl nem ve sıcaklık), ve beton karışımının özellikleridir.

9.1.2.1 Uygulanan Gerilme

Kalıcı yük uygulandığında betonda oluşan gerilmelerin beton başınc dayanımına oranı bir ölçü olarak alınabilir. Bu oran 0,4'den küçükse sünme gerilmeyle orantılı bir şekilde artar. Daha yüksek oranlarda sünme deformasyonu gerilmeyle orantılı olmayarak daha hızlı artar.

$$\varepsilon_{ce} = \frac{\sigma_{co}}{E_c} \phi_{ce} \quad (9.1)$$

Burada;

E_c = Betonun elastisite modülü (kN/m²)

σ_{co} = Betona uygulanan gerilme (kN/m²)

ϕ_{ce} : sünme katsayısı

ε_{ce} = Sünme nedeni ile oluşan birim şekil değiştirme

Denklem (9.1)'den de anlaşılacağı gibi yapı elemanına uygulanan gerilme arttığında betonda oluşan birim şekil değiştirmede artacaktır. Bundan dolayı; sünme deformasyonunda artacaktır.

Yapı elemanına uygulanan gerilme, yapı elemanının boyutlarına ve yapı elemanına uygulanan eksenel kuvvete bağlıdır. Denklem (9.2)

$$\sigma = \frac{N}{A} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (9.2)$$

9.1.2.2 Yükleme Yaşı

Betonun yükleme anındaki yaşı sünme deformasyonu için önemlidir. Belirli bir σ gerilmesi altında betonun yaşı ne kadar küçük ise meydana gelen sünme o kadar büyük değerler alır. Bunun sebebi beton yaşı küçük iken çimento hamuru, hidratasyon olayının yavaş bir şekilde gelişmesinden dolayı büyük bir rijitliğe sahip olmadığından, deformasyona karşı koyma özelliği gelişmiş durumda değildir. Yükleme anında 7 günlük olan betonun sünme deformasyonu 28 günlük betona nazaran daha fazladır.

9.1.2.3 Yapı Elemanının Boyutu

Denklem (9.3)' de görüldüğü gibi kesit alanı arttığında yapı elemanına uygulanan gerilme azalacağından birim şekil değiştirme azalır. Böylelikle yapı elemanında sünme etkisi azalır. Bununla birlikte boyut etkisi sünme deformasyonunu hesaplamak için kullanılan sünme katsayısı (ϕ_{ce}) değerinin belirlenmesinde de önemli yer tutar. Kesit boyutları büyüdüğünde sünme katsayısı azalır. Bunun sebebi dış ortamın rutubet derecesinin meydana gelen buharlaşma ve bunun sebep olduğu su hareketi, boyut arttıkça azalmaktadır. Bundan dolayı da sünme deformasyonu da azalır.

9.1.2.4 Ortamın Bağlı Nemi

Betonarme hesapları, betonun 28 günlük dayanımına göre yapılır. Beton, genel olarak yedi günde, öngörülen 28 günlük dayanımının yaklaşık %70~75'ine ulaşır. Bu nedenle betonun 28 günlük dayanımını ortamın nem oranı ve sıcaklık önemli ölçüde etkiler. Bu süre içinde ortamın sıcaklık ve neminin gerekli sınırlar içinde bulundurulmasına “taze betonun bakımı” veya “kür” denir.

Kuru havada yani rutubeti düşük ortamda tutulan betonlar, rutubeti yüksek ortamda tutulan betonlardan daha fazla sünme yapar. Beton döküldükten sonra rutubet oranı düşük kuru bir ortamda bulundurulursa, buharlaşmaya elverişli bu ortam beton içindeki suyun hareketini kolaylaştıracağından sünme etkisi fazla olur.

9.1.2.5 Sıcaklık

Sıcaklığın artması sünmeyi önemli ölçüde artırır. Deney sonuçlarına göre başlangıçta sünme sıcaklıkla birlikte artış gösterir. Bu artış 70~80 °C 'ye kadar devam ettikten sonra bir maksimumdan geçer ve sıcaklığın daha da yükselmesiyle azalmaya başlar. 24°C deki sünme deformasyonu, 50°C deki sünme deformasyonundan 2-3 kat daha azdır. Sünme deformasyonunun maksimuma ulaştığı sıcaklık dereceleri ise 50 ila 80° C arasındadır. Betonun kalıplara dökülmesi için en uygun sıcaklık 18°C ile 25°C arasındadır.

9.1.2.6 Su-Çimento Oranı

Beton birleşimindeki su-çimento oranı hem betonun kıvam ve dolayısıyla işlenebilme özelliği, hem de mukavemeti üzerine etki eder. Eğer yeterli ölçüde konulmazsa beton çok kuru olur, bundan dolayı işlenebilmesi güçleşir, bazı yerlerde çakıllar toplanır ve toplam çimentonun prizine yeterli nem bulunmayabilir, böylece betonun mukavemeti düşer. Buna karşılık eğer su gerektiğinden çoksa, aşırı ölçüde su buharlaştığında aşırı ölçüdeki su buharlaştığında geride boşluklu bir beton kalır ve rötre olayı büyük ölçüde artar; ayrıca bu tür betonlar çeliğe yeterli ölçüde bağlanmadıkları gibi mukavemetleri de düşük olur.

Beton üretiminde kullanılan karma suyu miktarının betonun sünmesi üzerinde önemli etkisi vardır. Beton içinde hareket edebilen su miktarı eğer fazla olursa sünme deformasyonu da büyük değerler alacaktır. Ayrıca su miktarının fazla miktarlarda kullanılması betonun boşluklu olmasına ve agrega miktarının azalmasına yol açacağından sünmenin değeri artacaktır.

Betonun kıvamının anlaşabilmesi için su-çimento oranına bağlı olan çökme miktarının değeri ölçü olarak kullanılabilir.(slump deneyi) ACI Committee 209'a göre çökme miktarındaki artış sünme deformasyonunu artırır. Su-çimento oranına bağlı olan çökme değeri 130mm'den fazla olmaması sünme deformasyonu için olumludur [2].

9.1.2.7 İnce Agregalar (Kum) Yüzdesi

Agregalar ancak yüksek gerilmeler altında ve betona nazaran çok az sünme yaparlar. Bununla birlikte, agregalar beton içinde daha küçük gerilmelerin etkisi altındadır. Bu yüzden beton içindeki agregaların sünme yapmadığı söylenebilir. Agregalar çimentonun sünmesini frenleyerek betonun sünmesini etkilemektedir. Agreganın elastisite modülü ve agrega bileşeni en önemli parametrelerdir. Agreganın elastisite modülünün büyük olması halinde, agreganın deformasyona daha fazla karşı koyabilmesi nedeniyle frenleme etkisi büyük olacak ve böyle bir agregayı kullanarak üretilen beton daha az sünme yapacaktır.

Beton yapımında kullanılan agregaların yapısında bulunan kum yüzdesinin artması sünme deformasyonunu artırır. ACI Committee 209'a göre kum yüzdesinin %40~%60 olması sünme deformasyonu için olumludur [2].

9.1.2.8 Betondaki Boşluk Oranı

Bir beton ne kadar iyi üretilirse üretilsin bir miktar boşluk içerir. Bu boşlukların bir kısmı çimento hamurunda yer almaktadır. Bir kısım boşluklarda agrega taneleri ile çimento hamuru arasında bulunmaktadır. Bunların dışında betonun iyi üretilmemesi sonunda agrega taneleri arasında da bir miktar boşluk bulunabilir. Bir de beton üretiminde kullanılan agregalarının içerdiği boşluklar da vardır. Betonda boşluk oranının artması sünme deformasyonunu artırır.

Betondaki boşlukların durumu konusunda bilgi edinmek için baş vurulan en basit deney su emme deneyidir. Bu amaçla ilk önce beton sabit ağırlığa ulaşınca kadar etüvde 105 ± 5 °C'de kurutulur. Kurutulmuş betonun ağırlığı(m_0) bulunur. Bu beton 20 ± 2 °C'deki su içine, su içinde tamamen kalacak şekilde konur. Betonun içine suyun girmesiyle malzemenin ağırlığında bir artış olacaktır. Beton su içinde en az 24 saat bekletildikten sonra sudan çıkarılarak havada tartılır (m_1).

$S = (m_1 - m_0)/m_0$ denklemi ile betondaki boşluk oranı belirlenir. Bu değerin %8'den küçük olması betonun az boşluk içerdiğini ve iyi bir niteliğe sahip olduğunu göstermektedir.

9.1.2.9 Katkı Maddeleri

Katkı maddeleri, çimentonun hidrasyon seyrini değiştirmeleri nedeniyle sünmeyi etkiler. Bu etki beton için suyun daha kolay hareket etmesini sağlaması halinde sünmenin artmasına yol açar. Aksi halde, yani katkı maddeleri suyun hareketini güçleştiriyorsa sünmede bir azalma meydana gelir. Bu konuda yapılan araştırmalar

- hava sürükleyici
- çimentonun prizini geciktiren
- betonun işlenebilme özelliğini arttıran

katkı maddelerinin sünmeyi belirgin ölçüde arttırdıklarını ortaya koymaktadır.

9.1.3 Farklı Yönetmelikler Kullanılarak Sünme Katsayısının Hesaplanması

Zamana bağlı sünme deformasyonunun, tasarımda dikkate alınması için yük uygulandığı anda yapı elemanında oluşan birim boydaki kısalma değeri sünme katsayısı ile çarpılır. Sünme katsayısı TS 500 ve BS 8110 yönetmeliklerinde ϕ , ACI Committee 209 da ise v_t sembolleri ile ifade edilir.

TS 500 ve BS 8110 yönetmeliklerinde sünme katsayısının belirlenmesinde betonun yüklendiği andaki yaşı, yapı elemanının boyutu ve ortamın bağıl nemi dikkate alınır. ACI Committee 209'da ise bu değişkenlerin yanında beton karışımındaki su-çimento oranı, hava hacmi ve betonun yapımında kullanılan ince agregâ(kum) oranının toplam agregâ miktarına oranı gibi beton karışımıyla ilgili değişkenler gözönüne alınmaktadır.

9.1.3.1 TS 500'e göre Sünme Katsayısının Belirlenmesi

TS 500'de hesaplanan sünme katsayısı ortamın bağıl nemine, yük uygulandığı andaki betonun yaşına ve yapı elemanının boyutlarına bağlıdır. TS 500'de sünme katsayısı değerleri Tablo 9.1'de gösterilmiştir.

Tablo 9.1 Sünme Katsayısı Φ_{ce} (uzun süre sonunda)

Yükleme Anında Betonun Yaşı	Kuru Ortam (Bağıl Nem %50)			Nemli Ortam (Bağıl Nem %80)		
	Eşdeğer Kalınlık (mm)					
	50	150	600	50	150	600
1 gün	5,4	4,4	3,6	3,5	3,0	2,6
7 gün	3,9	3,2	2,5	2,5	2,1	1,9
28 gün	3,2	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90 gün	2,6	2,1	1,6	1,6	1,4	1,2
365 gün	2,0	1,6	1,2	1,2	1,0	1,0

TS 500'e göre sünme birim deformasyonu aşağıdaki formülle hesaplanabilir.

$$\varepsilon_{ce} = \frac{\sigma_{co}}{E_c} \Phi_{ce}$$

Burada;

E_c = Betonun elastisite modülü (kN/m^2)

σ_{co} = Betona uygulanan gerilme (kN/m^2)

Eşdeğer kalınlık, aşağıdaki denklemle hesaplanır.

$$l_e = \frac{2A_c}{u} \quad (9.3)$$

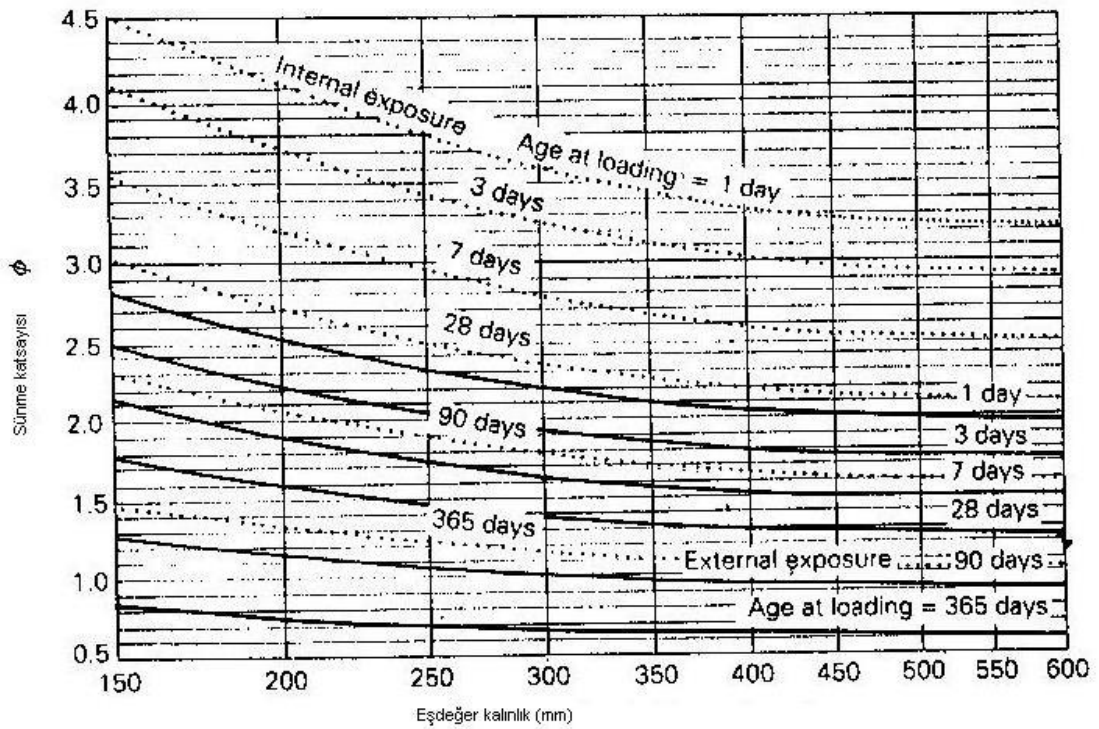
A_c = elemanın kesit alanı

u = betonun ortama açık yüzeyinin çevre uzunluğu

Elde edilen sünme katsayısı değerleri 2-3 yıl gibi uzun bir süre sonunda elde edilecek değerlerdir.

9.1.3.2 BS 8110'a Göre Sünme Katsayısının Belirlenmesi

BS 8110'da hesaplanan sünme katsayısı değeride TS 500'de olduğu gibi ortamın bağıl nemine, yük uygulandığı andaki betonun yaşına ve yapı elemanının boyutlarına bağlıdır. BS 8110'da hesaplanan sünme katsayısına ait değerler Şekil 9.7'de gösterilmiştir. Bu grafikte gösterilen “External exposure” ifadesi ortam bağıl neminin %85, “Internal exposure” ifadesi ise ortam bağıl neminin %45 olarak kabul edildiğini göstermektedir [6].



Şekil 9.7 BS 8110 Yönetmeliği'ne göre sünme katsayısı değerleri

Elde edilen sünme katsayısı değerleri 30 yıl gibi bir süre için elde edilen değerlerdir. Bu çok uzun bir süre olmasına rağmen sünme nedeni ile oluşacak toplam deformasyonun ilk 5 yılın sonunda %90 mertebelerine ulaştığı kabul edilir.

Bu iki standartta verilen sünme katsayısı değerleri birbirine oldukça yakın çıkmaktadır. TS 500'de 28 günlük beton için 150mm'lik ortalama kalınlığa sahip elemanda % 80 ortam bağıl nemi için sünme katsayısı değeri 1,7 iken, BS 8110'da ortalama kalınlık ve beton yaşı aynı olmak üzere ortam bağıl nemi %85 olduğu durumda sünme katsayısı değeri 1.8'dir.

9.1.3.3 ACI Committee 209'a Göre Sünme Katsayısının Belirlenmesi

ACI Committee 209'da sünmeyi etkileyen faktörler şunlardır;

- Betonun yüklendiği andaki yaşı
- Ortam bağıl nemi
- Yapı elemanının boyutu
- Su-çimento oranı
- İnce agrega yüzdesi(İnce agrega ağırlığı/toplam agrega ağırlığı)
- Beton karışımındaki toplam hava hacmi

ACI Committee 209'da tüm bu değişkenler için bir düzeltme katsayısı verilmiştir.

t_{la} = betonun yüklendiği andaki yaşı $\rightarrow \gamma_{la}$

$$\gamma_{la}=1,25 \times (t_{la})^{-0,118} \quad (9.4)$$

λ =Ortam bağıl nemi $\rightarrow \gamma_{\lambda}$ (Ortam bağıl nemi için düzeltme katsayısı)

$$\gamma_{\lambda}=1,27-0,0067\lambda \quad (9.5)$$

V/S =Hacim/yüzey alanı oranı $\rightarrow \gamma_{v/s}$ (Hacim/yüzey alanı oranı için düzeltme katsayısı)

$$\gamma_{v/s} = 2/3[1+1,13\exp(-0,0213v/s)] \quad (9.6)$$

V/S oranına örnek olarak (400mm×600mm)'lik dikdörtgen bir kesit için hacim/yüzey alanın oranı olan $V/S=(400 \times 600)/(2 \times 400+2 \times 600)=120\text{mm}$ 'dir.

s = Su-çimento oranına bağlı olan çökme miktarı $\rightarrow \gamma_s$

$$\gamma_s= 0,82+0,00264s \quad (9.7)$$

ψ =İnce agrega yüzdesi $\rightarrow \gamma_{\psi}$

$$\gamma_{\psi}=0,88+0,0024\psi \quad (9.8)$$

α =Karışımındaki boşluk oranı $\rightarrow \gamma_{\alpha}$

$$\gamma_{\alpha}=0,46+0,09\alpha \quad (9.9)$$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \times \gamma_{\lambda} \times \gamma_{v/s} \times \gamma_s \times \gamma_{\psi} \times \gamma_{\alpha} \quad (9.10)$$

Burada γ_c , ACI Committee 209'da sünmeyi etkileyen etkenlerden elde edilen düzeltme katsayılarının çarpımıdır.

$$v_u = 2,35\gamma_c \quad (9.11)$$

v_u : Nihai sünme katsayısı

Beton yük uygulandıktan herhangi bir süre sonraki sünme katsayısı değeri Denklem (9.14) ile hesaplanır.

$$v_t = \frac{t^{0,60}}{10 + t^{0,60}} v_u \quad (9.12)$$

t : betona yükleme yapıldıktan sonra geçen zaman

Betonun yüklendiği süre ne kadar uzun sürerse v_t ve v_u değerleri birbirine yaklaşır.

Yüklemeden 3 ay sonra v_t/v_u oranı 0,69 iken, 5 yıl sonra bu değer 0,90'a ulaşır.

Yapı elemanlarında sünme etkisiyle meydana gelen şekil değiştirmeler ACI Committee 209'a göre Denklem(9.16) ile ifade edilebilir;

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma}{E_i} \quad (9.13)$$

$$\text{Sünme şekil değiştirmesi } (\varepsilon_{ce}) : \varepsilon_i \times v_t \quad (9.14)$$

9.2 Tasarımı Yapılan Yapıda Sünme Deformasyonunun Hesaplanması

Önceki bölümlerde tasarımı yapılan 24 katlı betonarme binada yük uygulandığı anda kolonlarda oluşan birim kısalmalar incelendiğinde en fazla kısalmanın C aksı ile 3 aksı kesişimindeki S8 kolonunda meydana geldiği görülmüştür.(0,025m)

Bu kolonun kirişle bağlandığı P4 perdesinde ise yük uygulandığında anda oluşan toplam kısalma 0,0144 m'dir. Bu düşey taşıyıcı elemanlarda meydana gelen farklı kısalmanın sebebi P4 perdesinde uygulanan yük nedeniyle oluşan basınç gerilmesinin S8 kolonuna nazaran daha az olmasıdır.

Bu bölümde S2, S8 kolonları ile P2, P4 perdeleri gözönüne alınarak ACI Committee 209, BS8110 ve TS 500'de verilen sünme katsayılarından en elverişsizi kullanılarak bu elemanların sünme etkisi ile yapacağı kısalmalar hesaplanmıştır.

S2, S8 kolonları ve P2, P4 perdelerinde taşıdıkları aksel kuvvetten dolayı oluşan ilk gerilme, gerilme/basınç dayanımı oranları, birim boydaki şekil değiştirme ve elastik kısalma (çökme) değerleri Tablo 9.2-Tablo 9.5'de ve Şekil 9.8-Şekil 9.10'da ayrıntılı bir biçimde gösterilmiştir.

Tablo 9.2 S8 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri

Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	σ / f_{ck}	E_{c28} (kN/m ²)	ϵ	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	0,36	474	1316,7	30000	0,044	32000000	0,000044	3,6	0,00016	0,02463
23	0,36	1056	2933,3	30000	0,098	32000000	0,000098	3,6	0,00035	0,02447
22	0,36	1641	4558,3	30000	0,152	32000000	0,00015	3,6	0,00054	0,02412
21	0,36	2231	6197,2	30000	0,207	32000000	0,00019	3,6	0,00070	0,02358
20	0,49	2833	5781,6	30000	0,193	32000000	0,00018	3,6	0,00065	0,02288
19	0,49	3435	7010,2	30000	0,234	32000000	0,00022	3,6	0,00079	0,02223
18	0,49	4042	8249,0	30000	0,275	32000000	0,00026	3,6	0,00093	0,02144
17	0,49	4654	9498,0	30000	0,317	32000000	0,00030	3,6	0,00107	0,02052
16	0,64	5288	8262,5	30000	0,275	32000000	0,00026	3,6	0,00093	0,01945
15	0,64	5924	9256,3	30000	0,309	32000000	0,00029	3,6	0,00104	0,01852
14	0,64	6567	10260,9	30000	0,342	32000000	0,00032	3,6	0,00115	0,01748
13	0,64	7215	11273,4	30000	0,376	32000000	0,00035	3,6	0,00127	0,01632
12	0,81	7889	9739,5	30000	0,325	32000000	0,00030	3,6	0,00110	0,01505
11	0,81	8568	10577,8	30000	0,353	32000000	0,00033	3,6	0,00119	0,01396
10	0,81	9252	11422,2	30000	0,381	32000000	0,00036	3,6	0,00129	0,01277
9	0,81	9942	12274,1	30000	0,409	32000000	0,00038	3,6	0,00138	0,01148
8	1	10676	10676,0	30000	0,356	32000000	0,00033	4	0,00133	0,01010
7	1	11508	11508,0	30000	0,384	32000000	0,00036	4	0,00144	0,00877
6	1	12345	12345,0	30000	0,412	32000000	0,00039	4	0,00154	0,00733
5	1,21	13176	10889,3	30000	0,363	32000000	0,00034	3	0,00102	0,00579
4	1,21	14009	11577,7	30000	0,386	32000000	0,00036	3	0,00109	0,00477
3	1,21	14846	12269,4	30000	0,409	32000000	0,00038	3	0,00115	0,00368
2	1,21	15687	12964,5	30000	0,432	32000000	0,00041	3	0,00122	0,00253
1	1,21	16532	13662,8	30000	0,455	32000000	0,00044	3	0,00131	0,00131

Tablo 9.3 S2 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri

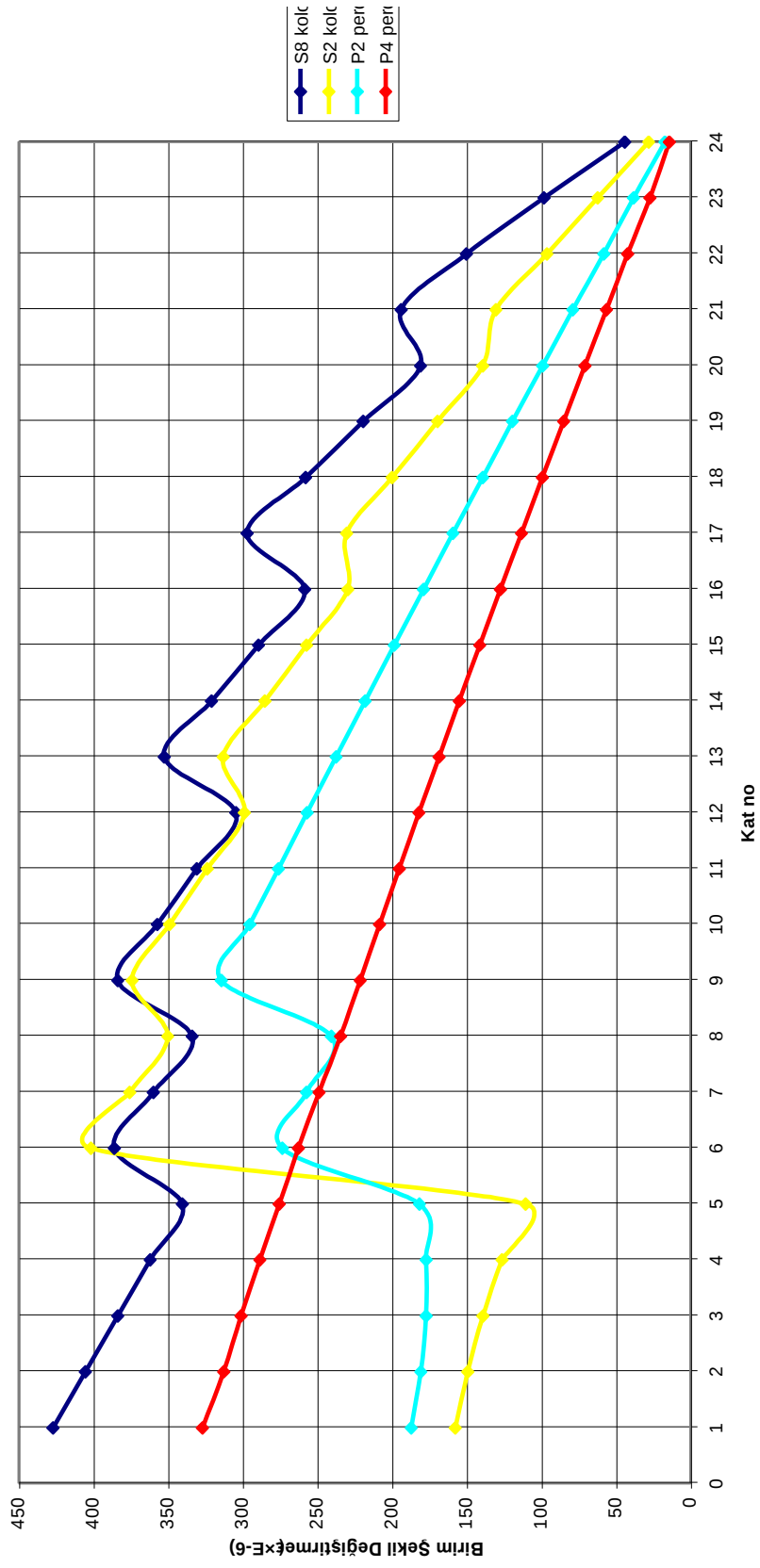
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	σ / f_{ck}	E_{c28} (kN/m ²)	ϵ	l (m)	Δl (m)	$\gamma \Delta l$ (m)
24	0,36	328	911,1	3000	0,30	32000000	0,00028	3,6	0,00010	0,01909
23	0,36	716	1988,9	3000	0,66	32000000	0,00062	3,6	0,00022	0,01899
22	0,36	1106	3072,2	3000	0,102	32000000	0,00096	3,6	0,00035	0,01877
21	0,36	1499	4163,9	3000	0,139	32000000	0,00013	3,6	0,00047	0,01842
20	0,43	1913	4448,8	3000	0,148	32000000	0,00014	3,6	0,00050	0,01796
19	0,43	2330	5418,6	3000	0,181	32000000	0,00017	3,6	0,00061	0,01746
18	0,43	2748	6390,7	3000	0,213	32000000	0,00020	3,6	0,00072	0,01685
17	0,43	3167	7365,1	3000	0,246	32000000	0,00023	3,6	0,00083	0,01613
16	0,49	3599	7344,9	3000	0,245	32000000	0,00023	3,6	0,00083	0,01530
15	0,49	4031	8226,5	3000	0,274	32000000	0,00026	3,6	0,00093	0,01447
14	0,49	4468	9118,4	3000	0,304	32000000	0,00028	3,6	0,00103	0,01355
13	0,49	4905	10010,2	3000	0,334	32000000	0,00031	3,6	0,00113	0,01252
12	0,56	5350	9553,6	3000	0,318	32000000	0,00030	3,6	0,00107	0,01139
11	0,56	5797	10351,8	3000	0,345	32000000	0,00032	3,6	0,00116	0,01032
10	0,56	6250	11160,7	3000	0,372	32000000	0,00035	3,6	0,00126	0,00916
9	0,56	6700	11964,3	3000	0,399	32000000	0,00037	3,6	0,00135	0,00790
8	0,64	7170	11203,1	3000	0,373	32000000	0,00035	4	0,00140	0,00655
7	0,64	7691	12017,2	3000	0,401	32000000	0,00038	4	0,00150	0,00515
6	0,64	8221	12845,3	3000	0,428	32000000	0,00040	4	0,00161	0,00365
5	0,72	2541	3529,2	3000	0,118	32000000	0,00011	3	0,00033	0,00205
4	0,72	2907	4037,5	3000	0,135	32000000	0,00013	3	0,00038	0,00171
3	0,72	3200	4444,4	3000	0,148	32000000	0,00014	3	0,00042	0,00134
2	0,72	3433	4768,1	3000	0,159	32000000	0,00015	3	0,00045	0,00092
1	0,72	3628	5038,9	3000	0,168	32000000	0,00016	3	0,00047	0,00047

Tablo 9.4 P2 perdesine yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri

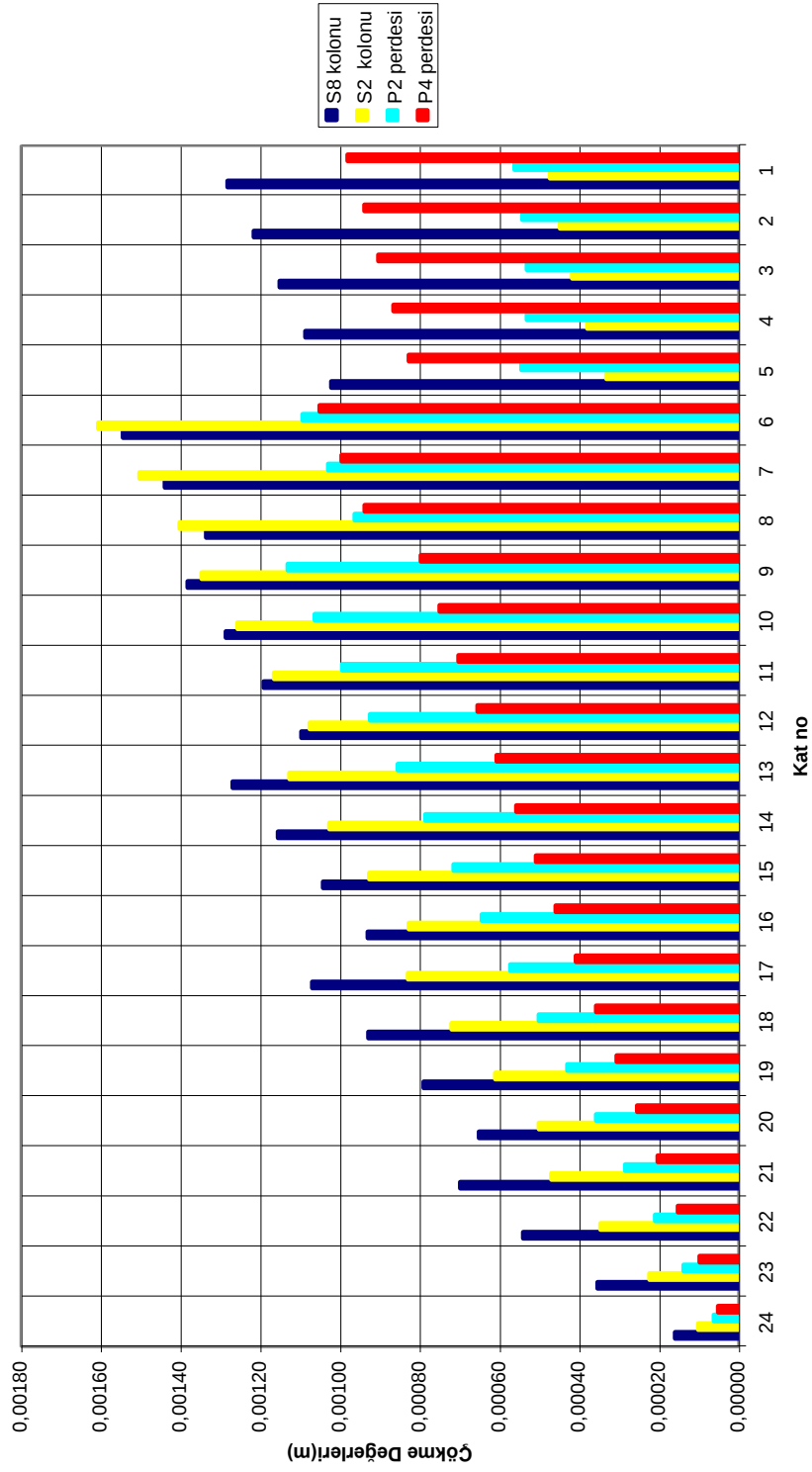
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	σ / f_{ck}	E_{c28} (kN/m ²)	ϵ	l (m)	Δl (m)	$?\Delta l$ (m)
24	1,63	906,3	556,0	3000	0,019	32000000	0,00017	3,6	0,00006	0,01545
23	1,63	1983	1216,6	3000	0,041	32000000	0,00038	3,6	0,00014	0,01538
22	1,63	3048	1869,9	3000	0,062	32000000	0,00058	3,6	0,00021	0,01525
21	1,63	4109	2520,9	3000	0,084	32000000	0,0008	3,6	0,00028	0,01504
20	1,63	5162	3166,9	3000	0,106	32000000	0,0010	3,6	0,00036	0,01475
19	1,63	6212	3811,0	3000	0,127	32000000	0,0012	3,6	0,00043	0,01440
18	1,63	7255	4450,9	3000	0,148	32000000	0,0014	3,6	0,00050	0,01397
17	1,63	8292	5087,1	3000	0,170	32000000	0,0016	3,6	0,00057	0,01347
16	1,63	9321	5718,4	3000	0,191	32000000	0,0018	3,6	0,00064	0,01290
15	1,63	10346	6347,2	3000	0,212	32000000	0,0020	3,6	0,00071	0,01225
14	1,63	11366	6973,0	3000	0,232	32000000	0,0022	3,6	0,00078	0,01154
13	1,63	12379	7594,5	3000	0,253	32000000	0,0024	3,6	0,00085	0,01075
12	1,63	13386	8212,3	3000	0,274	32000000	0,0026	3,6	0,00092	0,00990
11	1,63	14389	8827,6	3000	0,294	32000000	0,0028	3,6	0,00099	0,00898
10	1,63	15388	9440,5	3000	0,315	32000000	0,0030	3,6	0,00106	0,00798
9	1,63	16380	10049,1	3000	0,335	32000000	0,0031	3,6	0,00113	0,00692
8	2,275	17506	7694,9	3000	0,256	32000000	0,0024	4	0,00096	0,00579
7	2,275	18711	8224,6	3000	0,274	32000000	0,0026	4	0,00103	0,00483
6	2,275	19887	8741,5	3000	0,291	32000000	0,0027	4	0,00109	0,00380
5	2,275	13207	5805,3	3000	0,194	32000000	0,0018	3	0,00054	0,00271
4	2,275	12878	5660,7	3000	0,189	32000000	0,0018	3	0,00053	0,00216
3	2,275	12880	5661,5	3000	0,189	32000000	0,0018	3	0,00053	0,00163
2	2,275	13144	5777,6	3000	0,193	32000000	0,0018	3	0,00054	0,00110
1	2,275	13615	5984,6	3000	0,199	32000000	0,0019	3	0,00056	0,00056

Tablo 9.5 P4 perdesine yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri

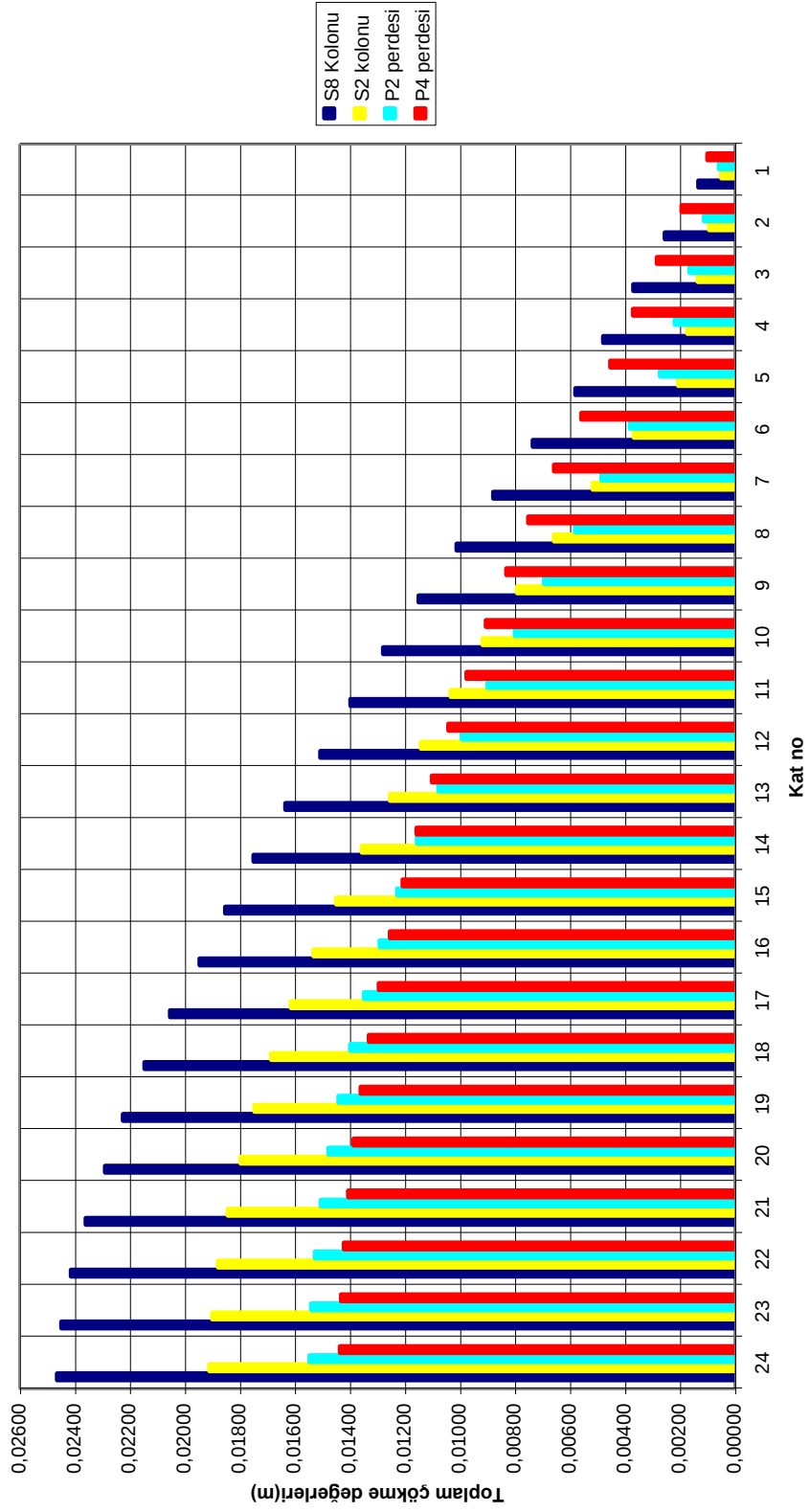
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	f _{ck} (kN/m ²)	σ / f_{ck}	E _{c28} (kN/m ²)	ϵ	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	1,63	746	459,1	30000	0,015	32000000	0,000014	3,6	0,00005	0,01435
23	1,63	1407	865,8	30000	0,029	32000000	0,000027	3,6	0,00010	0,01430
22	1,63	2173	1337,2	30000	0,045	32000000	0,000042	3,6	0,00015	0,01420
21	1,63	2921	1797,5	30000	0,060	32000000	0,00006	3,6	0,00020	0,01405
20	1,63	3668	2257,2	30000	0,075	32000000	0,00007	3,6	0,00025	0,01385
19	1,63	4412	2715,1	30000	0,091	32000000	0,00008	3,6	0,00031	0,01359
18	1,63	5150	3169,2	30000	0,106	32000000	0,00010	3,6	0,00036	0,01329
17	1,63	5883	3620,3	30000	0,121	32000000	0,00011	3,6	0,00041	0,01293
16	1,63	6609	4067,1	30000	0,136	32000000	0,00013	3,6	0,00046	0,01252
15	1,63	7330	4510,8	30000	0,150	32000000	0,00014	3,6	0,00051	0,01206
14	1,63	8044	4950,2	30000	0,165	32000000	0,00015	3,6	0,00056	0,01156
13	1,63	8751	5385,2	30000	0,180	32000000	0,00017	3,6	0,00061	0,01100
12	1,63	9448	5814,2	30000	0,194	32000000	0,00018	3,6	0,00065	0,01039
11	1,63	10139	6239,4	30000	0,208	32000000	0,00019	3,6	0,00070	0,00974
10	1,63	10821	6659,1	30000	0,222	32000000	0,00021	3,6	0,00075	0,00904
9	1,63	11501	7077,5	30000	0,236	32000000	0,00022	3,6	0,00080	0,00829
8	1,63	12180	7495,4	30000	0,250	32000000	0,00023	4	0,00094	0,00749
7	1,63	12929	7956,3	30000	0,265	32000000	0,00025	4	0,00099	0,00656
6	1,63	13651	8400,6	30000	0,280	32000000	0,00026	4	0,00105	0,00556
5	1,63	14321	8812,9	30000	0,294	32000000	0,00028	3	0,00083	0,00451
4	1,63	14995	9227,7	30000	0,308	32000000	0,00029	3	0,00087	0,00369
3	1,63	15646	9628,3	30000	0,321	32000000	0,00030	3	0,00090	0,00282
2	1,63	16252	10001,2	30000	0,333	32000000	0,00031	3	0,00094	0,00192
1	1,63	16988	10454,2	30000	0,348	32000000	0,00033	3	0,00098	0,00098



Şekil 9.8 Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan her kattaki birim boydaki şekil değiştirmeler



Şekil 9.9 Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan her kattaki çökme değerleri



Şekil 9.10 Yük uygulandığı anda yapı elemanlarında oluşan toplam çökme değerleri

Yapının 6.katında (zemin kat) bulunan S8 kolonu (100cm×100cm) için 28 günlük beton yaşı ve %80 ortam bağıl nemi kabulleri yapılarak TS 500, BS 8110 ve ACI Committee 209'a göre sünme katsayıları aşağıda hesaplanmıştır.

- TS 500'e göre S8 kolonunda(100cm×100cm) sünme katsayısının hesaplanması

Betonun yük uygulandığı andaki yaşı: 28 gün

Ortam bağıl nemi(h): %80

$$\text{Eşdeğer kalınlık: } l_e = \frac{2A_c}{u} = 500 \text{ mm}$$

Sünme katsayısı (Φ_{ce})= 1,54

- BS 8110'a göre S8 kolonunda(100cm×100cm) sünme katsayısının hesaplanması

Ortam bağıl nemi(h): %80

$$\text{Eşdeğer kalınlık: } l_e = \frac{2A_c}{u} = 1,49$$

Sünme katsayısı (Φ_{ce})= 1,49

- ACI Committee 209'a göre S8 kolonunda(100cm×100cm) sünme katsayısının hesaplanması

ACI Committee 209'a göre hesap yapılırken TS 500 ve BS8110'da yapılan kabuller dışında bazı değişkenler içinde kabuller yapmak gerekmektedir. Bu değişkenler çökme miktarı, ince agrega yüzdesi ve karışımdaki boşluk oranıdır. Sünme katsayısının hesabı, ACI Committee 209'da belirtilen koşullar çerçevesinde uygun değerler alınarak yapılmıştır.

t_{la} = betonun yüklendiği andaki yaşı →28 gün

$$\gamma_{la}=1,25 \times (t_{la})^{-0,118} = 1,25 \times (28)^{-0,118} = 0,84$$

λ =Ortam bağıl nemi →%80 (Ortam bağıl nemi için düzeltme faktörü)

$$\gamma_{\lambda}=1,27-0,0067\lambda= 1,27-0,0067 \times 80= 0,74$$

V/S =Hacim/yüzey alanı oranı=250mm

$$\gamma_{v/s} = 2/3[1+1,13\exp(-0,0213v/s) = 2/3[1+1,13\exp(-0,0213 \times 250) = 0,67$$

s= Su-çimento oranına bağlı olan çökme miktarı →120 mm

$$\gamma_s = 0,82+0,00264s=0,82+0,00264 \times 120=1,15$$

ψ =İnce agrega yüzdesi $\rightarrow$ %55

$$\gamma_{\psi} = 0.88 + 0.0024 \psi = 0.88 + 0.0024 \times 55 = 1.012$$

α =Karışımındaki boşluk oranı $\rightarrow$ %8

$$\gamma_{\alpha} = 0.46 + 0.09 \times 8 = 1.18$$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \times \gamma_{\lambda} \times \gamma_{V/S} \times \gamma_s \times \gamma_{\psi} \times \gamma_{\alpha} = 0.84 \times 0.74 \times 0.67 \times 1.15 \times 1.012 \times 1.18 = 0.58$$

$$\gamma_u = 2.35 \gamma_c = 2.35 \times 0.58 = 1.37 \text{ (sünme katsayısının alabileceği sınır değeri)}$$

Yüklemeden 30 yıl sonra hesaplanan sünme katsayısı;

$$\gamma_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} \gamma_u = \frac{10950^{0.60}}{10 + 10950^{0.60}} 1.37 = 1.32$$

Yapının her katında boyutları 25cm×650cm olan P4 perdesi için 28 günlük beton yaşı ve %80 ortam bağıl nemi kabulleri yapılarak TS 500, BS 8110 ve ACI Committee 209'a göre sünme katsayıları aşağıda hesaplanmıştır.

Tablo 9.6 Zemin katta bulunan S8 kolonu (100×100) için hesaplanan sünme katsayıları

Değişkenler	Standartlar	Sünme katsayıları
$t_{la}=28$ gün	γ_t (ACI 209)	1,32
$\lambda=\%80$		
$V/S=250\text{mm}$		
$s=120\text{mm}$		
$\psi=\%55$		
$\alpha=\%8$		
$t_{la}=28$ gün	Φ (BS8110))	1,49
$l_e=500\text{mm}$		
$h=\%80$		
$t_{la}=28$ gün	Φ_{ce} (TS500)	1,54
$h=\%80$		
$l_e=500\text{mm}$		

- TS 500'e göre P2 perdesinde (25cm×650cm) sünme katsayısının hesaplanması

Betonun yük uygulandığı andaki yaşı: 28 gün

Ortam bağıl nemi: %80

$$\text{Eşdeğer kalınlık: } l_e = \frac{2A_c}{u} = 240 \text{ mm}$$

Sünme katsayısı (Φ_{ce})= 1,66

- BS 8110'a göre P2 perdesinde (25cm×650cm) sünme katsayısının hesaplanması

Ortam bağıl nemi: %80

$$\text{Eşdeğer kalınlık: } l_e = \frac{2A_c}{u} = 240 \text{ mm}$$

Sünme katsayısı (Φ_{ce})= 1,6

- ACI Committee 209'a göre P2 perdesinde (25cm×650cm) sünme katsayısının hesaplanması

Yukarıda S8 kolonu için kabul edilen değerlerden sadece hacim/yüzey alanı oranına bağlı olan katsayı değişecektir. Diğer değişkenlerin katsayıları aynıdır.

$$V/S = \text{Hacim/yüzey alanı oranı} = 120 \text{ mm}$$

$$\gamma_{v/s} = 2/3[1 + 1,13 \exp(-0,0213v/s)] = 2/3[1 + 1,13 \exp(-0,0213 \times 120)] = 0,73$$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \times \gamma_{\lambda} \times \gamma_{v/s} \times \gamma_s \times \gamma_{\psi} \times \gamma_a = 0,84 \times 0,74 \times 0,73 \times 1,15 \times 1,012 \times 1,18 = 0,63$$

$$v_u = 2,35\gamma_c = 2,35 \times 0,63 = 1,49 \text{ (sünme katsayısının alabileceği sınır değeri)}$$

Yüklemeden 30 yıl sonra hesaplanan sünme katsayısı;

$$v_t = \frac{t^{0,60}}{10 + t^{0,60}} v_u = \frac{10950^{0,60}}{10 + 10950^{0,60}} 1,49 = 1,44$$

Tablo 9.7 P4 perdesi için hesaplanan (25×650) için hesaplanan sünme katsayıları

Değişkenler	Standartlar	Sünme katsayıları
t _{la} =28 gün	V _t (ACI 209)	1,44
λ=%80		
V/S=120mm		
s=120mm		
ψ=%55		
α=%8		
t _{la} =28 gün	Φ (BS8110))	1,6
l _e =240mm		
h=%80		
t _{la} =28 gün	Φ _{ce} (TS500)	1,66
h=%80		
l _e =240mm		

Yapılan hesaplardan görüldüğü gibi TS 500 ve BS 8110’da elde edilen sünme katsayısı değerleri birbirine çok yakın çıkmaktadır. ACI 209’a göre hesaplanan sünme katsayısı değeri ise TS 500 ve BS 8110’dan elde edilen değerlerden daha azdır.

ACI 209’a göre sünmeden dolayı yapının düşey taşıyıcı elemanlarında oluşacak kısaltmaları hesaplamak için betonun 28 günlük elastisite modülü değeri Denklem(9.15)’e göre azaltılarak hesaba katılır.

$$E_e = E_{ci} / (1 + v_t) \quad (9.15)$$

Bu denklemde;

E_e: Azaltılmış elastisite modülünün değeri

E_{ci}: Betonun yüklendiği andaki elastisite modülü → E_{c28}

v_t= sünme katsayısı; olarak gösterilmektedir.

Denklem(9.15) kullanılarak S2, S8 kolonları ve P2, P4 perdelerinde ani yüklemelere ek olarak sünme nedeniyle oluşacak birim boydaki kısalma değerleri ve buna bağlı olarak her katta ve tüm yapı boyunca bu elemanlarda oluşan toplam (ani yükleme+sünme) kısalma miktarları hesaplanmıştır. Bu değerler ile ilgili bilgiler Tablo 9.8-Tablo 9.11 ve Şekil 9.11-Şekil 9.13’de ayrıntılı bir biçimde gösterilmiştir.

Elastisite modülünü azaltmakta kullanılan sünme katsayısı değerleri her eleman için TS 500, BS 8110 ve ACI 209’da hesaplanan değerlerin en elverişsizi seçilerek hesaba katılmıştır.

Tablo 9.8 S8 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri(Ani yükleme+sünme)

Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	Sünme katsayısı (Φ)	E_{c28} (kN/m ²)	$E_e = E_c / (1 + \Phi)$ (kN/m ²)	$\varepsilon = \sigma / E_e$	l (m)	Δl (m)	$\gamma \Delta l$ (m)
24	0,36	474	1316,7	1,63	3200000	12167300	0,00011	3,6	0,00039	0,0630
23	0,36	1056	2933,3	1,63	3200000	12167300	0,00024	3,6	0,00087	0,0626
22	0,36	1641	4558,3	1,63	3200000	12167300	0,00037	3,6	0,00135	0,0617
21	0,36	2231	6197,2	1,63	3200000	12167300	0,00051	3,6	0,00183	0,0604
20	0,49	2833	5781,6	1,61	3200000	12260536	0,00047	3,6	0,00170	0,0585
19	0,49	3435	7010,2	1,61	3200000	12260536	0,00057	3,6	0,00206	0,0568
18	0,49	4042	8249,0	1,61	3200000	12260536	0,00067	3,6	0,00242	0,0548
17	0,49	4654	9498,0	1,61	3200000	12260536	0,00077	3,6	0,00279	0,0524
16	0,64	5288	8262,5	1,59	3200000	12355212	0,00067	3,6	0,00241	0,0496
15	0,64	5924	9256,3	1,59	3200000	12355212	0,00075	3,6	0,00270	0,0472
14	0,64	6567	10260,9	1,59	3200000	12355212	0,00083	3,6	0,00299	0,0445
13	0,64	7215	11273,4	1,59	3200000	12355212	0,00091	3,6	0,00328	0,0415
12	0,81	7889	9739,5	1,57	3200000	12451362	0,00078	3,6	0,00282	0,0382
11	0,81	8568	10577,8	1,57	3200000	12451362	0,00085	3,6	0,00306	0,0354
10	0,81	9252	11422,2	1,57	3200000	12451362	0,00092	3,6	0,00330	0,0323
9	0,81	9942	12274,1	1,57	3200000	12451362	0,00099	3,6	0,00355	0,0290
8	1	10676	10676,0	1,54	3200000	12598425	0,00085	4	0,00339	0,0255
7	1	11508	11508,0	1,54	3200000	12598425	0,00091	4	0,00365	0,0221
6	1	12345	12345,0	1,54	3200000	12598425	0,00098	4	0,00392	0,0184
5	1,21	13176	10889,3	1,52	3200000	12698413	0,00086	3	0,00257	0,0145
4	1,21	14009	11577,7	1,52	3200000	12698413	0,00091	3	0,00274	0,0119
3	1,21	14846	12269,4	1,52	3200000	12698413	0,00097	3	0,00290	0,0092
2	1,21	15687	12964,5	1,52	3200000	12698413	0,00102	3	0,00306	0,0063
1	1,21	16532	13662,8	1,52	3200000	12698413	0,00108	3	0,00323	0,0032

Tablo 9.9 S2 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri(Ani yükleme+sünme)

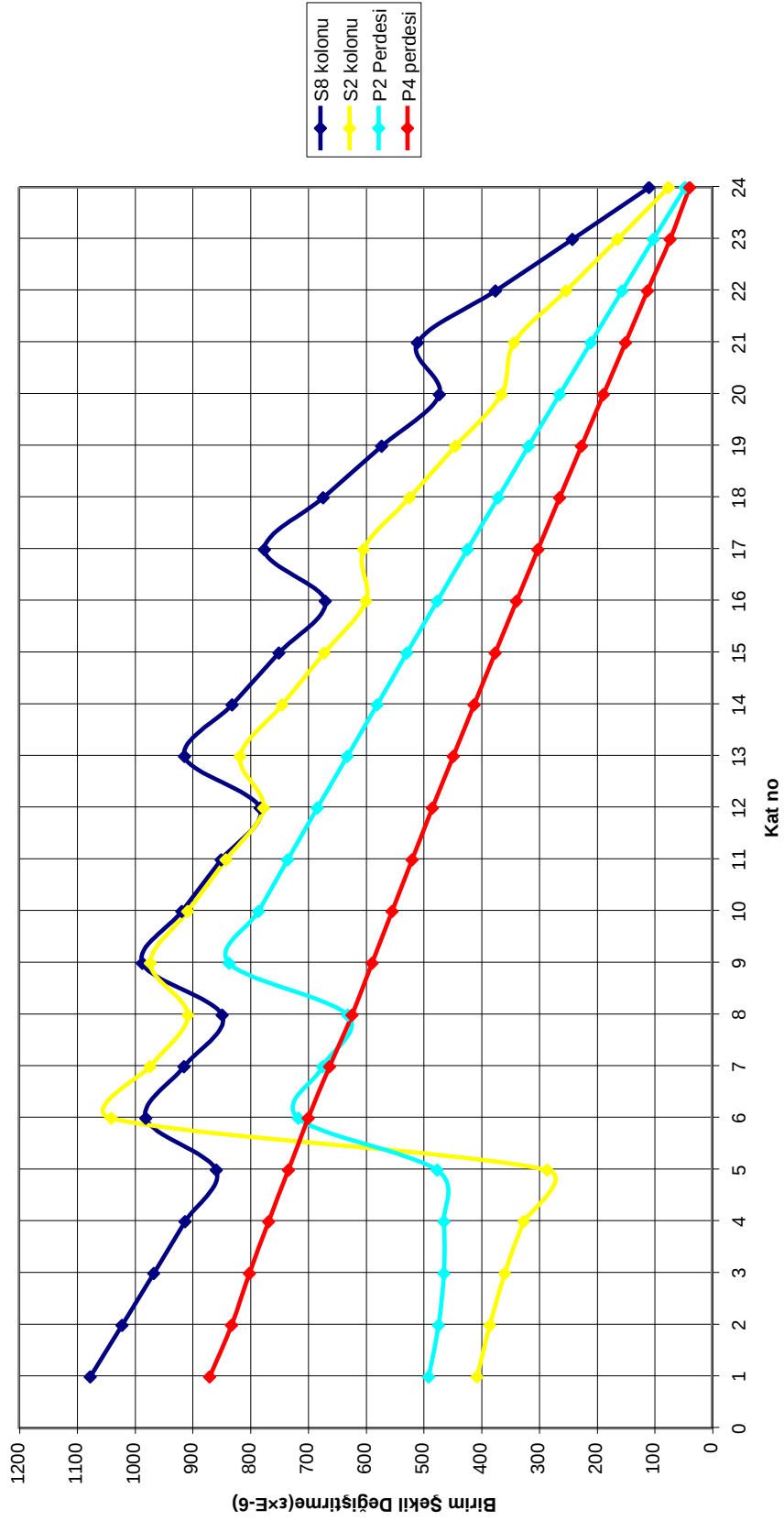
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	Sünme katsayısı (ϕ)	E_{C28} (kN/m ²)	$Ee = Eci/(1+\phi)$ (kN/m ²)	$\epsilon = \sigma / Ee$	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	0,36	328	911,1	1,63	32000000	12167300	0,00007	3,6	0,00027	0,0497
23	0,36	716	1988,9	1,63	32000000	12167300	0,00016	3,6	0,00059	0,0494
22	0,36	1106	3072,2	1,63	32000000	12167300	0,00025	3,6	0,00091	0,0488
21	0,36	1499	4163,9	1,63	32000000	12167300	0,00034	3,6	0,00123	0,0479
20	0,43	1913	4448,8	1,62	32000000	12213740	0,00036	3,6	0,00131	0,0467
19	0,43	2330	5418,6	1,62	32000000	12213740	0,00044	3,6	0,00160	0,0454
18	0,43	2748	6390,7	1,62	32000000	12213740	0,00052	3,6	0,00188	0,0438
17	0,43	3167	7365,1	1,62	32000000	12213740	0,00060	3,6	0,00217	0,0419
16	0,49	3599	7344,9	1,61	32000000	12260536	0,00060	3,6	0,00216	0,0397
15	0,49	4031	8226,5	1,61	32000000	12260536	0,00067	3,6	0,00242	0,0376
14	0,49	4468	9118,4	1,61	32000000	12260536	0,00074	3,6	0,00268	0,0352
13	0,49	4905	10010,2	1,61	32000000	12260536	0,00082	3,6	0,00294	0,0325
12	0,56	5350	9553,6	1,60	32000000	12307692	0,00078	3,6	0,00279	0,0295
11	0,56	5797	10351,8	1,60	32000000	12307692	0,00084	3,6	0,00303	0,0267
10	0,56	6250	11160,7	1,60	32000000	12307692	0,00091	3,6	0,00326	0,0237
9	0,56	6700	11964,3	1,60	32000000	12307692	0,00097	3,6	0,00350	0,0205
8	0,64	7170	11203,1	1,59	32000000	12355212	0,00091	4	0,00363	0,0170
7	0,64	7691	12017,2	1,59	32000000	12355212	0,00097	4	0,00389	0,0133
6	0,64	8221	12845,3	1,59	32000000	12355212	0,00104	4	0,00416	0,0094
5	0,72	2541	3529,2	1,58	32000000	12403101	0,00028	3	0,00085	0,0053
4	0,72	2907	4037,5	1,58	32000000	12403101	0,00033	3	0,00098	0,0044
3	0,72	3200	4444,4	1,58	32000000	12403101	0,00036	3	0,00108	0,0034
2	0,72	3433	4768,1	1,58	32000000	12403101	0,00038	3	0,00115	0,0024
1	0,72	3628	5038,9	1,58	32000000	12403101	0,00041	3	0,00122	0,0012

Tablo 9.10 P2 perdesinde azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri(Ani yükleme+sünme)

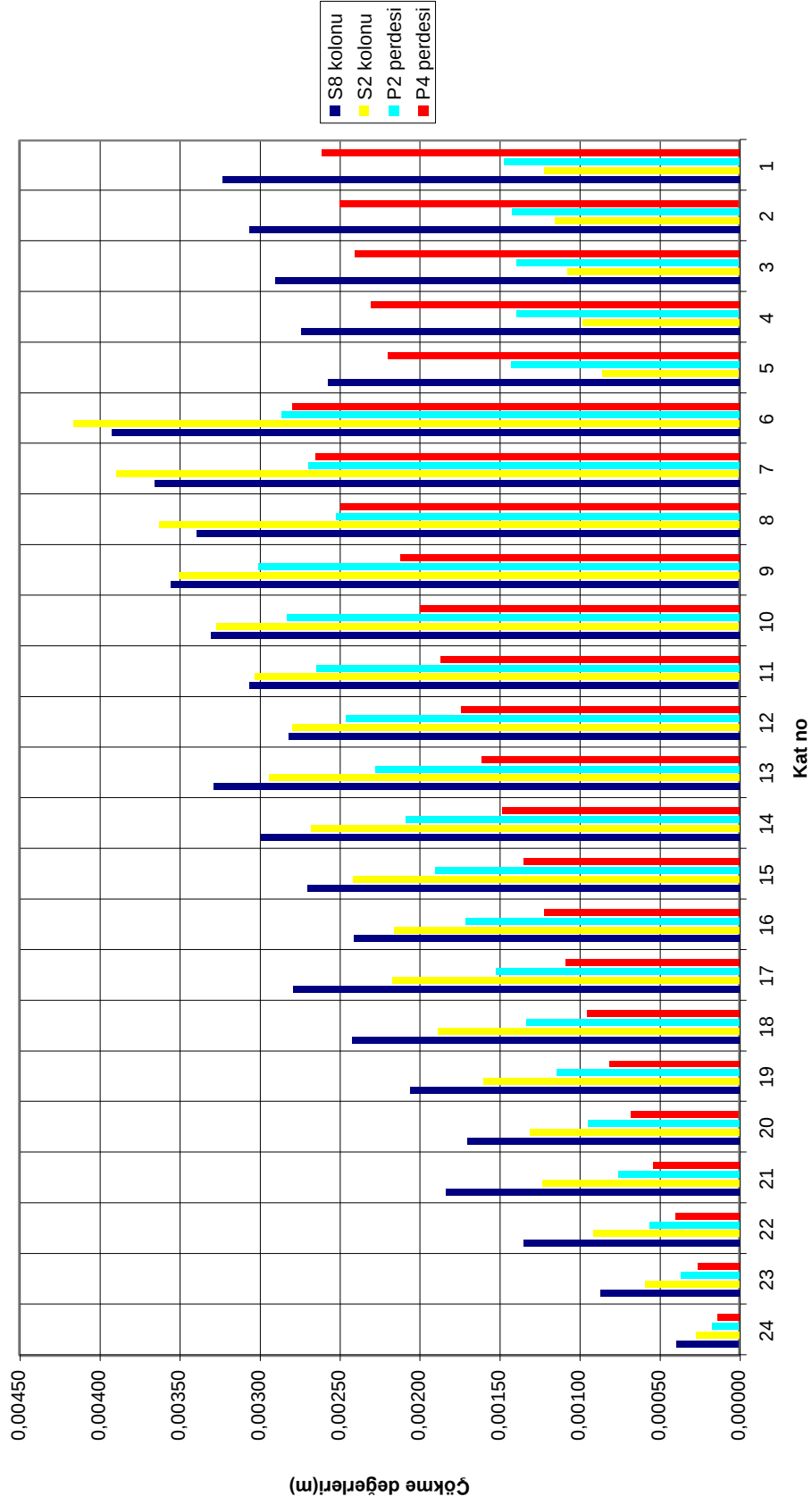
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	Sünme katsayısı (Φ)	E _{C28} (kN/m ²)	Ee= Eci/(1+ Φ) (kN/m ²)	$\epsilon = \sigma / Ee$	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	1,63	906,3	556,0	1,66	3200000	12030075	0,00005	3,6	0,00017	0,0409
23	1,63	1983	1216,6	1,66	3200000	12030075	0,00010	3,6	0,00036	0,0407
22	1,63	3048	1869,9	1,66	3200000	12030075	0,00016	3,6	0,00056	0,0403
21	1,63	4109	2520,9	1,66	3200000	12030075	0,00021	3,6	0,00075	0,0398
20	1,63	5162	3166,9	1,66	3200000	12030075	0,00026	3,6	0,00095	0,0390
19	1,63	6212	3811,0	1,66	3200000	12030075	0,00032	3,6	0,00114	0,0381
18	1,63	7255	4450,9	1,66	3200000	12030075	0,00037	3,6	0,00133	0,0369
17	1,63	8292	5087,1	1,66	3200000	12030075	0,00042	3,6	0,00152	0,0356
16	1,63	9321	5718,4	1,66	3200000	12030075	0,00048	3,6	0,00171	0,0341
15	1,63	10346	6347,2	1,66	3200000	12030075	0,00053	3,6	0,00190	0,0324
14	1,63	11366	6973,0	1,66	3200000	12030075	0,00058	3,6	0,00209	0,0305
13	1,63	12379	7594,5	1,66	3200000	12030075	0,00063	3,6	0,00227	0,0284
12	1,63	13386	8212,3	1,66	3200000	12030075	0,00068	3,6	0,00246	0,0261
11	1,63	14389	8827,6	1,66	3200000	12030075	0,00073	3,6	0,00264	0,0236
10	1,63	15388	9440,5	1,66	3200000	12030075	0,00078	3,6	0,00283	0,0210
9	1,63	16380	10049,1	1,66	3200000	12030075	0,00084	3,6	0,00301	0,0182
8	2,275	17506	7694,9	1,62	3200000	12213740	0,00063	4	0,00252	0,0152
7	2,275	18711	8224,6	1,62	3200000	12213740	0,00067	4	0,00269	0,0127
6	2,275	19887	8741,5	1,62	3200000	12213740	0,00072	4	0,00286	0,0100
5	2,275	13207	5805,3	1,62	3200000	12213740	0,00048	3	0,00143	0,0071
4	2,275	12878	5660,7	1,62	3200000	12213740	0,00046	3	0,00139	0,0057
3	2,275	12880	5661,5	1,62	3200000	12213740	0,00046	3	0,00139	0,0043
2	2,275	13144	5777,6	1,62	3200000	12213740	0,00047	3	0,00142	0,0029
1	2,275	13615	5984,6	1,62	3200000	12213740	0,00049	3	0,00147	0,0015

Tablo 9.11 P4 perdesinde azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim boydaki şekil değiştirme ve çökme değerleri(Ani yükleme+sünme)

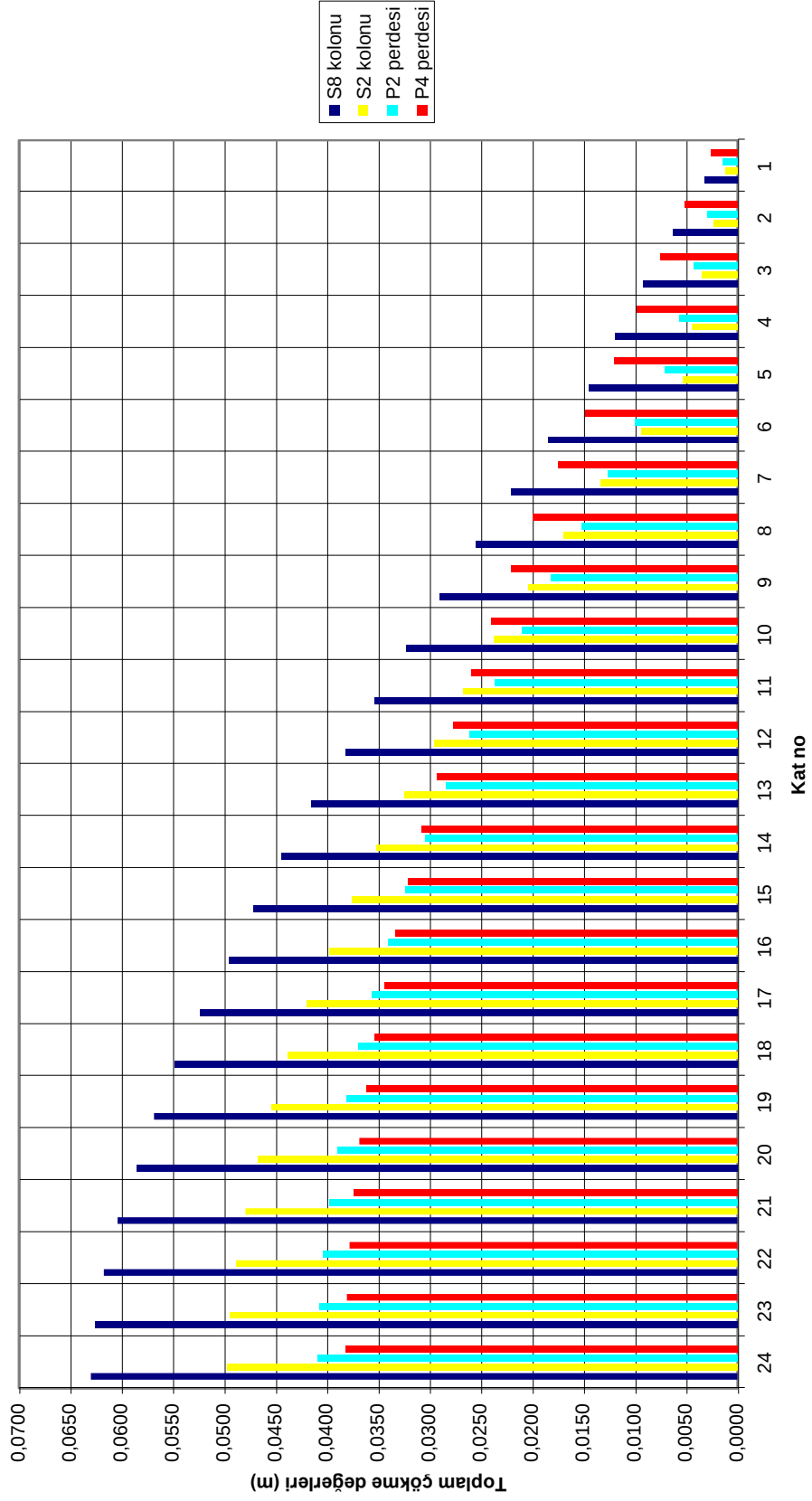
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	Sünme katsayısı (Φ)	E_{C28} (kN/m ²)	$E_e = E_{C28}/(1+\Phi)$ (kN/m ²)	$\epsilon = \sigma / E_e$	l (m)	Δl (m)	Δl (m)
24	1,625	746	459,1	1,66	3200000	12030075	0,0004	3,6	0,00014	0,0368
23	1,625	1407	865,8	1,66	3200000	12030075	0,0007	3,6	0,00026	0,0366
22	1,625	2173	1337,2	1,66	3200000	12030075	0,0011	3,6	0,00040	0,0364
21	1,625	2921	1797,5	1,66	3200000	12030075	0,0015	3,6	0,00054	0,0360
20	1,625	3668	2257,2	1,66	3200000	12030075	0,0019	3,6	0,00068	0,0354
19	1,625	4412	2715,1	1,66	3200000	12030075	0,0023	3,6	0,00081	0,0348
18	1,625	5150	3169,2	1,66	3200000	12030075	0,0026	3,6	0,00095	0,0340
17	1,625	5883	3620,3	1,66	3200000	12030075	0,0030	3,6	0,00108	0,0330
16	1,625	6609	4067,1	1,66	3200000	12030075	0,0034	3,6	0,00122	0,0319
15	1,625	7330	4510,8	1,66	3200000	12030075	0,0037	3,6	0,00135	0,0307
14	1,625	8044	4950,2	1,66	3200000	12030075	0,0041	3,6	0,00148	0,0294
13	1,625	8751	5385,2	1,66	3200000	12030075	0,0045	3,6	0,00161	0,0279
12	1,625	9448	5814,2	1,66	3200000	12030075	0,0048	3,6	0,00174	0,0263
11	1,625	10139	6239,4	1,66	3200000	12030075	0,0052	3,6	0,00187	0,0245
10	1,625	10821	6659,1	1,66	3200000	12030075	0,0055	3,6	0,00199	0,0227
9	1,625	11501	7077,5	1,66	3200000	12030075	0,0059	3,6	0,00212	0,0207
8	1,625	12180	7495,4	1,66	3200000	12030075	0,0062	4	0,00249	0,0185
7	1,625	12929	7956,3	1,66	3200000	12030075	0,0066	4	0,00265	0,0161
6	1,625	13651	8400,6	1,66	3200000	12030075	0,0070	4	0,00279	0,0134
5	1,625	14321	8812,9	1,66	3200000	12030075	0,0073	3	0,00220	0,0106
4	1,625	14995	9227,7	1,66	3200000	12030075	0,0077	3	0,00230	0,0084
3	1,625	15646	9628,3	1,66	3200000	12030075	0,0080	3	0,00240	0,0061
2	1,625	16252	10001,2	1,66	3200000	12030075	0,0083	3	0,00249	0,0037
1	1,625	16988	10454,2	1,66	3200000	12030075	0,0087	3	0,00261	0,0012



Şekil 9.11 Yapı Elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme değerleri (ani yükleme+sünme)



Şekil 9.12 Yapı Elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan her kattaki çökme değerleri (ani yükleme+stünme)

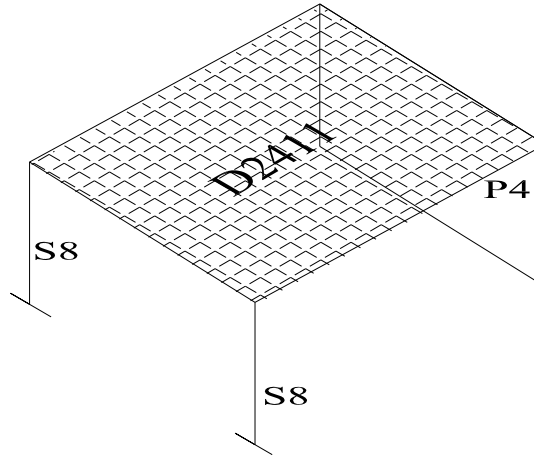


Şekil 9.13 Yapı Elemanlarında azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan toplam çökme değerleri (ani yükleme+sünme)

Tablolardan ve şekillerden görüldüğü gibi ani yükleme+sünme etki gözönüne alındığında en fazla çökme S8 kolonunda görülmüştür.(0,063m).

Bu kolonun kirişle bağlandığı P4 perdesinde, ani yükleme+sünme etkisi gözönüne alındığında ise çökme değeri 0,038m bulunmuştur.

Burada, bu iki düşey taşıyıcı elemanda oluşan kısalmaların farklı olması yapının tasarımında problem oluşturabilir.(0,063-0,038=0,025m)



Şekil 9.14 Düşey Taşıyıcı Elemanların Gösterimi

24.kattaki S8 kolonu ile P4 perdesi arasındaki 2,5 cm'lik kısalma farkı döşemede eğim oluşturmaktadır.

Bu elemanlar arasındaki D2411 döşemesinde eğilme elemanlarında izin verilebilecek sehim sınırlarına göre sehim kontrolü yaparsak;

$$l_n/360=650/360=1,80$$

Şekil 9.13'den görüleceği gibi tasarımı yapılan yapıda 17. kattan itibaren $l_n/360=650/360=1,80$ koşulu sağlanamamaktadır.

Tasarım aşamasında hesaplanan, ani yükleme ile sünme deformasyonu nedeniyle S8 kolonu ve P4 perdesindeki bu kısalma farklarından oluşacak sehim problemlerini azaltmak için tasarımı yapılan binanın yapım aşamasında önlem alınmalıdır.

Yapım aşamasında, her yeni katın inşasına başlamadan önce, o kata kadar ki düşey taşıyıcı elemanların yükseklikleri ölçülmelidir. Bu ölçümler ile inşası yapılacak katın tasarım hesabında belirtilen kotu arasındaki kısıalma farkları hesaplanmalıdır. Yapımına başlanacak olan katın kolon ve perde yüksekliklerine bu kısıalma farkları da eklenerek, bu elemanlar tasarımda hesaplanan değerlerinden biraz daha uzun yapılabilir [1].

Sünme deformasyonunun mertebesi birçok değişkene bağlıdır. Bu değişkenler en önemlileri kalıcı yük uygulandığı anda betonda oluşan gerilme miktarı, yük uygulanan betonun yükleme anındaki yaşı, betona yük uygulandıktan sonra geçen zaman, kesit boyutu, çevre koşulları (bağıl nem ve sıcaklık), beton karışımının özellikleri ve kirişlerde bulunan basınç donatısı miktarıdır.

Bütün bu nedenlerle, deformasyon kontrolü için geliştirilen veya geliştirilecek yöntemlerin, dayanım hesabı için geliştirilmiş yöntemler kadar gerçek sonuç vermesi beklenemez. Hemen belirtmek gerekir ki, deformasyon hesabında aranan kesinlik, hiçbir zaman dayanım hesabında aranan kesinlik kadar fazla değildir. Örneğin, bir kiriş için hesaplanan sehim 2 cm iken, gerçek sehimin 3 cm olması fazla önemli değildir. Günümüzde, sünme deformasyonunu %30~%40 bir hata ile hesaplamak mümkündür ve bu çapta bir hata kabul edilebilir sınırlar içindedir. Dayanım hesaplarında ise, bu büyüklükte bir hata hiçbir zaman kabul edilemez [5].

Kolon gibi basınç gerilmelerinin egemen olduğu bir elemanda, ani yükleme ve sünme etkisi ile oluşan yerdeğiştirmelerin hesabında kullanılacak elastisite modülünün ilk değer yarısına ve ya üçte birine indirilmesi uygundur [13].

Yapılan çalışmada, ani yükleme ve sünme etkisiyle oluşacak deformasyonu hesaplamak için kullanılan azaltılmış elastisite modülü değeri, ilk değerinin yaklaşık % 38'i kadardır.

9.2 Alt Katlarda Yüksek Dayanımlı Beton Kullanılmasının, Tasarıma ve Sünmeye Etkisi

Sünme deformasyonlarının yapı elemanlarına uygulanan yük, kesit boyutları ve bu etkilere bağlı olarakta yapı elemanlarında oluşacak gerilme değerine bağlı olduğu ve gerilme/basınç dayanımının oranının 0,4'den büyük olduğu durumlarda sünmenin gerilmeyle orantılı olmayarak daha hızlı bir şekilde arttığı ayrıca gerilme/dayanım oranının 0,8'den büyük olduğu durumlarda ise belirli bir süre sonunda yapı elemanının betonunda çatlamlar ve ezilmeler oluşacağı Bölüm 9.1.1'de belirtilmişti.

Mimari nedenlerden dolayı ve ya kullanım alanının genişliği arttırmak için özellikle alt katlardaki kolon boyutlarını tasarım için öngörülenden küçük tutmak sünme açısından olumsuz sonuçlar doğurmaktadır.

Yapının alt katlarındaki düşey taşıyıcı elemanlarında kesit alanı küçük tutulduğundan gerilme düzeyi ve boyuna donatı oranı yüksek çıkacaktır. Gerilme düzeyinin yüksek çıkması ilk başta sakıncalı olmasa bile belirli bir süre sonunda sünme kısalmaları nedeniyle yapı elemanında Bölüm 9.1.1'de belirtilen türde hasarların oluşmasına neden olabilir.

Bu yüzden yapının alt katlardaki düşey taşıyıcı elemanlarında kesit boyutlarını gereğinden küçük tutup, boyuna donatıyı fazla yerleştirmek yerine; alt katlarda yüksek dayanımlı beton kullanarak kesit boyutlarını kabul edilebilir ölçülerde küçültmek, hem dayanım hesabı için hem de sünme deformasyonu için olumludur.

Bu bölümde, daha önceki bölümlerde tasarımı ve donatılandırılması yapılan binanın alt katlarında yüksek dayanımlı beton kullanılıp kesit boyutlarının küçültülmesinin yapının tasarımı ve sünme deformasyonu üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Tasarımı yapılan binada ilk sekiz katta beton sınıfı C30'dan C50'ye yükseltilmiş diğer katlarda ise yine C30 betonu kullanılmıştır.

Bu durumda yapının kolonlarından en büyük kesite sahip olan S8 kolonunu gözönüne alırsak;

Yapıda bulunan S8 kolonunda alt katlarda beton sınıfı C50 olmasından dolayı bodrum katlarında (ilk 5 kat) 110×110, zemin kat ve 1. ve 2.normal katlarda 100×100 olan boyutlar 90×90'a indirilmiş, diğer katlarda kolon boyutları değiştirilmemiştir.

C50-C30 beton sınıfına göre tasarımı yapılan S8 kolonunun ön boyut tablosu aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 9.12 C50-C30 beton sınıflarına göre S8 kolonunun ön boyut tablosu

Kolon no	Kat no	$N_d(KN)$	$f_{ck} (kN/cm^2)$	$Ac > N_d / (0,5 \times f_{ck})$	Seçilen Kolon	Alan
S8	24	598,9	3	399,27	60/60	3600
	23	1157,58	3	771,72		
	22	1804,97	3	1203,31		
	21	2452,36	3	1634,91		
	20	3099,75	3	2066,50	70/70	4900
	19	3747,14	3	2498,09		
	18	4394,53	3	2929,69		
	17	5041,92	3	3361,28		
	16	5689,31	3	3792,87	80/80	6400
	15	6336,7	3	4224,47		
	14	6984,09	3	4656,06		
	13	7631,48	3	5087,65		
	12	8278,87	3	5519,25	90/90	8100
	11	8926,26	3	5950,84		
	10	9573,65	3	6382,43		
	9	10221,04	3	6814,03		
	8	10657	5	4262,80	90/90	8100
	7	11470	5	4588		
	6	12288	5	4915		
	5	13089	5	5236		
	4	13892	5	5557	90/90	8100
	3	14699	5	5880		
	2	15510	5	6204		
	1	16325	5	6530		

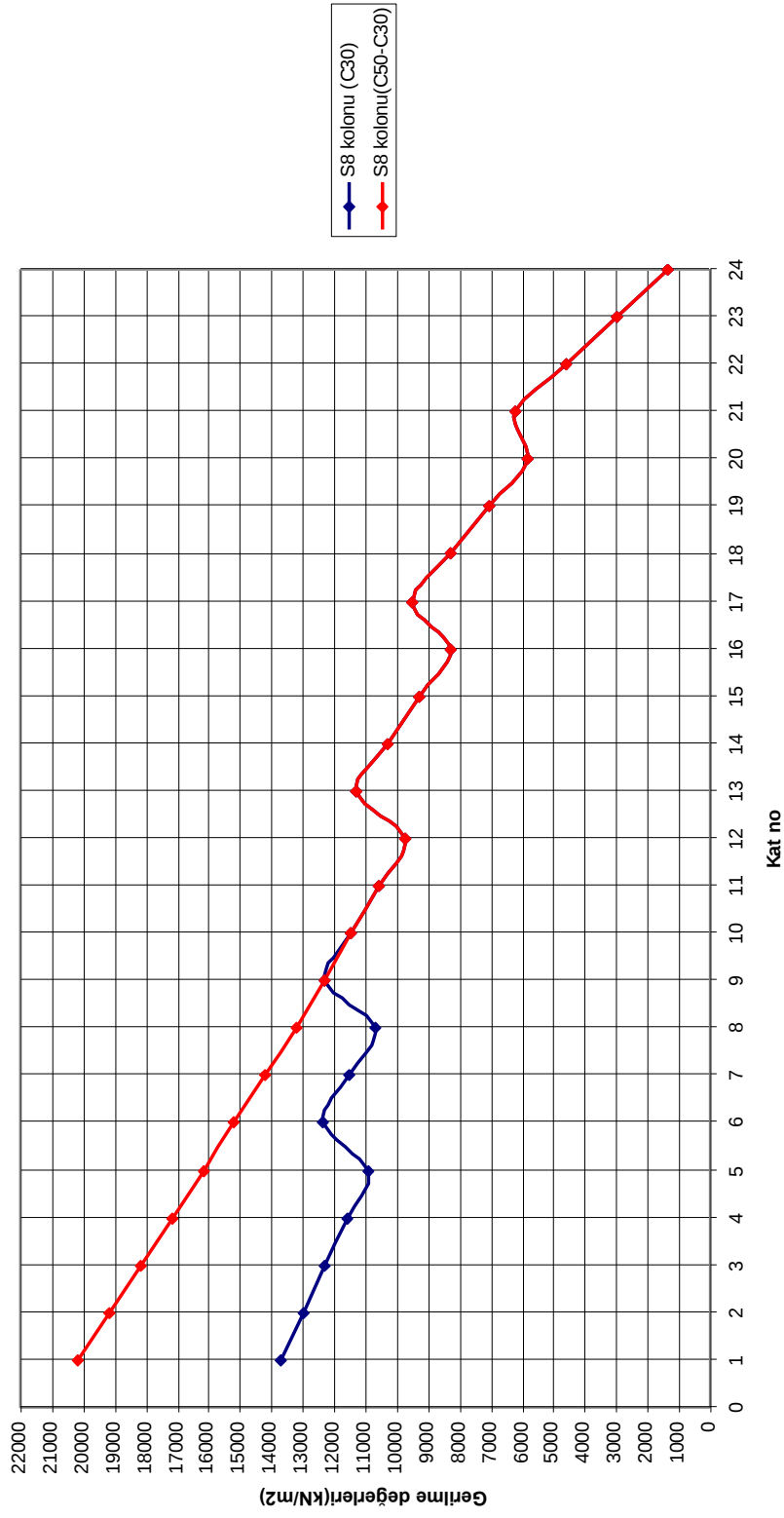
Görüldüğü gibi, alt katlardaki boyutları azaltılmış kolonların hepsi $A_c > N_d / (0,5 \times f_{ck})$ koşulunu sağlamaktadır. Kolon boyutlarında yapılan bu azaltma kullanılan beton sınıfı yüksek olduğu için dayanım açısından güvenlidir.

C50-C30 beton sınıfları kullanılarak tasarımı yapılan yapının S8 kolonunda yükün uygulandığı anda oluşan gerilmeler, birim boydaki şekil değiştirmeler ve çökme değerleri Tablo 9.13’de gösterilmiştir. Ayrıca bu kolonun, tüm katlarda C30 sınıfı beton kullanılarak tasarımı yapılan S8 kolonuyla, yükün uygulandığı andaki gerilmelerinin, birim boydaki şekil değiştirmelerinin ve çökme değerlerinin karşılaştırılması Şekil 9.15-Sekil 9.17’de gösterilmiştir.

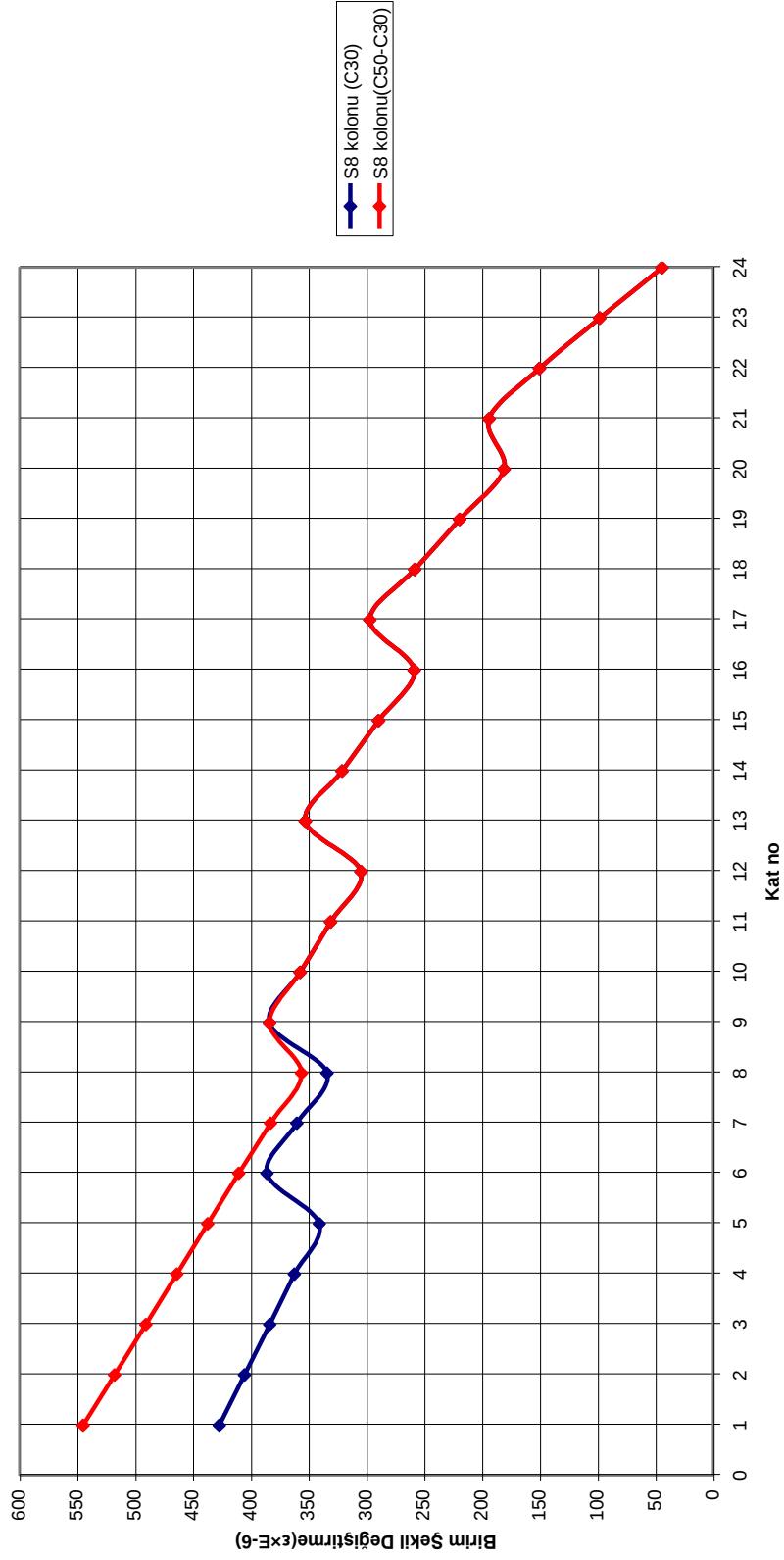
Yukarıda yapılan tüm işlemler, sünme etkisi gözönüne alınarakta yapılmış, ve C50-C30 beton sınıfı kullanılarak tasarımı yapılan yapının S8 kolonunda ani yükleme+sünme etkisiyle oluşan gerilmeler, birim boydaki şekil değiştirmeler ve çökme değerleri Tablo 9.14’de gösterilmiştir. Ani yükleme+sünme etkiyle oluşan toplam çökme değerlerinin, C30 beton sınıfı kullanılarak tasarlanan S8 kolonuyla karşılaştırılması Şekil 9.18’de verilmiştir.

Tablo 9.13 S8 kolonuna yük uygulandığı anda oluşan gerilme, birim şekil değiştirme ve çökme değerleri (alt katlar:C50, üst katlar:C30)

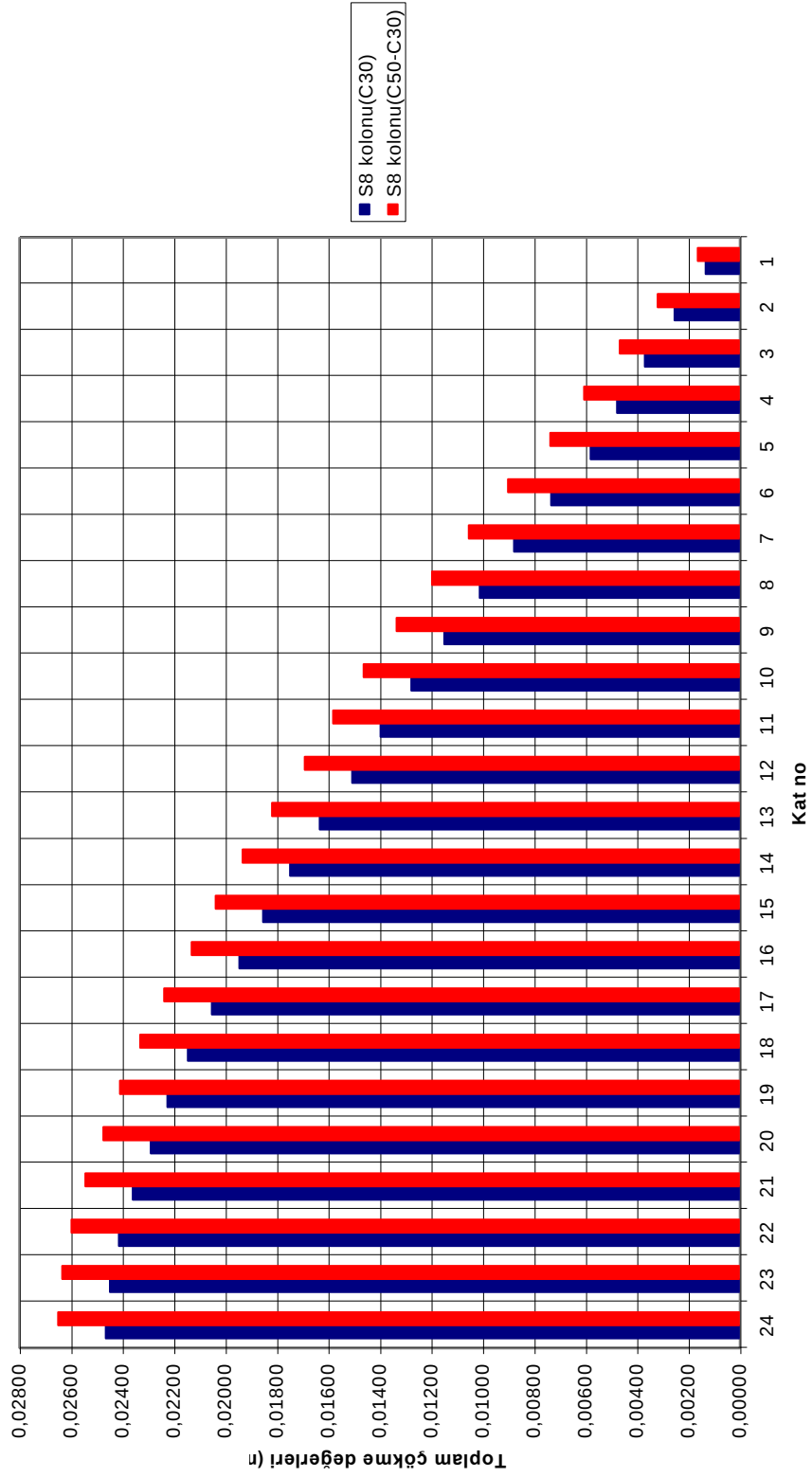
Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	σ / f_{ck}	E_{c28} (kN/m ²)	ϵ	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	0,36	474	1316,7	30000	0,044	32000000	0,000044	3,6	0,00016	0,02648
23	0,36	1056	2933,3	30000	0,098	32000000	0,000098	3,6	0,00035	0,02632
22	0,36	1641	4558,3	30000	0,152	32000000	0,00015	3,6	0,00054	0,02597
21	0,36	2231	6197,2	30000	0,207	32000000	0,00019	3,6	0,00070	0,02543
20	0,49	2833	5781,6	30000	0,193	32000000	0,00018	3,6	0,00065	0,02473
19	0,49	3435	7010,2	30000	0,234	32000000	0,00022	3,6	0,00079	0,02408
18	0,49	4042	8249,0	30000	0,275	32000000	0,00026	3,6	0,00093	0,02329
17	0,49	4654	9498,0	30000	0,317	32000000	0,00030	3,6	0,00107	0,02237
16	0,64	5288	8262,5	30000	0,275	32000000	0,00026	3,6	0,00093	0,02130
15	0,64	5924	9256,3	30000	0,309	32000000	0,00029	3,6	0,00104	0,02037
14	0,64	6567	10260,9	30000	0,342	32000000	0,00032	3,6	0,00115	0,01933
13	0,64	7215	11273,4	30000	0,376	32000000	0,00035	3,6	0,00127	0,01817
12	0,81	7889	9739,5	30000	0,325	32000000	0,00030	3,6	0,00110	0,01690
11	0,81	8568	10577,8	30000	0,353	32000000	0,00033	3,6	0,00119	0,01581
10	0,81	9252	11422,2	30000	0,381	32000000	0,00036	3,6	0,00129	0,01462
9	0,81	9942	12274,1	30000	0,409	32000000	0,00038	3,6	0,00138	0,01333
8	0,81	10657	13156,8	50000	0,263	37000000	0,00036	4	0,00142	0,01195
7	0,81	11470	14160,5	50000	0,283	37000000	0,00038	4	0,00153	0,01053
6	0,81	12288	15170,4	50000	0,303	37000000	0,00041	4	0,00164	0,00900
5	0,81	13089	16159,3	50000	0,323	37000000	0,00044	3	0,00131	0,00736
4	0,81	13892	17150,6	50000	0,343	37000000	0,00046	3	0,00139	0,00605
3	0,81	14699	18146,9	50000	0,363	37000000	0,00049	3	0,00147	0,00466
2	0,81	15510	19148,1	50000	0,383	37000000	0,00052	3	0,00155	0,00319
1	0,81	16325	20154,3	50000	0,403	37000000	0,00054	3	0,00163	0,00163



Şekil 9.15 S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için (ilk 8 kat) yük uygulandığı anda oluşan gerilmelerin karşılaştırılması



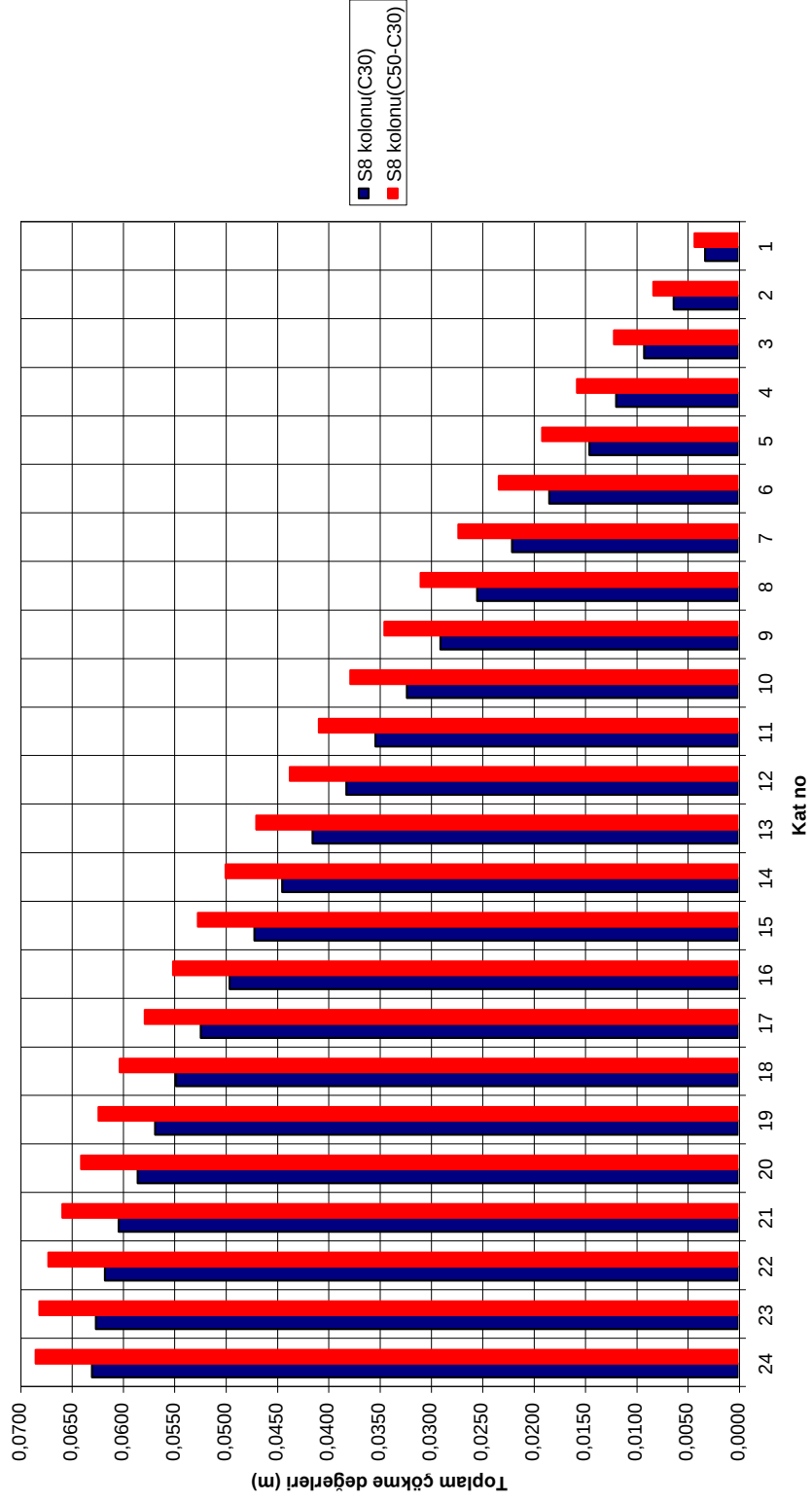
Şekil 9.16 S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için (ilk 8 kat) yük uygulandığı andaki birim şekil değiştirmeler



Şekil 9.17 S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için (ilk 8 kat) yük uygulandığı andaki toplam çökme değerleri

Tablo 9.14 S8 kolonunda azaltılmış elastisite modülü ile hesaplanan birim şekil değiştirme ve çökme değerleri (Ani yükleme+sunme)
(alt katlar:C50, üst katlar:C30)

Kat no	Kesit alanı m ²	N (kN)	σ (kN/m ²)	Sünme katsayısı (ϕ)	E_{C28} (kN/m ²)	$E_e = \frac{E_c}{(1+\phi)}$ (kN/m ²)	$\varepsilon = \sigma / E_e$	l (m)	Δl (m)	? Δl (m)
24	0,36	474	1316,7	1,63	3200000	12167300	0,00011	3,6	0,00039	0,0685
23	0,36	1056	2933,3	1,63	3200000	12167300	0,00024	3,6	0,00087	0,0681
22	0,36	1641	4558,3	1,63	3200000	12167300	0,00037	3,6	0,00135	0,0672
21	0,36	2231	6197,2	1,63	3200000	12167300	0,00051	3,6	0,00183	0,0659
20	0,49	2833	5781,6	1,61	3200000	12260536	0,00047	3,6	0,00170	0,0640
19	0,49	3435	7010,2	1,61	3200000	12260536	0,00057	3,6	0,00206	0,0623
18	0,49	4042	8249,0	1,61	3200000	12260536	0,00067	3,6	0,00242	0,0603
17	0,49	4654	9498,0	1,61	3200000	12260536	0,00077	3,6	0,00279	0,0578
16	0,64	5288	8262,5	1,59	3200000	12355212	0,00067	3,6	0,00241	0,0550
15	0,64	5924	9256,3	1,59	3200000	12355212	0,00075	3,6	0,00270	0,0526
14	0,64	6567	10260,9	1,59	3200000	12355212	0,00083	3,6	0,00299	0,0499
13	0,64	7215	11273,4	1,59	3200000	12355212	0,00091	3,6	0,00328	0,0470
12	0,81	7889	9739,5	1,57	3200000	12451362	0,00078	3,6	0,00282	0,0437
11	0,81	8568	10577,8	1,57	3200000	12451362	0,00085	3,6	0,00306	0,0409
10	0,81	9252	11422,2	1,57	3200000	12451362	0,00092	3,6	0,00330	0,0378
9	0,81	9942	12274,1	1,57	3200000	12451362	0,00099	3,6	0,00355	0,0345
8	0,81	10676	13180,2	1,57	3700000	14396887	0,00092	4	0,00366	0,0309
7	0,81	11508	14207,4	1,57	3700000	14396887	0,00099	4	0,00395	0,0273
6	0,81	12345	15240,7	1,57	3700000	14396887	0,00106	4	0,00423	0,0233
5	0,81	13176	16266,7	1,57	3700000	14396887	0,00113	3	0,00339	0,0191
4	0,81	14009	17295,1	1,57	3700000	14396887	0,00120	3	0,00360	0,0157
3	0,81	14846	18328,4	1,57	3700000	14396887	0,00127	3	0,00382	0,0121
2	0,81	15687	19366,7	1,57	3700000	14396887	0,00135	3	0,00404	0,0083
1	0,81	16532	20409,9	1,57	3700000	14396887	0,00142	3	0,00425	0,0043



Şekil 9.18 S8 kolonunda farklı beton sınıfları ve kesit boyutları için toplam çökme değerleri(ani yükleme+sünme)

Beton sınıfı C30 olduğunda en alttaki S8 (110cm×110cm) kolonunda ani yükleme+sünme etkisiyle oluşan çökme değeri: 0,0033 m (3,3mm)

Beton sınıfı C50 olduğunda en alttaki S8 (90cm×90cm) kolonunda ani yükleme+sünme etkisiyle oluşan çökme değeri: 0,0043 m (4,3mm)

Beton sınıfı C30 olduğunda S8 kolonunda ani yükleme+sünme etkisiyle oluşan toplam çökme değeri: 0,063 m (6,3 cm)

Beton sınıfı C50-C30 olduğunda S8 kolonunda ani yükleme+sünme etkisiyle oluşan toplam çökme değeri: 0,068 m (6,8 cm)

Tablo ve şekillerden de görüleceği gibi beton sınıfı C50 ve kesit boyutları 90×90 olan alt katlardaki S8 kolonlarında eksenel gerilmeler fazla olmasına rağmen C50 betonunun dayanımının yüksek olması nedeniyle gerilme/dayanım oranları makul ölçülerde kalmıştır.(gerilme/dayanım<0,4 koşulu) Buna bağlı olarakta ani yükleme+ sünme etkisinde oluşan toplam kısalmalarda, alt katlardaki kesitler küçük tutulmasına rağmen ilk başta C 30 beton sınıfı kullanılarak tasarımı yapılan S8 kolonundaki toplam kısalmaya yakındır.

Bundan dolayı, alt katlarda beton kalitesinin arttırılarak kolon kesitlerinin küçük tutulmasının; tasarlanan yapıda dayanım hesabı ve sünme deformasyonu açısından olumsuz bir etkisinin olmayacağı söylenebilir.

10. SONUÇLAR

Sunulan bu çalışmada, 24 katlı betonarme bir yapının taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yükler altında çözümlemesi yapılmış ve taşıyıcı sistem elemanları Deprem Yönetmeliği ve TS-500’de öngörülen kurallar çerçevesinde boyutlandırılmıştır. Yapının yatay ve düşey yükler altında çözümünde, taşıyıcı sistem 3 boyutlu olarak modellenmiş ve ETABS (Nonlinear Version 8.06) paket programı kullanılmıştır. Çok katlı betonarme binalarda yapı ağırlığının fazla olması nedeniyle, özellikle alt katlardaki kolon ve perde duvar gibi düşey taşıyıcı elemanlarda ani şekil değiştirmeler yanında zamana bağlı önemli şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Bunlar genellikle geriye dönmeyen, kalıcı şekil değiştirmelerdir. İncelen yapının taşıyıcı sisteminin çözümlenmesi ve boyutlandırılması yapıldıktan sonra, yapının düşey taşıyıcı elemanlarında sünme etkisiyle meydana gelen kısalmalara etki eden faktörler ve bu kısaltmaların yapının tasarıma etkileri irdelenmiştir.

Aşağıda, hesaplarda izlenen sıra korunarak çok katlı betonarme bir yapının tasarımı ve sünme deformasyonu hakkında dikkatle üzerinde durulması gereken bazı kurallara değinilmiştir.

- 1- Yapının yatay yüklere göre hesabında hangi yöntemin (Eşdeğer Deprem Yüğü, Mod Birleştirme Yöntemi) kullanılacağı dikkatle belirlenmelidir. Eğer yapı yüksekliğinin fazla olması nedeniyle Mod Birleştirme Yöntemi kullanılacaksa bile, bu yöntemden elde edilen toplam taban kesme kuvveti(V_{tB}), Eşdeğer Deprem Yüğü ile hesaplanan toplam taban kesme kuvvetiyle(V_t) karşılaştırılmalı, ve bu oranın aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), *Mod Birleştirme Yöntemi*’ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, aşağıdaki denklem ile göre büyütülmelidir.

$$B_D = (\beta V_t / V_{tB}) B_B$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda $\beta=1.00$, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise $\beta=0.90$ alınmalıdır.

- 2- Yapının yatay yük analizi yapıldıktan sonra; görelî kat ötemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolü Deprem Yönetmeliği'nde verilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Bu kuralların sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçülerde artırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır.
- 3- Tasarımı yapılan binada, perdeler yeterli rijitliğe sahip oldukları için , yatay deprem yükleri altında toplam momentin yaklaşık %91'ini almaktadır. Bu da kolonların çok fazla deprem momenti almaması ve neredeyse sadece düşey yüklere maruz kalması anlamına gelip, ekonomik olarak boyutlandırılmasını sağlamıştır.
- 4- Yapıda her iki yönde simetrik perde yerleşimi tasarlandığından, ağırlık merkezi ile düşey taşıyıcıların rijitlik merkezi birbirine çok yakın oluşturulmuştur. Bu sayede yapının burulma etkilerine maruz kalması önlemiştir. Buradan çıkarılacak sonuç; perdeler mümkün olduğunca yapıya en büyük burulma rijitliğini sağlayacak şekilde dış hatlara ve her iki yönde simetrik olacak şekilde yerleştirilmelidir. Perdelerin eksen doğrultularının aynı noktada keşimesi sonucu ortaya çıkabilecek olan ani dönme noktası oluşturmaktan şiddetle kaçınılmalıdır.
- 5- Perdelerle saplanan kirişlerde çok büyük eğilme momenti etkileri ortaya çıkmıştır. Bu etkilere göre donatı yerleştirmek yerine, perdelerle saplanan kirişlerin deprem esnasında mafsallaşarak çatladığı ve toplam atalet momentlerinin yarısını yitirdikleri kabulüyle analiz yapılmıştır. Elde edilen azaltılmış eğilme momentleri, betonarme hesaplarda kullanılmıştır. Kirişlerde meydana gelen moment azalmasının sonucunda perdelerde oluşan moment artışı gözönünde bulundurulmuştur.
- 6- Perdeleri birbirine bağlayan kirişlerde; kullanılan donatılardan hareketle hesaplanan moment taşıma kapasitelerinin yüksek çıktığı ve kiriş boylarının da kısa olması gözönünde tutularak kirişlerde kesme güvenliğinin sağlanmasında etriye miktarının arttığı gözlenmiştir.

- 7- Deprem esnasında en büyük kesit etkilerinin olduğu kolon-kiriş birleşim bölgelerinde donatı detaylarına özel önem verilmelidir. Bu bölgelerde deprem enerjisinin yutulmasını sağlayacak plastik mafsalların kiriş uçlarında oluşmasının sağlanması ve hiçbir şekilde kirişlerde kesme göçmesi oluşmaması için, kesme kuvvetine göre tasarımın moment taşıma kapasitesinden hareketle yapılması gereklidir.
- 8- Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun kontrolü kat içindeki her düğüm noktasında yapılmalı, bunun sağlanamadığı durumlarda kolon kesitleri büyütülmeli ya da mevcut kolonun boyuna donatı oranı artırılmalıdır.
- 9- Kolonların tasarımında narinlik etkisi dikkatle incelenmiştir. Narinlik etkisinin kontrolü için, kesit bakımından küçük, rijitliği az olan kirişlerle kuşatılmış köşe kolonlara dikkat edilmiştir. Şayet narinlik problemi varsa TS 500’de yer alan moment büyütme yöntemi kullanılarak boyutlamaya esas olan kesit tesirleri elde edilmeli ve betonarme hesaplar bu kesit tesirlerine göre yapılmalıdır.
- 10- Perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında oluşan eğilme momentine eşit olarak alınmıştır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanmış ve bu değerlere göre donatı hesabı yapılmıştır.
- 11- Yapının temel sistemi kirişsiz radye temel olarak seçilmiştir. Radye temel çökmeye karşı tanımlanan düşey yatak katsayıları ile tanımlı sonlu eleman ağı oluşturularak çözülmüştür. Sonlu eleman düğüm noktalarında tanımlanan çökmeye karşı yay sabiti değerleri, düşey yatak katsayısının ilgili sonlu elemanın etkili yük alanı ile çarpılmasıyla elde edilmiştir. Radye temel üst yapı ile birlikte çözülmüştür. Model oluşturulduktan sonra, bu model üzerinde tekrar yatay yük analizi yapılmıştır.

Hesapta kullanılan yay sabiti değerine bağlı olarak yatay yükün ankastre çözüme göre büyük oranda değişmediği gözlemlenmiştir. Radye temel, sonlu eleman analizi sonucu bulunan moment diyagramlarına göre donatılandırılmıştır.

- 12- Sünme deformasyonu, yapı elemanlarına uygulanan yükten dolayı oluşan gerilme düzeyiyle yakından ilişkilidir. Kalıcı yük uygulandığında betonda oluşan gerilmelerin beton basınç dayanımına oranı bir ölçü olarak alınabilir. Bu oran 0,4'den küçükse sünme gerilmeyle orantılı bir şekilde artar. Daha yüksek oranlarda sünme deformasyonu gerilmeyle orantılı olmayarak daha hızlı artar.
- 13- Beton dökümü esnasında, betonun basınç dayanımını düşürecek işlemlerden (hava sürükleyici, çimentonunun prizini geçiktiren ve betonun işlenebilirliğini arttıran katkı maddeleri eklemek) mümkün olduğunca kaçınılmalıdır. Yapılan araştırmalar, bu katkı maddelerinin, betonda suyun daha kolay hareket etmesini sağladığı için sünme deformasyonunu arttırdığını ortaya koymaktadır..
- 14- Kuru havada yani rutubeti düşük ortamda tutulan betonlar, rutubeti yüksek ortamda tutulan betonlardan daha fazla sünme yapar. Beton döküldükten sonra rutubet oranı düşük kuru bir ortamda bulundurulursa, buharlaşmaya elverişli bu ortam beton içindeki suyun hareketini kolaylaştıracağından sünme etkisi fazla olur. Bu yüzden nem oranını yüksek tutmak için betonun ıslak keten bezi türü malzeme ile örtülmesi önerilebilir.
- 15- Sıcaklığın artması sünmeyi önemli ölçüde artırır. Betonun kalıplara dökülmesi için en uygun sıcaklık 18⁰C ile 25⁰C arasındır.
- 16- Konstrüktif nedenlerle mevcut bulunan veya kapasiteyi arttırmak için eklenen basınç donatısının sünme deformasyonu açısından olumlu etkileri vardır. Kiriş deformasyonunun zamanla artmasının nedeni, çekme bölgesindeki donatıda birim deformasyon sabit kalırken, basınç bölgesindeki betondaki birim kısalmanın sünme nedeni ile artmasıdır. Bu olay, tarafsız eksen çekme donatısına doğru kaydırarak, eğriliği büyük ölçüde arttırmaktadır. Eğriliğin artmasıda doğal olarak yerdeğiştirmeleri (sehim) büyötmektedir. Basınç bölgesine yerleştirilen donatı, betonun sünme deformasyonunu frenleyerek yerdeğiştirmeleri azaltmaktadır.

- 17- Sünme deformasyonunun mertebesi birçok değişkene bağlıdır. Bu değişkenler en önemlileri kalıcı yük uygulandığı anda betonda oluşan gerilme miktarı, yük uygulanan betonun yükleme anındaki yaşı, betona yük uygulandıktan sonra geçen zaman, kesit boyutu, çevre koşulları (bağıl nem ve sıcaklık), beton karışımının özellikleri ve kirişlerde bulunan basınç donatısı miktarıdır.

Bütün bu nedenlerle, deformasyon kontrolü için geliştirilen veya geliştirilecek yöntemlerin, dayanım hesabı için geliştirilmiş yöntemler kadar gerçek sonuç vermesi beklenemez. Hemen belirtmek gerekir ki, deformasyon hesabında aranan kesinlik, hiçbir zaman dayanım hesabında aranan kesinlik kadar fazla değildir. Örneğin, bir kiriş için hesaplanan sehim 2 cm iken, gerçek sehimin 3 cm olması fazla önemli değildir. Günümüzde, sünme deformasyonunu %30~%40 bir hata ile hesaplamak mümkündür ve bu çapta bir hata kabul edilebilir sınırlar içindedir. Dayanım hesaplarında ise, bu büyüklükte bir hata hiçbir zaman kabul edilemez.

- 18- Yapıda kalıcı yükten dolayı oluşan zamana bağlı şekil değiştirmeleri saptamak için yapının elastisite modülünün düşürülmesi gerekir. Azaltılmış elastisite modülü, bir hesap değeridir, fiziksel bir anlam taşımaz. Sünme nedeniyle hesapta kullanılacak elastisite modülündeki azalmanın tam olarak kestirilebilmesi ve ya hesaplanması olanaksızdır, çünkü azalma birçok değişkene bağlıdır .

Yapılan çalışmada; ACI 209, BS8110 ve TS 500’de verilen kayıtlar kullanılıp, bazı değişkenler için kabuller yapılarak sünme katsayıları hesaplanmıştır. Daha sonra; aşağıdaki denklem kullanılarak, elastisite modülü azaltılmış ve yapı elemanlarının ani yükleme ve sünme etkisinden dolayı ne kadar kısalacağı hesaplanmıştır.

$$E_e = E_{ci} / (1 + \Phi)$$

Bu denklemde;

E_e : Azaltılmış elastisite modülü değeri

E_{ci} : Betonun yüklendiği andaki elastisite modülü $\rightarrow E_{c28}$

Φ = sünme katsayısı.....olarak gösterilmektedir

- 19- Kolon gibi basınç gerilmelerinin egemen olduğu bir elemanda, ani yükleme ve sünme etkisi ile oluşan yerdeğiştirmelerin hesabında kullanılacak elastisite modülünün ilk değerin yarısına ve ya üçte birine indirilmesi uygundur. Yapılan çalışmada, ani yükleme ve sünme etkisiyle oluşacak deformasyonu hesaplamak için kullanılan azaltılmış elastisite modülü değeri, ilk değerinin yaklaşık % 38'i kadardır.
- 20- Yapıda; ani yükleme ve zamana bağılı deformasyonlar nedeniyle; kolonlar ve onlara komşu olan perdeler arasındaki kısalma farkının fazla olması döşemede eğimin oluşmasına neden olabilir. Bu kısalma farklarını azaltmak için; her yeni katın inşasına başlamadan önce, o kata kadar ki düşey taşıyıcı elemanların yükseklikleri ölçülmelidir. Bu ölçümler ile inşası yapılacak katın tasarım hesabında belirtilen kotu arasındaki kısalma farkları hesaplanmalıdır. Yapımına başlanacak olan katın kolon ve perde yüksekliklerine bu kısalma farkları da eklenerek, bu elemanlar tasarımda hesaplanan değerlerinden biraz daha uzun yapılabilir.
- 21- Çok katlı betonarme binalarda yapı ağırlığının fazla olması nedeniyle alt kat kolonlarının boyutları büyük olacaktır. Mimari nedenlerden dolayı alt katlarda kolon boyutları küçük tutulmak istenirse, yapının alt katlarında yüksek mukavemetli beton kullanılmalıdır. Bu durumda kesit boyutları küçük tutulduğu için gerilmeler artacak, fakat betonun basınç dayanımı yüksek olduğundan gerilme/dayanım oranı makul ölçülerde kalacaktır. Bundan dolayı, alt katlarda beton kalitesinin arttırılarak kolon kesitlerinin küçük tutulmasının; tasarlanan yapıda dayanım hesabı ve sünme deformasyonu açısından olumsuz bir etkisinin olmayacağı söylenebilir.

KAYNAKLAR

- [1] **Taranath, B. S.**, Steel, Concrete, & Composite Design of Tall Buildings, Mc.Graw-Hil, 1998.
- [2] **ACI Committee 209**, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures , *American Concrete Institute* Detroit, Michigan, 1999.
- [3] **ACI 318-99**, Building Code Requeriments for Structural Concrete, *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan, 1999.
- [4] **Viest, I. M.**, Composite Construction Design for Buildings, MCGraw-Hill, 1997.
- [5] **Winter, G., and Wilson, A.H.**, Design of Concrete Structures, MCGraw-Hill, 1997.
- [6] **Laurence,H.M., P.C.L. Croxton., J.A.Purkiss.**, Structural Design in Concrete to BS8110, 1989.
- [7] **Russel, H.G.**, Analysis and Design of High-Rise Concrete Buildings, 1985.
- [8] **Özden, K., Kumbasar, N.**, Betonarme Yüksek Binalar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, 1993.
- [9] **Hasgür, Z., Gündüz,A. N.**, Betonarme Çok Katlı Yapılar, İstanbul, 1996.
- [10] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul, 1998.
- [11] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, Yapı dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, İstanbul 2000.
- [12] **Aka, İ., Keskinel, F., Arda,S,T.**, Betonarmeye Giriş, İstanbul, 1999.
- [13] **Ersoy, U., Özcebe, G.**, Betonarme, Ankara, 2001.
- [14] **Atımtay, E.**, Çerçevesi ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı, Ankara 2000
- [15] **Postacioğlu, B.**, Beton, İstanbul, 1987.
- [16] **Postacioğlu, B.**, Cisimlerin Yapısı ve Özellikleri, İstanbul, 1981.
- [17] **Özmen, G., Orakdöğen , E., Darılmaz, K .**, Örneklerle SAP 2000, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [18] **ETABS User's Manual**, Computers and Structures Inc.Berkeley,California 1998
- [19] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 1997.
- [20] **TS-500**, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara,2000.

- [21] **TS-498**, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1987.

EKLER

EK A –KOLON ÖNBOYUT TABLOLARI

KOLON ÖNBOYUT TABLOLARI

Tablo A.1 S1 Kolonu Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5x f _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S1	24	189	189	3	126,00	40/60	2400
	23	217	406	3	270,67		
	22	217	623	3	415,33		
	21	217	840	3	560,00		
	20	217	1057	3	704,67	50/60	3000
	19	217	1274	3	849,33		
	18	217	1491	3	994,00		
	17	217	1708	3	1138,67		
	16	217	1925	3	1283,33	60/60	3600
	15	217	2142	3	1428,00		
	14	217	2359	3	1572,67		
	13	217	2576	3	1717,33		
	12	217	2793	3	1862,00	60/65	3900
	11	217	3010	3	2006,67		
	10	217	3227	3	2151,33		
	9	217	3444	3	2296,00		
	8	257,52	3701,52	3	2467,68	65/65	4225
	7	257,52	3959,04	3	2639,36		
	6	257,52	4216,56	3	2811,04		

	5	203,34	4419,9	3	2946,60	70/70	4900
	4	203,34	4623,24	3	3082,16		
	3	203,34	4826,58	3	3217,72		
	2	203,34	5029,92	3	3353,28		
	1	203,34	5233,26	3	3488,84		

Tablo A.2 S2 Kolonu Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5xf _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S2	24	321,08	321,08	3	214,05	60/60	3600
	23	378,97	700,05	3	466,70		
	22	378,97	1079,02	3	719,35		
	21	378,97	1457,99	3	971,99		
	20	378,97	1836,96	3	1224,64	70/70	4900
	19	378,97	2215,93	3	1477,29		
	18	378,97	2594,9	3	1729,93		
	17	378,97	2973,87	3	1982,58		
	16	378,97	3352,84	3	2235,23	75/75	5625
	15	378,97	3731,81	3	2487,87		
	14	378,97	4110,78	3	2740,52		
	13	378,97	4489,75	3	2993,17		
	12	378,97	4868,72	3	3245,81	75/80	6000
	11	378,97	5247,69	3	3498,46		
	10	378,97	5626,66	3	3751,11		
	9	378,97	6005,63	3	4003,75		
	8	463,39	6469,02	3	4312,68	80/80	6400
	7	463,39	6932,41	3	4621,61		
	6	463,39	7395,8	3	4930,53		
	5	402,72	7798,52	3	5199,01	80/90	7200
	4	402,72	8201,24	3	5467,49		
	3	402,72	8603,96	3	5735,97		
	2	402,72	9006,68	3	6004,45		

	1	402,72	9409,4	3	6272,93		
--	---	--------	--------	---	---------	--	--

Tablo A.3 S3 Kolonu Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5xf _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S3	24	312,8	312,8	3	208,53	60/60	3600
	23	354,92	667,72	3	445,15		
	22	354,92	1022,64	3	681,76		
	21	354,92	1377,56	3	918,37		
	20	354,92	1732,48	3	1154,99	70/70	4900
	19	354,92	2087,4	3	1391,60		
	18	354,92	2442,32	3	1628,21		
	17	354,92	2797,24	3	1864,83		
	16	354,92	3152,16	3	2101,44	75/75	5625
	15	354,92	3507,08	3	2338,05		
	14	354,92	3862	3	2574,67		
	13	354,92	4216,92	3	2811,28		
	12	354,92	4571,84	3	3047,89	75/80	6000
	11	354,92	4926,76	3	3284,51		
	10	354,92	5281,68	3	3521,12		
	9	354,92	5636,6	3	3757,73		
	8	428,66	6065,26	3	4043,51	80/80	6400
	7	428,66	6493,92	3	4329,28		
	6	428,66	6922,58	3	4615,05		
	5	379,47	7302,05	3	4868,03	80/90	7200
	4	379,47	7681,52	3	5121,01		
	3	379,47	8060,99	3	5373,99		

	2	379,47	8440,46	3	5626,97		
	1	379,47	8819,93	3	5879,95		

Tablo A.4 S4 ve S5 Kolonları Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5xf _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S4,S5	24	497,8	497,8	3	331,87	60/60	3600
	23	631,06	1128,86	3	752,57		
	22	631,06	1759,92	3	1173,28		
	21	631,06	2390,98	3	1593,99		
	20	631,06	3022,04	3	2014,69	70/70	4900
	19	631,06	3653,1	3	2435,40		
	18	631,06	4284,16	3	2856,11		
	17	631,06	4915,22	3	3276,81		
	16	631,06	5546,28	3	3697,52	80/80	6400
	15	631,06	6177,34	3	4118,23		
	14	631,06	6808,4	3	4538,93		
	13	631,06	7439,46	3	4959,64		
	12	631,06	8070,52	3	5380,35	90/90	8100
	11	631,06	8701,58	3	5801,05		
	10	631,06	9332,64	3	6221,76		
	9	631,06	9963,7	3	6642,47		
	8	753,52	10717,22	3	7144,81	100/100	10000
	7	753,52	11470,74	3	7647,16		
	6	753,52	12224,26	3	8149,51		
	5	740,77	12965,03	3	8643,35	110/110	12100
	4	740,77	13705,8	3	9137,20		

3	740,77	14446,57	3	9631,05		
2	740,77	15187,34	3	10124,89		
1	740,77	15928,11	3	10618,74		

Tablo A.5 S6 Kolonu Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5xf _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S6	24	510,19	510,19	3	340,13	60/60	3600
	23	647,39	1157,58	3	771,72		
	22	647,39	1804,97	3	1203,31		
	21	647,39	2452,36	3	1634,91		
	20	647,39	3099,75	3	2066,50	70/70	4900
	19	647,39	3747,14	3	2498,09		
	18	647,39	4394,53	3	2929,69		
	17	647,39	5041,92	3	3361,28		
	16	647,39	5689,31	3	3792,87	80/80	6400
	15	647,39	6336,7	3	4224,47		
	14	647,39	6984,09	3	4656,06		
	13	647,39	7631,48	3	5087,65		
	12	647,39	8278,87	3	5519,25	90/90	8100
	11	647,39	8926,26	3	5950,84		
	10	647,39	9573,65	3	6382,43		
	9	647,39	10221,04	3	6814,03		
	8	772,14	10993,18	3	7328,79	100/100	10000
	7	772,14	11765,32	3	7843,55		
	6	772,14	12537,46	3	8358,31		
	5	759,21	13296,67	3	8864,45	110/110	12100

4	759,21	14055,88	3	9370,59
3	759,21	14815,09	3	9876,73
2	759,21	15574,3	3	10382,87
1	759,21	16333,51	3	10889,01

Tablo A.6 S7 ve S8 Kolonları Önboyut Tablosu

Kolon no	Kat no	P _d (KN)	N _d (KN)	f _{ck} (kN/cm ²)	Ac>N _d /(0,5xf _{ck})	Seçilen Kolon	Alan
S7,S8	24	598,9	598,9	3	399,27	60/60	3600
	23	722,72	1321,62	3	881,08		
	22	722,72	2044,34	3	1362,89		
	21	722,72	2767,06	3	1844,71		
	20	722,72	3489,78	3	2326,52	70/70	4900
	19	722,72	4212,5	3	2808,33		
	18	722,72	4935,22	3	3290,15		
	17	722,72	5657,94	3	3771,96		
	16	722,72	6380,66	3	4253,77	80/80	6400
	15	722,72	7103,38	3	4735,59		
	14	722,72	7826,1	3	5217,40		
	13	722,72	8548,82	3	5699,21		
	12	722,72	9271,54	3	6181,03	90/90	8100
	11	722,72	9994,26	3	6662,84		
	10	722,72	10716,98	3	7144,65		
	9	722,72	11439,7	3	7626,47		
	8	815,6	12255,3	3	8170,20	100/100	10000
	7	815,6	13070,9	3	8713,93		
	6	815,6	13886,5	3	9257,67		

	5	802,65	14689,15	3	9792,77		
	4	802,65	15491,8	3	10327,87		
	3	802,65	16294,45	3	10862,97	110/110	12100
	2	802,65	17097,1	3	11398,07		
	1	802,65	17899,75	3	11933,17		

ÖZGEÇMİŞ

Selim Çetinkaya, 23 Kasım 1980 yılında Samsun’da doğdu. İlk öğrenimi Samsun İlkadım İlköğretim okulunda, lise öğrenimi Özel Samsun Fen Lisesi’nde tamamladı. 1997 yılında başladığı Samsun Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliğini bölümünden 2001 yılında mezun oldu. Aynı yıl İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Deprem Mühendisliği programında yüksek lisans eğitimine başladı.