İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DEPREM KUVVETLERİNE KARŞI BETONARME PERDELERİN DAVRANIŞI VE BETONARME BİR YÜKSEK YAPININ PROJELENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Yalçın ŞAHİN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

TEMMUZ 2004

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DEPREM KUVVETLERİNE KARŞI BETONARME PERDELERİN DAVRANIŞI VE BETONARME BİR YÜKSEK YAPININ PROJELENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Yalçın ŞAHİN
(501011139)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 16 Temmuz 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 16 Temmuz 2004

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Tülay AKSU ÖZKUL
Diğer Jüri Üyeleri Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK (İ.T.Ü.)
Doç. Dr. İrfan ÇOŞKUN (Y.T.Ü.)

TEMMUZ 2004

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR vı
TABLO LİSTESİ vıı
ŞEKİL LİSTESİ ıx
SEMBOL LİSTESİ xı
ÖZET xıv
SUMMARY xvı

1. GİRİŞ 1

2. PERDELİ SİSTEMLER 2
2.1 Perdeler Hakkında Genel Bilgi 3
2.1.1 Perdelerin Düzenlenme Şekilleri 6
2.2 Boşluklu Perde 8
2.3 Tüpler 10
2.3.1 Kapalı veya Boşluklu Tüp 10
2.3.2 Çerçeveler ve Çerçevelerle Oluşturulan Tüpler 10
2.3.3 Perdeli veya Perdesiz, Çerçevelerle Teşkil Edilen Tüpler 11
2.4 Karma Taşıyıcılar 14

3. PERDELERİN DAVRANIŞI VE HESAP ESASLARI 18
3.1 Konsol Perdelerin Davranışı 18
3.2 Perde Duvarlarda İş Derzlerindeki Hasarın Önlenmesi 27
3.3 Perde Duvarların Kesme Kuvveti Taşıma Güçlerinin Belirlenmesi 28
3.4 Kesit Karşılıklı Etki Diyagramı 29
3.5 Perdeler Arası Karşılıklı Etkileşim 30
3.6 Bağlantı Kirişli Betonarme Perdelerin Yapısal Davranışı 36
3.6.1 Bağlantı Kirişlerinin Eğilmeli Kırılma ile Özdeşleştirilen Göçme Biçimi 36
3.6.2 Bağlantı Kirişlerinin Diyagonal Yarılma ile Özdeşleştirilen Göçme Biçimi 36
3.6.3 Bağlantı Kirişli Perdelerin Taşıma Gücü Hesabı 37
3.6.4 Bağlantı Kirişlerinin Etkinliği 39
3.6.5 Bağ Kirişli (Boşluklu)Perdelere İlişkin Kural ve Koşullar 40
3.7 Perde ve Çerçeve Karşılıklı Etkileşimi 43
3.7.1 Temel Elastikiyetinin Perde Duvarlarla Çerçeveler Arasındaki Etkileşime Olan Etkisi 45
3.8 Kısa Perdeler 51
3.9 Konstrüktif Kurallar 52
3.10 Süneklik Düzeyi Yüksek Perdeler 54
3.10.1 En kesit Koşulları 54
3.10.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği 55
3.10.3 Gövde Donatısı Koşulları 56

3.10.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi 56
3.10.5 Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları 56
3.10.6 Perdelerin Kesme Güvenliği 57

4. DÜZLEMSEL ÇERÇEVE-PERDE SİSTEMLERİN HESABI 59
4.1 Tarifler 59
4.2 Çerçeve-Perde Sistemin Fiktif Bir Sisteme Dönüştürülmesi 60
4.3 Bağlantı Kirişinin Perde Eksenindeki k Dönme Redörü 68
4.4 Fiktif Sistemin İç Kuvvetlerinin Hesabı 69
4.5 Hakiki Sistemin İç Kuvvetlerinin Bulunması 71

5. STATİK VE DİNAMİK ANALİZ 74
5.1 Projelendirilen Yapı Hakkında Genel Bilgi 74
5.2 Yapı Elemanlarına Ön Boyut Verilmesi 76
5.2.1 Döşeme Kalınlıklarının Kontrolü 76
5.2.2 Döşeme Yüklerinin Tayini 79
5.2.3 Döşeme Donatısı Hesabı 81
5.2.4 Döşeme Hesap Momentlerinin Bulunması 83
5.2.5 Kiriş ve Kolon Ön Boyutlandırması 88
5.3 SAP 2000 Programı ile Yapının Modellenmesi 95
5.4 Y Doğrultusundaki Deprem Yüklerinin Bulunması 101
5.5 X Doğrultusundaki Deprem Yüklerinin Bulunması 103
5.6 Düzensizlik Kontrolleri 106
5.6.1 A1 Burulma Düzensizliği Kontrolü 106
5.6.2 B2 Yumuşak Kat Düzensizliği Kontrolü 107
5.6.3 Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü 108
5.6.4 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü 110
5.7 Fiktif Çerçeve Yöntemine Göre Deprem Analizi (X Doğrultusu) 113
5.8 Fiktif Çerçeve Yöntemine Göre Deprem Analizi (Y Doğrultusu) 134

6. BETONARME HESAPLAR 139
6.1 Zemin Kat Kolonları Boyuna Donatı Hesabı 139
6.2 Zemin Kat Kolonların Kesme Güvenliği 145
6.3 Kiriş Boyuna Donatı Hesabı 154
6.3.1 Kirişlerin Taşıma Gücü Momentleri 160
6.4 Kirişlerin Kesme Güvenliği 165
6.5 Tasarım Kesme Kuvveti Kontrolleri 171
6.6 Zemin Kat Kolonları Taşıma Gücü Hesabı 176
6.7 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu 179
6.8 Perde Duvarların Betonarme Hesabı 187
6.9 Kirişli Radye Temel Çözümü 198
6.9.1 Yükler ve Zemin Gerilmeleri 200
6.9.2 Plakların Statik ve Betonarme Hesapları 201
6.9.3 Radye Kirişleri Statik ve Betonarme Hesapları 210

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 221

KAYNAKLAR 223

EK LİSTESİ 224

ÖZGEÇMİŞ **225**

KISALTMALAR

ABYYHY : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
SAP 2000 : Structural Analysis Programme 2000
ATC : Applied Technology Concul

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 3.1.	Hacimsel enine donatı oranını bulmak için kullanılan katsayılar….....	25
Tablo 3.2.	Betonarme perdelerin değişik yönetmeliklere göre kesme dayanımı ifadeleri….....	28
Tablo 3.3.	Perdelerle İlgili Konstrüktif Kurallar.....	54
Tablo 5.1.	Döşeme momentleri hesabı.....	82
Tablo 5.2.	X Doğrultusunda Döşemelerin Donatı Hesabı.....	86
Tablo 5.3.	Y Doğrultusunda Döşemelerin Donatı Hesabı.....	87
Tablo 5.4.	Kiriş boyutları ve kirişlere gelen eşdeğer yayılı yük değerleri.....	90
Tablo 5.5.	13, 12, 11 ve 10. kat kolonları ön boyutlandırması.....	91
Tablo 5.6.	9, 8, 7 ve 6. kat kolonları ön boyutlandırması.....	92
Tablo 5.7.	5, 4, 3 ve 2. kat kolonları ön boyutlandırması.....	93
Tablo 5.8.	Birinci, zemin ve bodrum kat kolonları ön boyutlandırması.....	94
Tablo 5.9.	Sap 2000 de atanan yük sınıfları.....	95
Tablo 5.10.	Sap 2000 de atanan yük kombinasyonları…….	96
Tablo 5.11.	Eşdeğer deprem yükleri ve burulma momentleri…….....	105
Tablo 5.12.	Burulma düzensizliği kontrolü……..	107
Tablo 5.13.	Yumuşak kat düzensizliği kontrolü.....	108
Tablo 5.14.	Göreli kat ötelemeleri kontrolü.....	109
Tablo 5.15.	X doğrultusunda yapının ikinci mertebe etkilerinin kontrolü.....	111
Tablo 5.16.	Y doğrultusunda yapının ikinci mertebe etkilerinin kontrolü.....	112
Tablo 5.17.	X doğrultusundaki kat kesme kuvvetleri	113
Tablo 5.18.	X doğrultusundaki deprem hesabında K102 kiriş rijitlikleri.....	114
Tablo 5.19.	X doğrultusundaki deprem hesabında K101 kiriş rijitlikleri.....	115
Tablo 5.20.	X doğrultusundaki deprem hesabında K103 ve106 kiriş rijitlikleri.....	116
Tablo 5.21.	X doğrultusundaki deprem hesabında K104 ve K105 kiriş rijitlikleri.....	117
Tablo 5.22.	X doğrultusundaki deprem hesabında K107 kiriş rijitlikleri.....	118
Tablo 5.23.	X doğrultusundaki deprem hesabında kolon kayma rijitlikleri.....	119
Tablo 5.24.	X doğrultusundaki deprem hesabında kolon kayma rijitlikleri.....	120
Tablo 5.25.	X doğrultusundaki deprem hesabında kolon kayma rijitlikleri.....	121
Tablo 5.26.	X doğrultusundaki deprem hesabında kolon kayma rijitlikleri.....	122
Tablo 5.27.	X doğrultusundaki deprem hesabında kolon kayma rijitlikleri.....	123
Tablo 5.28.	X doğrultusundaki deprem hesabında toplam çerçeve kat kayma rijitlikleri ve kiriş dönme redörleri.....	124
Tablo 5.29.	X doğrultusundaki deprem hesabında süreklilik denklemlerini oluşturan değerlerin hesabı.....	125

Tablo 5.30. X doğrultusundaki deprem hesabında süreklilik denklemi katsayıları..... 126
Tablo 5.31. X doğrultusundaki deprem hesabında süreklilik katsayıları denklem takımı..... 127
Tablo 5.32. X doğrultusundaki deprem hesabında çerçeve ve perdenin aldıkları kesme kuvvetleri, kiriş momentleri..... 128
Tablo 5.33. X doğrultusundaki deprem hesabında her bir kirişin payına düşen momentler..... 129
Tablo 5.34. X doğrultusundaki kat yer değiştirmeleri..... 130
Tablo 5.35. X deprem doğrultusundaki doğal periyodu bulmak için değerler 131
Tablo 5.36. Y Doğrultusundaki kat kesme kuvvetleri..... 134
Tablo 5.37. Y doğrultusundaki kat yer değiştirmeleri..... 135
Tablo 5.38. Y deprem doğrultusundaki doğal periyodu bulmak için değerler 136
Tablo 6.1. Zemin kat kolonların boyuna donatı hesabı……..... 144
Tablo 6.2. Zemin kat kolonları enine donatı hesabı…….. 153
Tablo 6.3. 1 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 154
Tablo 6.4. 2 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 155
Tablo 6.5. 3 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 156
Tablo 6.6. A Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 157
Tablo 6.7. B Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 158
Tablo 6.8. C Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı..... 159
Tablo 6.9. 1 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 160
Tablo 6.10. 2 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 161
Tablo 6.11. 3 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 162
Tablo 6.12. A Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 163
Tablo 6.13. B Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 164
Tablo 6.14. C Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri..... 165
Tablo 6.15. Kirişlerin enine donatı hesabı……... 170
Tablo 6.16. Radye Plakları açıklık ve mesnet momentleri..... 206
Tablo 6.17. Radye Plaklarının açıklık donatıları hesabı..... 208
Tablo 6.18. Radye Plaklarının mesnet donatıları hesabı..... 209
Tablo 6.19. 1 Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı..... 211
Tablo 6.20. 2 ve 3 Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı..... 213
Tablo 6.21. A Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı..... 215
Tablo 6.22. B ve C Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı..... 217
Tablo 6.23. Radye Kirişleri Enine Donatı Hesabı..... 220

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Perdenin yatay yükler etkisindeki davranışı..... 3
Şekil 2.2 : Yatay yüklerin perdelere dağılımı..... 4
Şekil 2.3 : Düzlem sistem idealleştirmesi..... 5
Şekil 2.4 : Yapı yüksekliği boyunca rijitlikleri değişen perdeler..... 5
Şekil 2.5 : Rijitlik elemanları simetrik yerleştirilmemiş sistem..... 6
Şekil 2.6 : Perdelerin düzenlenme şekilleri..... 7
Şekil 2.7 : Çekirdeklerin düzenlenme şekilleri..... 8
Şekil 2.8 : Boşluklu perde..... 8
Şekil 2.9 : Düzlem sistem benzeşimi yapılmış tüp sistem..... 10
Şekil 2.10 : Çerçevelerin yatay yük etkisi altındaki davranışı..... 11
Şekil 2.11 : Çerçevelerden oluşan tüp sistemde yük dağılımı..... 12
Şekil 2.12 : Çerçeveli bir tüp sistemin eşlenik sistemi..... 13
Şekil 2.13 : Perdeli çerçeveli sistemin yatay yük etkisi altındaki davranışı.... 14
Şekil 2.14a : Simetrik yükler etkisindeki perdeli çerçeveli sistem..... 15
Şekil 2.14b : Simetrik yükler etkisindeki sistemin düzlem sistemi eşleniği..... 15
Şekil 2.15 : İç içe tüp sistem..... 16
Şekil 2.16 : Değişik perdeli sistem teşkilleri..... 17
Şekil 3.1 : Konsol perde davranışı..... 18
Şekil 3.2 : Perde kesitinde eğilme momenti-eğrilik değişimi..... 20
Şekil 3.3 : Perde kesiti birim şekil değiştirme diyagramı..... 23
Şekil 3.4 : Perde başlık bölgesi ve dik kesişen perdelerde perde genişliği.... 26
Şekil 3.5 : Perdelerin göçme biçimleri..... 26
Şekil 3.6 : $\subset$ kesitli perdenin karşılıklı etki diyagramı..... 30
Şekil 3.7 : Konsol perdelerin karşılıklı etkileşerek yük taşımaları..... 31
Şekil 3.8 : Perdelere yatay yükün dağılımı..... 32
Şekil 3.9 : Bağ kirişleri ile perdeler arasındaki eğilme momenti paylaşımı.. 34
Şekil 3.10 : Perdeler arası bağ kirişinde göçme türleri..... 34
Şekil 3.11 : Kiriş uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentleri..... 41
Şekil 3.12 : Boşluklu perdelerde oluşan taban momentlerinin karşılanması.... 42
Şekil 3.13 : Bağ kirişlerinin donatı detayı..... 43
Şekil 3.14 : Perde ve çerçevenin karşılıklı etkileşimi..... 44
Şekil 3.15 : Perde ve çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem..... 45
Şekil 3.16 : Döşeme plağının esnekliğinin yatay yükün paylaşımına etkisi..... 45
Şekil 3.17a : Eğilme momentlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar içindeki dağılımı ($\gamma = \alpha H = 1$)..... 47
Şekil 3.17b : Eğilme momentlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar içindeki dağılımı ($\gamma = \alpha H = 3$)..... 47
Şekil 3.17c : Eğilme momentlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar içindeki dağılımı ($\gamma = \alpha H = 8$)..... 48

Şekil 3.18a : Kesme kuvvetlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılımı ($\gamma = \alpha H = 1$)..... 48
Şekil 3.18b : Kesme kuvvetlerin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılım ($\gamma = \alpha H = 3$)..... 49
Şekil 3.18c : Kesme kuvvetlerin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılım ($\gamma = \alpha H = 8$)..... 49
Şekil 3.19a : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma=\alpha H=1$)..... 50
Şekil 3.19b : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma=\alpha H=3$)..... 50
Şekil 3.19c : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma=\alpha H=8$)..... 51
Şekil 3.20 : Perdelerde donatı düzeni..... 53
Şekil 4.1 : Düzlemsel perde-çerçeve sistem……..…… 59
Şekil 4.2 : Fiktif perde-çerçeve sistemi……..…… 63
Şekil 4.3 : Kat bağlantı kirişleri iç ve dış kuvvet durumu…….. 63
Şekil 4.4a : Fiktif sistem……... 67
Şekil 4.4b : Fiktif sistemin iç kuvvet durumu……...……... 67
Şekil 4.5 : Çerçeve-perde parçasının deformasyon durumu……... 68
Şekil 4.6 : İki perdeyi birbirine bağlayan bağlantı kirişi ve perdelerin geometrisi…….. 69
Şekil 4.7 : İzostatik esas sistemde dış yüklerin ve X_i yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetler……... 70
Şekil 4.8 : Birden fazla perde ve çerçevenin bulunması hali……. 72
Şekil 5.1 : Zemin kat planı…… 75
Şekil 5.2 : Sap 2000 programı ile modellenen yapının üç boyutlu görünüşü 97
Şekil 5.3 : Sap 2000 programı ile modellenen yapının X-Z düzleminde görünüşü…… 98
Şekil 5.4 : Sap 2000 programı ile modellenen yapının Y-Z düzleminde görünüşü…… 99
Şekil 5.5 : Sap 2000 programı ile modellenen yapının X-Y düzleminde görünüşü…… 100
Şekil 5.6 : Sap2000 analiz sonucu elde edilen binanın X doğrultusundaki üç boyutlu mod şekli …… 132
Şekil 5.7 : Sap2000 analiz sonucu elde edilen binanın X doğrultusundaki X-Y düzlemindeki mod şekli ……... 133
Şekil 5.8 : Sap2000 analiz sonucu elde edilen binanın Y doğrultusundaki üç boyutlu mod şekli …… 137
Şekil 5.9 : Sap2000 analiz sonucu elde edilen binanın Y doğrultusundaki x-y düzlemindeki mod şekli ……. 138
Şekil 6.1 : Kirişli radye temel planı…… 199

SEMBOL LİSTESİ

A(T) : Spektral ivme katsayısı
A_0 : Etkin yer ivme katsayısı
A_c : Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt en kesit alanı
A_{ch} : Boşluksuz perdenin, bağ kirişli perdede her bir perde parçasının brüt en kesit alanı
A_{ck} : Sargı donatısının dışından dışına ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_g : Kesitin brüt alanı
A_s : Donatı alanı
A_{sh} : Söz konusu deprem doğrultusundaki enine donatı kesit alanı
b : Tablalı kesitte etkili tabla genişliği; kolon en kesit genişliği
b_j : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, birleşim bölgesine saplanan kirişin düşey orta ekseninden itibaren kolon kenarlarına olanlardan küçük olanın iki katı
b_k : Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin en kesit boyutu
b_w : Tablalı kesitte gövde genişliği
d : Kirişte faydalı yükseklik; yatay deplasman
d' : Pas payı mesafesi
d_c : Hesap edilen maksimum deplasman
D_i : Kolon kayma rijitliği
d_m : Ölçülen maksimum deplasman
E : Elastisite modülü
e_x,e_y : Dış kuvvetlerin dış merkezliği
F : Yatay kuvvet
F_c : Hesap edilen yapının doğal frekansı
f_{cd} : Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctd} : Beton tasarım çekme dayanımı
f_{ctk} : Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{yd} : Donatı tasarım akma gerilmesi
f_{ywd} : Etriye donatısının tasarım akma gerilmesi
h : Kolonun göz önüne alınan deprem doğrultusundaki en kesit boyutu
H_{cr} : Kritik perde yüksekliği
h_k : Kiriş yüksekliği
H_w : Temel üstünde veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
I : Kesit atalet momenti; yapı önem katsayısı
I_g : Kesitin çatlamamış atalet momenti
I_p : Perde duvarın atalet momenti
K : Yapı rijitliği

$\mathbf{k_1}$ **:** Donatı yerleştirme düzenine bağlı katsayı
$\mathbf{k_2}$ **:** Paspayına bağlı katsayı
$\mathbf{K_r}$ **:** Temel rijitliği
$\mathbf{l_b}$ **:** TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu
$\mathbf{l_n}$ **:** Serbest açıklık mesafesi
$\mathbf{l_{sn}}$ **:** Döşemenin kısa doğrultudaki net açıklığı
m **:** Boyutsuz moment; döşemede uzun kenarın kısa kenara oranı
$\mathbf{M_0}$ **:** Eşdeğer basit kiriş eğilme momenti
$\mathbf{M_1}$,$\mathbf{M_2}$ **:** Kolon uç momentleri
$\mathbf{M_a}$ **:** Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
$\mathbf{M_d}$ **:** Hesap eğilme momenti
$\mathbf{m_i}$ **:** Binanın i'inci katının kütlesi
$\mathbf{M_{ki}}$ **:** Binanın herhangi bir i'inci katının toplam kiriş momenti
$\mathbf{M_{pi}}$ **:** Kirişin sol ucu i'deki kolon yüzünde çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_{pj}}$ **:** Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_r}$ **:** Kirişin taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_{ra}}$ **:** Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_{ri}}$ **:** Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_{Ri}}$ **:** Yay momenti
$\mathbf{M_{rj}}$ **:** Kirişin sol ucu j'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_{rü}}$ **:** Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
$\mathbf{M_ü}$ **:** Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
n **:** Hareketli yük katılım sayısı; boyutsuz normal kuvvet
N **:** Eksenel normal kuvvet
P **:** Toplam yük
p **:** Birim boy ve alana etkiyen toplam yük
q **:** Birim boy ve alana etkiyen hareketli yük
Q **:** Hareketli yük
R **:** Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$\mathbf{R_a(T)}$ **:** Deprem yükü azaltma katsayısı
$\mathbf{R_i}$ **:** Kiriş uç dönme redörleri
s **:** Enine donatı aralığı
$\mathbf{T_A}$,$\mathbf{T_B}$ **:** Spektrum karakteristik periyotları
V **:** Kesme kuvveti
$\mathbf{V_c}$ **:** Beton kesitin taşıdığı kesme kuvveti
$\mathbf{V_{cr}}$ **:** Eğik çatlamayı oluşturan kesme kuvveti
$\mathbf{V_d}$ **:** Tasarım kesme kuvveti
$\mathbf{V_{dy}}$ **:** Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
$\mathbf{V_e}$ **:** Kolon ve kirişte enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{kol}}$ **:** Düğüm noktasının üstünde ve altındaki kolon kesme kuvvetlerinden küçük olanı

$\mathbf{V_r}$ **:** Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı

$\mathbf{V_t}$ **:** Taban kesme kuvveti

W **:** Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesap edilen ağırlığı

w **:** Mekanik donatı oranı

$\mathbf{\alpha_s}$ **:** Döşemelerde sürekli kenar uzunluğunun toplam kenar uzunluğuna oranı

$\mathbf{\gamma}$ **:** Bağ kirişinde kullanılan çapraz donatı demetinin yatayla yaptığı açı

$\mathbf{\Delta F_N}$ **:** Binanın i'inci katına (tepesine) etkiyen eşdeğer deprem yükü

Δi **:** Binanın i'inci katındaki göreli kat ötelemesi

$\mathbf{(\Delta i)_{max}}$ **:** Binanın i'inci katındaki maksimum göreli kat ötelemesi

$\mathbf{(\Delta i)_{min}}$ **:** Binanın i'inci katındaki minimum göreli kat ötelemesi

$\mathbf{(\Delta i)_{ort}}$ **:** Binanın i'inci katındaki ortalama göreli kat ötelemesi

$\mathbf{\varepsilon_{cu}}$ **:** Betonda en büyük birim kısalma

$\mathbf{\varepsilon_s}$ **:** Donatıda birim uzama

$\mathbf{\eta_{bi}}$ **:** İ'inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı

$\mathbf{\eta_{ki}}$ **:** İ'inci katta tanımlanan yumuşak kat düzensizliği katsayısı

$\mathbf{\theta_i}$ **:** İ'inci katta tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri

μ **:** Boyutsuz donatı yüzdesi

ρ **:** Çekme donatısı oranı

$\mathbf{\rho_s}$ **:** Hacimsel donatı oranı

$\mathbf{\rho_{sh}}$ **:** Perdede yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı

$\mathbf{\rho_v}$ **:** Gövde donatısı oranı

$\mathbf{\rho_w}$ **:** Etriye donatısı oranı

$\mathbf{\sigma_s}$ **:** Çekme gerilmesi

$\mathbf{\sigma'_s}$ **:** Basınç gerilmesi

τ **:** Kayma gerilmesi

Φ **:** Donatı çapı; yapı ile zemin arasındaki rölatif rijitlik

BETONARME PERDELERİN DEPREM KUVVETLERİNE KARŞI DAVRANIŞI VE ÇOK KATLI BETONARME BİR BİNANIN TASARIMI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak, Doç. Dr. Tülay Aksu ÖZKUL danışmanlığında yapılan bu çalışmada, deprem kuvvetlerine karşı perdelerin davranışı ve boyutlandırması ile ilgili esaslardan bahsedilmiş ve daha sonra da çok katlı, taşıyıcı sistemi perde ve çerçevelerden oluşan bir betonarme binanın deprem yükleri etkisindeki davranışı ve tasarım aşamaları irdelenmiştir.

Söz konusu çalışmanın ikinci bölümünde, betonarme perdeler hakkında genel bilgiler verilmiştir.Yine bu bölümde, perdelerin yerleştirilme ve modelleme esasları, boşluklu ve boşluksuz perdeler ve tüp sistemler hakkında genel bilgiler verilmiştir.

Çalışmanın üçüncü bölümünde ise, perdelerin davranış esasları, göçme şekilleri, boyutlandırma esasları, perdeler arası bağ kirişleri, bağ kirişlerinin davranışı, önemi ve göçme şekilleri üzerinde durulmuştur. Aynı zamanda, ABYYHY'deki perde ve bağ kirişleri hakkındaki konstrüktif kurallar ve hesap esasları hakkında bilgi verilmiştir.

Çalışmanın sonraki bölümlerinde, perde ve çerçeve sistemden oluşan çok katlı betonarme bir binanın tasarımı yapılmıştır. Söz konusu bina 1.Deprem Bölgesinde olup, 1 bodrum kattan, 1 zemin kattan ve 13 normal kattan oluşmakta ve konut olarak kullanılması amaçlandırılmaktadır. Bodrum kat yüksekliği 3.5 m, zemin ve normal katların yükseklikleri ise 3 m'dir. Döşeme kirişli plâk döşeme olarak seçilmiştir. Malzeme olarak C25 VE BÇIIIa (S420) kullanılmıştır.

TS498'de verilen yüklere göre zati ağırlık ve hareketli yükler hesaplanmış ve bu yüklerin etkisinde elemanların ön boyutları TS 500 ve ABYYHY'de belirtilen kurallara göre belirlenmiştir. Daha sonra binanın SAP 2000 sonlu elemanlar analiz programı kullanılarak 3 boyutlu modellemesi yapılmıştır. Binanın deprem kuvvetleri etkisindeki davranışını incelemek için ABYYHY'de anlatılan Eşdeğer Deprem Yükü yöntemine göre belirlenen kuvvetler bilgisayar modelinde etki ettirilip dinamik çözüm elde edilmiş ve buradan da binanın doğal titreşim periyotları bulunmuştur. Daha sonra yapının Fiktif Çerçeve Çözümü yapılıp binanın periyotları her iki doğrultu için de bulunmuştur. Bu periyot değerleri SAP 2000'den elde edilen değerlerle karşılaştırılıp hata oranları tespit edilmiştir.

SAP 2000'den elde edilen sonuçlar kullanılarak, zemin kat kolon ve kirişleri ile perde duvarları için betonarme hesaplar yapılmıştır. Yine SAP 2000'den elde edilen sonuçlar doğrultusunda radye temel plaklarının ve kirişlerinin betonarme hesapları yapılmıştır. Bina, ABYYHY'de belirtilen bina düzensizliklerinden olan A1 – Burulma Düzensizliği ve B2 – Yumuşak Kat Düzensizliği açısından irdelenmiştir.

Ayrıca yine ABYYHY'de belirtilen kontrollerden olan göreli kat ötelemesi ve ikinci mertebe etkileri kontrolleri de yapılmıştır.

THE BEHAVIORS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL SHEAR WALLS UNDER DYNAMIC LOADS AND DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE TALL STORY BUILDING

SUMMARY

It is talked about, the behaviors and dimensioning basis of shear walls under dynamic loads and also the behaviors and the design steps of a tall story reinforced concrete building, as a master thesis under the supervision of Assoc. Prof. Dr. Tülay Aksu ÖKZUL.

In the second part of the thesis, some general knowledge about shear walls is given. Once again at the same part, it is talked about arranging and basis of shear walls, coupled shear walls and the tube systems.

Afterwards, in the third part of the thesis, it is talked about the behaviors and dimensioning basis, failure modes of shear walls, the behaviors and the failure modes of coupled beams. At the same time, some knowledge is given about the constructive rules and calculation basis according to the Turkish Earthquake Code, about the shear walls and coupled beams.

In the following parts of the thesis, reinforced concrete tall story building consisting of 1 basement story, ground floor and 13 official stories, which is located in 1st degree seismic zone, is analysed. This building is designed as residence. The basement story is 3.5 m, the ground floor and official stories are 3 m in height. The floor slabs are plates and structural system consists of frame elements and shear walls. C25 and S420 are used, as materials.

First of all, under the effects of self weight and live loads presented in TS 498, preliminary dimensions are assigned to the structural elements according to the rules mentioned in TS 500. After that, 3 dimensional modelling of the building is made by using the SAP 2000 finite element analysis programme. For the purpose of considering the behavior of the building undergoing the lateral seismic effects, the loads found according to the Equivalent Seismic Load method presented in the Turkish Earthquake Code, are applied in the computer model. According to the results of these analysis made by SAP 2000 programme, the natural vibration periods of the building are found. After that, the period values of the building for both x and y directions are found according to the fictitious frame solution of the building. The period values found by SAP 2000 programme and the ones found by the Fictitious Frame Method are compared with each other and the error ratios are found between these period values.

By using the results from SAP 2000 analysis, the reinforced concrete sectional calculations about the ground floor columns, beams and the shear walls, are made. Once again, according to the results obtained from SAP 2000 analysis, the reinforced concrete sectional calculations about the mat foundation slabs and beams are made. After all these, the building is examined about the disorders, presented in Turkish Earthquake Code, which are A1 – Twist Disorder and B2 – Between Adjacent Stories Stiffness Disorder. The checkings, relative floor displacement and second stage effects, presented in Turkish Earthquake Code are also made.

1. GİRİŞ

Perdeler, planda uzun kenarının kısa kenarına oranı en az yedi olan, yapıda yatay rijitliği sağlayan düşey taşıyıcı elemanlardır. Artan kat yüksekliği ile birlikte artan kat kütleleri ve dolayısı ile artan kat ağırlıkları, yapıya etkiyen yatay yükler olan deprem ve rüzgâr yüklerinin daha fazla ve etkin bir şekilde yapıya etkimesini sağlamaktadır. Çerçeve sistemlerin çok katlı yapılarda gerekli yatay rijitliği tek başlarına sağlayamaması nedeni ile çerçeve sistemlerin perdelerle kullanılması kaçınılmaz olmaktadır. Günümüzde artan nüfus ve hızlı şehirleşme ile birlikte, bu talebi karşılamak üzere yüksek katlı yapılara duyulan ihtiyacın artması da, yapıların bir çoğunda perdelerin kullanılmasını ve perdeli çerçeveli sistemlerin uygulanırlığını arttırmıştır. Çok katlı yapılarda yatay rijitliğin sağlanması için kullanılan perdeler bazı durumlarda, yatay yükler altında kat yer değiştirmelerinin sınırlandırılması bakımından da kullanılabilirler.

Perdeler yapılarda çeşitli şekillerde teşkil edilebilmektedirler. Perdeler yapılarda karşımıza asansör veya merdiven kovası, dış cephe duvarlar olarak çıkabileceği gibi bodrum katlarda yatay zemin itkisini karşılamak üzere de kullanılabilirler. Genel olarak perdeler konsol kiriş davranışı gösterir. Konsol kiriş davranışı gösteren perdeler yatay yükler etkisi altında eğilme momentine, düşey yükler etkisi altında ise eksenel normal kuvvete maruz kalırlar. Buna karşın zemin itkisini karşılamak üzere bodrum katlarda kullanılan perdeler ise, zemin itkisinden meydana gelen yatay yükleri düzlemlerine dik doğrultuda taşıdıkları için konsol kiriş davranışından daha çok kat döşemeleri gibi davranış gösterirler. Perdeler, betonarme binalarda ayrık bulunabildikleri gibi binanın çekirdeğini oluşturacak şekilde de teşkil edilebilirler.

2. PERDELİ SİSTEMLER

Perdeler, yatay yüklerin taşınmasında etkili olarak kullanılan taşıyıcı elemanlardır. Bir yapıda perdeler, çerçeve sistemi ile birlikte kullanılabileceği gibi aynı zamanda, düşey taşıyıcı eleman olarak tek başlarına da kullanılabilirler. Çerçevelerle birlikte kullanıldıkları takdirde, rijitlikleri fazla olan perdeler, rüzgâr veya depremden oluşan yatay yüklerin büyük bir kısmının taşınmasında rol oynarlar [1]. Perdeli bir yapının taşıyıcı sistemini çeşitli doğrultularda birbirlerine paralel, yatay yüklere karşı yeterli bir rijitlik sağlayan ve aynı zamanda düşey yük de taşıyan perdeler oluşturur. Kendi düzlemleri içindeki stabilitelerini asansör ve merdiven boşlukları çevresine konan çekirdekler ve diğer perdeler sağlar.

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

2.1 Perdeler Hakkında Genel Bilgi

Rüzgâr ve deprem yapıya yatay yüklerin etkimesine sebep olmaktadır. Düşey yükler için hesaplanan taşıyıcı çerçeveler rüzgâr yükünü taşıyabilirse de, deprem etkisiyle oluşan yatay yükleri iyi bir şekilde taşıyamaz. Bu sebeple de deprem etkisiyle oluşan yatay yüklerin taşınması için, yatay rijitliği arttırıcı perde elemanların kullanımı çözümüne gidilmesi gerekmektedir.

Yapılarda betonarme perdeler tek başlarına teşkil edilebildikleri gibi bilindiği üzere, merdiven veya asansör kovalarını çevreleyecek şekilde de teşkil edilebilirler. Binalarda merdiven ve asansör kovalarının çevrelerinin betonarme perde şeklinde teşkil edilmesi sonucu, bu perdeler diğer yatay yük taşıyan elemanlarla birlikte yatay yüklerin taşınmasında yardımcı olurlar. Ayrıca perdeler binaların bodrum katlarında da yatay zemin itkilerinin karşılanmasında kullanılan elemanlardır. Özellikle yüksek bir yapıda bodrumların hem yan duvarları, hem tavan döşemesi rijit teşkil edilmiş

ise, perdeler bodruma rijit veya elastik olarak bağlanırlar. Aksi halde perdeler yüklerini doğrudan doğruya zemine aktarırlar.

Perde kesitleri çok farklı boyutlarda olabilirler. Perdenin kalınlık olarak tabir edilen küçük kenarı, kuvvet yönüne çalışır durumda ise zaten etkili olamaz, çünkü döşeme gibi çalışır. Burada üzerinde durulacak olan konu elemanın kuvvet yönüne büyük kenarının gelmesi durumudur. Bunun tersi istikametten, yani perdenin yüzeyine dik gelen kesme kuvvetleri için perde döşeme gibi çalışır ve projelendirme esasları döşemeler için verilen esaslardır.

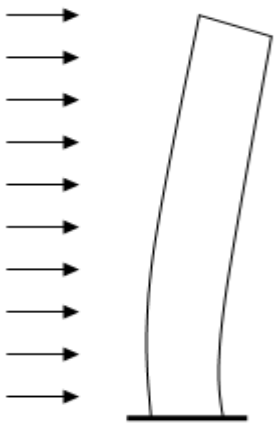
Perdelerde aşağıda belirtilen üç etki oluşur, bunlar;

a) Kesme kuvveti etkisi. Kesme kuvveti perde yüksekliği boyunca sabit değildir ve en büyük değerini temel seviyesinde alır.

b) Eğilme etkisi. Düşey yönde, eğilme momenti yükün geldiği tarafta yüzeyde çekme diğer tarafta ise yüzeyde basınç etkisi oluşturur.

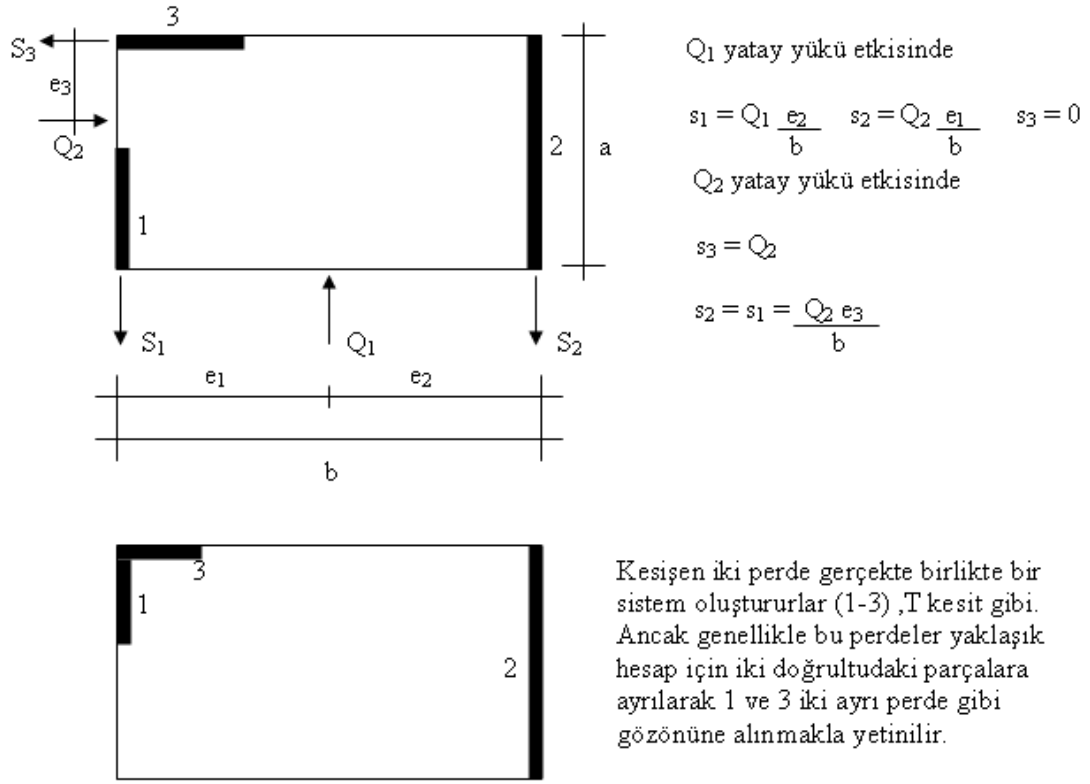
c) Düşey yönde, perdenin kendi ağırlığından dolayı basınç etkisi oluşur.

Perdeler düşey eksenli konsollardır. Şekil 2.1 de bir perdenin yatay yükler altında şekil değiştirme durumu gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Perdenin yatay yükler etkisindeki davranışı

Bir yapıda rijitlik elemanı olarak eksen çizgileri birbirini kesmeyen 3 perde mevcut ise yatay yükler altında sistem statikçe belirli olur ve tekil rijitlik elemanlarında kuvvet dağılımı denge denklemleri ile hesaplanabilir [2]. (Şekil 2.2)

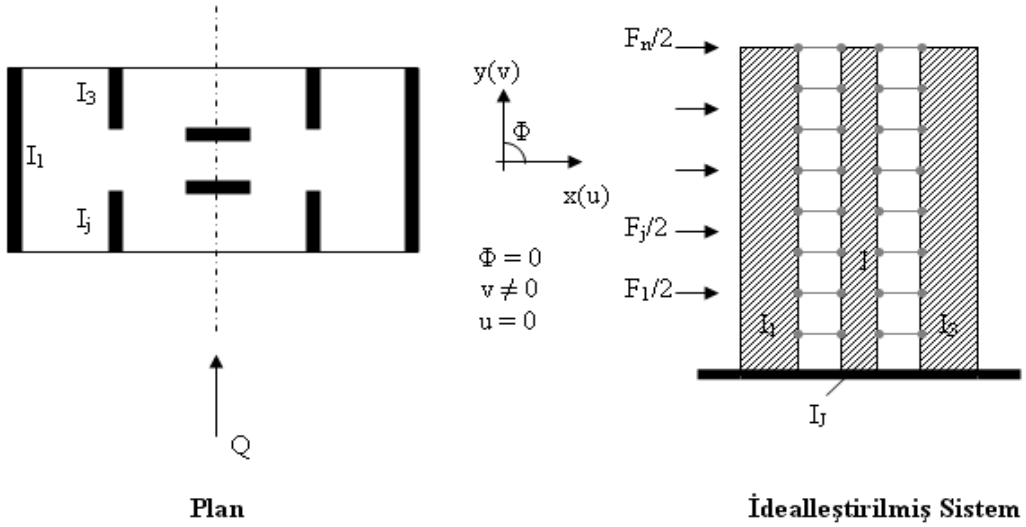


Şekil 2.2 Yatay yüklerin perdelere dağılımı

Bir yapıda rijitlik elemanı olarak 3 den fazla perde mevcutsa yatay yükler altında statikçe belirsiz bir sistem söz konusudur. Şekil değiştirme durumunun bilinmesi gerekir.

Simetrik bir planda eğer rijitlik elemanları da simetrik olarak düzenlenmiş ise yatay yükler altında tüm rijitlik elemanları aynı rijit ötelemeyi yaparlar. Bu durumda sistem Şekil 2.3 de görüldüğü gibi bir düzlem sistem olarak idealleştirilebilir.

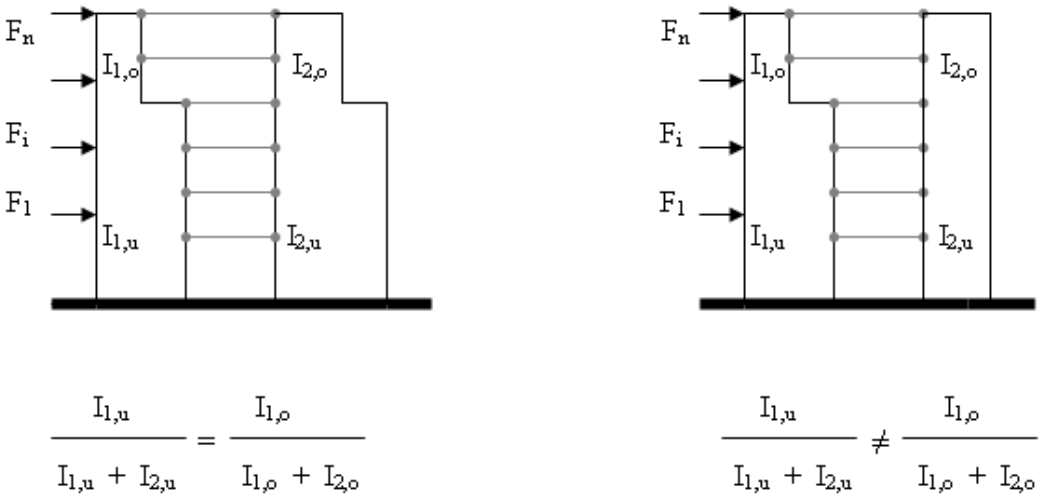
Her bir perdeye gelen yatay kuvvet perdelerin rijitlikleri ile orantılı olarak dağıtılır. Her bir perde bu yükler altında konsol kiriş gibi hesaplanarak donatılır.



Şekil 2.3 Düzlem sistem idealleştirmesi

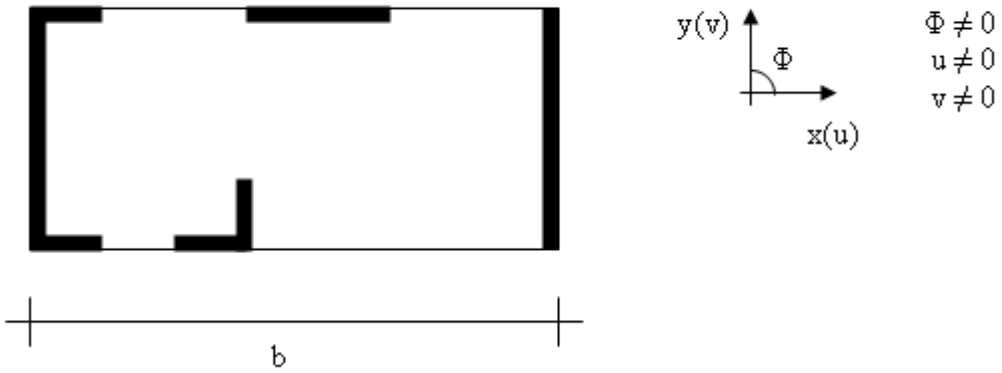
Rijitlik elemanları planda simetrik olarak yerleştirildiği halde yükleme simetrik değilse burulma ve eğilme yükleme durumları ayrı ayrı düşünülerek etkiler toplanabilir. Rijitlik elemanları sadece perdeler ise burulma momenti dış iki perdede oluşacak kuvvet çifti ile karşılanır.

Perde uzunlukları bina yüksekliğince değişiyorsa yükleme ve rijitlik elemanlarının dağılımı simetrik olsa bile yukarıda açıklanan hesap tarzı (düzlem sistem olarak idealleştirme) ancak atalet momenti değişiminin kalınlığın değiştiği iki katta eşit olması halinde geçerlidir. (Şekil 2.4)



Şekil 2.4 Yapı yüksekliği boyunca rijitlikleri değişen perdeler

Eğer rijitlik elemanları planda simetrik olarak düzenlenmezse sistem de ötelenmelerin yanı sıra dönmeler de ortaya çıkar. Bu durumda üç boyutlu bir sistem göz önüne alınmalıdır. (Şekil 2.5)

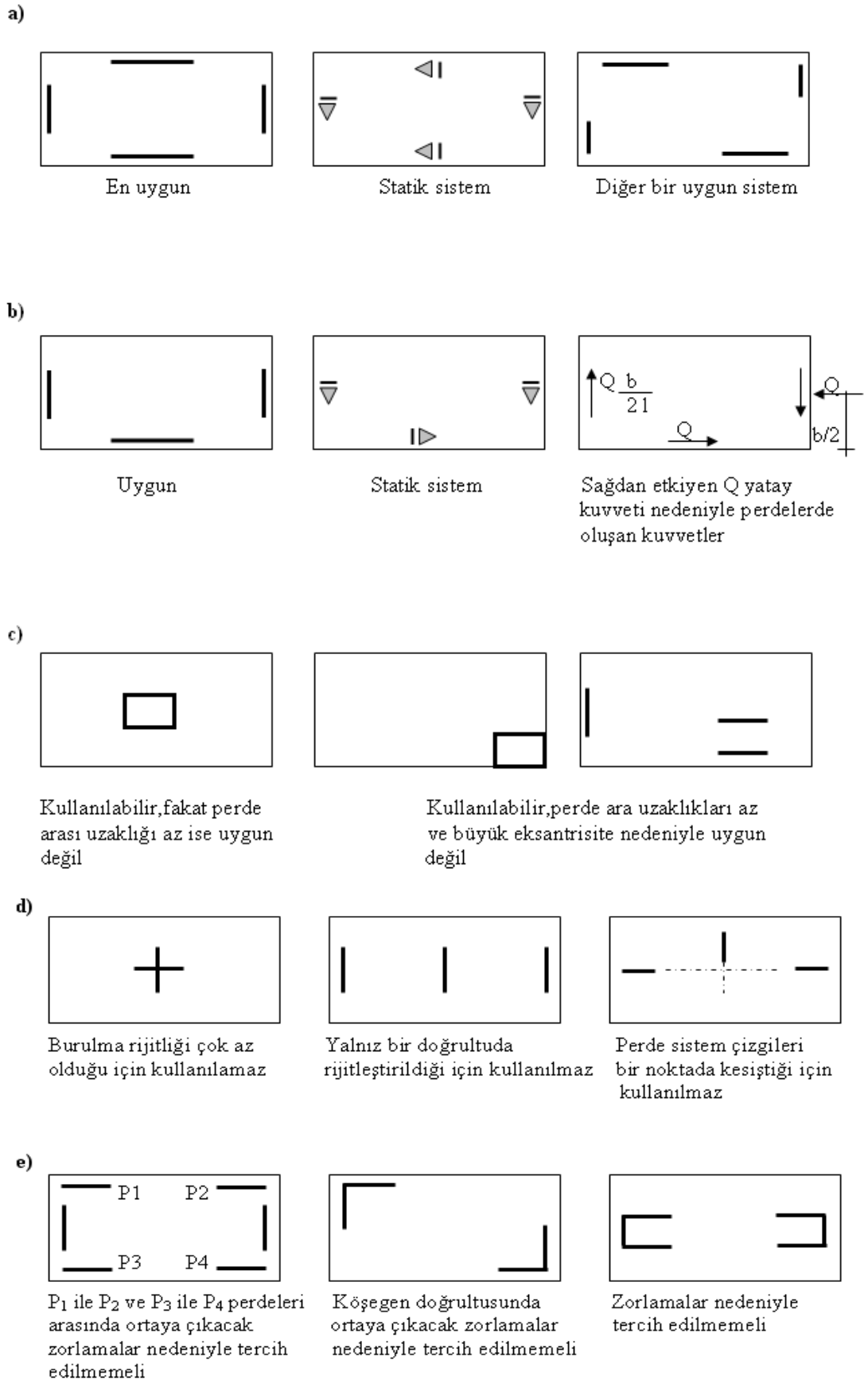


Şekil 2.5 Rijitlik elemanları simetrik yerleştirilmemiş sistem

2.1.1 Perdelerin Düzenlenme Şekilleri

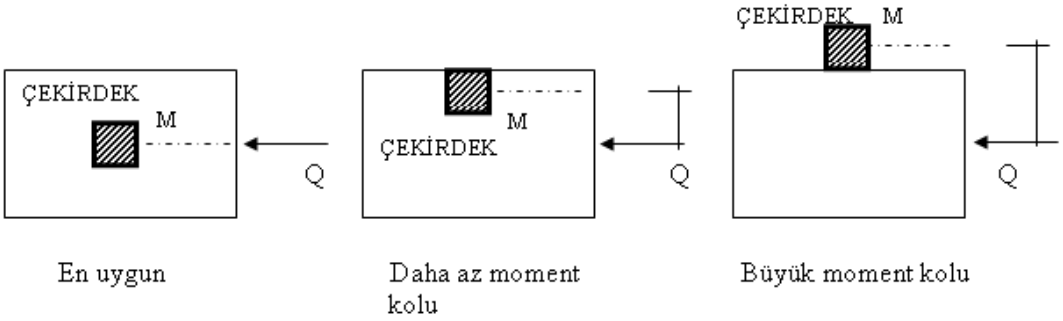
Bir yapının teşkili sırasında uygun rijitleştirici elemanların seçilmesi büyük önem taşımaktadır. Bununla beraber bu elemanların planda uygun şekillerde düzenlenmesine de dikkat edilmelidir. Yatay rijitlik elemanlarından biri olan perdelerin de yapıda uygun olarak yerleştirilmesi gerekmektedir. Bunun için perdeli yüksek yapılarda yeterli rijitlik sağlanabilmesi için sistem çizgileri bir noktadan geçmeyen en az 3 perde teşkil edilmelidir. Şekil 2.6 da statikçe uygun olan ve olmayan perde düzenlenmeleri gösterilmiştir [2].

Şekillerden de anlaşılabileceği gibi en uygun teşkil bina çevresinde düzenlenmiş perde çiftleridir.



Şekil 2.6 Perdelerin düzenlenme şekilleri

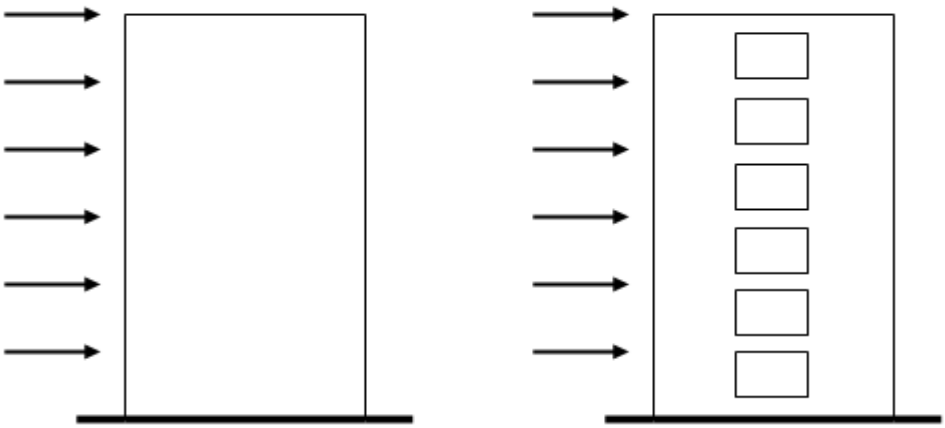
Rijitleştirme elemanı olarak çekirdek kullanılması durumunda yatay yüklerin bileşkesinin dış merkezliği mümkün olduğu kadar azaltılmalıdır. Şekil 2.7 de çekirdeğin uygun olan ve olmayan düzenlenmesi gösterilmiştir.



Şekil 2.7 Çekirdeklerin düzenlenme şekilleri

2.2 Boşluklu Perde

Perdeler binalarda dolu gövdeli olarak teşkil edilebilecekleri gibi, zaman zaman perdelerde kapı, pencere boşlukları bırakmak gerekir. Bu boşluklar binanın yüksekliği boyunca düzgün bir şekilde dağılmışsa, düzlemi içinde etkiyen yükler için boşluklu bir perdeden (Şekil 2.8) veya üç boyutlu yük taşınmasında boşluklu bir tüpten söz edilir. Boşluklar genellikle perde yüksekliği boyunca düzgün aralıklarla sıralanırlar. Boşlukların her iki yanındaki perde elamanları ise ya bağlantı kirişleri ile ya da döşemelerle birbirilerine bağlanırlar.



Şekil 2.8 Boşluklu perde

Çok katlı yapılarda boşluklu perde, bağ kirişleri yerine döşemelerle teşkil edilse bile, bu tür boşluklu perdeler tekil perdelere göre önemli rijitlik artışı sağlarlar. Bağlantı kirişleri ile düzenlenen boşluklu perdelerde ise bağlantı kirişlerinin artan kesit yüksekliği ile yani rijitliğinin artmasıyla birlikte boşluklu perde davranışı dolu perde davranışına yaklaşır. Boşluklar küçük olduğu takdirde boşlukların, perdenin bütünündeki gerilme durumu üzerindeki etkisi az olur. Boşlukların büyük olması durumunda ise gerilmeler üzerindeki etkisi fazla olur.

Boşluklu perdelerin yatay yüklere göre hesabı için kullanılabilen üç analitik yöntem vardır [3]. Bunlar;

1. Sürekli ortam yaklaşımı
2. Çerçeve yaklaşımı
3. Sonlu elemanlar yöntemi olarak verilebilirler.

- Sürekli ortam yaklaşımı, bir çok sınırlamalar olmasına karşın, boşluklu perdelerin temel davranışının iyi bir şekilde anlaşılması ve irdelenmesi açısından uygundur. Bağlantı kirişleri eğilme momentleri orta kesitlerinde sıfır olan çubuklar gibi ve sürekli bir ortam gibi idealleştirilebilir. Bu yaklaşım, sistemin beton çatladıktan sonraki davranışını iyi temsil etmez. Ayrıca sistem boyutlarının, boşluklarının ve yapısal özelliklerinin düzgün değişimini gerektirir. Bu durumlarda çözüme ulaşılsa bile, bu çok uzun ve yorucu hesaplamaları gerektirir.

- Boşluklu perdelerin yatay yüklere göre hesabında kullanılan analitik yöntemlerden biri olan çerçeve yaklaşımı, hem hassas sonuçlar elde edilmesi hem de daha esnek ve çok daha fazla parametreyi işin içine katabilmesi özelliğinden dolayı kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntemde, çok katlı perdelerin yatay yükler için hesabında, boşluklu perde bir çerçeve sistem gibi ele alınarak çözüme gidilir. Ancak bağlantı kirişleri, perde ekseninden boşluk kenarına kadar olan parçalarında eğilme rijitlikleri sonsuz olan çubuklar gibi ele alınırlar. Ayrıca bu hesap yöntemi, perde duvarların eğilme rijitliklerinin değiştiği, kat yüksekliklerinin farklı olduğu ve yapının çeşitli kesitlerinde malzeme dayanımlarının farklı olduğu yapılarda da kullanılabilir.

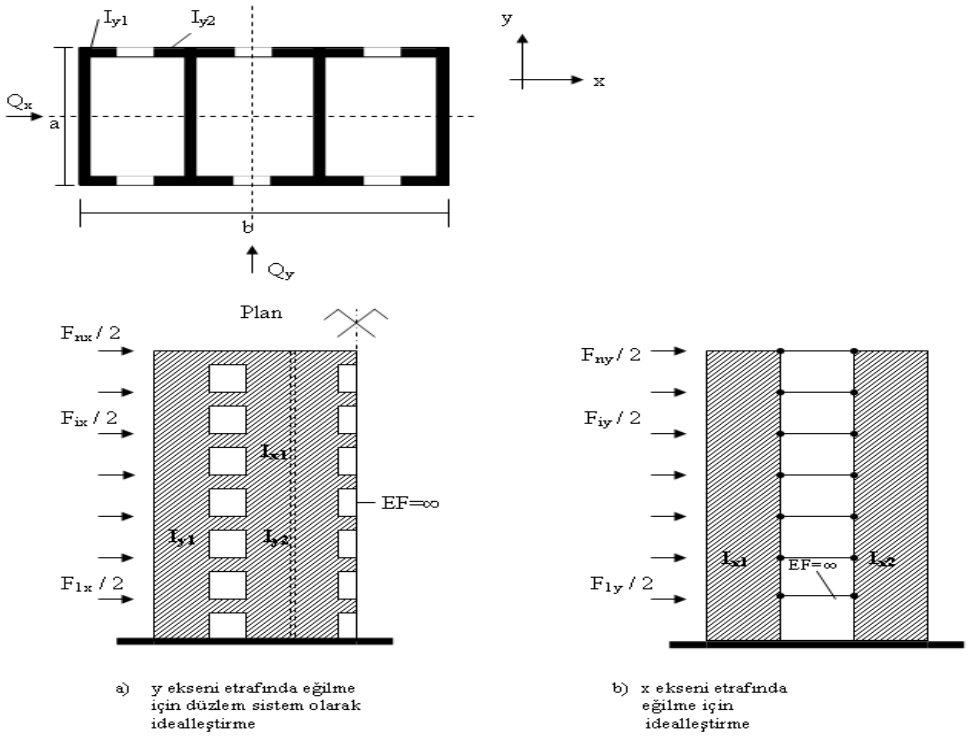
- Sonlu elemanlar yönteminde ise yapı, düzlem gerilme durumundaki çok sayıdaki elemandan oluşan bir sonlu eleman ağı gibi modellenir. Sınır koşulları da uygulanarak bir lineer denklem elde edilir. Elde edilen bu lineer denklem takımı ise matris hesap yöntemi ile çözülür. Bu yöntemde çözümün hassasiyeti, kullanılan sonlu eleman ağının sayısına bağlıdır.

2.3 Tüpler

2.3.1 Kapalı veya Boşluklu Tüp

Tüpler yatay yükler etkisinde eğilme ve burulma tesirleri ile zorlanırlar. Perdelerle teşkil edilmiş bir tüpte simetri söz konusu ise eğilme tesirleri altında bir perde veya boşluklu perde olarak idealize edilebilir [2]. (Şekil 2.9)

Burulma etkileri için bu tür bir idealleştirme mümkün değildir. Gelişen bilgisayarlar ve programlar yardımıyla üç boyutlu bir çözüm gerçeğe en yakın sonuçları verecektir.

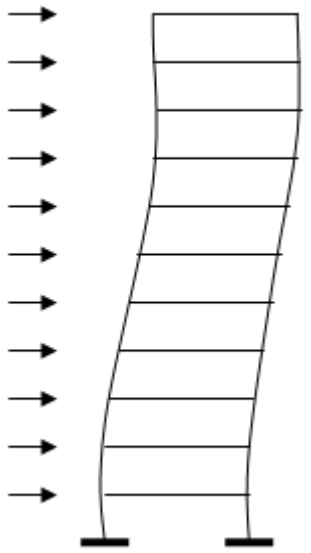


Şekil 2.9 Düzlem sistem benzeşimi yapılmış tüp sistem

2.3.2 Çerçeveler ve Çerçevelerle Oluşturulan Tüpler

Çerçeveler kolon ve kirişlerden oluşan düzlemsel taşıyıcılardır. Eğer bina içinde çerçeveler rijitleştirici yapı elemanı olarak ele alınacak olursa kiriş boyutları çoğu kez sorun yaratır. Genellikle bu tip çerçeveleri duvarlar boyunca teşkil etmek mümkün olabilir ve birbiri ardınca dizilen kolonlar yeterli bir rijitlik sağlarlar. Şekil 2.10 da bir çerçeve ve bu çerçevenin yatay yükler altında şekil değiştirme durumu gösterilmiştir.

Kat sayısının 10'u geçmesi durumunda boyutlar mimarinin izin veremeyeceği kadar artar. Bu nedenle yüksek yapılarda sadece çerçevelerin rijitleştirici olarak kullanılması uygun olmaz.



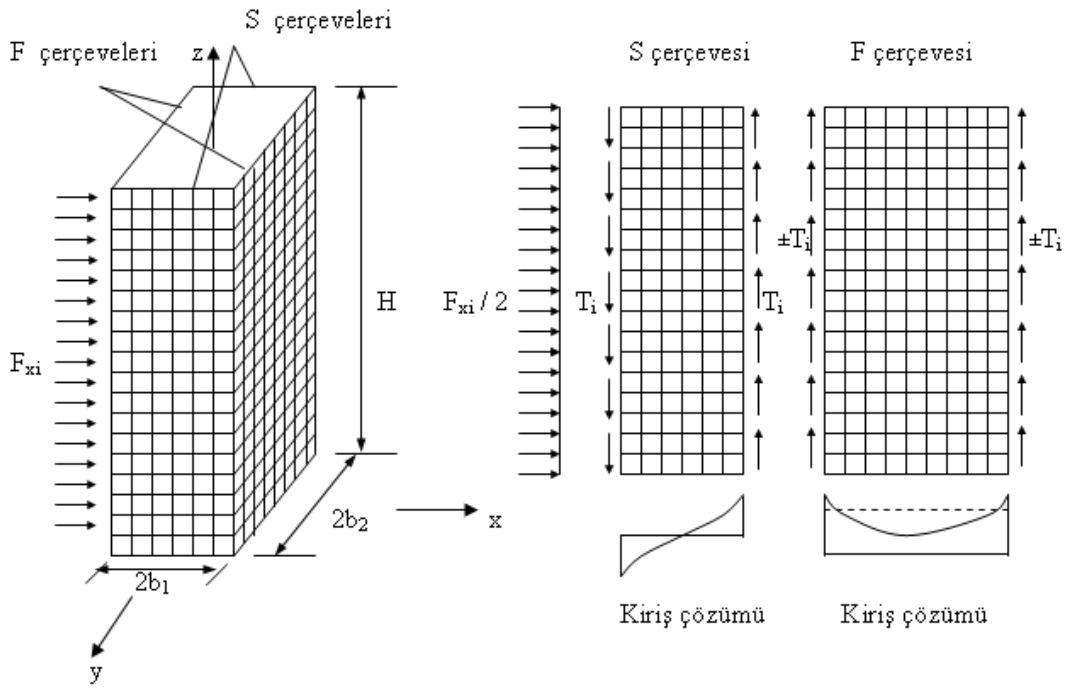
Şekil 2.10 Çerçevelerin yatay yük etkisi altındaki davranışı

Çerçeveler planda simetrik olarak yerleştirilmiş olsalar bile yatay yükler simetrik değilse burulma ve eğilme yükleme durumları ayrı ayrı düşünülüp etkiler toplanabilir.

2.3.3 Perdeli veya Perdesiz, Çerçevelerle Teşkil Edilen Tüpler

Yatay yükler etkisinde bileşke moment büyük ölçüde tüpün başlarındaki normal kuvvetlerden oluşan kuvvet çifti ile karşılanır. Bu arada çerçeve başlarında oluşan normal kuvvet doğrultusunda düzenlenmiş çerçevelerin (Şekil 2.11 S çerçeveleri) yanı sıra kuvvet doğrultusunda dik olarak düzenlenen çerçevelerinde (F çerçeveleri) kuvvet aktarımına katılmasına sebep olur. S ve F çerçeveleri arasında yalnız kayma kuvvetleri iletilebilir ki bu da S çerçevelerinin yükünü azaltır. (Kirişlerin burulma rijitliği ihmal edilirse) F çerçevesi kolonları birlikte taşıma etkisinden kurtulmaya çalışacaklarından köşe kolonlarda normal kuvvet artışı olacaktır. Bu kuvvet artışı da S çerçevesinin kiriş ve kolonlarında ilave eğilme zorlamaları yaratır.

Yatay yer değiştirme eğilme ve kayma kısımlarından oluşur. Eğilme kısmı kolonların uzama ve kısalması ile ortaya çıkar. Kayma kısmı ise kolon ve kirişten oluşan çerçeve sisteminin eğilmelerinden oluşan yer değiştirmelerdir.

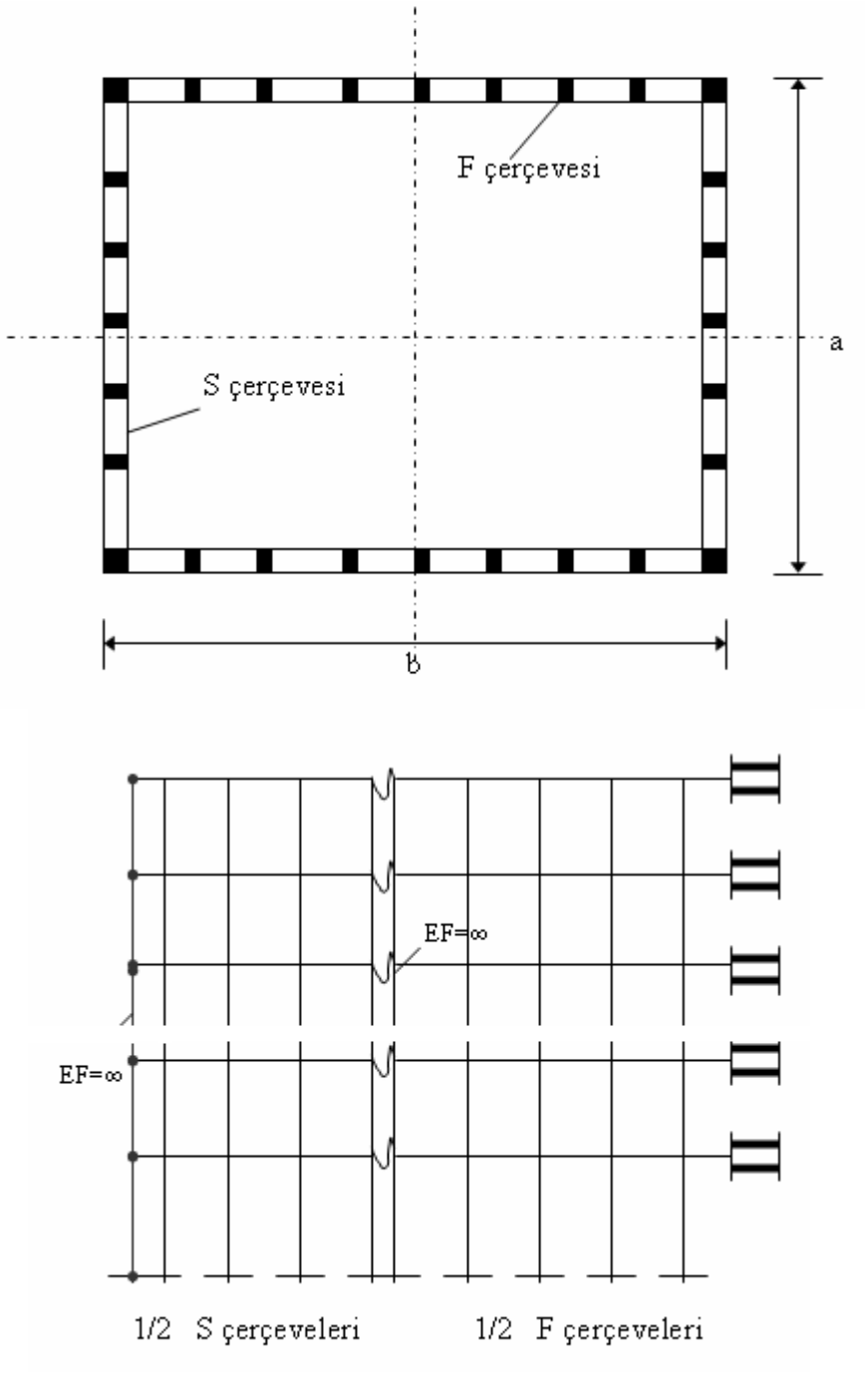


Şekil 2.11 Çerçevelerden oluşan tüp sistemde yük dağılımı

Köşe kolonlarda yatay yükler nedeniyle normal kuvvetlerin büyümesi (düşey yüklere göre daha küçük bir etki olmasına rağmen) ve artan bina yüksekliği ile alt katlarda S çerçevesi köşe kolonlarındaki büyük eğilme nedeniyle ekonomik bir boyutlandırmayı güçleştirmektedir. Bu durumda ek rijitlik elemanlarının teşkili gerekebilmektedir. Yapılan araştırmalar tüplerin ve perdelerin farklı şekil değiştirme durumları nedeniyle, birlikte kullanılmaları durumunda alt katlarda yatay yüklerin taşınmasına etkin olduğu şeklindedir. S çerçevelerin kolonlarındaki eğilme zorlamaları önemli derecede azalır. Yatay rijitlik önemli derecede artar.

Çerçevelerden oluşan tüp kesitler mevcut simetriye rağmen yüksek derecede statikçe belirsiz bir sistem olup çerçeve sistem olarak hesaplanması son derecede güçtür. Avan hesaplar için taşıyıcı sistemin Şekil 2.12 deki bir eşlenik sistem olarak ele alınması mümkündür. Ancak kesin hesap için kesit zorların tam olarak bilinmesi yanı sıra üç boyutlu taşıma biçimi ve yatay rijitliğinin de bilinmesi istenir.

Çerçeve tüpü oluşturan kolon ve kiriş elemanların elastikiyeti sonucu, yatay yük doğrultusunda dik doğrultudaki duvarlarda kayma gecikmesi etkileri nedeni ile bu duvarlarda köşelerden yeteri kadar uzaktaki kolonların eğilme momentleri altında, köşeye yakın kolonlar kadar yüklenmediği düşünülebilir [3].



Şekil 2.12 Çerçeveli bir tüp sistemin eşlenik sistemi

Bu durumu hesaba katmak için, planda biçimi iki ayrı (U kesitten oluşan) bir eşdeğer tüp tanımlamak uygundur. Bu kesitlerin başlıklarını, bu duvarların köşeye yakın kolonlarını bulunduran parçalar oluşturur.

Ön boyutlama için söz konusu başlık genişlikleri ;

1. Gövde uzunluğunun 1/2 ‘sinden
2. Yatay yük doğrultusuna dik duvar boyutlarının 1/3 ‘ünden

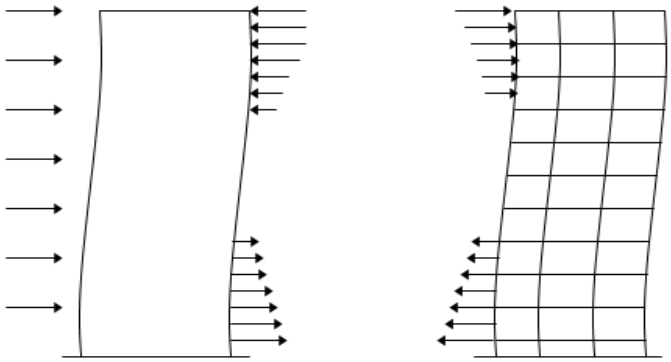
3. Yapı yüksekliğinin % 10 ‘undan

fazla olmamalıdır.

Bu kural genel olarak, tüpü oluşturan kolonlarda yatay yüklerden oluşan eğilme momenti ile kesme ve normal kuvvetler için kesin bilgisayar çözümlerinin verdiği sonuçlarla uyum içinde değerler verir. Eğilme momentleri bu kesitleri oluşturan küçük aralıklı dış kolonlarda eksenel kuvvetler, bağlantı kirişlerinde kesme kuvvetleri meydana getirir.

2.4 Karma Taşıyıcılar

Çerçeve ve perdelerin birlikte kullanılması yatay yüklerin taşınması için en uygun çözümdür. Perde ve çerçeveli bir sistemin yatay yükler altında şekil değiştirme durumu Şekil 2.13 de gösterilmiştir.



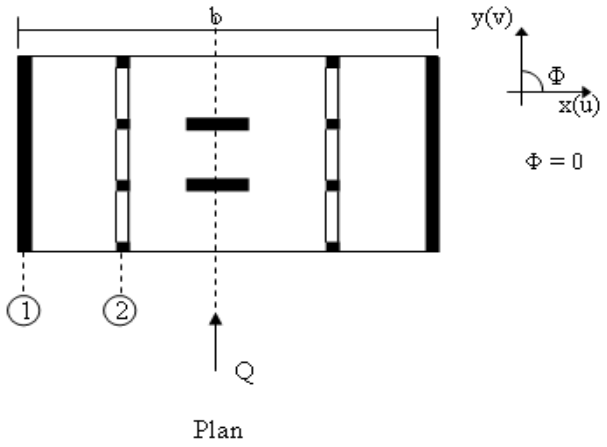
Şekil 2.13 Perdeli çerçeveli sistemin yatay yük etkisi altındaki davranışı

Perde duvarlar yatay yüklere karşı koymak için dizayn edilirken, çerçeveler de düşey yüklere karşı koymak için dizayn edilmişlerdir. Tabi ki, kolonlar da yatay yüklere, perde duvarlara oranla, rijitlikleri nispetinde karşı koyarlar. Bununla birlikte, perde duvarların ve çerçevelerin şekil değiştirme durumları birbirlerinden bağımsız hareket edermişçesine farklılık gösterir. Eğer bütün yatay yükleri taşıması için sadece çerçeveli bir sistem düşünülür ise, bu durum her bir kattaki toplam kesme kuvvetine karşı koyabilmek için kirişlerde ve kolonlarda ilave momentler oluşturur. Tam tersi olarak, eğer perde duvar sadece yatay yüklere karşı direniyormuş gibi göz önünde bulundurulur ise, her kat seviyesinde kattaki devrilme momentlerine eşit miktarda momentler oluşur ve konsol kiriş gibi deformasyon meydana gelir. Perdeli çerçeveli sistemler, düzlemlerinde sonsuz rijit hareket ettikleri ve burulma etkilerinin olmadığı kabulüne dayanarak, her kat seviyesinde eşit deplasman yaparlar. Bunun sonucu birbirleriyle etkileşirler ve bu iki sistem arasındaki etkileşim birleşim bölgelerinde

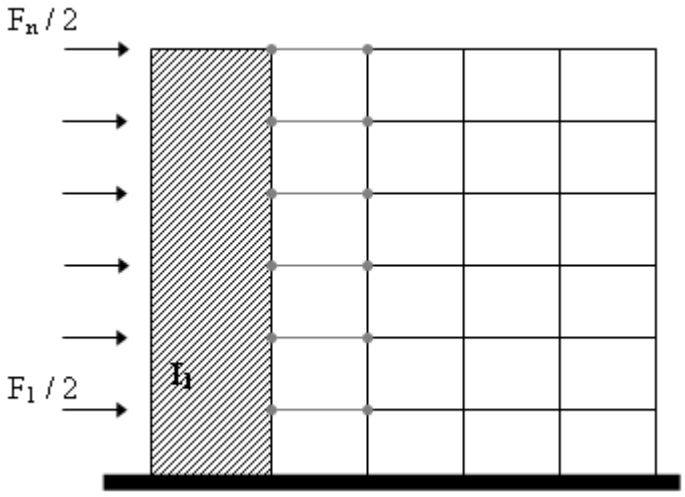
yayılan kuvvetler meydana getirir. Perde ve çerçeveli sistemlerin yanal deplasman farklılıklarından dolayı, çerçeve sistem binanın üst bölgelerinde perde duvarı geriye çekme eğiliminde olurken, binanın alt kısımlarında ise ileri doğru itme eğilimindedir.

Sonuç olarak çerçeve, rüzgâr ve depremden meydana gelen kesme kuvvetlerinin nispeten az olduğu binanın üst katlarında önemli rol oynar, perde duvar ise binanın alt bölgelerinde kesme kuvvetlerinin çoğunun taşınmasında etkindir.

Planda simetrik olarak düzenlenmiş perde-çerçeve şeklindeki rijitlik elemanlarının simetrik yatay yükler altında çözümü için şekildeki düzlem sistem kullanılabilir. (Şekil 2.14 a – b)



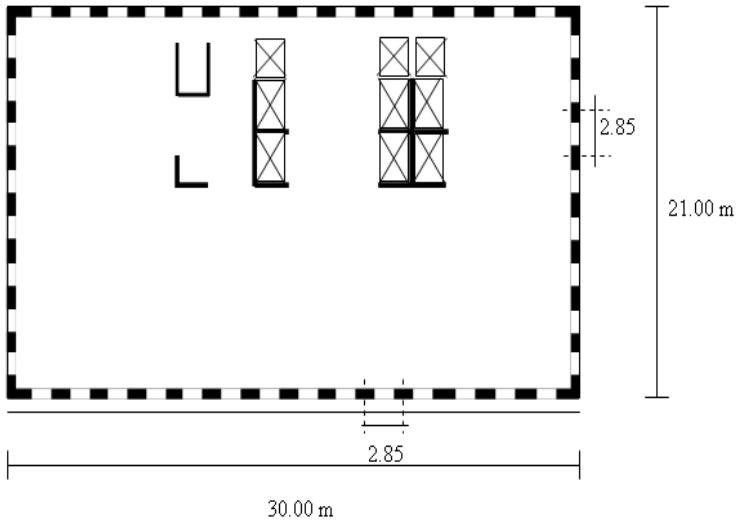
Şekil 2.14 a Simetrik yükler etkisindeki perdeli çerçeveli sistem



Şekil 2.14 b Simetrik yükler etkisindeki sistemin düzlem sistemi eşleniği

Simetrik düzenlenmemiş rijitlik elemanlarında yatay yükler etkisi altında ortaya çıkan tesirler üç boyutlu bir sistem çözümü ile yapılmalıdır.

Diğer bir çözüm bina cephesinde çerçevelerle teşkil edilen tüpün bina içinde düzenlenen bir çekirdek ile (iç içe tüp) veya perdelerle birleştirilmesidir. (Şekil 2.15)



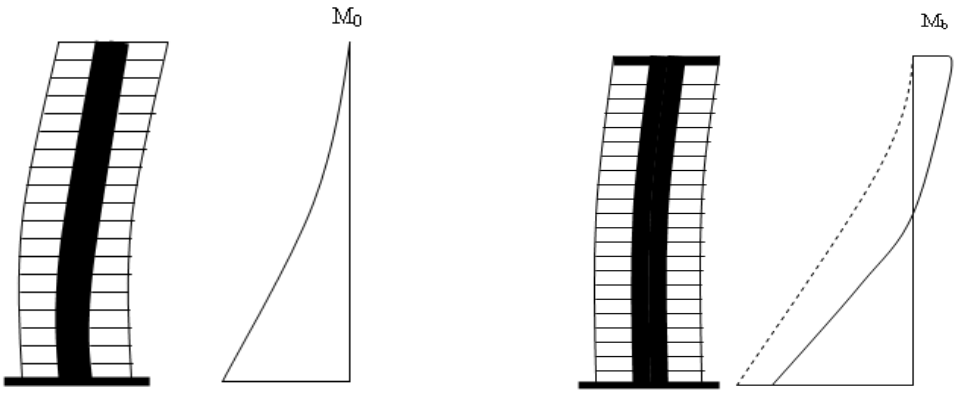
Şekil 2.15 İç içe tüp sistem

İçinde kolonlar bulunmayan binalara duyulan ihtiyaç sonucu çekirdekli çerçeve tüp doğal bir çözüm olarak ortaya çıkar. Böylece beliren taşıyıcı sistem içeride yalnızca perdelerden oluşan bir tüp ile dışarıda sık kolonlar ile bunları kat seviyelerinde bağlayan kirişlerden oluşan çerçeve tüpün bileşimi olan bir iç içe tüptür denilebilir.

İç içe tüpler çerçeve tüp sistemler ile perde sistemlerin avantajlarını birleştirir. İçerideki perdelerden oluşan tüp, dışarıdaki çerçeve tüp kolonların enine yer değiştirmelerini önemli ölçüde azaltarak bu tüpün yapısal özelliklerini önemli ölçüde iyileştirir.

İki veya daha fazla tüp taşıyıcı sistem birleştirilerek demet tüp taşıyıcı sistemler de oluşturabilir. Bu şekilde kayma gecikmesi etkileri de azaltılmış olur.

Diğer bir tasarımda perdelerin, tekil düşey taşıyıcılarla, ya yapının en üst katının rijit teşkili şeklinde veya teknik katın rijit teşkili şeklinde birleştirilmesidir [2]. (Şekil 2.16)



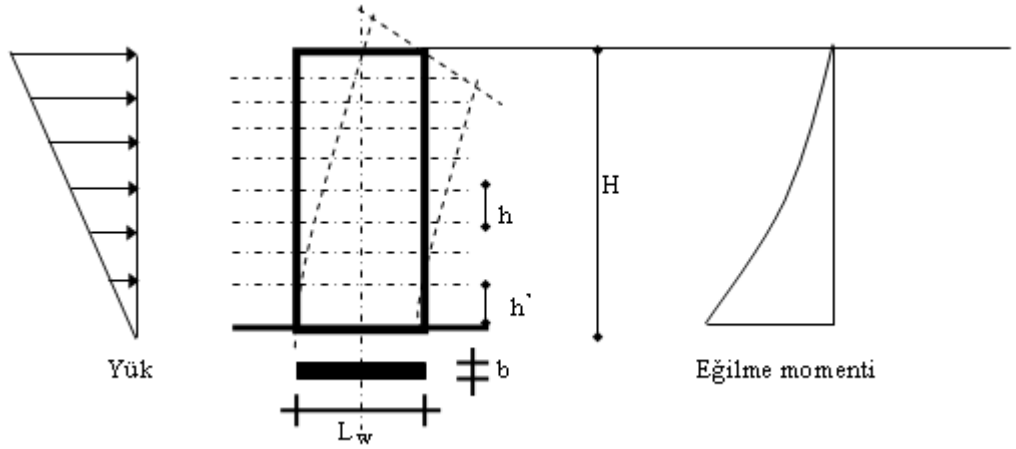
(a) (b)

Şekil 2.16 Değişik perdeli sistem teşkilleri

3. PERDELERİN DAVRANIŞI VE HESAP ESASLARI

3.1 Konsol Perdelerin Davranışı

Şekil 3.1 de gösterilen yüksek bir yapıda bulunan perde yatay yük etkisi altında konsol kiriş gibi davranır. Konsol kiriş gibi davranan bu perde, yatay yüklerden oluşan eğilme momenti yanında aynı zamanda düşey yüklerden gelen eksenel normal kuvvet etkisi altındadır.



Şekil 3.1 Konsol perde davranışı

Perdeler, kat seviyelerinde kat döşemeleri ile bağlandığı için,ince kesitlerine rağmen yanal burkulma tehlikesi bu suretle azalır. Kat döşemelerinin yanal diyafram gibi etkimeleri nedeniyle perdelerde burkulmaya neden olan kritik boyun perde yüksekliği yerine kat yüksekliği olarak kabul edilmesi uygundur [1].

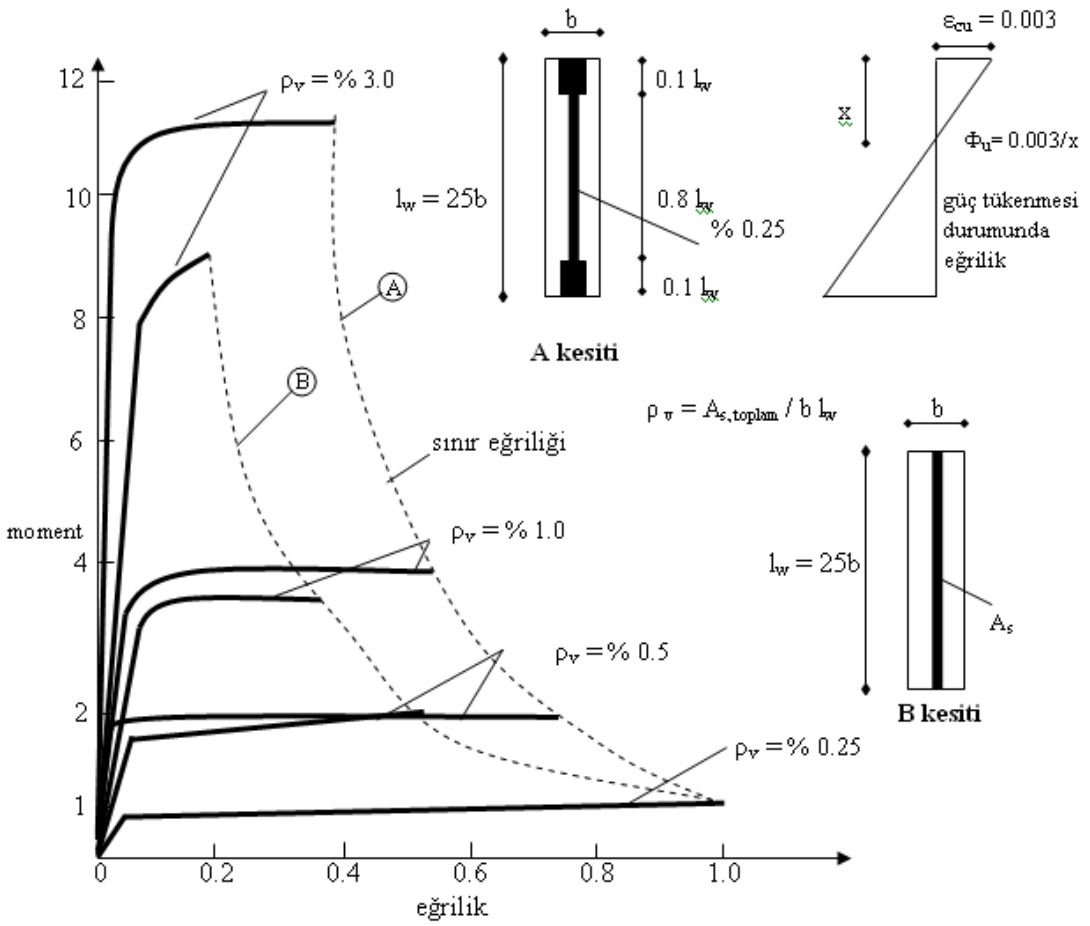
Karşılıklı etki diyagramları kullanılarak perde kesitlerinin dayanımı bulunabilir. Kesitin taşıma gücü elde edilirken gövdede bulunan düşey donatının da katkısı hesaba katılırsa daha ekonomik bir sonuç elde edilmiş olur. Perdeleri kolonlarla kıyasladığımızda, rijitliklerinin fazla olması nedeniyle büyük bir miktarda eğilme momenti taşıdıkları görülmektedir. Buna rağmen taşıdıkları normal kuvvet o kadar da fazla değildir. Bu yüzden diyebiliriz ki, perde kesitlerinde eğilme momentlerinin hakimiyeti söz konusudur.

Yüksekliği az olan yapılarda deprem kuvvetleri küçük olduğu için ve perdeler genellikle katın mimari düzenine uygun olarak çoğu durumlarda da gereğinden büyük yerleştirildiği için aşırı zorlanmazlar. Böyle durumlarda iki doğrultuda 0.0025 oranında bir konstrüktif donatı tavsiye edilir. Böylece perdenin moment taşıma özelliği sağlandığı gibi sünekliği de önemli ölçüde artar. Gövdede kullanılan donatının kuvvet kolu küçük olduğu için etkili bir şekilde kullanılmaz. Şekil 3.2 de görüldüğü gibi, gövde donatısının arttırılması ile taşınacak moment büyütülürse de, kesitin göçme durumunda ulaşabileceği eğrilik, yani kesitin sünekliği azalır. Eğilme momentinin büyük olduğu perdelerin iki ucunda donatı yoğunlaştırılarak ekonomik sonuçlar elde etmek mümkündür. Şekilde görüldüğü gibi, bu durumda hem taşınacak moment ve hem de göçme eğriliği artmaktadır [1].

Şekilde, uzun bir perde duvar için iki tip donatı yerleştirilmesi durumunda çeşitli donatı yüzdelerinin karşılığı olan moment ve eğrilikleri minimum % 0,25 düşey donatı yüzdesine sahip perdenin moment ve eğriliklerinin yüzdesine göre gösterilmiştir.

Burada, bütün kesitte eşit yayılı donatı olmasının ekonomik olmayan sonuçları yanında elastik davranışın ötesindeki davranış sırasında enerji yutulması da istendiğinde, büyük çelik yüzdelerinde bunun gerçekleşme olasılığının bulunmadığı görülmektedir.

Büyük eğilme momentinin etkidiği perde duvar kesitinin etkin kullanılması için eğilme donatısının büyük kısmı çekme kenarına yakın yerleştirilir. Yatay yüklerden dolayı momentin yön değiştirmesinden dolayı da perdenin iki ucuna eşit miktarda donatının yerleştirilmesi gerekmektedir.



Şekil 3.2 Perde kesitinde eğilme momenti-eğrilik değişimi

Şekil 3.2 de olduğu gibi düşey donatının % 0.25'i kesitin % 80'ine, geri kalan düşey donatı kesitin % 10'luk kısımlarına yerleştirildiği takdirde, hem taşıma gücünde, hem de önemli miktarda süneklikte artış meydana gelmektedir. Fakat perdelerde normal kuvvet küçük olduğu için, boyutlamada karşılıklı etki diyagramındaki basit eğilme ile dengeli durum arasındaki bölge kullanılır [3]. Bu bölgenin özelliğinden dolayı normal kuvvet kesitin moment taşıma kapasitesini arttıracak yöndedir. Ancak, normal kuvvetin artması göçme eğriliğini, yani kesitin sünekliğini azaltır. Bu nedenle kesit hesaplarında normal kuvveti azaltacak 0.9G + E yüklemesi en elverişsiz durumu verebilir.

Perdelerin donatı miktarlarının hesaplanmasında, simetrik donatılı kesitler için kullanılan çelik cinsi ve pas payına bağlı olarak mekanik donatı yüzdesini veren karşılıklı etki diyagramları elde edilmiştir. Bunun yanı sıra dikdörtgen kesitli perdeler için, her yüzde eşit donatı yerleştirilmesine dayanan ve belli bir ölçüde ekonomiklik de sağlayan formüller elde edilmişlerdir. Bu tür bir yaklaşım Çakıroğlu – Özer tarafından verilmiştir [3].

Bu yönteme göre donatılarının bir kısmı küçük kenardaki uç donatılarına eklenerek dört kenar boyunca eşit ve düzgün yayılı donatı durumu elde edilir. Böylece elde edilen kısa kenar donatılarının ağırlık merkezleri bulunarak ve güvenlikli tarafta kalınarak α paspayı oranı tayin edilir. Burada ilgili katsayılar hesaplanarak toplam donatı bulunur.

Bir örnek olmak üzere; n boyutsuz normal kuvvet ve m boyutsuz moment katsayıları elde edilmiş ve $0.20 < n < 0.30$ olduğunda boyutsuz donatı yüzdesi;

$$\mu = 2.92\,m - 0.192 \qquad (3.1)$$

şeklinde verilmiştir.

Kesitteki toplam donatı aşağıdaki formülle bulunur:

$$A_s = k_1 \cdot k_2 \cdot \mu \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (3.2)$$

burada k_1, donatı yerleştirme düzenine ve k_2 paspayına bağlı katsayılardır. Çıkan donatının dörtte biri perde yüzlerine konulacak donatı olup % 0.25 'den küçük olmamalıdır.

Uçlara konacak donatı için yayılı donatının bu bölgedeki payları çıkartılır. Dikdörtgen kesitli ya da başlıklı (flanşlı), donatısı eşit olmayan perde duvarların hesabını denge denklemlerini kullanarak deneme – yanılma yöntemi ile hesaplamak mümkündür. Bunun için önce Şekil 3.3 deki gibi bir birim şekil değiştirme diyagramı göz önünde bulundurularak uç donatıların aktığı kabul edilir.

Buna göre beton basınç kuvveti ve donatılardaki çekme ve basınç kuvvetleri gerilme-şekil değiştirme bağıntılarında hesaplanır.

Bundan sonra ;

$$N = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot ab + \sum_{i=1}^{k} \sigma'_{si} \cdot A'_{si} - \sum_{j=1}^{i} \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \qquad (3.3)$$

kontrolü yapılır.Burada A'_{si} , σ'_{si} i inci hizadaki donatının alanı, basınç gerilmesini ve A'_{sj} , σ_{sj} ise j inci hizadaki donatının alanı ve donatıdaki çekme gerilmelerini ifade

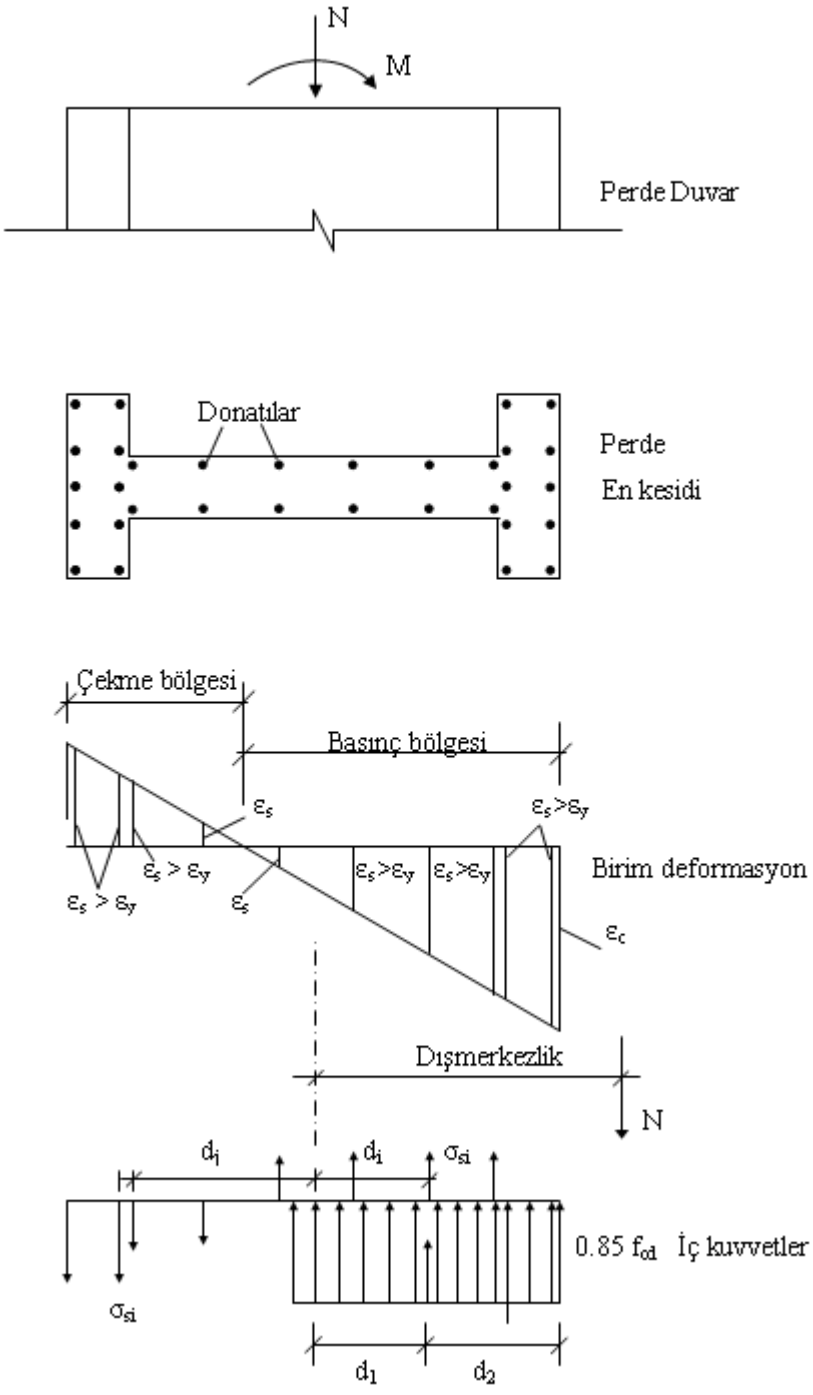
eder. Aynı şekilde moment dengesi de bir noktaya göre, örneğin kesit simetri eksenine göre donatıların uzaklıkları d_i ve d_j olmak üzere;

$$M = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot ab \cdot d_1 + \sum \sigma'_{si} \cdot A'_{si} \cdot d_i - \sum \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot d_j \qquad (3.4)$$

yazılarak kontrol sağlanmaya çalışılır. Bu değerlerin büyük ya da küçük çıkması halinde şekil değiştirme diyagramı değiştirilir. Uygulamada yapıların deprem hasarı sonucu, perdelerle güçlendirilmesi aşamasında bu yöntemden yararlanılabilir.

Perde duvarın sünekliği, eğilme momenti ve eksenel normal kuvvetin en büyük olduğu taban kısmında arttırılmak istenildiği takdirde, basınç bölgesindeki betonun sarılması zorunludur. Etriyeli kolonlardaki gibi enine donatının uçlarda bulundurulması önerilmektedir. Bu uygulamanın en azından perde yüksekliğinin perde boyuna eşit olduğu, L_w yüksekliğince veya tüm perde yüksekliğinin 1 / 6 'sına kadar devam ettirilmesi mutlaka gereklidir. Bunun bir nedeni deprem sırasında perdede olası bir plastik mafsallaşma durumunda büyük basınç şekil değiştirmelerinden dolayı betonun bu bölgesinin sıkıca sararak yeterli sünekliği sağlamaktır.

Yapılardan beklenen süneklik düzeyinin ve duvarın taban kesitinde hesaplanan tarafsız eksen uzaklığı x in bir fonksiyonu olarak konulacak özel enine donatı miktarı yine söz konusu yönetmeliğe göre hesaplanabilecektir.



Şekil 3.3 Perde kesiti birim şekil değiştirme diyagramı

Buna göre süneklik düzeyi yüksek yapılarda kritik tarafsız eksen uzaklığı $\bar{x}$, en elverişsiz eğilme momenti M_d hesaplanarak;

$$\bar{x} = 0.10 \cdot \left(\frac{\overline{M}_{ud}}{M_d} \right) \cdot L_w \qquad (3.5)$$

ile verilebilir. Burada $\overline{M}_{ud}$, karakteristik değerler ve gerçek donatılar kullanılarak hesaplanmış taşıma gücü momentidir.

i. $x < \bar{x} \Rightarrow$ enine donatı aralığı b / 2 veya 8 Φ_b veya 20 cm 'den büyük olmamalıdır.

ii. $x > \bar{x} \Rightarrow$ enine donatının hacimsel donatı oranı aşağıdaki verilen ifadelerde hesaplanandan daha az olamaz.

$$\rho_s = \lambda_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \qquad (3.6)$$

veya

$$\rho_s = \lambda_2 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \qquad (3.7)$$

Burada A_g perdenin özel etriyelerle sarılması gereken uç kısmının brüt kesit alanı, A_c enine donatı uç kısım arasında kalan çekim alanı λ_1 ve λ_2 değerleri ise tablo 3.1 de (x/e_w) 'nin fonksiyonu olarak verilmiştir. Etriyeler ve çirozlar dahil olmak üzere s_h düşey aralıkla yerleştirilmiş tüm enine donatının söz konusu deprem doğrultusundaki kesit alanı A_{sh} ve etriyelere dik doğrultuda perde duvarın çekirdek bölgesindeki boyut h olmak üzere, hacimsel oran

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{s_h \cdot h} \qquad (3.8)$$

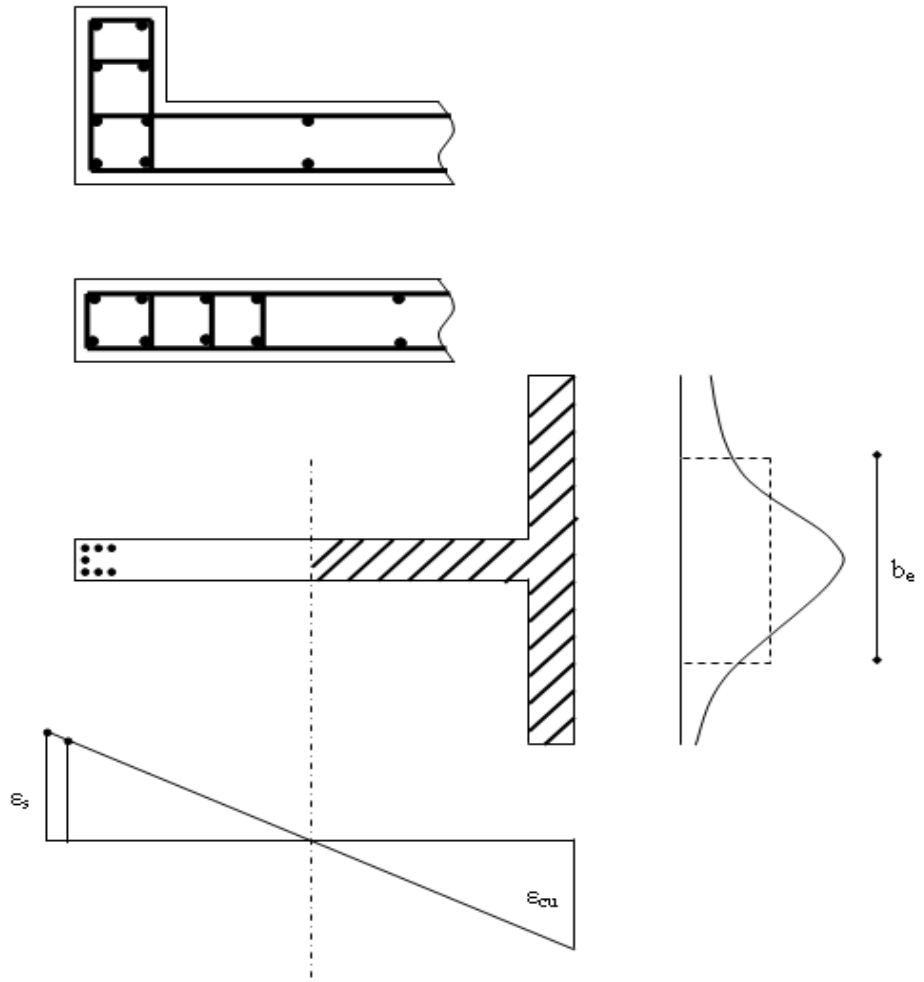
olarak tanımlanmaktadır.

Tablo 3.1 Hacimsel enine donatı oranını bulmak için kullanılan katsayılar

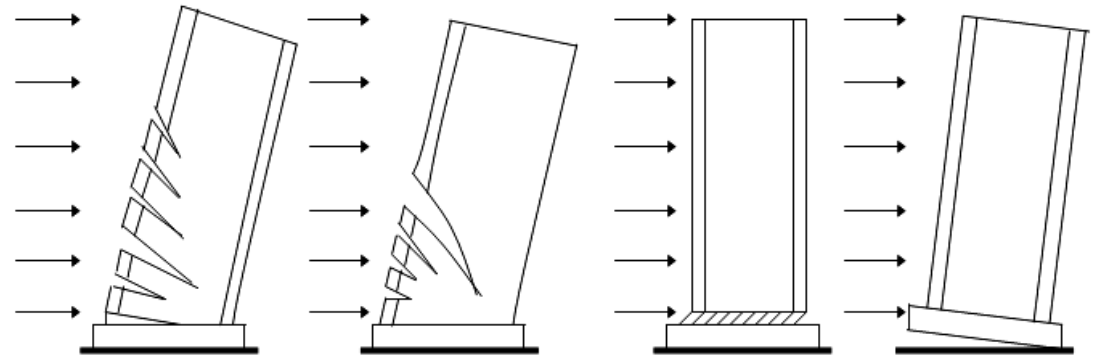
x / e_w	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
λ_1	0.07	0.08	0.09	0.105	0.115	0.125	0.135
λ_2	0.18	0.205	0.23	0.26	0.285	0.31	0.34

Perdenin en çok zorlandığı mesnet kesitinde en büyük kısalmasını büyütmek ve böylece kesitin sünekliğini arttırmak için kolonlardaki gibi, mesnetten yukarı bölgede perdenin plandaki boyutuna yakın yükseklik boyunca etriyelerin sıklaştırılması uygundur. Bunun yanında perdelerde boyuna donatılarının burkulmasını önlemek için, kolonlardaki gibi, bütün yükseklik boyunca yatay donatılara ihtiyaç vardır. Perdelerin eleman olarak burkulmasını önlemek,uç bölgelerinde beton basınç bölgesini büyütmek ve zorlanmayı hafifletmek için, özellikle binaların bodrum katlarında, perde başlık bölgesi düzenlenmesi tavsiye edilir. Bir perdenin dik doğrultuda başka bir perde ile birleşmesi durumunda başlık bölgesi doğrudan oluşturulmuş olur.

Başlık bölgesi, yatay yükün belirli bir yönü için, tamamen basınç etkisi altında olacağından, bu bölgenin bulunması perdenin eğilme momenti kapasitesini önemli derecede arttırır. Hatta, kesme kuvvetini eğilme momentinden daha kritik duruma getirebilir. Birbirine dik olarak bulunan perdelerde başlık bölgesine birleşen perdede basınç gerilmelerinin Şekil 3.4 de gösterildiği gibi azalacağı için tablalı kesitlerde olduğu gibi, etkili başlık genişliği tarif etmek ve bunu hesaplarda göz önüne almak uygundur.



Şekil 3.4 Perde başlık bölgesi ve dik kesişen perdelerde etkili perde genişliği



Şekil 3.5 Perdelerin göçme biçimleri: a) Eğilme göçmesi, b) Kesme kuvveti göçmesi, c) Toptan göçme, d) Devrilme göçmesi

Konsol perdelerin göçme biçimleri Şekil 3.5 de gösterilmiştir. Bunlardan ilki, perdenin en büyük moment kısmında elastik ötekisi şekil değiştirmeler artarak kesit göçmesinin oluşmasını göstermektedir. Sünek türden olan bu göçmenin dışındaki, eğik çekme gerilmelerinin etkisiyle göçme, iş derzinde toptan kayma göçmesi veya donatı bindirme eklerinin veya kenetlenme boylarının çözülmesinden oluşan göçme gevrek olduğundan önlenmelidir. Bunlar gibi temelde eğilme momentinin karşılanmaması nedeniyle oluşan devrilme göçmesi de, ani olarak ortaya çıkan türdendir. Perde kesitinin boyutlandırılmasında kesit kesme kuvveti ve iş derzinde kayma kapasiteleri ile, donatı kenetlenme çözülmesi kapasitesi yüksek tutularak, aşırı zorlanmada kaçınılmaz göçmenin sünek olması sağlanmalıdır [1].

3.2 Perde Duvarlarda İş Derzlerindeki Hasarın Önlenmesi

San Fernando depremi sırasında hastahane ve banka yapılarının perdelerinde özellikle ikinci kat hizalarındaki iş derzlerinde hazarlar görülmüştür. Perde duvarlarının iki bölgesi potansiyel kayma bölgesini taşımaktadır [3].

Bunların birisi temelin hemen üstündeki düzeyde plastik mafsal bölgesi, diğeri ise yüzeyinin hazırlanışındaki niteliğe karşı duyarlı olan yatay iş derzlerinin bulunduğu bölgedir. Eğilme çatlaklarının bütün derinliği boyunca kayma olayı özellikle duvar üzerindeki ağırlık kuvvetlerinden oluşturduğu eksenel basıncın küçük oluşundan kaynaklanmaktadır.

Kayma sürtünmesi kavramı ile uyum içerisinde olmak üzere yeterli bir dikiş donatısı, perdeye etkiyen az da olsa normal kuvvetle birlikte sürtünmeyi arttırıcı etkisi ile derz yüzeyinden üstteki duvarın kolayca kaymasını engeller. Güvenilir bir kayma gerilmesi bütün yüzey boyunca derzin üzerinde yeterli düşey donatı konularak sağlanabilir. Burada deprem ivme bileşeninin azaltıcı etkisinden dolayı minimum normal kuvvet alınmalıdır. Ayrıca brüt enkesit alanı ($b.l_w$) alınarak ,

$$A_{sf} = \left(\tau - \frac{N}{b \cdot l_w} \right) \cdot \frac{b \cdot l_w}{f_{yd}} > 0.0025 \cdot A_g \qquad (3.9)$$

Burada τ kayma gerilmesidir. $\left(V_d / 0.8 \cdot b \cdot l_w\right)$, A_{sf} donatısı perde başlarında yoğun olarak eğilme donatıları arasına yerleştirilmelidir. Dolayısı ile düşey gövde donatısı ile karşılaştırılmalıdır. Tekrarlı yükler altında perdenin elastik olmayan davranışla uygun olmayan bir enerji tüketme mekanizması sonucunda kesme kuvvetinden dolayı kayması, rijitlik ve dayanmada etkili düşüşler olduğunu gösteren diğer bir durumdur.

3.3 Perde Duvarların Kesme Kuvveti Taşıma Güçlerinin Belirlenmesi

Betonarme perde duvarların kesme kuvvetleri diğer elemanlarda olduğu gibi beton ve donatı tarafından taşınmaktadır. Öncellikle beton basınç mukavemetinin artışı betonun kayma, taşıma gücünü de etkileyeceğinden yönetmelikler basınç mukavemetine bağlı katsayılar vermişlerdir. Aşağıda beton silindir mukavemetine bağlıyan τ_{maks} hesap gerilmesine bağlı bu tip ifadeler verilmiştir [3].

Tablo 3.2 Betonarme perdelerin değişik yönetmeliklere göre kesme dayanımı ifadeleri

Yönetmelikler	τ_{maks} (kg/cm^2)	C16	C20
TS500	$0.20 f_{cd}$	21	36
ACI 318 / 83 [1]	$0.65\sqrt{f_{ck}}$	33	37
ATC (Applied Technology Concul)			
Tek Perde	$2.65\sqrt{f_{ck}}$	33	37
Çok Perde	$2.10\sqrt{f_{ck}}$	26	29

TS 500 kesme dayanımını hesaplarken (d) faydalı yüksekliğinin 0.8h dan büyük alınmaması önerilmektedir.

Perdede normal kuvvetin etkisinden dolayı kayma gerilmeleri A.B.D yönetmeliklerinde 5 kat arttırılmıştır. Yukarıdaki tabloda verilen değerler beton ve çeliğin taşıyabileceği en büyük değerler olmakla beraber, yalnızca perde betonunun taşıyabileceği değerler ise,

$$\text{TS500} \Rightarrow V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \qquad (3.10)$$

Veya bu ifadedeki f_{ctd}, betonun çekme dayanımı yerine silindir basınç dayanımı yazılırsa şu denklem elde edilir;

$$V_{cr} = 0.48 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot b_w \cdot d} \qquad (3.11)$$

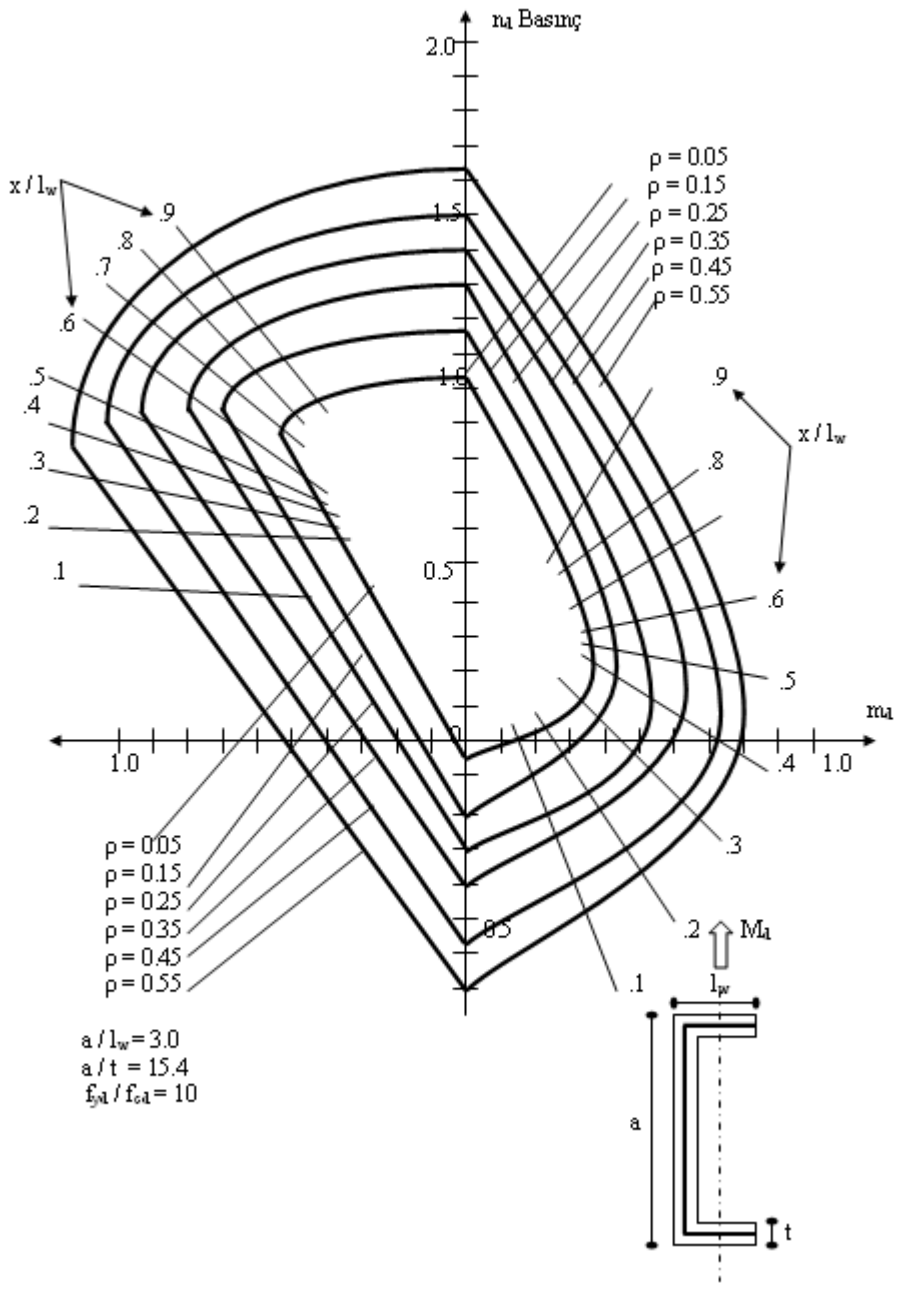
Amerikan yönetmeliği ACI.318-83 de buna yakın bir değer vermektedir.

$$\text{ACI 318-83} \Rightarrow \tau_{cr} = 0.53\sqrt{f_{ck}} \qquad (3.12)$$

Unutulmaması gereken bir nokta da bu değerler $\frac{h_w}{l_w} > 2$ perde yüksekliğinin perde boyuna oranının 2'den büyük olduğu durumlar için geçerlidirler.

3.4 Kesit Karşılıklı Etki Diyagramı

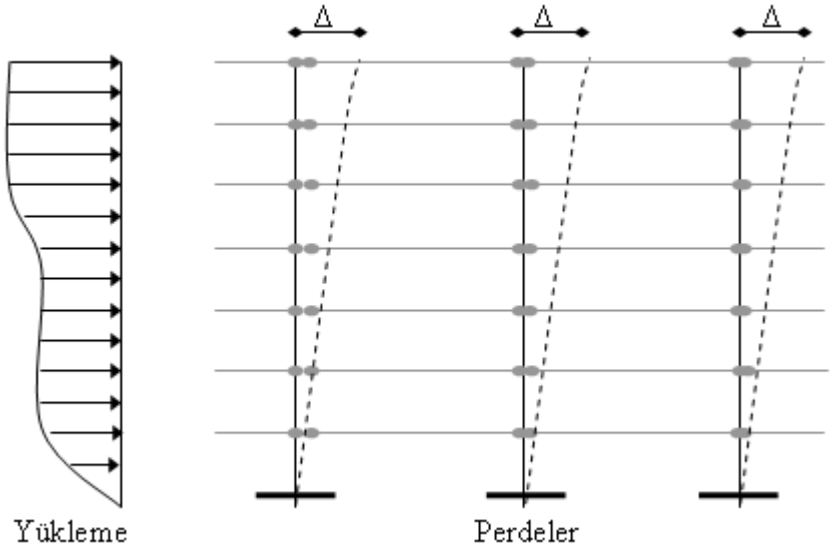
Perdeler, betonarme binalarda ayrık bulunabildikleri gibi binanın çekirdeğini oluşturacak şekilde de ortaya çıkarlar. Özellikle başlıklı veya kanal şeklindeki kesitlerin eğilme momenti ve normal kuvvet altında gerekli donatısının belirlenmesi zordur. Buna karşılık verilen bir donatı düzeni için seçilecek bir tarafsız eksene göre taşınabilecek eğilme momenti ve normal kuvvet çifti kolaylıkla hesaplanabilir. Bu şekilde çizilecek karşılıklı etki diyagramı kullanılarak, çeşitli katlardaki perde kesiti donatısı bulunabilir. Şekil 3.6 da böyle bir karşılıklı etki diyagramı $\subset$ şeklindeki kesit için küçük dayanım veren eksendeki momentle normal kuvvet arasında verilmiştir. Moment vektörü eksenine göre değişmektedir. Örneğin, basit eğilme pozitif moment için beton basınç bölgesinin genişliği büyük olduğu için tarafsız eksen derinliği küçülmekte, kuvvet kolu büyümekte ve taşınabilecek moment artmaktadır. Negatif moment için ise basınç bölgesinin genişliği küçüldüğünden, tarafsız eksen derinliği büyürken kuvvet kolu ve moment değeri azalmaktadır [1].



Şekil 3.6 ⊂ kesitli perdenin karşılıklı etki diyagramı

3.5 Perdeler Arası Karşılıklı Etkileşim

Perdelerin sayısının fazla olduğu sistemlerde yatay yükün önemli kısmı ve özellikle tamamen perdelerden oluşan ve tünel kalıpla yapılan sistemlerde tamamı, perdeler tarafından taşınır. Böyle durumlarda kolonların taşıdığı kısım ihmal edilebilir ve perde kesitleri sadece büyük atalet momenti doğrultusunda hesaba katılabilir.



Şekil 3.7 Konsol perdelerin karşılıklı etkileşerek yük taşımaları

Döşemeler düzlemlerine dik doğrultuda, perdelere göre çok daha az rijit olduklarından, yatay yükün taşınmasına olan katkıları göz önüne alınmayabilir. Buna karşılık döşemeler düzlemlerinde çok rijit olmaları sebebiyle perdelerin birbirlerine göre rölatif hareket etmelerini engeller ve şekil 3.7 de gösterildiği gibi perdeleri aynı yatay hareketi yapmaya zorlarlar. Bu kabulden hareket ederek iki doğrultudaki F_x ve F_y toplam dış kuvvetleri perdelere aşağıdaki gibi dağıtılabilir.

$$F_{ix} = F^{b}_{ix} + F^{t}_{ix} \qquad F_{iy} = F^{b}_{iy} + F^{t}_{iy} \qquad (3.13)$$

Burada bir *i* perdesinin taşıdığı yük perdenin eğilme ötelenmesi ve burulma dönmesinden oluşan türden olarak iki parçaya ayrılmıştır:

$$F^{b}_{ix} = \frac{F_x \cdot I_{iy}}{\Sigma I_{iy}} \qquad F^{b}_{iy} = \frac{F_y \cdot I_{ix}}{\Sigma I_{ix}}$$

$$F^{t}_{ix} = \frac{(F_x \cdot e_y - F_y \cdot e_x) y_i \cdot I_{iy}}{J} \qquad F^{t}_{iy} = \frac{(F_x \cdot e_y - F_y \cdot e_x) x_i \cdot I_{ix}}{J}$$

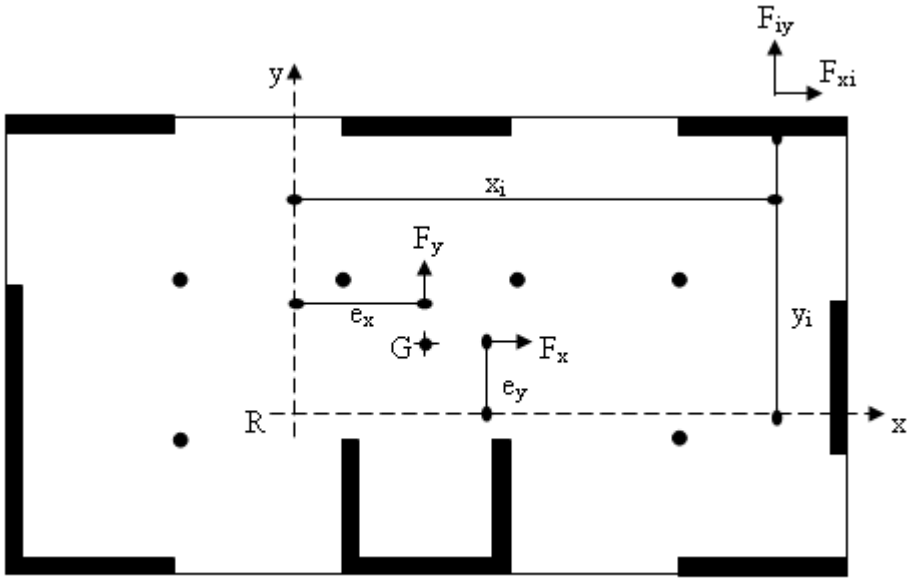
$$J = \sum \left[x_i^{\,2} \cdot I_{ix} + y_i^{\,2} \cdot I_{iy} \right] \qquad (3.14)$$

Yukarıda verilen ifadelerin çıkarılmasında, döşemeler düzlemi içinde rijit, düzlemlerine dik doğrultuda kolay yerdeğiştirme yapabilir kabul edilmiştir. Böylece perdelerin beraber aynı ötelemeyi yaptığı kabul edilerek, yatay kuvvet perdelerin atalet momentleri (I_{ix} ve I_{iy}) oranına göre dağıtılmıştır. Buna ek olarak perdelerin binanın rijitlik merkezi etrafında dönmesi sonucu oluşan burulma momentinden meydana gelen kesme kuvvetleri gelmektedir. Dış kuvvetlerin dışmerkezlikleri e_x ve e_y , binanın

$$x_R = \frac{\sum[x_i \cdot I_{ix}]}{\sum I_{ix}} \qquad y_R = \frac{\sum[y_i \cdot I_{iy}]}{\sum I_{iy}} \qquad (3.15)$$

tarifine uygun olarak hesaplanacak rijitlik merkezine göre bulunacaktır. Perdelerin yukarıdaki formüllerde kullanılan x_i ve y_i koordinatları da bu noktaya göre belirlenecektir (Şekil 3.8). Verilen yaklaşım, perde kalınlıklarının aynı oranda küçülmesi şartıyla, kesiti değişen perdeler için de kullanılabilir. Perde atalet momentlerinin birbirine göre önemli ölçüde değiştiği durumlarda yaklaşım geçerliliğini kaybeder. Bu ifadelerde, etkisi genellikle küçük olan perdelerin kayma şekil değiştirmeleri ve burulma rijitlikleri ihmal edilmiştir.

Kısa perdelerde ($h_w / l_w < 3$) kayma şekil değiştirmeleri ve kesitleri kapalı olan perdelerde burulma şekil değiştirmesi önemli olabilir.



Şekil 3.8 Perdelere yatay yükün dağılımı

Esas olarak eğilmeye maruz olan perdelerin rijitlikleri kesitin çatlaması ve donatının akmaya erişmesi ile değişir. Donatının akma gerilmesi f_{yk} [MPa] arttıkça çekme bölgesi büyüyeceği için, çatlamış kesitin atalet momenti azalır. Bunun gibi kesitteki N_d / A_g ortalama basınç gerilmesinin artmasıyla basınç bölgesi genişleyeceği için, kesitin atalet momenti de artar. Bu düşünceden hareketle l_g kesitin çatlamamış atalet momenti olmak üzere, kesit için bir eşdeğer atalet momenti tarif edilebilir:

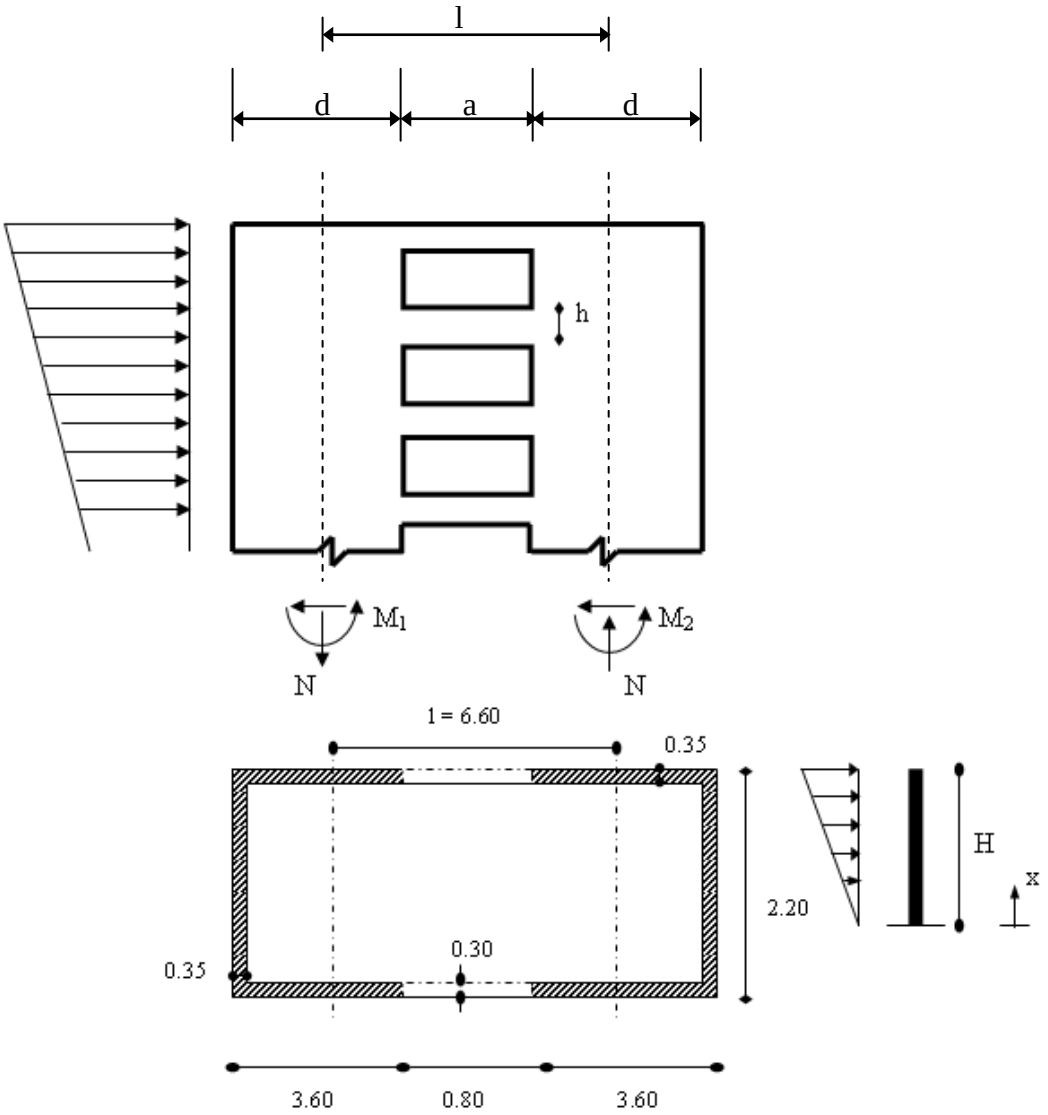
$$I_e = \left[\frac{100}{f_{yk}} + \frac{N_d}{A_g \cdot f_{ck}} \right] \cdot I_g \qquad (3.16)$$

Perdeler birbirlerine kirişlerle bağlı olabileceği gibi, bazı durumlarda da kirişler büyük bir perdede açılan boşluklar nedeniyle ortaya çıkabilir. Böyle durumlarda perdelerin birbiriyle etkileşimi bu kirişlerdeki uç kuvvetleriyle meydana gelir. Örneğin, Şekil 3.9 da oluşturulan boşluklarla ara kirişle bağlanmış iki perde meydana gelmiştir.

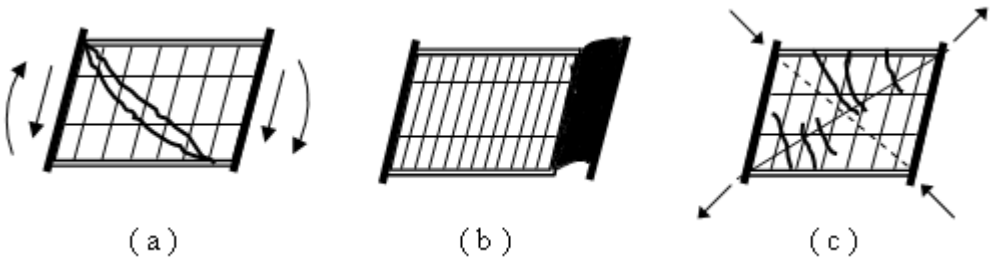
Dış kuvvetlerin perde kesitlerinde meydana getirdiği M_0 momenti, perde kesitindeki M_1 ve M_2 momentleri yanında aradaki bağ kirişlerinin iki ucundaki kesme kuvvetlerinin toplamından oluşan perde normal kuvvetlerinin momenti ile karşılanır:

$$M_0 = M_1 + M_2 + N_1 \qquad (3.17)$$

Burada "*l*" iki perdenin ağırlık merkezleri arasındaki mesafeyi göstermektedir. Bağ kirişlerinin rijitlikleri büyüdükçe perdelerin beraber çalışması daha etkili ortaya çıkacak, buna karşılık bağ kirişlerindeki kesme kuvvetleri dolayısıyla perdelerdeki N normal kuvveti artacaktır. Bu normal kuvvetlerin arasındaki mesafe büyük olduğu için, dış momentin bu yolla karşılanması daha uygun olabilir. Ancak bu durumda bağ kirişlerinin de önemli ölçüde zorlanacağı unutulmamalıdır. Şekil 3.9 bu paylaşmanın perde yüksekliği boyunca değişimini göstermektedir. Görüldüğü gibi artan bağ kirişi rijitliği ile perdelere düşen eğilme momenti azalmaktadır. Yükün artmasıyla bağ kirişlerinde eğilme momenti çatlamalar oluşacağından ve bağ kirişi rijitliği önemli ölçüde azalır [1].



Şekil 3.9 Perde yüksekliği boyunca bağ kirişleri ile perdeler arasındaki eğilme momenti paylaşımı



Şekil 3.10 Perdeler arası bağ kirişinde göçme türleri

Yapılan çalışmalar şunu göstermiştir ki; çift perde duvarlar, çoğu modern yapı şartnamelerinde belirtilen belirli gereksinimlere göre dizayn edilirlerse, enerjiyi etkili bir şekilde harcayarak sünek davranış gösterebilirler [7]. Bu şu şekillerde sağlanabilir;

1- Bağ kirişleri, perde duvarların devirme momentlerinin büyük bir payına karşı dayanabilmesine izin verecek şekilde oranlanmalıdır.

2- Perde duvarlar, bağ kirişlerindeki donatıların akmaları, perde duvarlardaki donatılar akmaya başlamasından önce olacak şekilde dizayn edilmelidir

3- Bağ kirişleri sünek olacak şekilde projelendirilmelidir.

Bağ kirişlerinin esas amacı kesme kuvvetinin perdeler arası geçişini sağlamaktır. Özellikle deprem etkisinde yön değiştiren kesit zorlarına maruz kalırlar. Alışılagelen kiriş gibi donatılan kısa açıklıklı bağ kirişleri Şekil 3.10.a da gösterildiği gibi, kesitin eğilme kapasitesine erişilmeden, eğik çekme gerilmeleri nedeniyle göçme durumuna gelir. Etriyelerin uygun düzenlenmesiyle kesme kuvveti kapasitesi yüksek tutulabilirse de, yön değiştiren yüklerde aderansın zayıflaması, eğilme çatlaklarının iki tarafta birleşmesine ve uç kesitlerde ani kayma göçmesine neden olabilir. (Şekil 3.10 b) Özellikle kısa açıklıklı bağ kirişlerinde Şekil 3.10.c de görüldüğü gibi köşegen doğrultusunda donatıların yerleştirilmesi uygun sonuç verir. Bir yöndeki yüklemede çekme kuvveti taşıyan ve büyük uzamalar yapan çubuk, yüklemenin yönünün değişmesiyle beton basınç bölgesinde kalır, donatıda elastik sınır ötesi uzama meydana gelmişse basınç durumunda betondaki çatlaklar kapanmadan sabit çekme kuvveti taşıdıklarından aderans sorun olmaz.

Ancak uçların perde içindeki beton bölgesine kenetlenmesi önemlidir. Bağ kirişinin dengesi yazılarak donatıda meydana gelen kuvvet ve gerekli donatı alanı kolayca bulunabilir. Taşıyıcı sistemin statik çözümünde, bağ kirişleri narin oldukça daha az eğilme momenti karşılayacakları için, çatlamaları ve bu nedenle kesitin eğilme rijitliğinin küçülmesi daha az olacaktır. Köşegen donatıya sahip bağ kirişinin eşdeğer atalet momenti, h yüksekliği ve I_n serbest açıklığı olmak üzere,

$$I_e = \frac{0{,}4\, I_g}{1 + 3\left(\frac{h}{I_n}\right)^2} \qquad (3.18)$$

olarak alınabilir. Alışılagelen türden donatılı bağ kirişinde ise çatlama daha etkili olacağı için etkili atalet momentinin daha da azaltılması uygundur:

$$I_e = \frac{0{,}2\, I_g}{1 + 3\left(\frac{h}{I_n}\right)^2} \qquad (3.19)$$

Bu bağıntılarda paydadaki ikinci terim, bağ kirişinde, kayma şekil değiştirmelerinin göz önüne alındığını göstermektedir. Perdeleri birleştiren bağ kirişleri döşeme ile beraber buluyorsa, etkili tabla kalınlığı, kiriş genişliğine döşeme kalınlığının sekiz katı eklenerek bulunabilir.

3.6 Bağlantı Kirişli Betonarme Perdelerin Yapısal Davranışı

Betonarme bağlantı kirişlerine sahip iki perdeden oluşan bir taşıyıcı sistem için taşıma gücü, bağlantı kirişlerinin davranışı ile birlikte bu kirişlerin duvarla etkileşimine bağlı olacaktır. Bunun için üç temel göçme biçimi tek bandlı iki perdeden oluşan yapı sistemi için aşağıda verilecektir.

3.6.1 Bağlantı Kirişlerinin Eğilmeli Kırılma ile Özdeşleştirilen Göçme Biçimi

Bu göçme biçimi, nispeten sığ, ana donatısı az olan bağlantı kirişlerine sahip duvarlarda oluşur. Yatay yükün etkimesi ile birlikte perdeler şekil değiştirmeye başlayacak ve yükün bulunduğu taraftaki perdede (çekme perdesi) eğilme çatlakları ortaya çıkaracaktır. Aşırı şekilde zorlanan katlarda bağlantı kirişlerinin perdeyle birleştiği yerlerde eğilme çatlakları oluşacaktır. Yükün artması ile birlikte eğilme çatlakları daha derinlere yayılacak ve yeni bazı çatlaklar da perde duvarı yüksekliği boyunca gelişecektir. Ayrıca eğilme çatlakları çok sayıdaki bağlantı kirişine sıçrayacaktır. Yükün daha da arttırılması ile yüke yakın olmayan taraftaki perdenin (basınç perdesi), çok fazla zorlanan köşesinde ezilme olunca tüm sistem taşıma gücüne erişilmiş olacaktır.

3.6.2 Bağlantı Kirişlerinin Diyagonal Yarılma ile Özdeşleştirilen Göçme Biçimi

Bu göçme biçimi de nispeten derin ve ölçülü donatılmış bağlantı kirişlerine sahip perde duvarlarda oluşan göçme biçimidir.

Başlangıçta göçme süresi, çekme perdesinde eğilme çatlaklarının şekillenmesi ile başlar. Bağlantı kirişlerinin perdelerle birleştiği yerlerde ve zorlanan katlarda küçük eğilme çatlaklarına da rastlanacaktır. Yatay yük arttırılırsa, çok fazla zorlanan katlarda bağlantı kirişlerinde diyagonal yarılma çatlaklarının şekillenmesi bu göçme biçiminin çok belirgin unsurudur.

Yükün daha da fazla arttırılması ile birlikte perde duvarda zaten oluşmuş olan eğilme çatlakları ile birlikte yeni bazı eğilme çatlakları da duvarın yüksekliği boyunca ortaya çıkacaktır. Yük arttıkça, diğer bağlantı kirişlerinde de diyagonal yarılma izlenecektir. Perde duvarında taşıma gücüne erişilmesi en çok zorlanan basınç perde duvarının köşesinde betonun ezilmesi ile meydana gelir. Pek çok bağlantı kirişinde diyagonal yarılma ile duvarın ezilmesi aynı anda tamamlanır.

Bu durum, bağlantı kirişlerinin hiç hasara uğramadığı ya da çok az parçasının hasara uğradığı, buna karşılık çok fazla zorlanan basınç köşesinin ezilmesi ile karakterize edilir. Çok rijit bağlanma sonucu, duvarların bir bütün olarak davranmaları bunun başlıca nedenidir. Bu göçme biçiminde çekme perde duvarında, yapının yüksekliği boyunca çok sayıda çatlak oluşacaktır. Perdenin taşıma gücüne erişmesi, basit konsol kirişin yatay yük altındaki göçmesine benzer şekilde olacaktır.

3.6.3 Bağlantı Kirişli Perdelerin Taşıma Gücü Hesabı

Bağlantı kirişli perdelerin taşıma güçlerinin hesabı için belli başlı kabuller yapılmalıdır. Bu yapılan kabullere göre ise çeşitli göçme biçimlerini içeren hesaplanmalar iki durum için ortaya konulacaktır [3].

Yapılan bu kabuller şunlardır:

- Bağlantı kirişli perde duvarın taşıma gücüne erişmesi duvarların birisinin basınç altında ezilmesi ile oluşur.

- Bütün bağlantı kirişlerinin hepsi, yapının göçme noktasına ulaşmasındaki sınır duruma eşit şekilde katılırlar.

- Simetrik bağlantı kirişli iki perde duvar için yöntem, perde duvarların ve bağlantı kirişlerinin dayanımlarının hesaplanmasına dayanmaktadır.

Yukarıda adı geçen iki durum şunlardır:

DURUM A: Esnek Bağlantı Kirişleri-Birinci ve İkinci Tip Göçme Biçimleri

Şekil 3.9 da tek bağlantı kirişli, simetrik perdeleri olan bir yapıya üçgen veya tepede tekil bir kuvvetin etkidiği yatay deprem yükleri etkiyebilir. Taşıma gücü momenti M_0, göçme sırasında denklem 3.17 ile daha önce verilmişti. Bu formüldeki M_1, M_2 momentleri ile N eksenel normal kuvveti perdelerde tayin edilebilir ise bu durumda M_0 momenti buradan da yapıya gelen yatay yük hesap edilebilir. Esnek bağlantı kirişli durum için duvarlar çok daha kuvvetli olduğundan, kirişler kendi taşıma güçlerine ulaşsalar bile perdeler yüklere karşı dayanımlarına devam edeceklerdir. Bundan dolayı, perdelerdeki momentlerin yerine M_1 ve M_2 dayanım momentleri bu durum için yazılabilir.

Bağlantı kirişlerinde göçme biçimi ve kiriş uç reaksiyonları bunların eğilme ve kayma (diyagonal yarılma) taşıma güçlerini karşılaştırmak suretiyle saptanabilir.

Şekil 3.9 dan perdedeki eksenel kuvvet kiriş uç reaksiyonlarına göre çekme veya basınç olarak;

$$\sum q = N \qquad (3.20)$$

ve kiriş kenarındaki moment de

$$M' = \sum m + \frac{t \cdot d}{2} = N \cdot \frac{l}{2} \qquad (3.21)$$

dış kuvvetlerin momentine eşit yazılabilir. Bağlantı kiriş ucundaki eksenel normal kuvvet bileşeni ihmal edilmiştir.

O halde tüm sistem için taşıma gücü M_0, A durumu için,

$$M_0 = \overline{M}_1 + \overline{M}_2 + N \cdot l \qquad (3.22)$$

$\overline{M_1}$: Eksenel çekme ve eğilme etkisinde perdenin taşıma gücü momenti

$\overline{M_2}$: Eksenel basınç ve eğilme etkisinde perdenin taşıma gücü momenti

3.22 denkleminden yapıya uygulanan yatay dış yük hesaplanabilir.

DURUM B: Fazla Rijit Bağlantı Kirişleri-Üçüncü Tip Göçme Biçimi

Bu durumda rijit bağlantı kirişleri dolayısı ile perdelerin birbiriyle bağlanması çok kuvvetlidir. Bağlantı kirişlerinin taşıma güçlerine ulaşmasından önce perde duvarlar taşıma gücüne ulaşırlar. Ya da duvarın biri ezilmeden kirişler çok az hasar görür.

Duvarların bir bütün olarak hareket etmesinden dolayı taşıma gücü momenti duvarların bileşik dayanım momentlerine eşittir. Yapı bir konsol gibi davranacaktır.

$$M_0 = \overline{M} \quad (\text{Bileşik}) \qquad (3.23)$$

3.6.4 Bağlantı Kirişlerinin Etkinliği

Perde duvarların göçme biçimleri, bağlantı kirişlerinin perde ile olan etkileşimine bağlıdır. Kiriş çok esnek ise göçme eğilme ve kayma şeklinde olabilir. Bu durumda bağlantı kirişinin perde duvarlara göre etkinliğini saptamak zorunludur. Buradaki asıl sorun, bağlantı kirişinin göçmesinin perdenin ezilmesinden önce mi yoksa sonra mı olacağıdır. Bağlantı kirişlerinin göçmesi perdelerden birine, diğerine göre bir yerdeğiştirme vermekle sağlatılabilir.

Bu şekilde bütün bağlantı kirişlerinin göçmesi sağlanırsa, bu kirişlerin perdeye uyguladıkları eksenel kuvvetlerin (basınç ya da çekme) toplamı N 'ye, momentlerin toplamı da $M' = \Sigma M - N \cdot d/2 = N \cdot l/2$ şeklinde momente eşit olacaktır. Kiriş eksenindeki normal kuvvet reaksiyonları ihmal edilmiştir.

Şimdi $\overline{M}_2$ dayanım momentini basınç-duvarı için değerlendirirken aynı zamanda N basınç kuvvetini de göz önüne alarak aşağıdaki durumları karşılaştırmalıyız.

i. Eğer $M_2 > N \cdot l/2$ ise, perde duvarlar rijittir demektir. Diğer bir tabir ile duvar daha kuvvetli olup birinci ya da ikinci tip göçme oluşur.

ii. Eğer $M_2 > N \cdot l/2$ ise, perde duvarla bağlantı kirişi arasındaki bağlanma etkisi rijit demektir. Yani duvar daha zayıftır ve bağlantı kirişleri göçmeye erişmeyecektir. Sonuç olarak da kirişlerden önce perde duvar kırılacaktır. Üçüncü tip göçme oluşur.

Yukarıda bahsedilen iki durum için birinci durumun söz konusu olması durumu için daha önceki bölümlerde anlatılan durum-a geçerlidir demektir. Yani esnek bağlantı kirişleri durumu söz konusudur, dolayısı ile bu durum için perdeli yapının taşıma

gücü denklem 3.22 deki gibi hesap edilir. Bu iki durumdan ikincisi geçerli ise yine daha önceki bölümlerde anlatılan durum-b geçerli demektir. Yani fazla rijit bağlantı kirişleri durumu söz konusudur, dolayısı ile bu durum için perdeli yapının taşıma gücü denklem 3.23 deki gibi hesap edilmelidir.

3.6.5 Bağ Kirişli (Boşluklu)Perdelere İlişkin Kural ve Koşullar

Perdeler için yönetmeliklerde verilen tüm kurallar ve koşullar, bağ kirişli perdeleri oluşturan perde parçalarının her biri için de geçerlidir.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, herhangi bir bağ kirişli perde sistemini oluşturan perde parçalarında deprem yüklerinden oluşan taban momentlerinin toplamı, bağ kirişli perde sisteminde deprem yüklerinden oluşan toplam devrilme momentinin 2 / 3'ünden fazla olmamalıdır. Bu koşulun sağlanamaması durumunda, bağ kirişli perde parçalarının her biri boşluksuz perde olarak sayılacak ve R katsayısı değiştirilecektir [9].

Bağ kirişli perde oluşturulan perde parçalarının düşey donatı hesabında, çekmeye çalışan perde parçasındaki momentinin en fazla % 30'unun, basınca çalışan perde parçasına aktarılmasına (yeniden dağılım) izin verilebilir.

Bağ kirişlerinin kesme donatısına ilişkin kurallar aşağıda verilmiştir:

a) Aşağıdaki koşulların herhangi birinin sağlanması durumunda, bağ kirişlerinin kesme donatısı hesabı şu esaslara göre yapılacaktır:

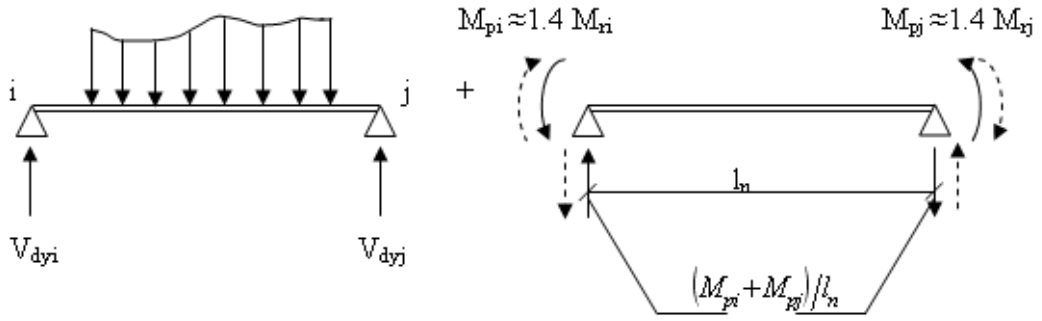
$$l_n > 3h_k \qquad (3.24a)$$

$$V_d \le 1.5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \qquad (3.24b)$$

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

$$V_e = V_{dy}\left(\frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n}\right) \qquad (3.25)$$

Kiriş uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} = 1.4\ M_{ri}$ ve $M_{pj} = 1.4\ M_{rj}$ olarak alınabilir. (Şekil 3.11)



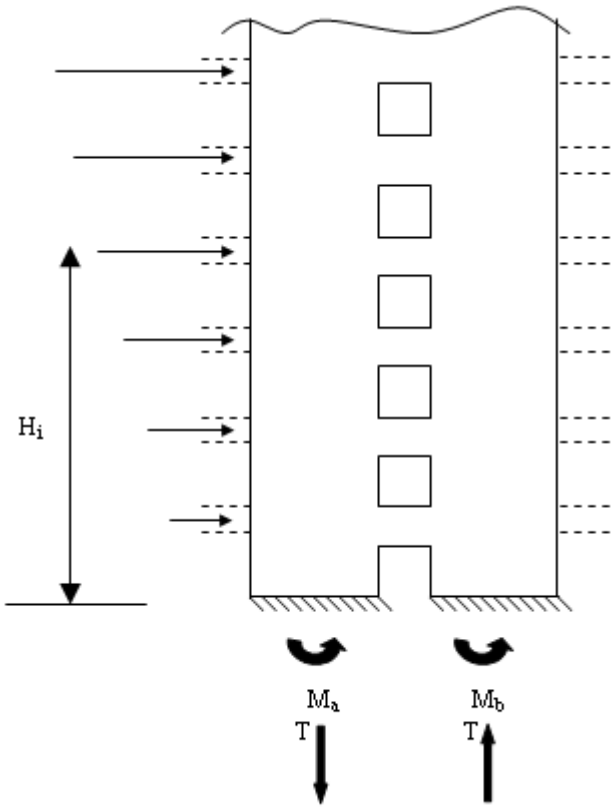
Şekil 3.11 Kiriş uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentleri

Denklem 3.25 ile hesaplanan kesme kuvveti, V_e, aşağıda Denk.(3.26) ile verilen koşulları sağlayacaktır. Denk (1.25b)'de koşulun sağlanmaması, kesit boyutları gereği kadar büyültülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \le V_r \qquad (3.26a)$$

$$V_e \le 0.22 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \qquad (3.26b)$$

Kiriş enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c, TS-500'e göre belirlenecektir. Ancak kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında $V_e - V_{dy} \ge 0.5\ V_d$ olması durumunda, betonun kesme dayanımına katkısı Vc = 0 alınacaktır. Hiçbir durumunda pilyelerin kesme dayanımına katkıları göz önüne alınmayacaktır [9].



$(M_a + M_b) \leq 2/3 \sum F_{wi} \cdot Hi$

F_{wi} : i'inci katta bağ kirişli perde sistemine etkiyen deprem yükü

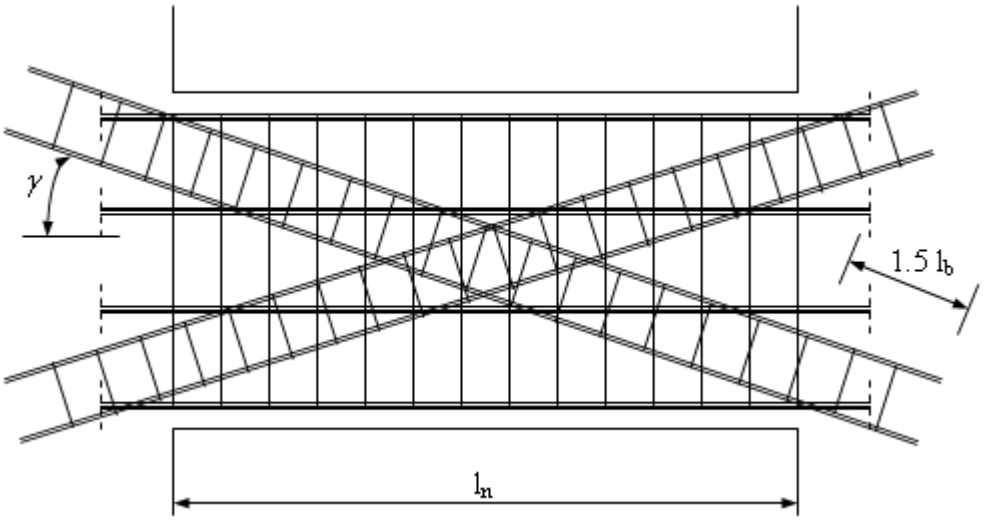
Şekil 3.12 Boşluklu Perdelerde oluşan taban momentlerinin karşılanması

b) Denk.3.26 ile verilen koşulların her ikisinin de sağlanmaması durumunda, bağ kirişine konulacak özel kesme donatısı, geçerliliği deneylerle kanıtlanmış yöntemlerle belirlenecek veya bağ kirişindeki kesme kuvvetini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılacaktır. Her bir çapraz demetindeki toplam donatı alanı Denk.(3.27) ile belirlenecektir.

$$A_{sd} = \frac{V_d}{2 f_{yd} \cdot \sin\gamma} \qquad (3.27)$$

Çapraz donatı demetlerinde en az dört adet donatı bulunacak ve bu donatılar perde parçalarının içine doğru en az 1.5 lb kadar uzatılacaktır. Donatı demetleri özel deprem etriyelerin çapı 8 mm'den, aralığı ise çapraz donatı çapının 6 katından ve 100

mm'den daha fazla olmayacaktır. Çapraz donatılara ek olarak bağ kirişine TS-500'de öngörülen minimum miktarda etriye ve yatay gövde donatısı konulacaktır. (Şekil 3.13)



Şekil 3.13 Bağ kirişlerinin donatı detayı

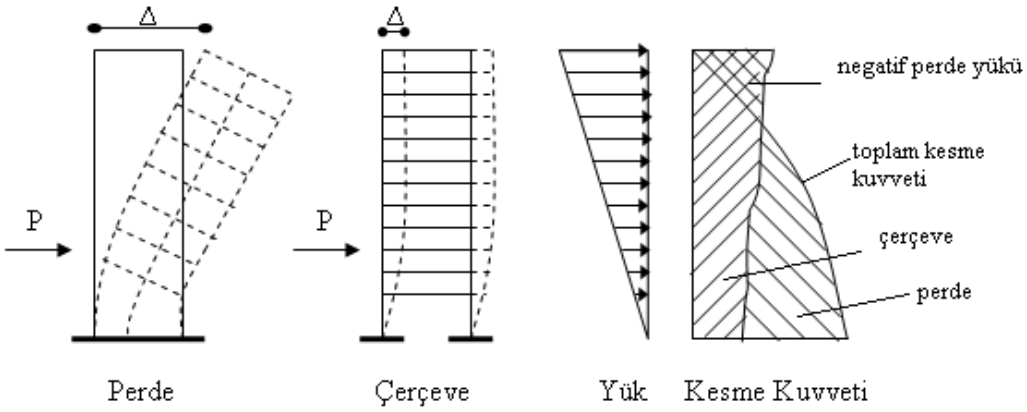
3.7 Perde ve Çerçeve Karşılıklı Etkileşimi

Yapı yüksekliği arttıkça yalnızca çerçevelerden oluşturulan taşıyıcı sistemler, yatay yükler altında hem iç kuvvetler ve hem de yer değiştirmeler bakımından istenen koşulları perdelerin yardımı olmadan sağlayamazlar. Perdelerin temel görevi çok katlı yapıların yatay rijitliklerini arttırmaktır. Fakat düşey yük de taşırlar.

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.

Perdeler ve çerçeveler yük taşıma durumunda birbirlerinden farklı davranırlar. Bu nedenle yatay yük paylaştırılarak, perde ve çerçevenin bağımsız şekilde çözülmesi uygun değildir. Şekil 3.14 de aynı yükü taşıyan konsol bir perde ve çerçeve gösterilmiştir. Perdenin şekil değiştirmesinde eğilme momenti etkili olmakta ve yükün etkidiği seviyenin üstünde sabit eğim oraya çıkmaktadır. Bu şekil değiştirmenin özelliğinden dolayı başlangıçta yatay olan her katta bir dönme olmaktadır. Çerçeve ise yatay ötelemeler alt katlarda meydana gelmekte ve yükün

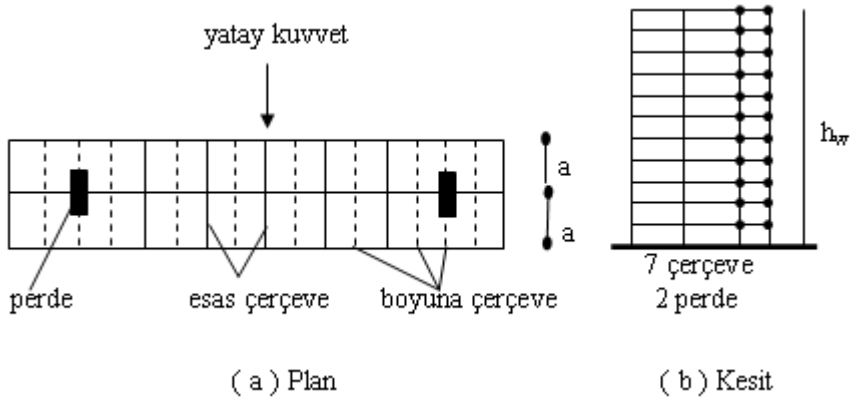
üzerindeki katlar ise yukarı doğru düşey doğrultuya gelmektedir. Yer değiştirmenin bu şekilde farklı olması nedeniyle, üst katlarda perdenin yatay yer değiştirmesi çerçeve tarafından engellenir. Bu nedenle alt katlarda iki sistem yatay yükün taşınmasında birbirlerine yardım ederken, üst katlarda perdeye etkiyen yük işaret değiştirir [1].



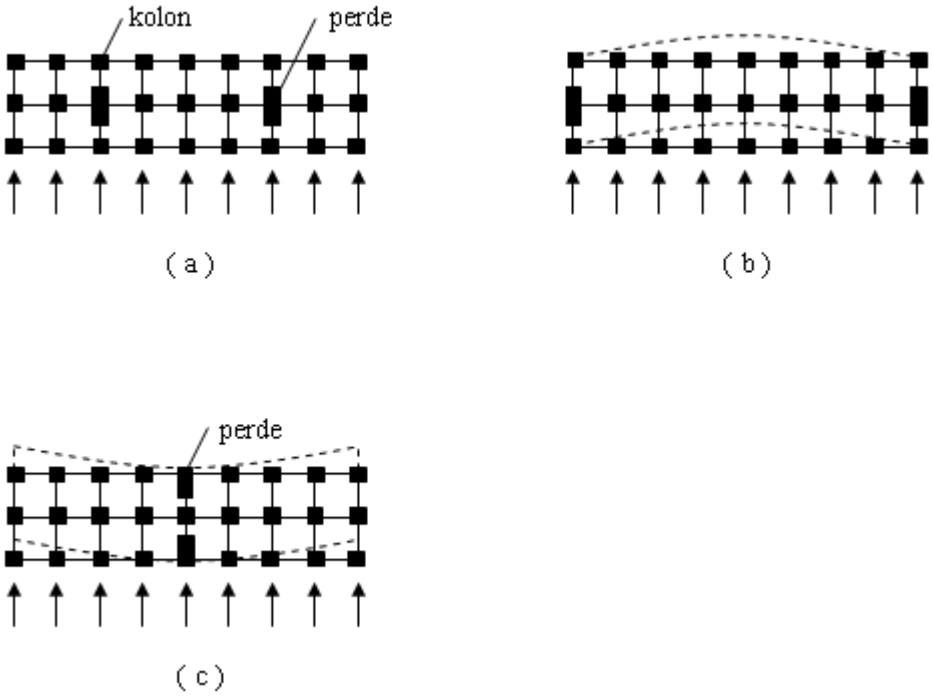
Şekil 3.14 Perde ve çerçevenin karşılıklı etkileşimi

Şekil 3.15.a da simetrik bir yapının planı gösterilmiştir. Her kat döşemesi, düzlemi içinde rijit davrandığı kabul edilerek,simetriden faydalanılarak, çerçeveler ve perdeler ayrı ayrı birleştirilerek Şekil 3.15.b de oluşturulan sistem elde edilir. Eğer uzun ve ince döşemeli sistemlerde yatay kuvvetin önemli bir kısmı perdeler tarafından taşınıyorsa, döşemelerin düzlemleri içindeki yer değiştirmelerinin de hesaba katılması gerekebilir. Şekil 3.16.a da ki sistemde döşeme yatay yer değiştirmesinin yük dağılımına olan etkisi ihmal edilebilecek düzeyde kabul edilebilir. Şekil 3.16.b ve Şekil 3.16.c de yapılacak rijit döşeme kabulü çerçevenin taşıdığı yatay yükü düşük verirken, perdeninkini olduğundan fazla çıkaracaktır.

Döşemenin esnekliğine veya rijitliğine karar vermek için, rijit döşeme kabulüyle elde edilen kesme kuvvetleri kullanılarak aynı kattaki kolon yatay yer değiştirmeleri hesap edilir. Daha sonra rijit kabul edilen döşemenin üzerine etki eden yükler altında yatay yer değiştirmeleri hesap edilerek kolonlar için bulunanlarla kıyaslanır. Eğer bunlar birbirinden önemli derecede fark etmiyorsa, kabulün yeterli doğrulukta olduğu anlaşılır. Toplam yatay yer değiştirmenin fazla olduğu durumlarda daha büyük farklara da müsaade edilebilir.



Şekil 3.15 Perde ve çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem



Şekil 3.16 Döşeme plağının esnekliğinin yatay yükün paylaştırılmasındaki etkisi

3.7.1 Temel Elastikiyetinin Perde Duvarlarla Çerçeveler Arasındaki Etkileşime Olan Etkisi

Elastik temelin, perde duvar-çerçeve etkileşimine olan etkisini göz önüne sermek için çeşitli çalışmalar yapılmış ve elde edilen sonuçlar rijit temellerdeki sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Böylece temelin elastik olmasının perde-çerçeve birleşimlerinde etkileri gözler önüne serilmiştir. Bunun için bazı tablolar hazırlanmış ve bu

tablolarda eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin perde duvar ve çerçeve üzerindeki, yapı yüksekliği boyunca olan dağılımları gözler önüne serilmiştir [6].

Çok katlı binalardaki yatay yüklerin analizinin yapılmasının amaçlarından biri de her kat seviyesinde, dış yüklerin hangi oranlarda perdelere kolonlara dağıldığını belirlemektir. Eğer yüksek perdeli-çerçeveli yapılar, perde duvarlar temellerinde ankastre (rijit) kabulüne göre analiz edilseydi, işlem problemin matematik analiz kısmını kolaylaştıracak ve aynı zamanda pratik amaçlar için yeteri derecede doğru sonuçlar verecekti. Bununla beraber, yapının şekline ve de karşılaşılan belirli zemin durumlarına dayanarak, temel elastikiyeti tarafından oluşturulan dönmelerin etkisinin tahmin edilmesinin gerekli olduğu göz önünde tutulabilir.

Yapılan bu çalışmada, αH değerinin üç ayrı hali göz önünde bulundurulmuştur. Çerçevelerin perdelere göre rölatif rijitliğinin az olduğu αH = 1 durumu, rölatif rijitlik değerinin orta seviyelerde olduğu αH = 3 durumu ve son olarak da rölatif rijitliğin yüksek olduğu αH = 8 olduğu durum incelenmiştir. Ve her bir durumun değişik tip temel elastikiyeti ile olan etkileşimleri gözler önüne serilmiştir. Burada tanımlanan, yapı ile zemin arasındaki rölatif rijitliği gösteren Φ değerinin 0 (rijit temel) ‘dan 20 (killi zemine sahip elastik temel) ‘ye değiştiği çeşitli durumların, değişik αH değerleri ile etkileşimleri gösterilmiştir.

Beklenildiği üzere, perde duvardaki moment, zemin elastikiyeti arttıkça azalmaktadır. Bu azalma, çerçevenin rijitliği, perde duvarın rijitliğinin artmasına bağlı olduğu zaman daha keskindir. Bu yüzden eğer Φ =2 ve de αH = 1 olsaydı;

Φ = Yapı ile zemin arasındaki rölatif rijitlik = KH / Kr

Kr = Temel rijitliği

H = Yapı yüksekliği

K =Yapının rijitliği

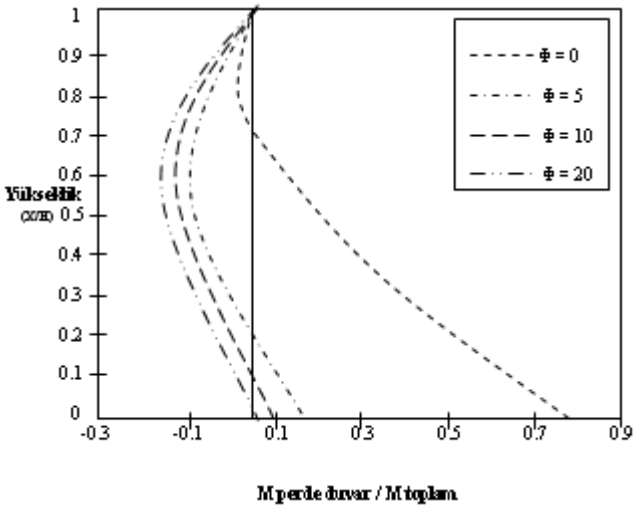
αH = γ = Çerçeve ile perde duvar arasındaki rölatif rijitlik

Elastik haldeki momentin, ankastre durumdaki momente oranı 0.8 olacaktır. Bu tabandaki momentin, elastik temelden ötürü % 20 azaldığını gösterir. Temel elastikiyetinin moment üzerindeki yapı yüksekliğine bağlı etkisi Şekil 3.17 a-c da gösterilmiştir [6].

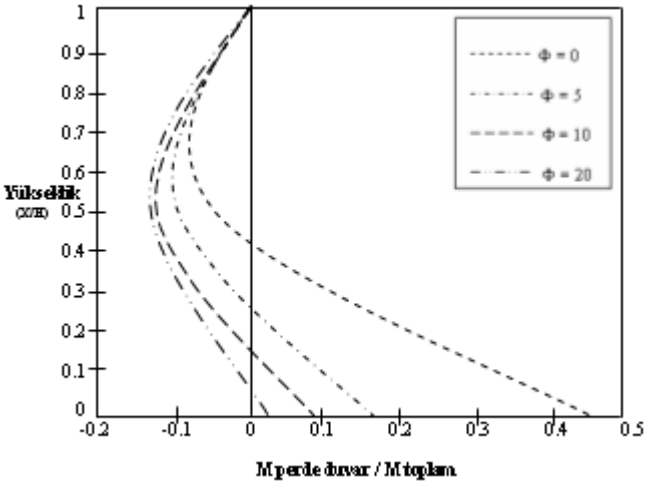
Çerçeve ile perde duvar arasındaki rölatif rijitliği değişik oranlarda alıp bu değişik oranlara bağlı olarak temel elastikiyetinin moment üzerindeki etkisini inceleyebiliriz.

Zemin elastikiyeti arttıkça, perde duvarın tabanına uygulanan moment büyük miktarda azalmaktadır. Bununla beraber, taban momentindeki azalma, αH (çerçevenin perde duvara göre rijitliği) arttırılarak küçültülmüştür. (Şekil 3.18)

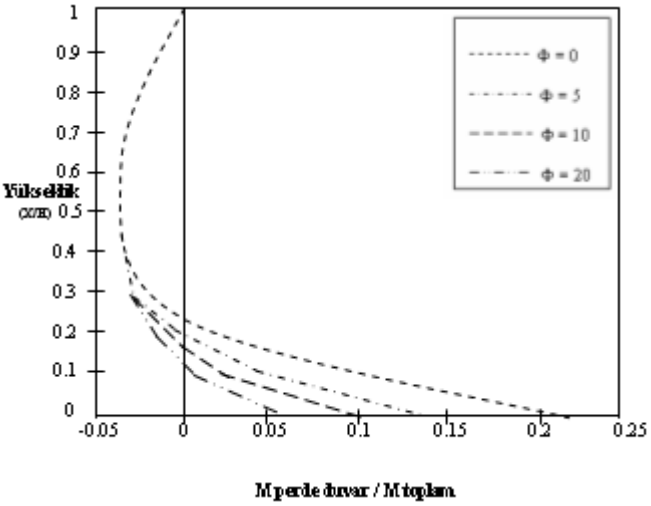
Zemin elastikiyetinden dolayı perde duvarların tabanındaki momentlerin azalması, çerçeveyle taşınan yatay yüklerin paylaşımındaki artışla son bulur.



Şekil 3.17 a : Eğilme momentlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar içindeki dağılımı (γ = αH = 1)

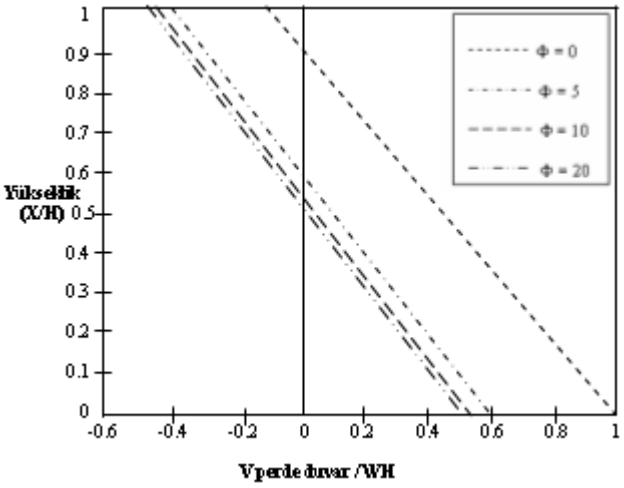


Şekil 3.17 b : Eğilme momentlerinin, yüksekliğini bir fonksiyonu olarak perde duvar içinde dağılımı (γ = αH = 3)

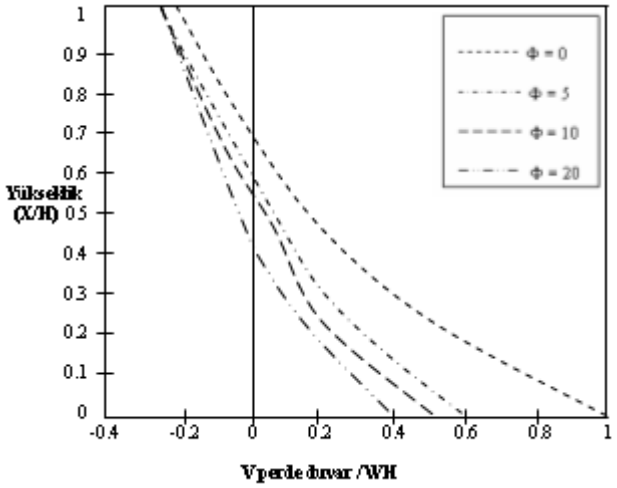


Şekil 3.17 c : Eğilme momentlerinin, yüksekliğini bir fonksiyonu olarak perde duvar içinde dağılımı ($\gamma = \alpha H = 8$)

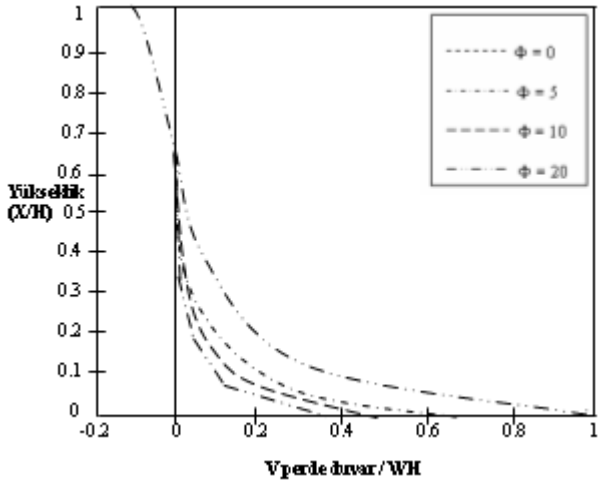
Kesme kuvvetinin perde duvar üzerindeki dağılımı Şekil 3.18 a-c de gösterilmektedir. Perde duvardaki maksimum kesme kuvveti, zemin elastikiyeti arttıkça azalır ve bu azalma tabanda maksimuma ulaşır. Bununla birlikte kesme kuvvetindeki bu azalma yüksek αH değerlerinde daha yaygındır ki bu durumu da Şekil 3.18 a-b de görebiliriz. Bu şu anlama gelir ki; kesme kuvveti, perde ve çerçeve etkileşiminden dolayı perde duvarın en üst noktasında sıfır değildir.



Şekil 3.18 a : Kesme kuvvetlerinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılımı ($\gamma = \alpha H = 1$)

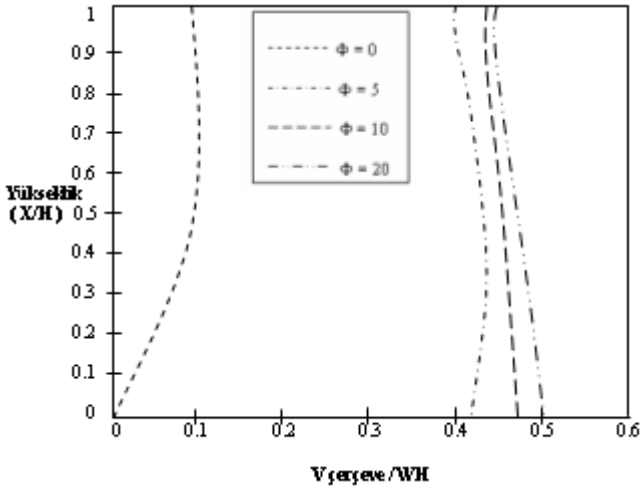


Şekil 3.18 b : Kesme kuvvetlerin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılım ($\gamma = \alpha H = 3$)

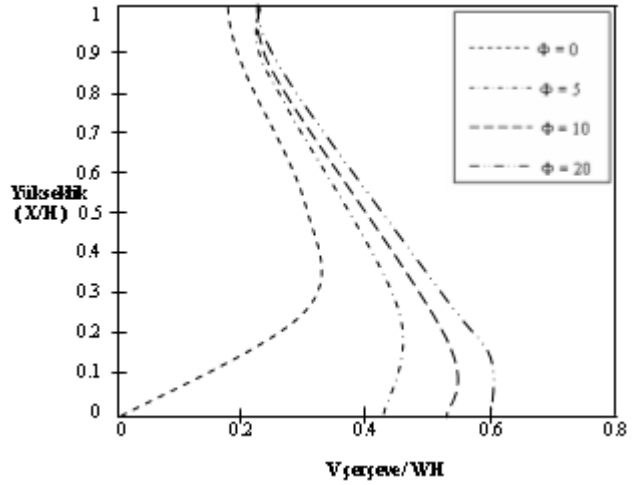


Şekil 3.18 c : Kesme kuvvetlerin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak perde duvar üzerindeki dağılım ($\gamma = \alpha H = 8$)

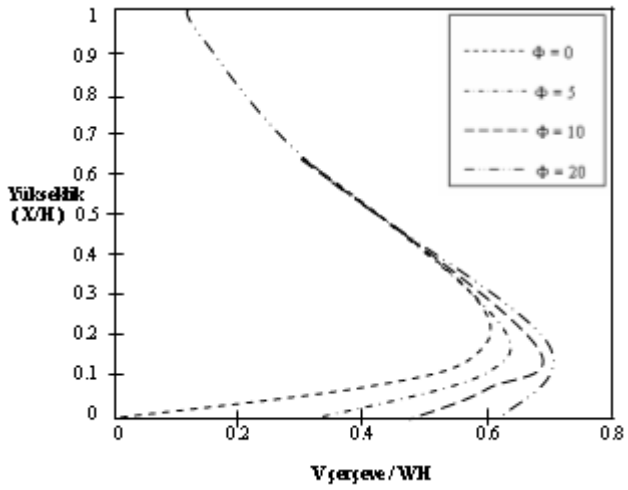
Çerçevedeki maksimum kesme kuvveti, Φ (yapıyla zemin arasındaki rölatif rijitlik) arttıkça artar.(Şekil 3.19 a-c)Yani temel elastikiyeti arttıkça artar da diyebiliriz. Örnek vermek gerekirse, $\alpha H = 3$ ve $\Phi = 5$ olan bir yapıda, yapının orta yüksekliğindeki çerçevesi, toplam kesme kuvvetlerinin % 43' üne dayanırken, geri kalan % 57'lik kesme kuvvetine de, şekil 18 b de ve şekil 18 de görüldüğü gibi, perde duvarlar dayanacaktır. Bununla beraber, $\Phi = 0$ (rijit temel) olması durumunda, çerçeve toplam kesme kuvvetlerinin % 34 ünü ve % 66'sını da perde duvarlar karşılamaktadır. Buna benzer olarak, $\Phi = 20$ olması durumunda, tabanda çerçeve toplam kesme kuvvetlerinin % 61'ini karşılamaktadır, perde duvarlar ise geri kalan % 39'u karşılamaktadır.



Şekil 3.19 a : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma=\alpha H=1$)



Şekil 3.19 b : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma = \alpha H = 3$)



Şekil 3.19 c : Kesme kuvvetinin, yüksekliğin bir fonksiyonu olarak çerçeve içinde dağılımı ($\gamma = \alpha H = 8$)

Sonuç olarak, perde duvarların tabanlarındaki eğilme momentleri, çerçevenin temele göre rölatif rijitliğine, Φ, yada çerçevenin perde duvara olan rölatif rijitliğine, αH, bağlı olarak önemli miktarda azaltılabilir. Yapıları projelendirirken, daha küçük kesitli elemanlar kullanılabilir, bazen de buna dayanarak perde duvarın bazı bölgelerinde donatı gerekmeyebilir. Bununla birlikte bazı bölgelerde daha fazla donatı ihtiyacı ortaya çıkabilir. Bu durum, perde duvarın tabanındaki donatıların, momentin azalmasından dolayı, büyük miktarda azaltılabileceği şekil 19a-c de açık bir şekilde gösterilmiştir. Fakat perde duvarın orta bölgelerinde moment neredeyse iki katına çıkmaktadır ki, bu da donatı gereksiniminin buna bağlı olarak artması anlamına gelmektedir.

3.8 Kısa Perdeler

Düşük yükseklikteki yapılardaki perdelerin yükseklikleri genişliklerinden daha küçük olabilir veya yapı yüksek olduğu halde perde, temelden itibaren ancak bazı katlarında bulunabilir. Bu tür perdelerin davranışları farklı olduğu için, boyutlandırılmasının da uzun perdeler gibi yapılması doğru olmaz. Bunların yüksek kirişlere benzetilerek incelenmesi uygundur. Eğilme momenti ve kesme kuvveti birbiri ile karşılıklı etkileşimde olduğu için ayrı ayrı göz önüne alınması mümkün değildir. Bu tür kısa perdelerde oluşan eğilme momenti küçük olduğu için, düşey eğilme donatısını kesit boyunca düzgün dağıtmak uygun olur. Perdenin eğilme ve kayma dayanımı yüksek olduğu için davranışları elastik bölgede kalır. Genellikle % 0.25'lik bir donatı yeterli olabilir. Yük perdelere kat seviyelerinde birleştikleri kat döşemelerinden iletilir. Eğik basınç çubuğunun dengesinin sağlanması için düşey ve yatay donatılara ihtiyaç görülür. Düşey kuvvetin etkisi ihmal edilirse, düşey ve yatay

donatının eşit olması gerektiği ortaya çıkar. Bu tür perdelerde de altta bulunan iş derzinin, kaymanın meydana gelebileceği hassas kesit olduğu söylenebilir.

Kısa perdelerde kayma gerilmelerinden doğan şekil değiştirmelerin hesaba katılması gerekebilir. Bu durumda perde eşdeğer atalet momenti için bulunan değerinin;

$$F = \frac{30\, I_e}{h_w^{\,2} \cdot b_w \cdot l_w} \qquad (3.28)$$

ve b_w perde kalınlığı olmak üzere;

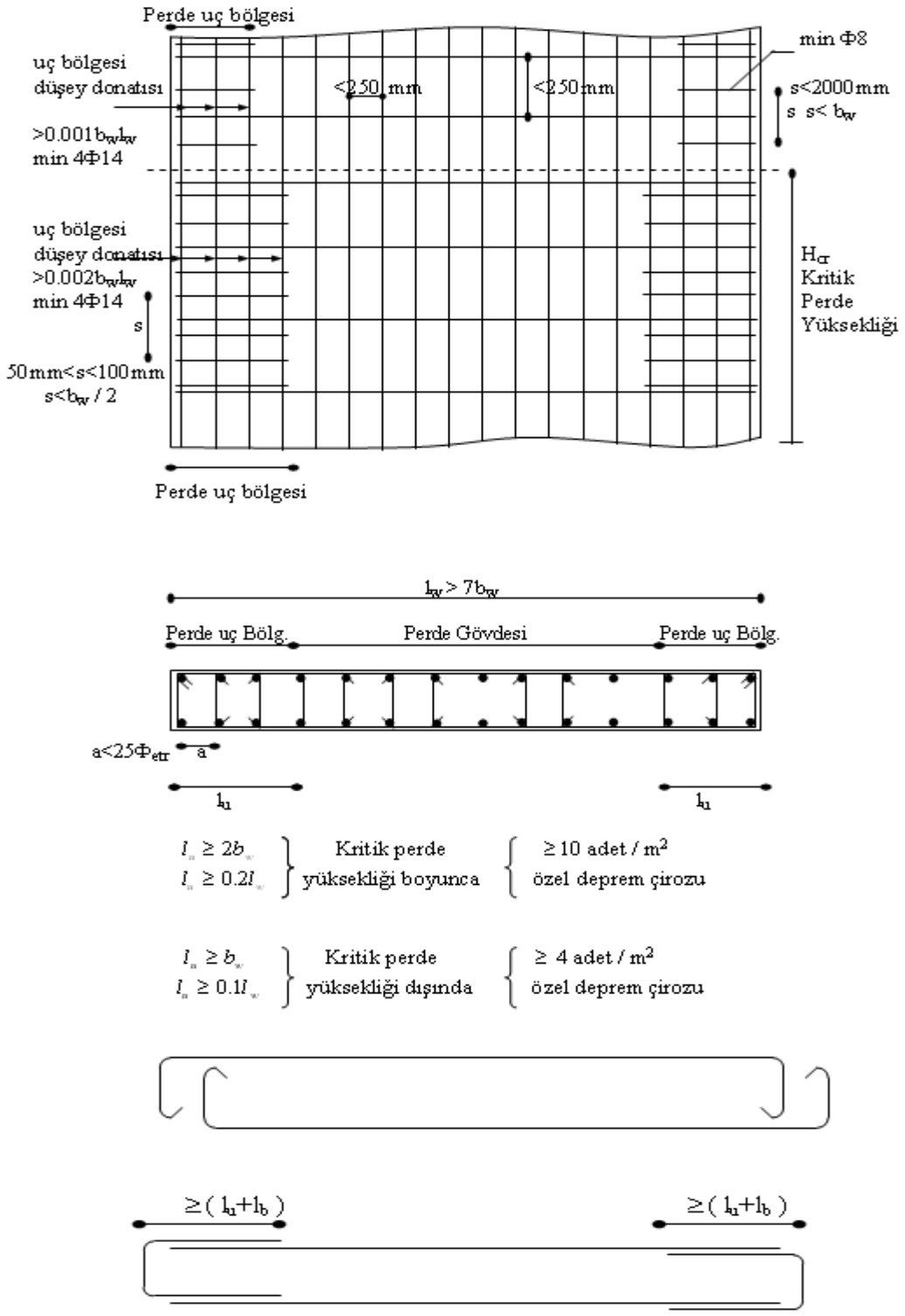
$$I_w = \frac{I_e}{1{,}2 + F} \qquad (3.29)$$

şeklinde azaltılması önerilir.

3.9 Konstrüktif Kurallar

Genellikle yönetmeliklerde perdeler, planda uzun kenarı kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı elemanlar olarak kolon ve benzeri elemanlardan farklılık gösterir. Perdelerle ilgili konstrüktif kurallar Şekil 3.20 ve Tablo 3.3'de verilmiştir.

Eğilme etkisindeki perdelerde kesit uçlarında büyük gerilmeler meydana gelir. Perde boyunun % 10 kadar ve 300 mm den daha kısa olmayan bu kısımlarında uç bölgeleri oluşturulur. Bu uç bölgelerinin her birinde, perde brüt kesitine oran % 0.1 den ve 4Φ12 den az olmayan donatı bulunmalıdır. Konsol kirişe benzer davranış gösteren perdelerin temele birleşen bölümü en çok zorlanan bölgesidir. Bu nedenle temel üstünden itibaren toplam perde yüksekliğinin 1 / 6 sı boyunca uç bölgelerindeki % 0.1 donatı oranı % 0.2 değerine çıkarılmalıdır. Böylece düzenlenen uç bölgelerindeki donatılar kolonlarda olduğu gibi etriyelerle sarılmalıdır. Depreme dayanıklı yapı tasarımını düzenleyen Deprem Yönetmeliği diğer elemanlar gibi, perdeleri de davranış bakımından Süneklik Düzeyi Normal ve Süneklik Düzeyi Yüksek olmak üzere iki gruba ayırmıştır [9] .



Şekil 3.20 Perdelerde donatı düzeni

Tablo 3.3 Perdelerle İlgili Konstrüktif Kurallar

Tanım	TS 500	Deprem Yönetmeliği
min l_w	—	7 b_w
min b_w	150 mm	200 mm ; kat yüksekliği / 15
Max s_w ; max s_h	300 mm ; b_w ; l_w / 3	250 mm
Min Φ_w ; min Φ_h	—	8 mm
Min ρ_w ; min ρ_h	0.0025	0.0025
Min $\rho_{uç} = A_{s\ uç}$ / (b_w / l_w)	—	0.001
Min $A_{s\ uç}$	—	4Φ14
Min $l_{uç}$ [H_{cr} içinde (dışında)]	—	0.2 (0.1) l_w ; 2.0 (1.0) b_w
Max $s_{uç}$ [H_{cr} içinde (dışında)]	—	100 (200) mm ; 0.5 (1.0) b_w
Min $\Phi_{uç}$	—	8 mm

3.10 Süneklik Düzeyi Yüksek Perdeler

3.10.1 En kesit Koşulları

Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdelerle taşınmadığı binalarda perde kalınlığı, kat yüksekliğinin 1 / 15'inden ve 200 mm'den az olmamalıdır. Ancak H_w / l_w > 2.0 olan perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı, kat yüksekliğinin 1/12'sinden az olmamalıdır.

Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdelerle taşındığı binalarda ise, aşağıdaki denklemlerin her ikisinin birden sağlanması durumunda perde duvar kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğinin 1 / 20'sinden ve 150 mm'den az olmamalıdır.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0.002 \qquad (3.30a)$$

$$V_t / \sum A_g \leq 0.5 \cdot f_{ctd} \qquad (3.30b)$$

Denklem (3.30), bodrum katlarının çevresinde çok rijit betonarme perdelerin bulunduğu binalarda zemin kat düzeyinde, diğer binalarda ise temel üst kotu düzeyinde uygulanacaktır [9].

3.10.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği

H_w / l_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, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde belirlenmelidir. Bu koşullar şunlardır:

$$H_{cr} \geq l_w \qquad (3.31a)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \qquad (3.31b)$$

Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, H_w ve H_{cr} büyüklükleri zemin kat döşemesinden itibaren yukarıya doğru göz önüne alınacaktır. Bu tür binalarda kritik perde yüksekliği, en az zemin katının yüksekliği boyunca aşağıya doğru ayrıca uzatılacaktır [9].

Perdelerde, yukarıda tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun % 20 sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki toplam uzunluğunun % 10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır. (Şekil 3.20)

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 daha önce tanımlanan alana eşit olacaktır.

3.10.3 Gövde Donatısı Koşulları

Perdenin her iki yüzünde gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır. $H_w / l_w \leq 2.0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak göz önüne alınacaktır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmayacaktır. (Şekil 3.20)

Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdelerle taşındığı ve Denk.(3.30) ile verilen her iki koşulun sağlandığı binalarda, düşey ve yatay toplam gövde donatısı oranlarının her biri 0.0015'e indirilebilir. Ancak bu durumda donatı aralığı 300 mm'yi geçmemelidir.

Uç bölgeleri dışında, perde gövdelerinin her iki yüzündeki donatı ağları,beher metrekare perde yüzünde en az 4 adet özel deprem çirozu ile karşılıklı olarak bağlanmalıdır. Ancak kritik perde yüksekliği boyunca, uç bölgeleri dışındaki beher metrekare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılmalıdır. Çirozların çapı, en az yatay donatının çapı kadar olmalıdır [9].

3.10.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi

Yatay gövde donatıları etriyelerle sarılı perde uç bölgesinin sonunda 90 derece kıvrılarak karşı yüzde köşedeki düşey donatıya 135 derecelik kanca ile bağlanmalıdır.

Yatay gövde donatılarının perde ucunda 90 derece kıvrım yapılmaksızın bitirilmesi durumunda, perdenin her iki ucuna gövde donatısı ile aynı çapta olan $\subset$ biçiminde yatay donatılar yerleştirilecektir. Bu donatılar, perde uç bölgesinin iç sınırından itibaren perde gövdesine doğru en az kenetlenme boyu kadar uzatılacaktır [9].

3.10.5 Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları

Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanın perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmayacaktır. Ancak daha önce tanımlanan kritik perde

yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılmalıdır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarı 4Φ14'ten az olmamalıdır. (Şekil 3.20)

Perde uç bölgelerindeki düşey donatılar, aşağıdaki kurallara uyularak,kolonlarda olduğu gibi etriyeler ve / veya çirozlardan oluşan enine donatılarla sarılmalıdır. Bu kurallar şu şekilde sıralanabilir:

a) Uç bölgelerinde kullanılacak enine donatının çapı 8 mm 'den az olmamalıdır. Etriye kollarının ve / veya çirozların arasındaki yatay uzaklık etriye ve çiroz çapının 25 katından fazla olmamalıdır.

b) Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerine, kolonların sarılma bölgeleri için kolonlar için deprem yönetmeliğinde aşağıdaki denklemle belirtilen enine donatıların en az 2 / 3 'ü konulmalıdır. Düşey doğrultuda etriye ve / veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmamalıdır. Bu donatılar, temelin içinde de en az perde kalınlığının iki katı kadar bir yükseklik boyunca devam ettirilmelidir.

$$A_{sh} \geq 0.075 \cdot s \cdot b_k \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \qquad (3.32)$$

c) Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde uç bölgelerinde düşey doğrultudaki etriye ve / veya çiroz aralığı, perde duvar kalınlığından ve 200 mm'den daha fazla olmamalıdır. Ancak, perde uç bölgelerindeki enine donatının çapı ve aralığı, hiçbir zaman perde gövdesindeki yatay donatıdan az olmayacaktır.

3.10.6 Perdelerin Kesme Güvenliği

Perde veya perde parçalarındaki enine donatının hesabında V_d kesme kuvveti esas alınmalıdır.

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r aşağıdaki denklemle hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} \left(0.65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd} \right) \qquad (3.33)$$

V_d kesme kuvveti aşağıda tanımlanan koşulları sağlamalıdır:

$$V_d \leq V_r \qquad (3.34a)$$

$$V_d \leq 0.22 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd} \qquad (3.34b)$$

Aksi durumda, perde kesit boyutları sağlanmak üzere arttırılmalıdır.

Temele bağlantı düzeyinde ve üst katlarda yapılacak inşaat derzlerinde, aktarılan kesme kuvveti için TS-500'de tanımlanan sürtünme kesmesi hesabı mutlaka yapılmalıdır [9].

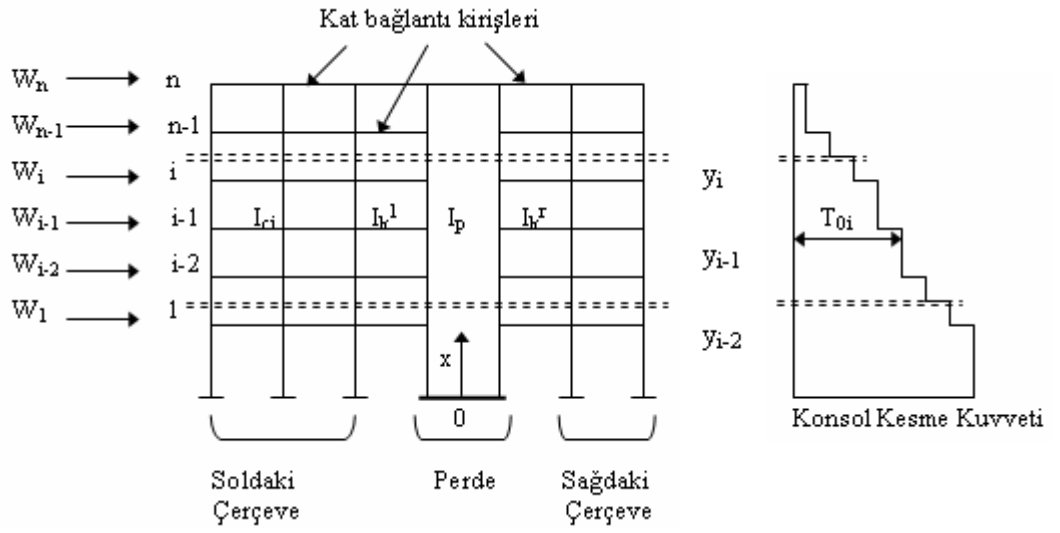
4. DÜZLEMSEL ÇERÇEVE-PERDE SİSTEMLERİN HESABI

Bu metotta, perde boşlukları arasında kalan kirişler yerine fiktif çerçeveler alınarak, sistem boşluksuz perdeler ile çerçevelerden oluşan bir sisteme dönüştürülmektedir. Böylece elde edilen fiktif sistemin hesabı kuvvet metodu ile yapılabilmektedir. Bu metot çerçeve, perde ve boşluklu perdelerden oluşan yapıların hesabı için kullanılabilir.

4.1 Tarifler

Bir çerçeve-perde sistemi, perde veya perdeler, bunların iki veya bir tarafından çerçeveler ile çerçeveleri perdelere ve perdeleri birbirine bağlayan bağlantı kirişlerinden meydana gelen bir sistem olarak tarif edilebilir.

Sistem elemanlarının boyut, atalet momenti ile kat yüksekliği, kat aralığı numaraları, W_i kat yükleri, seçilen eksen takımı, katların yaptığı y_i yer değiştirmeleri, T_{0i} konsol kesme kuvveti diyagramı, şekil 4.1 de notasyonları ile birlikte gösterilmiştir. Burada I_p perdenin, I_{ci} kolonların, I_b kirişlerin, I_k bağ kirişlerin perde dışındaki atalet momentlerini göstermektedir [8].



Şekil 4.1 Düzlemsel Perde-Çerçeve Sistem

4.2 Çerçeve-Perde Sistemin Fiktif Bir Sisteme Dönüştürülmesi

Çerçeve-perde sistemin çerçeveleri, kiriş boy kısalmaları ihmal edilerek ve Muto'nun D metodu kullanılarak bir kayma konsol kirişine dönüştürülebilir. Bu metotta i' inci kat aralığında boyu h_{ij}, atalet momenti $I_{ci,j}$ olan bir kolonun (şekil 4.1) alabildiği Q_{ij} yatay kesme kuvvetinin;

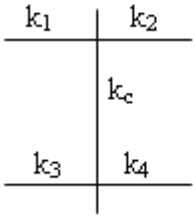
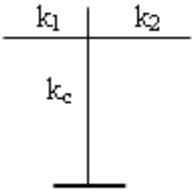
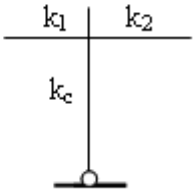
$$D_{ij} = \frac{12\,EI_{cij}}{h_{ij}^{\,3}} \cdot a_{ij} \qquad (4.1)$$

olduğu ve i' inci katın i-1' inci kata göre rölatif yer değiştirme miktarı olan $\Delta_{yi} = y_i - y_{i-1}$' in (y yatay yer değiştirme)

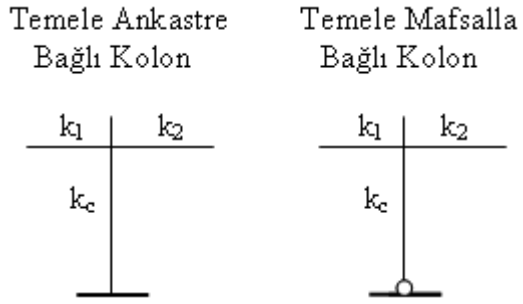
$$\Delta_{yi} = y_i - y_{i-1} = \frac{Q_{cij}}{D_{ij}} \qquad (4.2)$$

olduğu bilinmektedir.

Denklem 4.1 deki a_{ij} değerleri aşağıda verilmiştir.

Kat Kolonları	Temele Ankastre Bağlı Kolon	Temele Mafsalla Bağlı Kolon
		
$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$	$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$	$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$
$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{\bar{k} + 0{,}5}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{0{,}5\bar{k}}{1 + \bar{k}}$

Temel kolonları için düzeltilmiş a_{ij} değerleri:



$$a = \frac{\bar{k} + 0{,}33}{1{,}33 + \bar{k}} \qquad a = \frac{1}{4} \cdot \frac{\bar{k} - 3}{\bar{k} + 1}$$

Çerçeveyi perdeye bağlayan bağlantı kirişinin çerçeve tarafındaki k kiriş dönme redörü için E=1 alınırsa;

$$k = \frac{I}{a} \cdot \left(1 + \frac{b}{2a}\right) \qquad (4.3)$$

Burada b perde genişliğini, a da kolon ekseninden perde başlangıcına kadar olan kiriş açıklığını göstermektedir.

Çerçevenin i' inci kat aralığında konsol kiriş kesme kuvvetini T_{fi} olarak adlandırırsak, bu kattaki kolon kesme kuvvetleri Q_{cij}' lerin toplamı T_{fi}' ye eşittir.

$$\sum Q_{cij} = T_{fi} \qquad (4.4)$$

Denklem 4.3 ve 4.4 yardımı ile aşağıdaki bağıntılar yazılabilir.

$$\Delta_{yi} = \frac{Q_{ci1}}{D_{i1}} = \frac{Q_{ci2}}{D_{i2}} = \Lambda\ \Lambda = \frac{Q_{cij}}{D_{ij}} = \Lambda\ \Lambda\ \frac{Q_{cim}}{D_{im}} = \frac{\sum Q_{cij}}{\sum D_{ij}} = \frac{T_{fi}}{D_i} \qquad (4.5)$$

Denklem 4.5 deki D_i kolon kayma rijitliklerini şu şekilde yazabiliriz.

$$D_i = \sum_{i=1}^{m} D_{ij} \qquad (4.6)$$

Bu çerçeve yerine i' inci kat aralığında kayma rijitliği GS_i olan bir kayma kolonu göz önünde bulundurabiliriz. Bu kolonda i' inci kat aralığında γ_i kayma açısını şu şekilde yazabiliriz.

$$\gamma_i = \frac{y_i - y_{i-1}}{h_i}$$

$$\gamma_i = \frac{\Delta_{yi}}{h_i} = \frac{T_{fi}}{GS_i} \qquad (4.7)$$

Bu ifadeden aşağıdaki denklem elde edilir.

$$GS_i = \frac{T_{fi}}{\Delta_{yi}} \cdot h_i \qquad (4.8)$$

Diğer taraftan denklem 4.5 yardımı ile de aşağıdaki bağıntıyı elde ederiz.

$$\frac{T_{fi}}{\Delta_{yi}} = D_i \qquad (4.9)$$

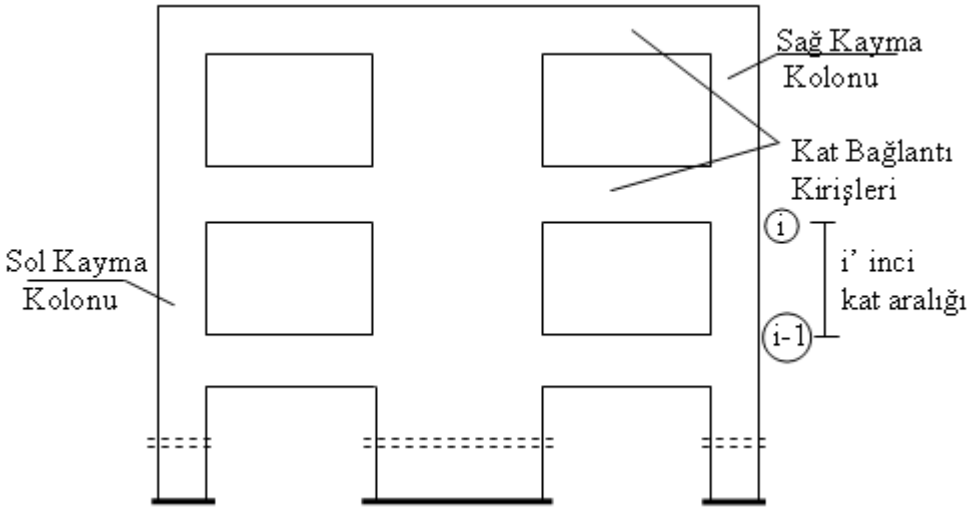
Denklem 4.9' u kullanarak aşağıdaki denklem 4.10' u elde ederiz.

$$GS_i = h_i \cdot D_i = \Delta X_i \cdot D_i \qquad (4.10)$$

Böylece çerçeve yerine i' inci kat aralığında kayma rijitliği GS_i olan bir kayma kolonu konulabilir. Bu durumda kayma kolonunun yatay deplasmanları ve kesme kuvveti çerçevenin yatay deplasmanları ve toplam kesme kuvvetlerini verecektir.

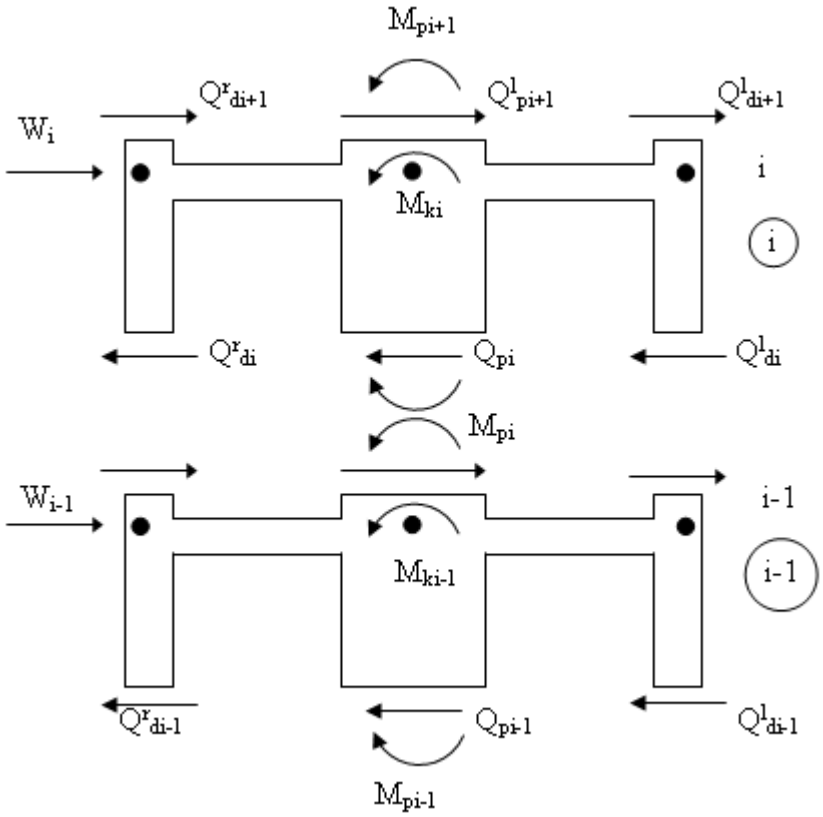
Bu hesaplamalar sırasında G olarak betonun kayma modülü alınabilir.

Şimdi perde-çerçeve sisteminde çerçeveler yerine yukarıda belirtilen kayma kolonları koyup sistemi buna göre düşünebiliriz [8]. (Şekil 4.2)



Şekil 4.2 Fiktif perde-çerçeve sistemi

Bu sistemde, kat bağlantı kirişlerinin hemen üstünden yatay düzlemlerle kesilerek elde edilen kısımlara etkiyen iç kuvvetleri ve dış kuvvetleri göz önüne alırsak şekil 4.3 deki durumu elde ederiz [8].



Şekil 4.3 Kat bağlantı kirişleri iç ve dış kuvvet durumu

Şekil 4.3 deki M^{l}_{ki-1} ve M^{r}_{ki-1} ler i-1' inci kattaki sırasıyla sol ve sağ bağlantı kirişlerinin perdeye perde ekseninde tatbik ettikleri momentleri M_{pi} ve Q_{pi} ler ise bu bağlantı kirişinin hemen üstünde perde ekseninde bulunan eğilme momenti ve kesme kuvvetini Q^{l}_{di} ve Q^{r}_{di} ler kirişin hemen üstünde i' inci kat aralığındaki sırası ile sol ve sağ kayma kolonu kesme kuvvetlerin göstermektedir. İ' inci kat aralığında bütün sisteme ait konsol kesme kuvveti ise T_{0i} ile gösterilmiştir.

Sol ve sağ kayma kolonuna ait kesme kuvvetlerinin toplamı;

i+1' inci katta

$$Q_{di+1} = Q^{l}{}_{di+1} + Q^{r}{}_{di+1} \qquad (4.11)$$

i' inci katta ise

$$Q_{di} = Q^{l}{}_{di} + Q^{r}{}_{di} \qquad (4.12)$$

Sağ ve sol bağlantı kirişlerinin perde eksenlerinde tatbik ettikleri momentlerin toplamı ise;

i' inci katta

$$M_{ki} = M^{l}{}_{ki} + M^{r}{}_{ki} \qquad (4.13)$$

i-1' inci katta

$$M_{ki-1} = M^{l}{}_{ki-1} + M^{r}{}_{ki-1} \qquad (4.14)$$

şeklinde gösterilsin.

Şekil 4.3 den T_{0i}' nin aşağıdaki denklemle gösterilebileceğini söyleyebiliriz.

$$T_{0i} = Q_{di} + Q_{pi} \qquad (4.15)$$

Şekil 4.3 deki i' inci kısmın dengesini yazacak olursak, yatay denge denklemlerinden aşağıdaki eşitlik ortaya çıkar.

$$W_i + Q_{pi+1} + Q_{di+1} = Q_{pi} + Q_{di} \qquad (4.16)$$

Yine i' inci kısım için yalnız perde parçasına ait moment denge denklemi yazılacak olursa aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$M_{pi+1} - M_{pi} = (\Delta M_p)_i = -M_{ki} + \Delta X_i \cdot Q_{pi} \qquad (4.17)$$

Benzer şekilde i-1' inci kısım için de aynı denklemleri aşağıdaki gibi yazmak mümkündür.

$$W_{i-1} + Q_{pi} + Q_{di} = Q_{pi-1} + Q_{di-1} \qquad (4.18)$$

$$M_{pi} - M_{pi-1} = (\Delta M_p)_{i-1} = -M_{ki-1} + \Delta X_{i-1} \cdot Q_{pi-1} \qquad (4.19)$$

Denklem 4.17 eşitliğinin her iki tarafı ΔX_i ve denklem 4.19 eşitliğinin her iki tarafı ΔX_{i-1} ile bölünür ve elde edilen ifadeler taraf tarafa çıkarılırsa aşağıdaki ifade elde edilir.

$$\left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_{i-1} = -\left(\frac{M_{ki}}{\Delta X_i} - \frac{M_{ki-1}}{\Delta X_{i-1}}\right) + Q_{pi} - Q_{pi-1} \qquad (4.20)$$

Bu ifadedeki Q_{pi}-Q_{pi-1} terimi denklem 4.18 yardımı ile yok edilirse geriye doğru diferans tarifi ile aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_{i-1} = -\left(\frac{M_{ki}}{\Delta X_i} - \frac{M_{ki-1}}{\Delta X_{i-1}}\right) - Q_{di} + Q_{di-1} - W_{i-1} \qquad (4.21)$$

Bu bağıntıdaki M_{ki} ve Q_{di} bilinmeyenleri bir tek bilinmeyenin, yatay y yer değiştirmesinin diferansları cinsinden ifade edilebilir.

a) Kayma kolonlarının kesme kuvvetleri, (t, l ve r den birini göstermek üzere) i' inci kat aralığında $Q^t_{di} = T^t_{fi}$ olduğu göz önünde bulundurularak denklem 4.7 ve 4.10 bağıntıları yardımı ile aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

$$Q^t{}_{di} = GS^t{}_i \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i = \Delta X_i \cdot D^t{}_i \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i \qquad t = l, r \qquad (4.22)$$

Bu denklemde

$\Delta y_i = y_i - y_{i-1}$ ve $\Delta X_i = X_i - X_{i-1} = h_i$ şeklindedir.

b) M^t_{ki} momentlerinin, bağlantı kirişlerinin perde eksenindeki redörleri k^t_i ve birleşim yerinde perde ekseni eğimi θ_i olduğuna göre aşağıdaki şekilde yazılabileceğini söyleyebiliriz.

$$M^t{}_{ki} = k^t{}_i \cdot \theta_i \qquad (4.23)$$

θ_i ise yeteri kadar yaklaşıklıkla

$$\theta_i = \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta X_i} = \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i \qquad (4.24)$$

olarak alınabilir.

Buna bağlı olarak, M^t_{ki} aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$M^t{}_{ki} = k^t{}_i \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i \qquad t = l,r \qquad (4.25)$$

Denklem 4.22 ve 4.25 deki ifadeler denklem 4.21 de yerlerine konursa

$$k_i = k^l{}_i + k^r{}_i$$

$$D_i = D^l{}_i + D^r{}_i$$

$$S_i = S^l{}_i + S^r{}_i \qquad (4.26)$$

olmak üzere

$$\left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_{i-1} = -\left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i \left[k_i + \Delta X_i \cdot D_i \cdot \Delta X_i\right] \frac{1}{\Delta X_i}$$

$$+ \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_{i-1} \left[k_{i-1} + \Delta X_{i-1} \cdot D_{i-1} \cdot \Delta X_{i-1}\right] \frac{1}{\Delta X_{i-1}} - W_{i-1} \qquad (4.27)$$

olarak bulunur.

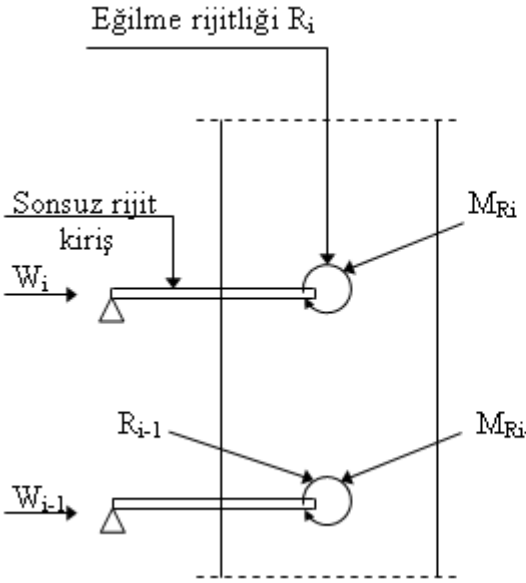
Bütün katlar için k, D ve ΔX' ler eşit alınırsa, bu ifade

$$\left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta M_p}{\Delta X}\right)_{i-1} = -\left(k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X\right) \cdot \frac{\left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_{i-1}}{\Delta X} - W_{i-1}$$

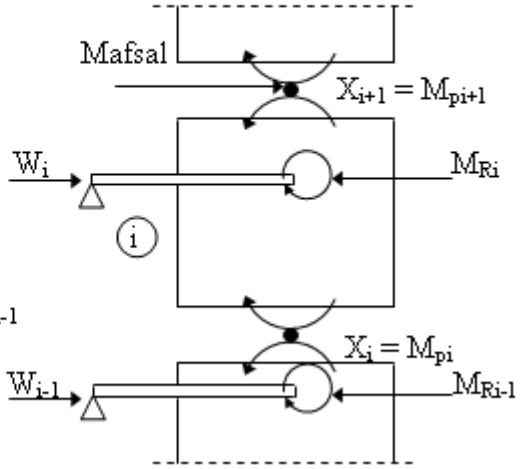
$$= -\left(k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X\right) \cdot \left(\frac{\Delta^2 y}{\Delta X^2}\right)_i - W_{i-1} \qquad (4.28)$$

Bir sonraki adımda ise şekil 4.4a da görülen I_p atalet momentli perde ile buna perde ekseni üzerinde dönme redörü R olan yaylarla bağlı ve diğer uçlar kayıcı mafsallı sonsuz rijit kirişlerden oluşan sistem göz önüne alınmaktadır. R dönme redörü, denklem 4.28 deki $-\left(\frac{\Delta^2 y}{\Delta X^2}\right)_i$ ' nin katsayısına eşit olarak kabul edilmektedir [8].

$$R = k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X \qquad (4.29)$$



Şekil 4.4a Fiktif sistem



Şekil 4.4b Fiktif sistemin iç kuvvet durumu

Bu yeni sistemde, katlar hizasındaki M_{pi} momentleri ile yer değiştirmeleri arasındaki bağıntı bulunmak istendiği takdirde, denklem 4.28 deki ifadenin aynısı elde edilir.

Buna göre Şekil 4.1 deki çerçeve-perde sistemi önce Şekil 4.3 deki perde-kayma kolonlu sisteme, bu sistemi de şekil 4.4 deki sisteme dönüştürmüş oluruz. Bu elde edilen son sisteme fiktif çerçeve denmektedir.

Bu dönüşüm perde ve çerçeve rijitliklerinin kattan kata değişmesi halinde de geçerli olmaktadır. Ancak bu durumda R sabit kalmayıp, kattan kata değişir. Bundan dolayı herhangi bir i' inci kat için R_i olarak aşağıdaki ifade yazılabilir.

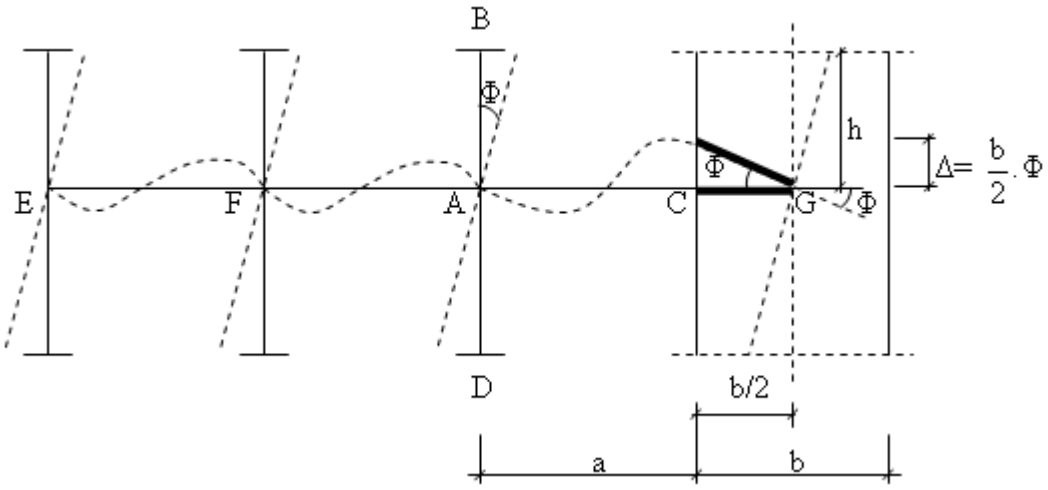
$$R_i = k_i + (\Delta X_i \cdot D_i) \cdot \Delta X_i = k_i + (GS_i) \cdot \Delta X_i$$

$$= k_i + D_i \cdot h_i^{\,2} = k_i + 12E\overline{D} \qquad (4.30)$$

$$\frac{\overline{D}}{E} = \frac{I}{h} \cdot a \qquad (4.31)$$

4.3 Bağlantı Kirişinin Perde Eksenindeki k Dönme Redörü

Şekil 4.5 de gösterilen çerçeve-perde parçasının deformasyondan önceki ve sonraki durumu göz önüne alınır [8].



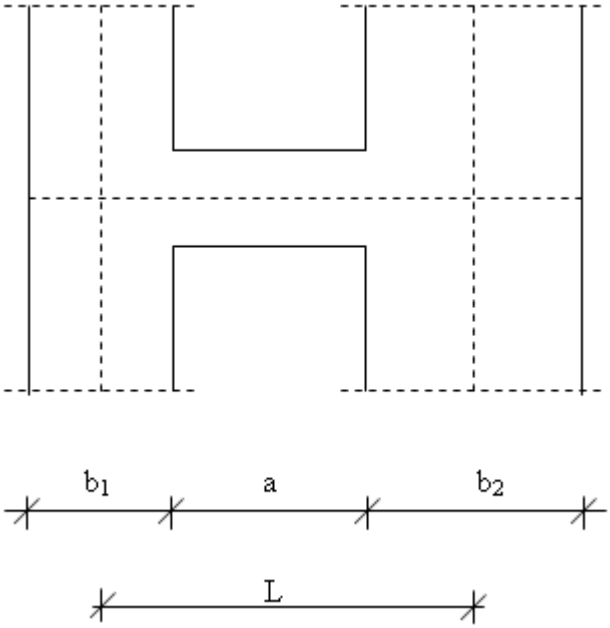
Şekil 4.5 Çerçeve-perde parçasının deformasyon durumu

Çerçeveyi perdeye bağlayan bağlantı kirişi AC' nin perdenin davranışına olan etkisi bu kirişin G perde eksenindeki dönme redörüne bağlıdır. Bu redör kirişin perde içerisinde kalan GC parçasının atalet momenti sonsuz kabul edilerek aşağıdaki bağıntı ile hesap edilmektedir.

$$k = 6EK_{AC}\left[\left(1+\frac{b}{2a}\right)\cdot\left(1+\frac{b}{a}\right)-\left(1+\frac{3b}{2a}\right)\cdot\frac{K_{AC}\left(1+\frac{b}{2a}\right)+K_{AF}}{2\Sigma K}\right] \qquad (4.32)$$

Bu bağıntıda $K_{AC}=\frac{I_{AC}}{a}$ dır.

Genişlikleri b_1 ve b_2, ara boşluk boyu a olan iki perdeyi birbirine bağlayan $K=\frac{I}{a}$ rijitlikli bir bağlantı kirişinin b_1 genişlikli perdenin eksenindeki dönme redörünü k_1 ve diğer perde eksenindeki dönme redörünü k_2 olarak adlandırabiliriz.



Şekil 4.6 İki perdeyi birbirine bağlayan bağlantı kirişi ve perdelerin geometrisi

Kiriş uçlarındaki dönme açılarının eşit olduğunu kabul edersek k_1 ve k_2 aşağıdaki ifadelerle bulunur.

$$k_1 = 3I\frac{(2a + b_1 + b_2)}{a^3}\cdot(a + b_1) \qquad (4.33)$$

$$k_2 = 3I\frac{(2a + b_1 + b_2)}{a^3}\cdot(a + b_2) \qquad (4.34)$$

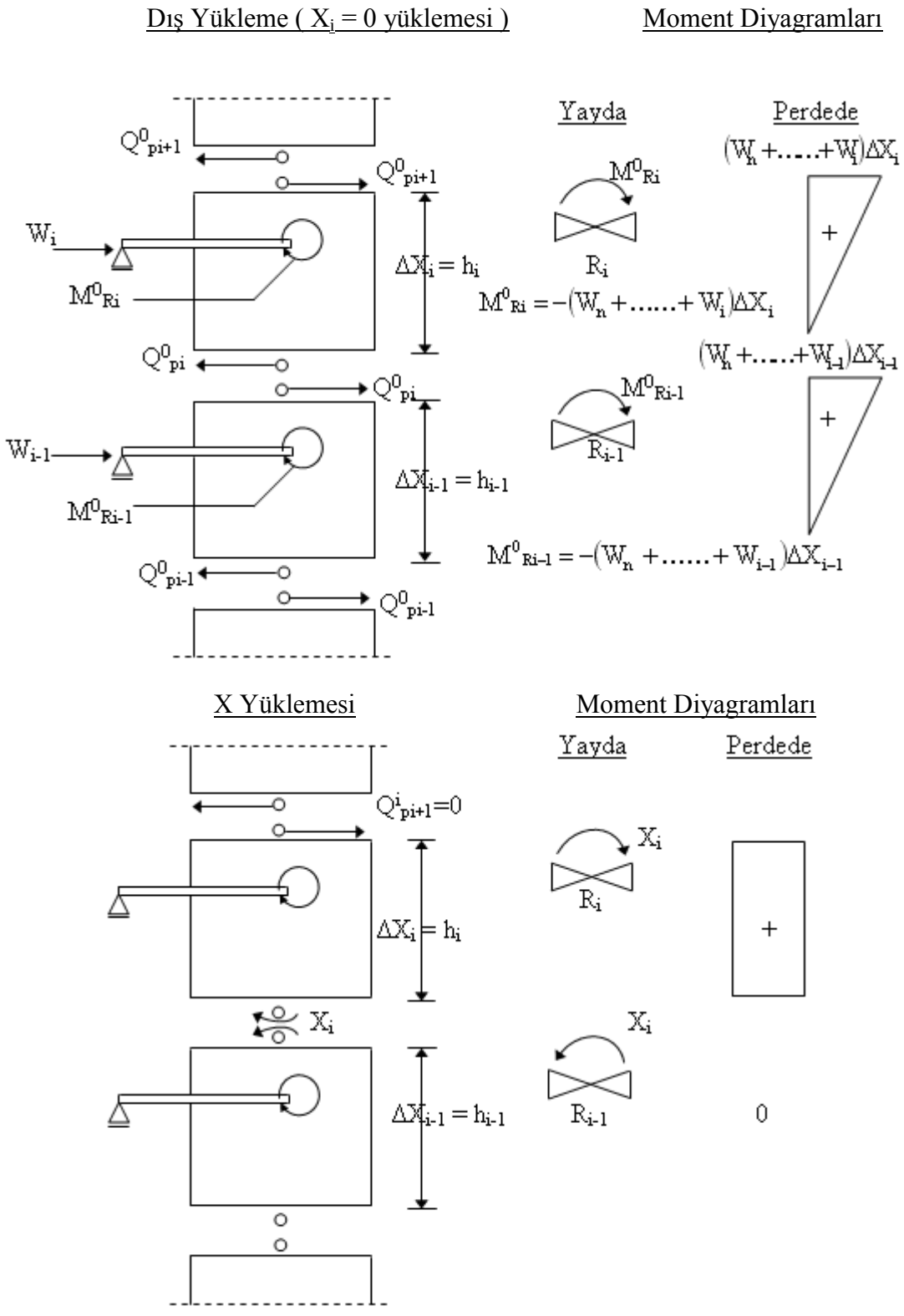
4.4 Fiktif Sistemin İç Kuvvetlerinin Hesabı

Şekil 4.4a da görüldüğü gibi, yaylardaki momentleri M_Ri ile gösterilmiş olan fiktif sistem, n kat aralığı bulunması halinde n' inci mertebeden hiperstatik bir sistemdir. Bu sistemde hiperstatik bilinmeyenler olarak perdenin bağlantı kirişleri ve temelin hemen üstündeki kesitlerdeki M_p momentleri göz önünde bulundurulabilir.

Buna göre aşağıdaki eşitliği yazabiliriz.

$$M_{pi} = X_i \qquad (4.35)$$

İzostatik esas sistemde dış yüklerin ve X_i yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetlerin hepsi Şekil 4.7 de gösterilmektedir.



Şekil 4.7 İzostatik esas sistemde dış yüklerin ve X_i yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetler

Şekil 4.7'den sisteme ait süreklilik denklem takımı aşağıdaki gibi yazılır [8].

$$\delta_{i,i-1} \cdot X_{i-1} + \delta_{i,i} \cdot X_i + \delta_{i,i+1} \cdot X_{i+1} + \delta_{i,0} = 0 \qquad i = 1,2,K\,,n \qquad (4.36)$$

Bu süreklilik denkleminde;

$$\delta_{i,i} = \frac{h_i}{I_{pi}} + \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_{i-1}} \qquad \delta_{i,i+1} = -\frac{1}{R_i}$$

$$\delta_{i,0} = T_i \cdot \left(\frac{h_i^{\,2}}{2I_p} + \frac{h_i}{R_i} - \frac{h_{i-1}}{R_{i-1}} \right) - \frac{W_{i-1} \cdot h_{i-1}}{R_{i-1}} \qquad \delta_{i,i-1} = -\frac{1}{R_{i-1}} \qquad (4.37)$$

n bilinmeyenli n tane denklemden oluşan bu sistemin çözümü olarak;

$$X_i = M_{pi} \qquad (4.38)$$

bilinmeyenleri bulunur.

4.5 Hakiki Sistemin İç Kuvvetlerinin Bulunması

Denklem 4.38 yardımı ile X_i' lerle perdenin kesim yapılmış kesitlerindeki M_{pi} momentleri bulunmaktadır.

R_i yaylarının perdeye tatbik ettikleri M_{Ri} momentleri, Şekil 4.3 deki M_{ki} yönünde olanları pozitif kabul edilerek, fiktif sistemin i-1' inci parçasının dengesinden aşağıdaki bağıntı kullanılarak elde edilir.

$$M_{Ri} = X_i - X_{i+1} + T_{0i} \cdot \Delta X_i \qquad (4.39)$$

Bağlantı kirişlerindeki toplam M_{ki} momentleri ise aşağıdaki bağıntı ile hesap edilir.

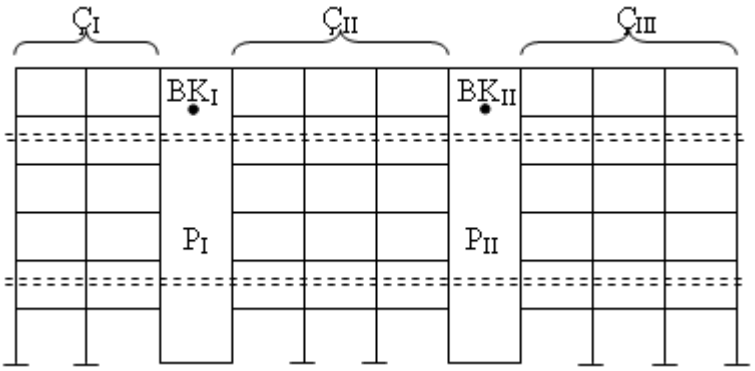
$$M_{ki} = M_{Ri} \cdot \frac{k_i}{R_i} \qquad (4.40)$$

Buradan M^l_{ki} ve M^r_{ki}' ler aşağıdaki denklemle hesap edilir.

$$M^t{}_{ki} = M_{ki} \cdot \frac{k^t{}_i}{k_i} \qquad t = l, r \qquad (4.41)$$

Perdedeki Q_{pi} kesme kuvveti denklem 4.19 dan ve i' inci kat aralığındaki çerçevelerin toplam kesme kuvveti Q_{di} ise denklem 4.15 den hesap edilirler. Q^{l}_{di} ve Q^{r}_{di} ise bunların denklem 4.22 ye göre sırası ile D^{l}_{i} ve D^{r}_{i} ile orantılı oldukları göz önünde bulundurularak hesaplanır.

Şu ana kadar verilen bağıntılar, bir perde ve bunların sağında ve solunda bulunan iki çerçeveden oluşan sistem için geçerli olan bağıntılardı. Şimdi ise perde-çerçeve düzleminde birden fazla perde ve çerçevenin bulunduğu (Şekil 4.8) sistem göz önüne alınacaktır [8].



Şekil 4.8 Birden fazla perde ve çerçevenin bulunması hali

Çerçeveler burada açıklanan tarzda kayma rijitlikleri sırasıyla GS_I, GS_{II}, GS_{III} olan birer kayma kolonuna ve bunların toplamı da kayma rijitliği GS_i, olan tek bir kayma kolonuna dönüştürülebilir.

$$GS_i = GS_I + GS_{II} + GS_{III} \qquad (4.42)$$

Perdelerin ve perdelerle saplanan kat bağlantı kirişlerinin X'e göre değişimlerinin aynı bir kurala uyduğu kabulünden aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkar.

a) Perdeler yerine atalet momenti I_{pt} olan tek bir perde varmış gibi sistem göz önünde bulundurmaktadır.

$$I_{pt} = I_{PI} + I_{pII} + I_{pIII} + K\,K\,K \qquad (4.43)$$

b) Her kattaki perde eksenlerindeki dönme redörleri k_{iI}, k_{iII}, k_{iIII},……olan bağlantı kirişleri yerine dönme redörü k_i olan, bütün bağlantı kirişlerinin dönme redörlerinin toplamından oluşan tek bir bağlantı kirişi varmış gibi sistem ele alınmaktadır.

$$k_i = k_{iI} + k_{iII} + k_{iIII} + K\,K\,K \qquad (4.44)$$

Sonuç olarak birden fazla perde ve çerçeveden oluşan sistemlerin hesabında, şekil 4.8 deki sistem Şekil 4.4 deki fiktif sisteme perde atalet momenti I_{pti} ve R_i yaya redörü sırası ile;

$$I_{pti} = I_{piI} + I_{piII} + K\,K\,K\,K$$

$$R_i = k_i + (GS_i)\cdot \Delta X_i = k_i + \Delta X_i \cdot D_i \cdot \Delta X_i \qquad (4.45)$$

olmak üzere dönüştürülmüş olur.

Bu fiktif sistem çözüldükten sonra perde momentleri;

$$M_{piL} = X_i \cdot \frac{I_{piL}}{\sum I_{pit}} \qquad (4.46)$$

ile ve R_i yayındaki M_{Ri} momenti denklem 4.39 yardımı ile, birleşik bağlantı kirişindeki toplam M_{ki} momenti de denklem 4.40 yardımı ile bulunur.

Birleşik perdedeki Q_{pi} kesme kuvveti ise denklem 4.17 ifadesi yardımı ile bulunur.

$$M_{pi+1t} - M_{pit} = -M_{kit} + \Delta X_i \cdot Q_{pit} \qquad (4.47)$$

Çerçevelere gelen Q_{dit} toplam kesme kuvveti denklem 4.15 ile hesaplanır.

$$T_{oi} = Q_{dit} + Q_{pit} \qquad (4.48)$$

M_{kiL} momentleri denklem 4.41 ile, Q_{diL} ler ise aşağıdaki ifade kullanılarak bulunur.

$$Q_{diL} = Q_{dit} \cdot \frac{D_{iL}}{\sum D_{iL}} = Q_{dit} \cdot \frac{GS_{iL}}{\sum GS_{iL}} \qquad (4.49)$$

Bu denklemlerde L söz konusu elemanın numarasını göstermektedir. (L = I, II, III,…..)

5. STATİK VE DİNAMİK ANALİZ

5.1 Projelendirilen Yapı Hakkında Genel Bilgi

Tez konusu olan 15 katlı betonarme bina SAP 2000 analiz programı ile 3 boyutlu olarak modellenerek, çeşitli analiz yöntemlerine göre yatay deprem yükleri etkisindeki davranışı incelenecek ve tasarım aşamaları irdelenecektir.

İlk olarak yapımızın elemanları ön boyutlandırılacak, daha sonra ise bu ön boyutlandırılmalara bağlı olarak SAP 2000 analiz programı ile hem düşey hem de yatay yükler için çözümü yapılacaktır. Daha sonraki aşamalarda ise, fiktif-çerçeve yöntemi kullanılarak yatay yükler etkisi altında sistemimiz çözülerek, SAP 2000 analiz programından elde edilen periyot değerleri ile karşılaştırılacaktır. En son aşamada ise, SAP 2000 programı ile düşey yükler etkisinde elde edilen kesit tesirlerine bağlı olarak betonarme hesaplara geçilecektir.

Binamız ile ilgili kullanılacak malzeme ve tasarım bilgileri aşağıda verilmiştir:

Malzeme: C 25 / BÇIIIa (S420)

Toplam Kat Adedi: 15

Normal Kat Adedi : 13 (H = 3 m)

Zemin Kat Adedi : 1 (H = 3 m)

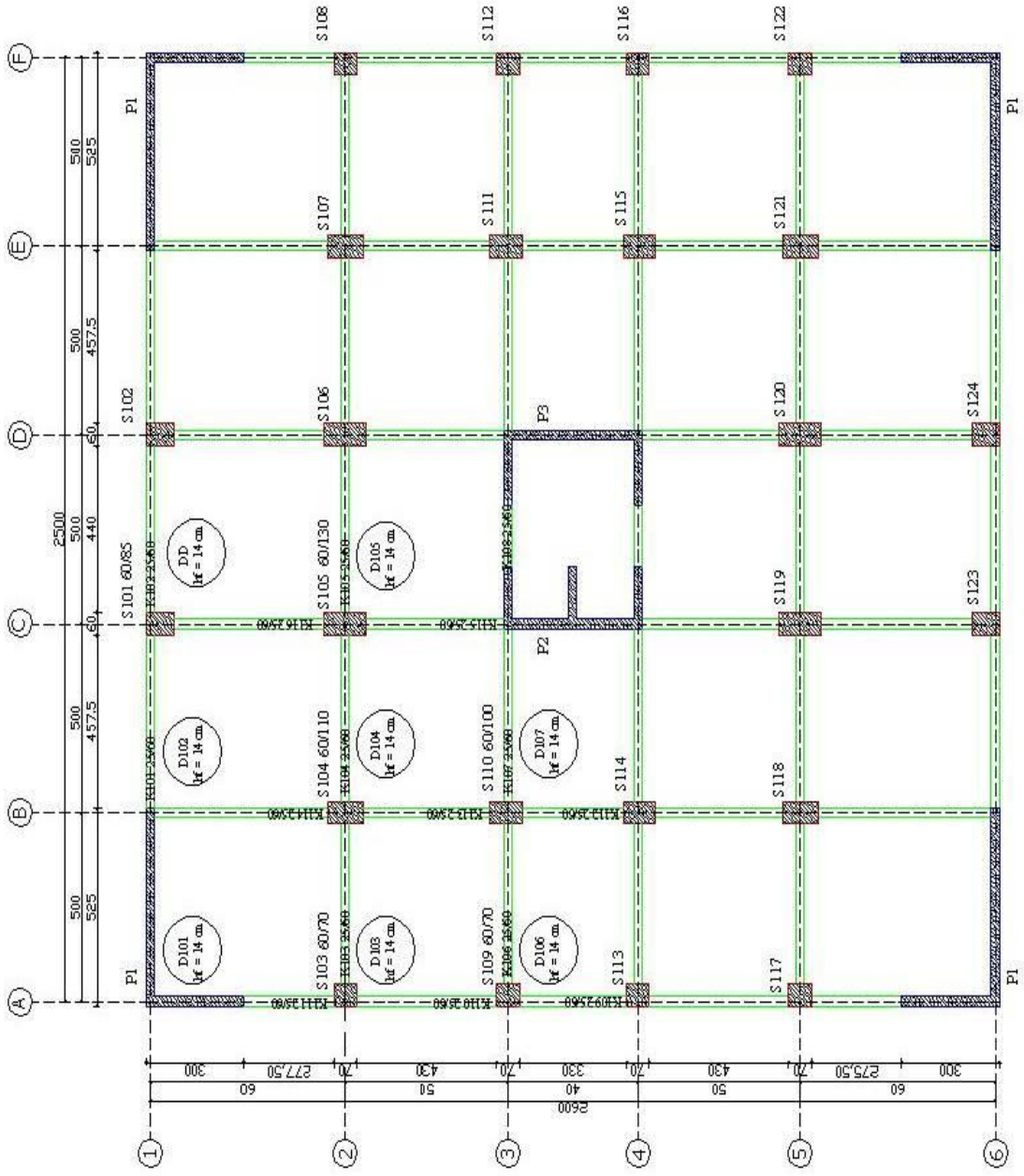
Bodrum Kat Adedi : 1 (H = 3,5 m)

Deprem Bölgesi: 1. Derece

Zemin Sınıfı: Z2

Zemin Emniyet Gerilmesi: 200 kN / m^2

Kullanım Amacı: Konut



Şekil 5.1 Zemin Kat Planı

5.2 Yapı Elemanlarına Ön Boyut Verilmesi

5.2.1 Döşeme Kalınlıklarının Kontrolü

Döşeme kalınlıkları;

$$h_f = \frac{l_{sn}}{\left(15+\frac{20}{m}\right)} \cdot \left(1-\frac{\alpha_s}{4}\right) \qquad (5.1)$$

formülüne göre belirlenmiştir.

l_{sn} = sürekli kenar serbest açıklık uzunluğu

m = büyük aks açıklığının küçük aks açıklığına oranı

α_s = sürekli kenar uzunluğunun toplam kenar uzunluğuna oranıdır.

D101

$$m = \frac{5,75}{4,75} = 1,21 < 2,00 \Rightarrow \text{çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s = \frac{5,75+4,75}{2\cdot 5,75+2\cdot 4,75} = 0,50$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,21}}\left(1-\frac{0,50}{4,00}\right) = 0,132 > 0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir.

D102

$$m = \frac{5,75}{4,75} = 1,21 < 2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s = \frac{2\cdot 5,75+4,75}{2\cdot 5,75+2\cdot 4,75} = 0,77$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,21}}\left(1-\frac{0,77}{4,00}\right) = 0,12 > 0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir

DD

$$m = \frac{5,75}{4,75} = 1,21 < 2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 5,75 + 4,75}{2 \cdot 5,75 + 2 \cdot 4,75} = 0,77$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,21}}\left(1-\frac{0,77}{4,00}\right) = 0,12 > 0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir.

D103

$$m = \frac{4,75}{4,75} = 1,00 < 2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 4,75 + 4,75}{2 \cdot 4,75 + 2 \cdot 4,75} = 0,75$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,21}}\left(1-\frac{0,75}{4,00}\right) = 0,11 > 0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir

D104

$$m = \frac{4,75}{4,75} = 1,00 < 2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s = 1$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,00}}\left(1-\frac{1,00}{4,00}\right)=0,102>0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir

D105

$$m=\frac{4,75}{4,75}=1,00<2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s=1$$

$$h \geq \frac{4,75}{15+\frac{20,00}{1,00}}\left(1-\frac{1,00}{4,00}\right)=0,102>0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir

D106

$$m=\frac{4,75}{3,75}=1,27<2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s=\frac{2\cdot 4,75+3,75}{2\cdot 4,75+2\cdot 3,75}=0,78$$

$$h \geq \frac{3,75}{15+\frac{20,00}{1,27}}\left(1-\frac{0,78}{4,00}\right)=0,098>0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir.

D107

$$m=\frac{4,75}{3,75}=1,27<2,00 \Rightarrow \text{ çift doğrultuda çalışan döşeme}$$

$$\alpha_s=1$$

$$h \geq \frac{3,75}{15+\frac{20,00}{1,27}}\left(1-\frac{1,00}{4,00}\right)=0,092>0,08 \text{ m sağlıyor}$$

h = 0,14 m seçilir.

Bütün döşemelerde kontroller sonucu döşeme kalınlığı h = 0,14m seçilmiştir.

5.2.2 Döşeme Yüklerinin Tayini

Normal Döşemeler (D101, D102, D103, D104, D106, D107)

Ahşap Parke $\Rightarrow 0,002 \cdot 8,0 = 0,16\,kN/m^2$

Harç $\Rightarrow 0,010 \cdot 20 = 0,20\,kN/m^2$

Şap $\Rightarrow 0,030 \cdot 20 = 0,60\,kN/m^2$

BA Plâk $\Rightarrow 0,140 \cdot 25 = 3,50\,kN/m^2$

Sıva $\Rightarrow 0,020 \cdot 20 = 0,40\,kN/m^2$

$\pm$

$g = 4,86\,kN/m^2$ $\quad$ $q = 2,00\,kN/m^2$

$P = 1,4 \cdot 4,86 + 1,6 \cdot 2,00 = 10,00\,kN/m^2$

Normal Döşeme (D105)

Karo Mozaik $\Rightarrow 0,025 \cdot 22 = 0,55\,kN/m^2$

Harç $\Rightarrow 0,010 \cdot 20 = 0,20\,kN/m^2$

Şap $\Rightarrow 0,030 \cdot 22 = 0,66\,kN/m^2$

BA Plâk $\Rightarrow 0,140 \cdot 25 = 3,50\,kN/m^2$

Sıva $\Rightarrow 0,020 \cdot 20 = 0,40\,kN/m^2$

$\pm$

$g = 5,31\,kN/m^2$ $\quad$ $q = 2,00\,kN/m^2$

$P = 1,4 \cdot 5,31 + 1,6 \cdot 2,00 = 10,634\,kN/m^2$

Düşük Döşeme (DD)

Seramik Karo $\Rightarrow 0,020 \cdot 22 = 0,44\,kN/m^2$

Cüruf $\Rightarrow 0,450 \cdot 11 = 4,95\,kN/m^2$

BA Plâk $\Rightarrow 0,140 \cdot 25 = 3,50\,kN/m^2$

Sıva $\Rightarrow 0,020 \cdot 20 = 0,40\,kN/m^2$

$\pm$ _____

$g = 9,29\,kN/m^2$ $q = 2,00\,kN/m^2$

$P = 1,4 \cdot 9,29 + 1,6 \cdot 2,00 = 16,21 kN/m^2$

Çatı Döşemesi

Oluklu Kiremit $\Rightarrow 5,00 \cdot 0,01 = 0,05\,kN/m^2$

Isı İzolasyon $\Rightarrow 1,50 \cdot 0,01 = 0,015\,kN/m^2$

Bitümlü Karton $\Rightarrow 1,50 \cdot 0,01 = 0,015\,kN/m^2$

Ahşap Çatı $\Rightarrow$ = $0,75\,kN/m^2$

BA Plâk $\Rightarrow 0,140 \cdot 25 = 3,50\,kN/m^2$

Sıva $\Rightarrow 0,020 \cdot 20 = 0,40\,kN/m^2$

$+$ _____

$g = 4,87\,kN/m^2$ $q = 0,75\,kN/m^2$

$P = 1,4 \cdot 4,87 + 1,6 \cdot 0,75 = 8,018\,kN/m^2$

Bodrum Kat Döşemesi

BA Plâk $\Rightarrow 0,140 \cdot 25 = 3,50\,kN/m^2$

Sıva $\Rightarrow 0,020 \cdot 20 = 0,40\,kN/m^2$

Şap $\Rightarrow 0,030 \cdot 22 = 0,66\,kN/m^2$

$+$

$g = 4,56\,kN/m^2 \qquad q = 2,00\,kN/m^2$

$P = 1,4 \cdot 4,56 + 1,6 \cdot 2,00 = 9,584\,kN/m^2$

5.2.3 Döşeme Donatısı Hesabı

$$M = \alpha \cdot p_d \cdot l_{sn}^{\,2} \qquad (5.2)$$

l_s = döşemenin kısa doğrultudaki eksen açıklığı

l_{sn} = döşemenin kısa doğrultudaki net açıklığı

Yukarıdaki denklem yardımı ile döşemelerin her iki doğrultudaki açıklık ve mesnet momentleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Döşeme donatılarının bulunması için aşağıdaki formüller kullanılmıştır.

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M} \qquad (5.3)$$

Denklem 5.3 yardımı ile bulduğumuz K değerine bağlı olarak abaklardan k_s katsayısı okunur ve donatı miktarı aşağıdaki denklem ile donatı miktarı bulunur.

$$A_s = \frac{k_s \cdot M}{d} \qquad (5.4)$$

Tablo 5.1 Döşeme momentleri hesabı

				x-Doğrultusu				y-Doğrultusu			
Döşeme	l_x	l_y	m	α_1	α_2	M_1	M_2	α_1	α_2	M_1	M_2
D101	4,75	5,75	1,21	0,062	0,047	14,00	10,60	0,049	0,037	11,06	8,35
D102	4,75	5,75	1,21	0,053	0,040	11,96	9,025	0,041	0,031	9,25	7,00
DD	4,75	5,75	1,21	0,053	0,040	19,40	14,63	0,041	0,031	15,00	11,34
D103	4,75	4,75	1,00	0,042	0,031	9,48	7,00	0,042	0,031	9,48	7,00
D104	4,75	4,75	1,00	0,033	0,025	7,45	5,64	0,033	0,025	7,45	5,64
D105	4,75	4,75	1,00	0,033	0,025	7,92	6,00	0,033	0,025	7,92	6,00
D106	4,75	3,75	1,27	0,041	0,031	5,77	4,36	0,0558	0,042	7,85	5,91
D107	4,75	3,75	1,27	0,033	0,025	4,64	3,52	0,0485	0,0368	6,82	5,18

5.2.4 Döşeme Hesap Momentlerinin Bulunması

D101/D102 x doğrultusunda

$$\frac{11,96}{14,00} = 0,85 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 14,00\,kNm$$

D102/DD x doğrultusunda

$$\frac{11,96}{19,40} = 0,62 < 0,80$$

$$M_{hesap} = 19,40 - \frac{2\cdot(19,40-11,96)/3}{1/4,75+1/4,75}\cdot\left(\frac{1}{4,75}\right) = 16,92\,kNm$$

$$M_{hesap} = 11,96 + \frac{2\cdot(19,40-11,96)/3}{1/4,75+1/4,75}\cdot\left(\frac{1}{4,75}\right) = 14,44\,kNm$$

$$\Rightarrow M_{hesap} = 16,92\,kNm$$

D103/D104 x doğrultusunda

$$\frac{7,45}{9,48} = 0,79 < 0,80$$

$$M_{hesap} = 9,48 - \frac{2\cdot(9,48-7,45)/3}{1/4,75+1/4,75}\cdot\left(\frac{1}{4,75}\right) = 8,803\,kNm$$

$$M_{hesap} = 7,96 + \frac{2\cdot(9,48-7,45)/3}{1/4,75+1/4,75}\cdot\left(\frac{1}{4,75}\right) = 8,12\,kNm$$

$$\Rightarrow M_{hesap} = 8,803 kNm$$

D104/D105 x doğrultusunda

$$\frac{7,45}{7,92} = 0,94 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 7,92\,kNm$$

D106/D107 x doğrultusunda

$$\frac{4,64}{5,77} = 0,804 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 5,77\,kNm$$

DD/D103 y doğrultusunda

$$\frac{9,48}{11,06} = 0,86 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 11,06\,kNm$$

D102/D104 y doğrultusunda

$$\frac{7,45}{9,25} = 0,805 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 9,25\,kNm$$

DD/D105 y doğrultusunda

$$\frac{7,92}{15,00} = 0,53 < 0,80$$

$$\left.\begin{aligned} M_{hesap} &= 15,00 - \frac{2\cdot(15,00-7,92)/3}{1/4,75+1/5,75}\cdot\left(\frac{1}{5,75}\right) = 12,86\,kNm \\ M_{hesap} &= 7,96 + \frac{2\cdot(15,00-7,92)/3}{1/4,75+1/5,75}\cdot\left(\frac{1}{4,75}\right) = 10,51\,kNm \end{aligned}\right\} \; M_{hesap} = 12,86\,kNm$$

D103/D106 y doğrultusunda

$$\frac{7,85}{9,48} = 0,83 > 0,80$$

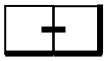
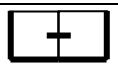
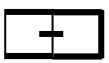
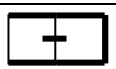
$$M_{hesap} = 9,48\,kNm$$

D104/D107 y doğrultusunda

$$\frac{6,82}{7,45} = 0,92 > 0,80$$

$$M_{hesap} = 7,45\,kNm$$

Tablo 5.2 X Doğrultusunda Döşemelerin Donatı Hesabı

Döşeme Adı	M_d (kNm)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2/m)	Seçilen (cm^2/m)	Mevcut (cm^2/m)	Ek (cm^2/m)
D101 (açıklık) 	10,60	0,125	147	2,85	242	Φ8/40cm(251cm^2)		
D101/D102 	14,00	0,125	112	2,87	321		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	Φ8/30cm(168)
D102 (açıklık) 	9,025	0,125	173	2,835	205	Φ8/40cm(251cm^2)		
D102/DD 	16,92	0,125	92	2,88	390		Φ8/40cm+ Φ8/30cm(293cm^2)	Φ8/30cm(168)
DD (açıklık) 	14,63	0,125	107	2,87	336	Φ8/30cm(335cm^2)		
D103 (açıklık) 	7,00	0,125	223	2,82	158	Φ8/40cm(251cm^2)		
D103/D104 	8,803	0,125	178	2,83	199		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D104 (açıklık) 	5,64	0,125	277	2,81	127	Φ8/40cm(251cm^2)		
D104/D105 	7,92	0,125	197	2,83	179		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D105 (açıklık) 	6,00	0,125	260	2,81	135	Φ8/40cm(251cm^2)		
D106 (açıklık) 	4,36	0,115	303	2,81	107	Φ8/40cm(251cm^2)		
D106/D107 	5,77	0,125	271	2,81	130		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D107 (açıklık) 	3,52	0,115	376	2,80	86	Φ8/40cm(251cm^2)		
D107 	4,64	0,125	337	2,80	104		Φ8/40cm(126cm^2)	—

Tablo 5.3 Y Doğrultusunda Döşemelerin Donatı Hesabı

Döşeme Adı	M_d (kNm)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2/m)	Seçilen (cm^2/m)	Mevcut (cm^2/m)	Ek (cm^2/m)
D101(açıklık) 	8,35	0,115	158	2,84	206	Φ8/40cm(251cm^2)		
D103/D101 	11,06	0,125	141	2,85	252		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D103 (açıklık) 	7,00	0,115	189	2,83	172	Φ8/40cm(251cm^2)		
D103/D106 	9,48	0,125	165	2,84	215		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D106(açıklık) 	5,91	0,125	264	2,815	133	Φ8/40cm(251cm^2)		
D102(açıklık) 	7,00	0,115	189	2,83	172	Φ8/40cm(251cm^2)		
D102/D104 	9,25	0,125	169	2,84	210		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D104(açıklık) 	5,64	0,115	235	2,82	138	Φ8/40cm(251cm^2)		
D104/D107 	7,45	0,125	210	2,82	168		Φ8/40cm+ Φ8/40cm(251cm^2)	—
D107(açıklık) 	5,17	0,125	302	2,805	116	Φ8/40cm(251cm^2)		
DD(açıklık) 	11,34	0,115	117	2,865	283	Φ8/34cm(296cm^2)		
DD/D105 	12,86	0,125	122	2,86	294		Φ8/34cm+ Φ8/40cm(274cm^2)	Φ8/30cm(168)
D105(açıklık) 	6,00	0,115	220	2,82	147	Φ8/40cm(251cm^2)		

5.2.5 Kiriş ve Kolon Ön Boyutlandırması

Kiriş birim boy ağrılığı $\Rightarrow 0,25 \cdot 0,46 \cdot 25 = 2,875\,\text{kN/m}$

Duvar birim boy ağırlığı $\Rightarrow 2,40 \cdot 2,50 = 6,00\,\text{kN/m}$ (yarım tuğla)

$\Rightarrow 2,40 \cdot 4,20 = 10,08\,\text{kN/m}$ (tam tuğla)

$\Rightarrow 2,86 \cdot 2,50 = 7,15\,\text{kN/m}$ (yarım tuğla bölme duvar)

$\Rightarrow 2,86 \cdot 4,20 = 12,00\,\text{kN/m}$ (tam tuğla bölme duvar)

G = l_x × l_y [4,87 kN/m2 (çatı döşemesi) + 4,86 kN/m2 (normal döşeme) + 5,31 kN/m2 (normal döşeme) + 9,29 kN/m2 (düşük döşeme)] + Kiriş boyu × 2,875 kN/m + Duvar boyu × [6,00 kN/m (yarım tuğla) + 7,15 kN/m (yarım tuğla bölme duvar) + 10,08 kN/m (tam tuğla) + 12,00 kN/m (tam tuğla bölme duvar)]

Q = l_x × l_y [1,00 kN/m^2 (çatı döşemesi) + 2,00 kN/m^2 (normal döşeme) + 2,00 kN/m^2 (düşük döşeme)]

Yukarıdaki formülüzasyonlar yardımı ile kirişlere gelen sabit ve hareketli yükler tablo 5.4 de verilmiştir.

Kirişlere döşemelerden gelen trapez ve üçgen yayılı yükler aşağıdaki formüllerle düzgün yayılı yüklere dönüştürülmüşlerdir.

Üçgen yayılı yükü düzgün yayılı yüke çevirmek için;

$$\Rightarrow \frac{p \cdot l_s}{3} \qquad (5.5)$$

Trapez yayılı yükü düzgün yayılı yüke çevirmek için ise;

$$\Rightarrow \frac{p \cdot l_s}{3}\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2m^2}\right) \qquad (5.6)$$

Burada ;

l_s = döşemenin kısa doğrultudaki eksen açıklığı

m = döşemenin uzun doğrultudaki eksen açıklığının kısa doğrultudaki eksen açıklığına oranı

Kolon ön boyutlandırması için ise kolon çevresindeki etkili alanlarında kolona etkiyen düşey toplam yük bulunmuştur. Daha sonra bu düşey yük için aşağıdaki formül kullanılarak ön boyutlandırma yapılmıştır.

$$A_c > \frac{N_d}{0{,}5 \cdot f_{ck}} = \frac{N_d}{0{,}75 \cdot f_{cd}} \qquad (5.7)$$

Burada ;

N_d : 1.4G + 1.6Q şeklindeki, kolon etkili alanındaki, katsayılarla arttırılmış toplam düşey yüktür.

Kolon boyutları her iki katta bir değiştirilmiştir.

Kiriş ön boyutları aşağıdaki kriterleri sağlayacak şekilde seçilmiştir:

- $h_{kiriş} > 3 \cdot h_{döş}$
- $b_w > 200mm$
- $h_{kiriş} < \frac{1}{4} \cdot l_{sn}$
- $h_{kiriş} < 3{,}5 \cdot b_w$

Bu kriterlere göre kiriş boyutları olarak b_w = 25 cm ve h = 60 cm seçilmiştir.

Tablo 5.4 Kiriş boyutları ve kirişlere gelen eşdeğer yayılı yük değerleri

YER	h (mm)	b (mm)	b_w (mm)	g (kN/m)	q (kN/m)
A Aksı					
K109	600	490	250	19,44	2,67
K110	600	550	250	21,06	3,34
K111	600	730	250	22,30	3,84
B Aksı					
K112	600	730	250	25,92	5,33
K113	600	850	250	29,16	6,67
K114	600	1210	250	31,64	7,69
C Aksı					
K115	600	1050	250	29,91	6,67
K116	600	1210	250	36,08	7,69
1 Aksı					
K101	600	650	250	10,975	3,34
K102	600	550	250	28,40	3,34
2 Aksı					
K103	600	1050	250	25,075	6,67
K104	600	850	250	25,075	6,67
K105	600	850	250	33,21	6,67
3 Aksı					
K106	600	1050	250	24,62	6,48
K107	600	1050	250	24,62	6,48
K108	600	—	250	20,08	8,84

Tablo 5.5 Kolon ön boyutlandırması

Kat /Kolon No	Normal Döşeme Lx/Ly	Düşük Döşeme Lx/Ly	Kiriş Boyu (m)	Duvar yarım/tam (m)	Pkolon (KN)	G (KN)	Q (KN)	P 1.4G+1.6Q (KN)	Üst Kattan P (KN)	ΣP (KN)	A kolon (cm^2)	Seçilen Kesit Lx/Ly
13.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00		10	99.96	10.31	156.44		156.44	147	25/30
A3	2.50/4.50		7.00		10	84.90	8044	132.4		132.4	125	25/30
B2	5.00/5.50		10.50		10	174	20.63	276.6		276.6	260	25/30
B3	5.00/4.50		9.50		10	146.9	16.88	232.7		232.7	219	25/30
C1	5.00/3.00		8.00		10	106.05	11.25	166.5		166.5	156.7	25/30
C2	5.00/5.50		10.50		10	174	20.63	277		277	261	25/35
12.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	10	170.27	27.5	282.4	156.44	438.8	413	25/30
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	10	160.20	22.5	260.3	132.4	392.7	370	25/30
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	10	269	55	465	276.6	741.6	698	25/30
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	10	248	45	419.2	232.7	652	614	25/30
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	10	230.30	30	370.4	166.5	537	505	25/30
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	10	341.63	55	566.3	277	843	793	25/35
11.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	15	175.27	27.5	289.4	438.8	728.2	685	35/40
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	15	165.2	22.5	267.3	392.7	660	621	35/40
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	15	274	55	472	741.6	1214	1143	35/50
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	15	253	45	426	652	1078	1015	35/50
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	15	235.3	30	377.4	537	914.4	861	35/45
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	15	346.63	55	573.3	843	1416.3	1333	35/55
10.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	15	175.27	27.5	289.4	728.2	1072	1009	35/40
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	15	165.2	22.5	267.3	660	927.3	873	35/40
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	15	274	55	472	1214	1686	1587	35/50
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	15	253	45	426	1078	1504	1416	35/50
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	15	235.3	30	377.4	914.4	1292	1216	35/45
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	15	346.63	55	573.3	1416.3	1990	1873	35/55

Tablo 5.6 Kolon ön boyutlandırması

Kat /Kolon No	Normal Döşeme Lx/Ly	Düşük Döşeme Lx/Ly	Kiriş Boyu (m)	Duvar yarım/tam (m)	Pkolon (KN)	G (KN)	Q (KN)	P 1.4G+1.6Q (KN)	Üst Kattan P (KN)	ΣP (KN)	A kolon (cm^2)	Seçilen Kesit Lx/Ly
9.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	20	180.27	27.5	296.4	1072	1368	1288	40/45
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	20	170.2	22.5	274.3	927.3	1202	1131	40/45
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	20	279	55	479	1686	2165	2038	40/65
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	20	258	45	433.2	1504	1937	1823	40/60
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	20	240.3	30	384.4	1292	1674	1578	40/50
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	20	351.63	55	580.3	1990	2570	2419	40/75
8.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	20	180.27	27.5	296.4	1368	1664.4	1567	40/45
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	20	170.2	22.5	274.3	1202	1476.3	1389	40/45
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	20	279	55	479	2165	2644	2489	40/65
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	20	258	45	433.2	1937	2370.2	2231	40/60
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	20	240.3	30	384.4	1674	2061	1940	40/50
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	20	351.63	55	580.3	2570	3150.3	2965	40/75
7.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	25	185.27	27.5	303.4	1664.4	1968	1852	40/55
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	25	175.20	22.5	281.3	1476.3	1758	1655	40/55
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	25	284	55	486	2644	3130	2946	50/70
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	25	263	45	440.2	2370.2	2810.4	2645	50/65
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	25	245.3	30	391.4	2061	2452.4	2308	50/60
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	25	356.63	55	587.3	3150.3	3737.6	3518	50/85
6.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	25	185.27	27.5	303.4	1968	2271.4	2138	40/55
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	25	175.20	22.5	281.3	1758	2039.3	1919	40/55
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	25	284	55	486	3130	3616	3403	50/70
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	25	263	45	440.2	2810.4	3251	3059	50/65
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	25	245.3	30	391.4	2452.4	2844	2677	50/60
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	25	356.63	55	587.3	3737.6	4325	4071	50/85

Tablo 5.7 Kolon ön boyutlandırması

Kat /Kolon No	Normal Döşeme Lx/Ly	Düşük Döşeme Lx/Ly	Kiriş Boyu (m)	Duvar yarım/tam (m)	Pkolon (KN)	G (KN)	Q (KN)	P 1.4G+1.6Q (KN)	Üst Kattan P (KN)	ΣP (KN)	A kolon (cm^2)	Seçilen Kesit Lx/Ly
5.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	30	190.27	27.5	310.4	2271.4	2582	2430	50/55
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	30	180.2	22.5	288.3	2039.3	2327.6	2191	50/55
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	30	289	55	492.6	3616	4108.6	3867	50/90
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	30	268	45	447.2	3251	3698.2	3481	50/80
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	30	250.3	30	398.4	2844	3242.4	3052	50/70
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	30	361.63	55	594.3	4325	4919.3	4630	50/105
4.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	30	190.27	27.5	310.4	2582	2892.4	2722	50/55
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	30	180.2	22.5	288.3	2327.6	2616	2462	50/55
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	30	289	55	492.6	4108.6	4601.2	4331	50/90
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	30	268	45	447.2	3698.2	4145.4	3902	50/80
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	30	250.3	30	398.4	3242.4	3641	3427	50/70
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	30	361.63	55	594.3	4919.3	5513.6	5190	50/105
3.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	35	195.27	27.5	317.4	2892.4	3210	3021	60/65
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	35	185.2	22.5	295.3	2616	2911.3	2740	60/65
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	35	294	55	499.6	4601.2	5101	4801	60/90
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	35	273	45	454.2	4145.4	4600	4329	60/80
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	35	255.3	30	405.4	3641	4046.4	3808	60/70
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	35	366.63	55	601.3	5513.6	6115	5755	60/110
2.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	35	195.27	27.5	317.4	3210	3527.4	3320	60/65
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	35	185.2	22.5	295.3	2911.3	3207	3018	60/65
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	35	294	55	499.6	5101	5601	5271	60/90
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	35	273	45	454.2	4600	5054.2	4757	60/80
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	35	255.3	30	405.4	4046.4	4452	4190	60/70
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	35	366.63	55	601.3	6115	6716.3	6321	60/110

Tablo 5.8 Kolon ön boyutlandırması

Kat /Kolon No	Normal Döşeme Lx/Ly	Düşük Döşeme Lx/Ly	Kiriş Boyu (m)	Duvar yarım/tam (m)	Pkolon (KN)	G (KN)	Q (KN)	P 1.4G+1.6Q (KN)	Üst Kattan P (KN)	ΣP (KN)	A kolon (cm^2)	Seçilen Kesit Lx/Ly
1.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	40	200.27	27.5	324.4	3527.4	3852	3625	60/70
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	40	190.2	22.5	302.4	3207	3509	3303	60/70
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	40	295	55	501	5601	6102	5743	60/110
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	40	278	45	461.2	5054.2	5515.4	5191	60/100
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	40	260.3	30	412.4	4452	4864.4	4578	60/85
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	40	371.63	55	608.3	6716.3	7325	6894	60/130
Z.KAT												
A2	2.50/5.50		8.00	2.50/5.50	40	200.27	27.5	324.4	3852	4176.4	3931	60/70
A3	2.50/4.50		7.00	2.50/4.50+2.50	40	190.2	22.5	302.4	3509	3811.4	3587	60/70
B2	5.00/5.50		10.50	10.50+4.50/0	40	295	55	501	6102	6603	6215	60/110
B3	5.00/4.50		9.50	9.50+2.00/0+5.00	40	278	45	461.2	5515.4	5977	5625	60/100
C1	2.50/3.00	2.50/3.00	8.00	3.00/2.50+2.50+3.00	40	260.3	30	412.4	4864.4	5277	4967	60/85
C2	2.50/5.50+2.50/2.50	2.50/3.00	10.50	10.50+5.00/0+5.50	40	371.63	55	608.3	7325	7933.3	7467	60/130
BODRUM												
B2	5.00/5.50		10.50		45	200.6	55	368.84	6603	6972	6562	60/110
B3	5.00/4.50		9.50		45	130	45	254	5977	6231	5865	60/100
C2	5.00/5.50		10.50		45	200.6	55	368.84	7933.3	8302	7814	60/130

5.3 SAP 2000 Programı ile Yapının Modellenmesi

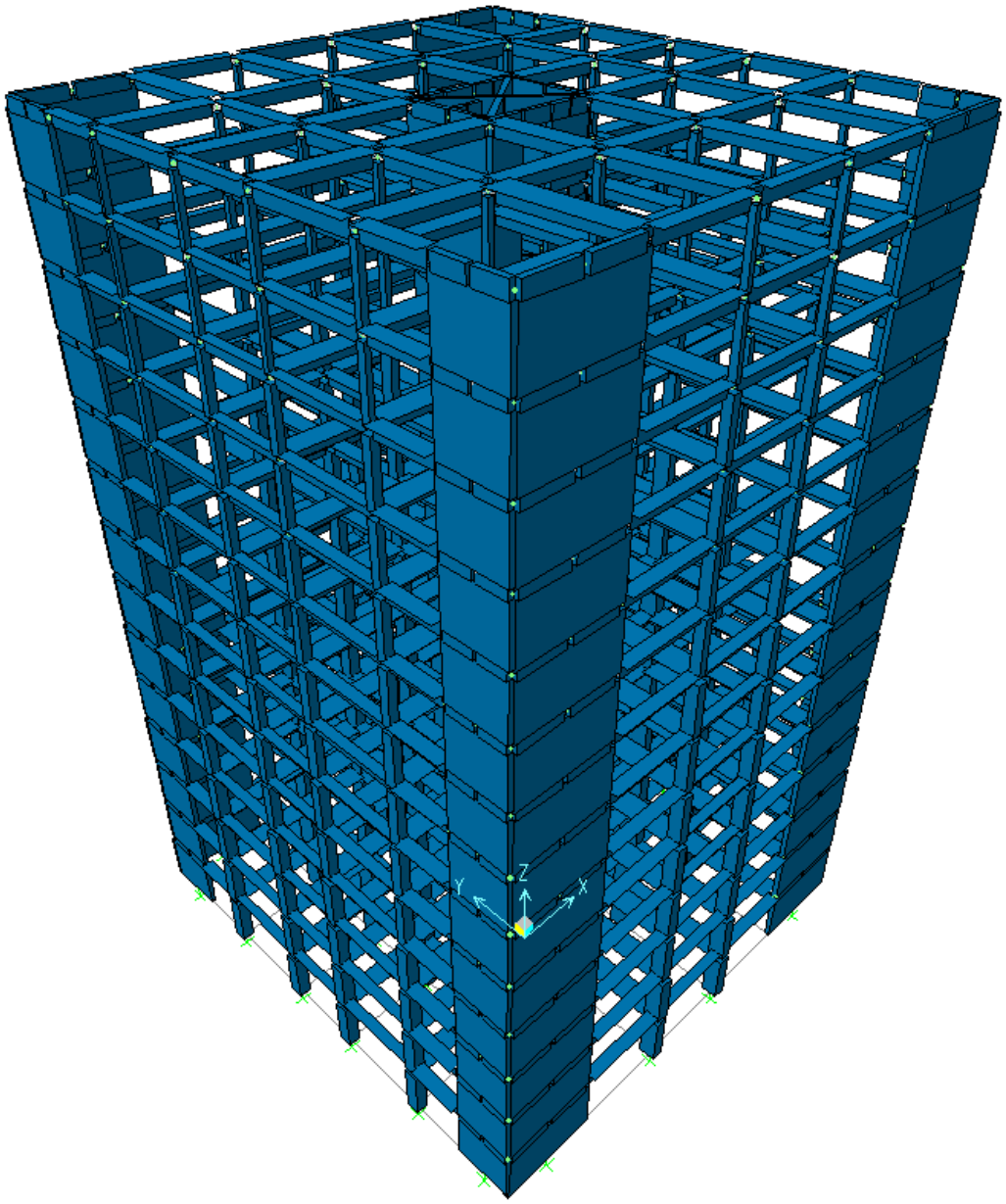
Yapının bütün taşıyıcı elemanlarının ön boyutlandırılması aşamasından sonra, sistem SAP 2000 programı yardımı ile modellenmiştir. Bu modelleme aşamasında, ilk önce sistemin geometrisi oluşturulmuş daha sonra da geometrisi oluşturulan bu sistemin bütün taşıyıcı elemanlarına kesit ve malzeme özellikleri atanmıştır. Düşey taşıyıcılar ankastre olarak mesnetlendirilmiştir. Her katın ortasındaki düğüm noktasında kat kütlesi tanımlanmıştır. Her katta diyafram tanımlanarak bütün düğüm noktaları bu diyaframla birbirine bağlanmıştır. Elastisite modülü C25 için E = $3{,}025\times10^{6}$ alınmıştır. Malzeme özellikleri ile ilgili verilerin girişinde, kütle ve ağırlık sıfır alınmış olup, düşey taşıyıcıların zati ağırlıkları daha sonra gerekli yük çarpanı ile çarpılarak göz önüne alınacaktır. G ve Q yük değerleri için döşeme yükünden gelen değerler hesaplanarak bilgisayar modelinde ilgili çubuk elemanlara yüklenmiştir. SAP2000 ile ilgili bütün modelleme detayları EK1 de verilmiştir. (Şekil 5.2)

Tablo 5.9 Yük sınıfları

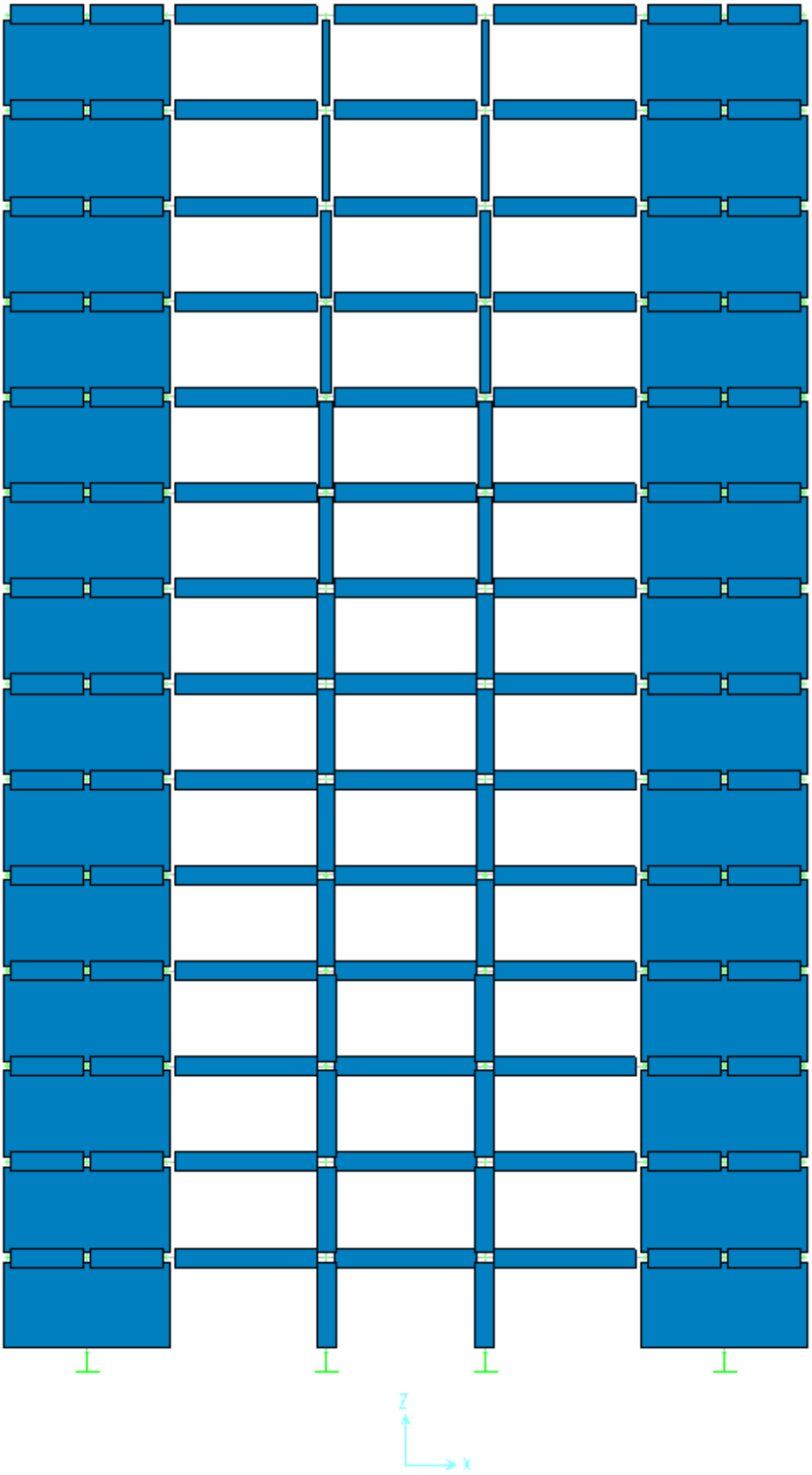
Yük	Tipi	Zati Ağırlık Yük Çarpanı
G	Zati	0
Q	Hareketli	0
EXP	Deprem	0
EXN	Deprem	0
EYP	Deprem	0
EYN	Deprem	0
EX	Deprem	0
EY	Deprem	0

Tablo 5.10 Yük Kombinasyonları

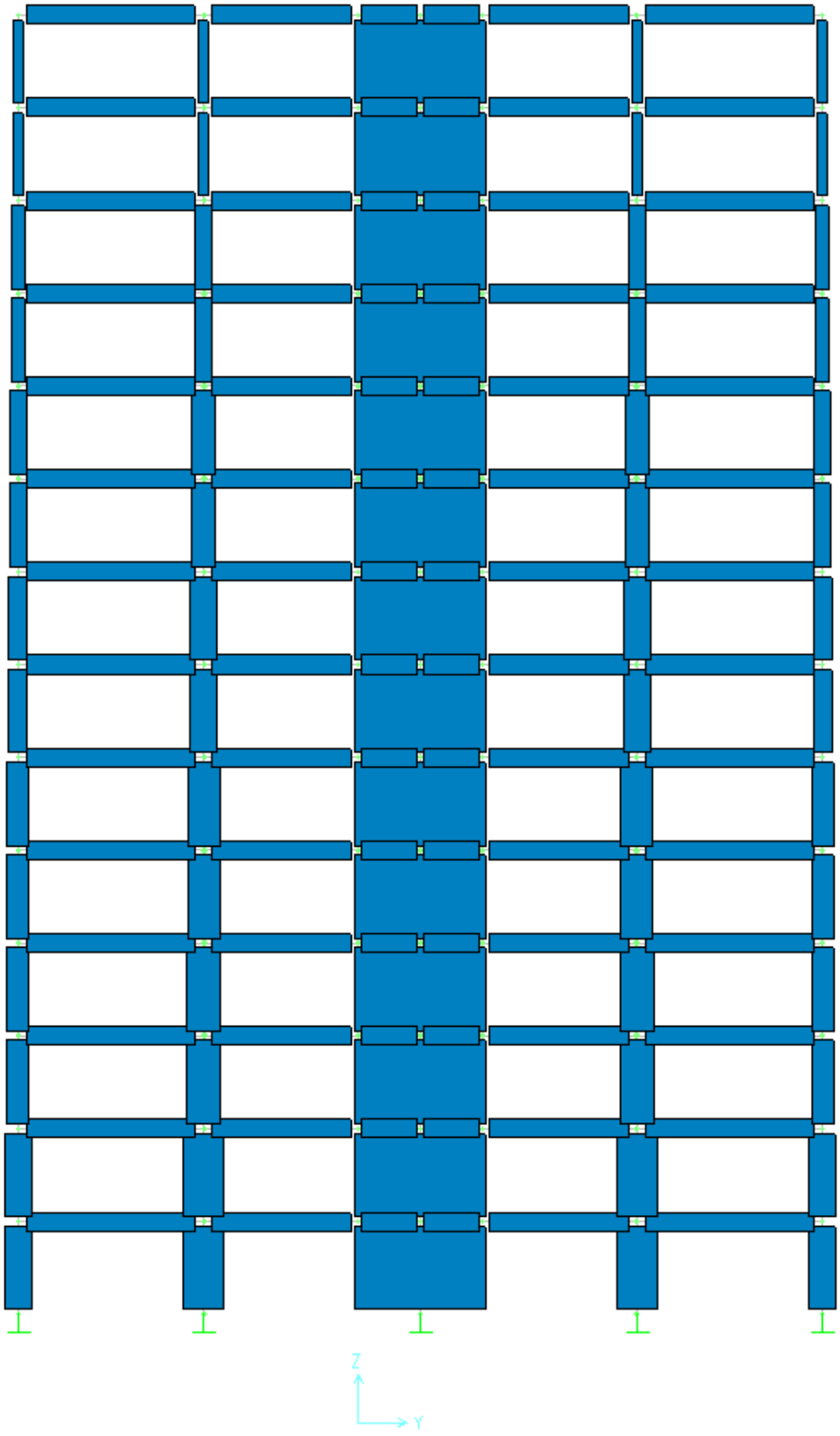
İsim	Tip
DÜŞEY	1,4G + 1,6Q
DÜŞEY2	G + Q
XPDP	G + Q + EXP
XPDN	G + Q + EXN
XNDP	G + Q - EXP
XNDN	G + Q - EXN
YPDP	G + Q + EYP
YPDN	G + Q + EYN
YNDP	G + Q - EYP
YNDN	G + Q - EYN
XPD	G + Q + EX
XND	G + Q - EX
YPD	G + Q + EY
YND	G + Q - EY



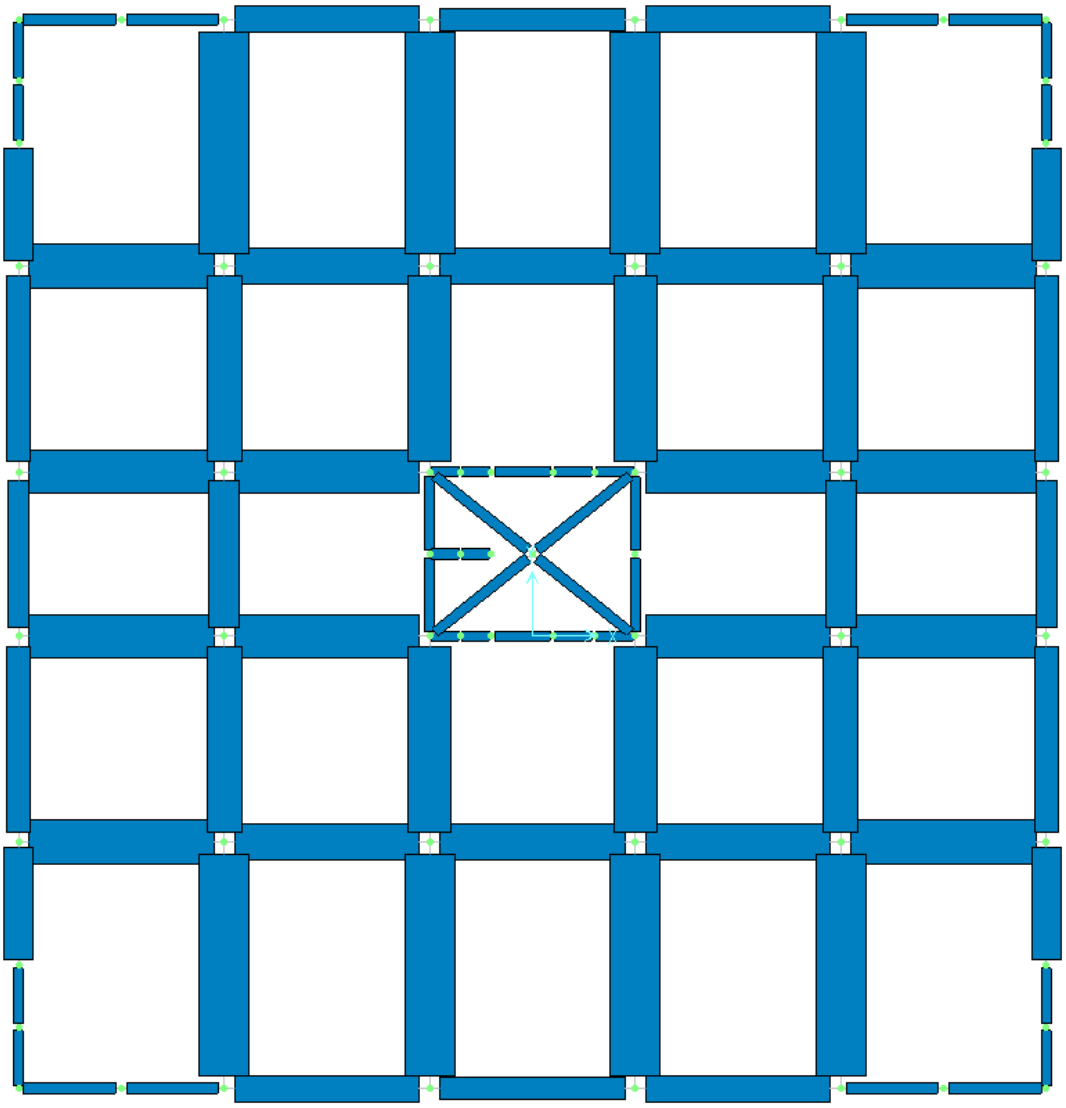
Şekil 5.2 Sap 2000 programı ile modellenen yapının üç boyutlu görünüşü



Şekil 5.3 Sap 2000 programı ile modellenen yapının X-Z düzleminde görünüşü



Şekil 5.4 Sap 2000 programı ile modellenen yapının Y-Z düzleminde görünüşü



Şekil 5.5 Sap 2000 programı ile modellenen yapının X-Y düzleminde görünüşü

5.4 Y Doğrultusundaki Deprem Yüklerinin Bulunması

Sap 2000 programı kullanılarak binanın y doğrultusundaki doğal periyodu bulunmuştur. Bulunan bu periyoda bağlı olarak yönetmelik koşularına uygun şekilde yapının y doğrultusundaki taban kesme kuvveti ve dolayısı ile de kat kesme kuvvetleri bulunarak, deprem hesabı yapılmıştır.

Sap2000 programından elde edilen periyot değeri $T_y = 1{,}071$ bulunmuştur.

Deprem Bölgesi : I $\Rightarrow$ A_0 = Etkin yer ivme katsayısı 0.40

Yerel zemin sınıfı : Z_2 $\Rightarrow$ $T_A = 0{,}15\,\text{sn}$, $T_B = 0{,}40\,\text{sn}$

Malzeme : C 25 / BÇ III

Yapı fonksiyonu : Konut $\Rightarrow$ Bina önem katsayısı : I = 1.0

$W = \sum_{i=1}^{N} w_i = \sum_{i=1}^{N} g_i + n \cdot q_i = 120586\text{kN} \quad \Rightarrow n = 0{,}30$ konutlar için bu değerdedir.

$R_a(T) = R = 7 \quad \Rightarrow T_Y > T_A \Rightarrow 1{,}027 > 0{,}15$

$T_Y > T_B \Rightarrow 1{,}071 > 0{,}40$ olduğu için spektrum katsayısı S(T)‘ nin bulunması için aşağıdaki formül kullanılarak bulunmuştur.

$$S(T) = 2{,}5(T_B / T_Y)^{0{,}8} = 2{,}5(0{,}40/1{,}071)^{0{,}8} \cong 1{,}13$$

Yukarıda bulunan değerler doğrultusunda aşağıdaki formül kullanılarak spektral ivme katsayısı A(T) hesap edilmiştir.

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) = 0{,}40 \cdot 1 \cdot 1{,}13 = 0{,}452$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün bulunması ise aşağıdaki şekilde yapılmıştır;

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0{,}10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W$$

$$V_t = \frac{120586 \cdot 0{,}452}{7} = 7786\,\text{kN} \overset{?}{\geq} 0{,}10 \cdot 0{,}40 \cdot 1 \cdot 120586$$

$7786\,\text{kN} > 4823\,\text{kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Daha sonraki adımda ise katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri aşağıdaki formüller kullanılarak hesaplanarak tabloda verilmiştir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^{N} F_i$$

$$\Delta F_N = 0{,}07 \cdot T_1 \cdot V_t \le 0{,}2 \cdot V_t \Rightarrow 0{,}07 \cdot 1{,}071 \cdot 7786 \overset{?}{\le} 0{,}2 \cdot 7786\,\text{kN}$$

$589\,\text{kN} < 1557{,}20\,\text{kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında kalan kısmı, N' inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına aşağıdaki denklemle dağıtılmıştır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N)\frac{w_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot h_i)} \qquad (5.8)$$

Denklem 5.8 kullanılarak bulunan yükler ± % 5' lik ek dışmerkezlik etkisinden dolayı oluşan burulma momentleri ile birlikte bilgisayar modelinde etki ettirilerek analiz yapılmıştır. Bu analiz esnasında kullanılan yükleme tipleri aşağıdaki gibidir:

$\text{EXP} : Fx + 0.05 \cdot By \cdot Fx$

$\text{EXN} : Fx - 0.05 \cdot By \cdot Fx$

$\text{EYP} : Fy + 0.05 \cdot Bx \cdot Fy$

$\text{EYN} : Fy + 0.05 \cdot Bx \cdot Fy$

Bx : x doğrultusundaki toplam bina genişliği

By : y doğrultusundaki toplam bina genişliği

5.5 X Doğrultusundaki Deprem Yüklerinin Bulunması

Sap 2000 programı kullanılarak binanın x doğrultusundaki doğal periyodu bulunmuştur. Bulunan bu periyoda bağlı olarak yönetmelik koşularına uygun şekilde yapının x doğrultusundaki taban kesme kuvveti ve dolayısı ile de kat kesme kuvvetleri bulunarak, deprem hesabı yapılmıştır.

Sap2000 programından elde edilen periyot değeri $T_x = 1,027$ bulunmuştur.

Deprem Bölgesi :I $\Rightarrow$ A_0 =Etkin yer ivme katsayısı = 0.40

Yerel zemin sınıfı : Z_2 $\Rightarrow$ $T_A = 0,15\,sn$, $T_B = 0,40\,sn$

Malzeme : C 25 / BÇ III

Yapı fonksiyonu : Konut $\Rightarrow$ Bina önem katsayısı : I = 1.0

$W = \sum_{i=1}^{N} w_i = \sum_{i=1}^{N} g_i + n \cdot q_i = 120586kN \quad \Rightarrow n = 0,30$ konutlar için bu değerdedir.

$R_a(T) = R = 7 \quad \Rightarrow T_X > T_A \Rightarrow 1,027 > 0,15$

$T_X > T_B \Rightarrow 1,027 > 0,40$ olduğu için spektrum katsayısı S(T) 'nin bulunması için aşağıdaki formül kullanılarak bulunmuştur.

$$S(T) = 2,5(T_B/T_X)^{0,8} = 2,5(0,40/1,027)^{0,8} \cong 1,176$$

Yukarıda bulunan değerler doğrultusunda aşağıdaki formül kullanılarak spektral ivme katsayısı A(T) hesap edilmiştir.

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) = 0,40 \cdot 1 \cdot 1,176 = 0,4704$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün bulunması ise aşağıdaki şekilde yapılmıştır;

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W$$

$$V_t = \frac{120586 \cdot 0,4704}{7} = 8103kN \overset{?}{\geq} 0,10 \cdot 0,40 \cdot 1 \cdot 120586$$

$8103\,\text{kN} > 4823\,\text{kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Daha sonraki adımda ise katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri aşağıdaki formüller kullanılarak hesaplanarak tabloda verilmiştir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^{N} F_i$$

$$\Delta F_N = 0{,}07 \cdot T_1 \cdot V_t \le 0{,}2 \cdot V_t \Rightarrow 0{,}07 \cdot 1{,}027 \cdot 8103 \overset{?}{\le} 0{,}2 \cdot 8103\,\text{kN}$$

$583\,\text{kN} < 1620{,}60\,\text{kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında kalan kısmı, N' inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına aşağıdaki denklemle dağıtılmıştır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N)\frac{w_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{N}(w_i \cdot h_i)}$$

Tablo 5.11 Eşdeğer Deprem Yükleri ve Burulma Momentleri

Kat No	ex (m)	ey (m)	Fx (kN)	Mx (kNm)	Fy (kN)	My (kNm)
13	1,25	1,30	1271	1652	1248	1260
12	1,25	1,30	957	1244	916	1145
11	1,25	1,30	885	1151	847	1059
10	1,25	1,30	818	1064	783	979
9	1,25	1,30	745	969	713	891
8	1,25	1,30	675	878	646	808
7	1,25	1,30	602	783	576	720
6	1,25	1,30	531	691	509	636
5	1,25	1,30	457	594	437	546
4	1,25	1,30	384	499	367	459
3	1,25	1,30	309	401	295	369
2	1,25	1,30	234	304	224	280
1	1,25	1,30	157	203	150	188
Z	1,25	1,30	79	103	76	95

Kat kesme kuvvetleri ve dışmerkezlikten dolayı oluşan burulma momentleri bilgisayar modelinde yapıya etki ettirilerek dinamik analiz yapılmıştır. Dinamik analiz sonucu bulunan kat deplasmanları göz önünde bulundurularak ABYYHY' de belirtilen göreli kat ötelemeleri, ikinci mertebe etkileri, burulma düzensizliği ve yumuşak kat düzensizliği kontrolleri yapılmıştır.

5.6 Düzensizlik Kontrolleri

5.6.1 A1 Burulma Düzensizliği Kontrolü

Burulma düzensizliği yönetmeliklerde şu şekilde tanımlanmıştır: Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük göreli kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama göreli ötelemeye oranıdır. Ve aşağıdaki formüllerle hesaplanır.

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{MAX}}{(\Delta_i)_{ORT}} < 1{,}20 \qquad (5.9)$$

$$(\Delta_i)_{Max} = (d_i)_{Max} - (d_{i-1})_{Max} \qquad (5.10)$$

$$(\Delta_i)_{Min} = (d_i)_{Min} - (d_{i-1})_{Min} \qquad (5.11)$$

$$(\Delta_i)_{Ort} = \frac{[(\Delta_i)_{Max} + (\Delta_i)_{Min}]}{2} \qquad (5.12)$$

Yapımız birinci derece deprem bölgesinde bulunduğundan A1- Burulma düzensizliği kontrolünün yapılması gerekmektedir. Yapıya ait göreli kat ötelemeleri değerleri Sap 2000 program analizi sonucu elde edilen değerlerden alınarak yapılmıştır. Ve burulma düzensizliği kontrol sonuçları tablo 5.12 de verilmiştir.

Tablo 5.12 Burulma düzensizliği kontrolü

Kat No	$(\Delta_i)_{MAX}$	$(\Delta_i)_{MİN}$	$(\Delta_i)_{ORT}$	η_b
13	0,0033	0,0027	0,0030	1,10
12	0,0034	0,0028	0,0031	1,09677
11	0,0034	0,0029	0,00315	1,079
10	0,0035	0,0029	0,0032	1,09375
9	0,0035	0,0029	0,0032	1,09375
8	0,0035	0,0030	0,00325	1,07692
7	0,0035	0,0029	0,0032	1,09375
6	0,0034	0,0030	0,0032	1,0625
5	0,0033	0,002753	0,0030265	1,090368
4	0,00313	0,002752	0,002941	1,06426
3	0,002842	0,002498	0,00267	1,06442
2	0,002464	0,002171	0,0023175	1,063215
1	0,0018543	0,0016381	0,0017462	1,0619
Z	0,0009097	0,0008009	0,0008553	1,0636
				< 1,20

Sonuç olarak yapının tüm katlarında A1- burulma düzensizliği katsayısı η_b 1.2'den küçük çıkmıştır.

5.6.2 B2 Yumuşak Kat Düzensizliği Kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama göreli kat ötelemesinin bir üst kattaki ortalama göreli kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan rijitlik katsayısı η_k'nin 1.5'tan fazla olması durumu olarak tanımlanır. Ve aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i)_{ORT}}{(\Delta_{i+1})_{ORT}} < 1{,}50 \qquad (5.13)$$

Yapı birinci derece deprem bölgesinde bulunduğundan ve $H_N > 25$ m olduğundan B2 yumuşak kat düzensizliği kontrolü yapılmıştır.Yumuşak kat düzensizliğine ait sonuçlar tablo 5.13 de gösterilmiştir.

Tablo 5.13 Yumuşak kat düzensizliği kontrolü

Kat No	$(\Delta_i)_{ORT}$	η_k
13	0,0030	—
12	0,0031	1,033
11	0,00315	1,0163
10	0,0032	1,01587
9	0,0032	1,0
8	0,00325	1,015625
7	0,0032	0,9846
6	0,0032	1,0
5	0,0030265	0,94578
4	0,002941	0,97175
3	0,00267	0,90785
2	0,0023175	0,86798
1	0,0017462	0,75348
Z	0,0008553	0,4898
		< 1,50

Sonuç olarak yapıdaki tüm katlarda yumuşak kat düzensizliği 1.5'dan küçük çıkarak gerekli olan kontroller sağlanmıştır.

5.6.3 Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden göreli kat ötelemesi, Δ_i aşağıdaki formül ile elde edilir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \qquad (5.14)$$

d_i ve d_{i-1} , binanın i'inci ve (i-1)'inci katlarındaki herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında hesaptan elde edilen yatay yer değiştirmeleri göstermektedir.

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, tablo 5.14 de hesaplanan göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\Delta_i)_{max}$, aşağıdaki denklemde verilen koşulları sağlamalıdır.

$$\frac{(\Delta_i)_{MAX}}{h_i} \leq 0{,}0035 \qquad (5.15)$$

$$\frac{(\Delta_i)_{MAX}}{h_i} \leq \frac{0{,}02}{R} \qquad (5.16)$$

Yukarıdaki formüllerde verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanmaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır. Ancak verilen koşul sağlansa bile, yapısal olmayan gevrek elemanların (cephe elemanları vb), elde edilen kat ötelemeleri altında kullanılabilirliği hesapla doğrulanmalıdır.

Tablo 5.14 Göreli kat ötelemeleri kontrolü

Kat No	h_i (m)	$(\Delta_i)_{MAX}$	$(\Delta_i)_{MAX} / h_i$
13	3,0	0,0033	0,0011
12	3,0	0,0034	0,00113
11	3,0	0,0034	0,00113
10	3,0	0,0035	0,00167
9	3,0	0,0035	0,00167
8	3,0	0,0035	0,00167
7	3,0	0,0035	0,00167
6	3,0	0,0034	0,00113
5	3,0	0,0033	0,0011
4	3,0	0,00313	0,001043
3	3,0	0,002842	0,0009473
2	3,0	0,002464	0,0008213
1	3,0	0,0018543	0,0006181
Z	3,0	0,0009097	0,00030323
			<0,002857

Sonuç olarak, yapının tüm katlarında tablo 5.14 de görüleceği üzere göreli kat ötelemeleri ile ilgili aşağıdaki koşulları sağlamaktadır.

$$\frac{(\Delta_i)_{MAX}}{h_i} \le 0{,}0035 \text{ veya } \frac{(\Delta_i)_{MAX}}{h_i} \le \frac{0{,}02}{R} = \frac{0{,}02}{7} = 0{,}002857$$

5.6.4 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri aşağıda belirtildiği gibi göz önüne alınabilir.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i' nin aşağıda verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^{N} w_j}{V_i \cdot h_i} \leq 0{,}12 \qquad (5.17)$$

Bu koşulun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde arttırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

Bizim yapımız için ise ikinci mertebe etkileri depremin her iki doğrultusundaki kat kesme kuvvetleri için ayrı ayrı aşağıdaki tablolarda görüldüğü üzere incelenmiştir.

Sonuç olarak ikinci mertebe etkilerinin her iki deprem doğrultusu için de verilen koşulu sağladığı görülmektedir.

Tablo 5.15 X doğrultusunda yapının ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	w_i (kN)	Σw_i (kN)	$(\Delta_i)_{ORT}$	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i
13	5720	5720	0,0030	1271	3.0	0,0045
12	8562	14282	0,0031	2228	3.0	0,00662
11	8575	22857	0,00315	3113	3.0	0,00771
10	8652	31509	0,0032	3931	3.0	0,00719
9	8669	40178	0,0032	4676	3.0	0,00917
8	8726	48904	0,00325	5351	3.0	0,0099
7	8757	57661	0,0032	5953	3.0	0,0103
6	8829	66490	0,0032	6484	3.0	0,01094
5	8857	75347	0,0030265	6941	3.0	0,01095
4	8923	84270	0,002941	7325	3.0	0,01128
3	8972	93242	0,00267	7634	3.0	0,01087
2	9063	102305	0,0023175	7868	3.0	0,01005
1	9102	111407	0,0017462	8025	3.0	0,00808
Z	9179	120586	0,0008553	8104	3.0	0,00424
						< 0,12

Tablo 5.16 Y doğrultusunda yapının ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	w_i (kN)	Σw_i (kN)	$(\Delta_i)_{ORT}$	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i
13	5720	5720	0,0030	1248	3.0	0,00458
12	8562	14282	0,0031	2164	3.0	0,01091
11	8575	22857	0,00315	3011	3.0	0,00797
10	8652	31509	0,0032	3794	3.0	0,00886
9	8669	40178	0,0032	4507	3.0	0,00951
8	8726	48904	0,00325	5153	3.0	0,01028
7	8757	57661	0,0032	5729	3.0	0,01074
6	8829	66490	0,0032	6238	3.0	0,01137
5	8857	75347	0,0030265	6675	3.0	0,01139
4	8923	84270	0,002941	7042	3.0	0,01173
3	8972	93242	0,00267	7337	3.0	0,01131
2	9063	102305	0,0023175	7561	3.0	0,01045
1	9102	111407	0,0017462	7711	3.0	0,008409
Z	9179	120586	0,0008553	7787	3.0	0,004415
						< 0,12

5.7 Fiktif Çerçeve Yöntemine Göre Deprem Analizi (X Doğrultusu)

Hem x hem de y doğrultusundaki deprem hesabı, teorisi bölüm 4' de verilen fiktif çerçeve yöntemi esas alınarak yapılmıştır.

Tablo 5.17 X Doğrultusundaki Kat Kesme Kuvvetleri

Kat No	Kat Kuvveti (kN)	Kat Kesme Kuvveti (kN)
13	1271	1271
12	957	2228
11	885	3113
10	818	3931
9	745	4676
8	675	5351
7	602	5953
6	531	6484
5	457	6941
4	384	7325
3	309	7634
2	234	7868
1	157	8025
Z	79	8104

Tablo 5.18 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında K102 Kiriş Rijitliği

Kat No	1 ~ 6 AKSLARI (K102) KİRİŞLERİ				
	KESİT (cm^2)	TABLA GENİŞLİĞİ	I (dm^4)	L (m)	I / L (dm^3)
1	2	3	4	5	6
13	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
12	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
11	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
10	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
9	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
8	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
7	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
6	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
5	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
4	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
3	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
2	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
1	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25
Z	25 / 60	550	62,53	5,00	1,25

Tablo 5.19 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında K101 Kiriş Rijitlikleri

Kat No	1 ~ 6 AKSLARI KİRİŞLERİ K101 PERDE BAĞLANTILI KİRİŞLER							
	KESİT (cm^2)	TABLA GENİŞLİĞİ	I (dm^4)	a (m)	I / a (dm^3)	b (m)	Ψ=1+b/2a	I/a * Ψ (dm^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
12	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
11	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
10	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
9	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
8	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
7	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
6	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
5	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
4	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
3	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
2	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
1	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14
Z	25 / 60	650	67,83	4,875	1,39	5,25	1,54	2,14

Tablo 5.20 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında K103 ve K106 Kiriş Rijitlikleri

KAT NO	2 ~3~4~5 AKSLARI (K103~K106) KİRİŞLERİ				
	KESİT (cm^2)	TABLA GENİŞLİĞİ	I (dm^4)	L (m)	I / L (dm^3)
1	2	3	4	5	6
13	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
12	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
11	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
10	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
9	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
8	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
7	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
6	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
5	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
4	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
3	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
2	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
1	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623
Z	25 / 60	1050	81,15	5,00	1,623

Tablo 5.21 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında K104 ve K105 Kiriş Rijitlikleri

Kat No	2 ~5 AKSLARI (K104~K105) KİRİŞLERİ				
	KESİT (cm^2)	TABLA GENİŞLİĞİ	I (dm^4)	L (m)	I / L (dm^3)
1	2	3	4	5	6
13	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
12	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
11	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
10	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
9	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
8	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
7	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
6	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
5	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
4	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
3	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
2	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
1	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48
Z	25 / 60	850	74,03	5,00	1,48

Tablo 5.22 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında K107 Kiriş Rijitlikleri

Kat No	3 ~ 4 AKSLARI KİRİŞLERİ K107 PERDE BAĞLANTILI KİRİŞLER							
	KESİT (cm^2)	TABLA GENİŞLİĞİ	I (dm^4)	a (m)	I / a (dm^3)	b (m)	Ψ=1+b/2a	I/a * Ψ (dm^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
12	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
11	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
10	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
9	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
8	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
7	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
6	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
5	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
4	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
3	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
2	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
1	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00
Z	25 / 60	1050	81,15	4,875	1,665	1,50	1,154	1,92
						2,00	1,20	2,00

Tablo 5.23 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kolon Kayma Rijitlikleri

Kat No	H_i (m)	C2,D2,C5,D5 (4 ADET) (K104 ~ K105 İLE BAĞLI)						
		KİRİŞ	KOLON					
		I / L (dm^3)	KESİT (cm^2)	I_c (dm^4)	I_c / h (dm^3)	k	a	Di (dm^4/m^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	3,0	1,48	25 / 35	4,56	0,15	19,73	0,90	1,824
12	3,0	1,48	25 / 35	4,56	0,15	19,73	0,90	1,824
11	3,0	1,48	35 / 55	19,65	0,65	4,55	0,69	6,03
10	3,0	1,48	35 / 55	19,65	0,65	4,55	0,69	6,03
9	3,0	1,48	40 / 75	40,00	1,33	2,23	0,53	9,42
8	3,0	1,48	40 / 75	40,00	1,33	2,23	0,53	9,42
7	3,0	1,48	50 / 85	88,54	2,95	1,00	0,33	13,00
6	3,0	1,48	50 / 85	88,54	2,95	1,00	0,33	13,00
5	3,0	1,48	50 / 105	109,38	3,65	0,81	0,29	14,10
4	3,0	1,48	50 / 105	109,38	3,65	0,81	0,29	14,10
3	3,0	1,48	60 / 110	198,00	6,60	0,45	0,18	15,84
2	3,0	1,48	60 / 110	198,00	6,60	0,45	0,18	15,84
1	3,0	1,48	60 / 130	234,00	7,80	0,38	0,16	16,64
Z	3,0	1,48	60 / 130	234,00	7,80	0,38	0,41	42,64

$D_i = \frac{12EI}{h^3} \cdot a \Rightarrow$ kolon kayma rijitliği bu formülle bulunur.

Tablo 5.24 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kolon Kayma Rijitlikleri

Kat No	H_i (m)	A2,A3,A4,A5,F2,F3,F4,F5 (8 ADET) (K103 ~ K106 İLE BAĞLI)						
		KİRİŞ	KOLON					
		I / L (dm^3)	KESİT (cm^2)	I_c (dm^4)	I_c / h (dm^3)	k	a	D_i (dm^4/m^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	3,0	1,623	25 / 30	3,90	0,13	12,48	0,86	1,49
12	3,0	1,623	25 / 30	3,90	0,13	12,48	0,86	1,49
11	3,0	1,623	35 / 40	14,30	0,48	3,38	0,63	4,00
10	3,0	1,623	35 / 40	14,30	0,48	3,38	0,63	4,00
9	3,0	1,623	40 / 45	24,00	0,80	2,03	0,50	5,33
8	3,0	1,623	40 / 45	24,00	0,80	2,03	0,50	5,33
7	3,0	1,623	40 / 55	29,33	0,98	1,66	0,45	5,87
6	3,0	1,623	40 / 55	29,33	0,98	1,66	0,45	5,87
5	3,0	1,623	50 / 55	57,30	1,91	0,85	0,30	7,64
4	3,0	1,623	50 / 55	57,30	1,91	0,85	0,30	7,64
3	3,0	1,623	60 / 65	117,00	3,90	0,42	0,17	8,84
2	3,0	1,623	60 / 65	117,00	3,90	0,42	0,17	8,84
1	3,0	1,623	60 / 70	126,00	4,20	0,38	0,16	8,96
Z	3,0	1,623	60 / 70	126,00	4,20	0,38	0,42	23,52

Tablo 5.25 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kolon Kayma Rijitlikleri

Kat No	B3,B4,E3,E4 (4 ADET) (K106 ~ K107 İLE BAĞLI)							
	KİRİŞ		KOLON					
	I / L (dm^3)	I/a * Ψ (dm^3)	KESİT (cm^2)	I_c (dm^4)	I_c / h (dm^3)	k	a	D_i (dm^4/m^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	1,623	1,92	25 / 30	3,90	0,13	27,25	0,93	1,612
		2,00				27,87	0,93	1,612
12	1,623	1,92	25 / 30	3,90	0,13	27,25	0,93	1,612
		2,00				27,87	0,93	1,612
11	1,623	1,92	35 / 50	17,86	0,59	6,00	0,75	5,95
		2,00				6,14	0,75	5,95
10	1,623	1,92	35 / 50	17,86	0,59	6,00	0,75	5,95
		2,00				6,14	0,75	5,95
9	1,623	1,92	40 / 60	32,00	1,07	3,31	0,62	8,82
		2,00				3,39	0,62	8,82
8	1,623	1,92	40 / 60	32,00	1,07	3,31	0,62	8,82
		2,00				3,39	0,62	8,82
7	1,623	1,92	50 / 65	67,71	2,26	1,57	0,44	13,24
		2,00				1,60	0,44	13,24
6	1,623	1,92	50 / 65	67,71	2,26	1,57	0,44	13,24
		2,00				1,60	0,44	13,24
5	1,623	1,92	50 / 80	83,33	2,77	1,28	0,39	14,44
		2,00				1,308	0,39	14,44
4	1,623	1,92	50 / 80	83,33	2,77	1,28	0,39	14,44
		2,00				1,308	0,39	14,44
3	1,623	1,92	60 / 80	144,00	4,80	0,74	0,27	17,28
		2,00				0,75	0,27	17,28
2	1,623	1,92	60 / 80	144,00	4,80	0,74	0,27	17,28
		2,00				0,75	0,27	17,28
1	1,623	1,92	60 / 100	180,00	6,00	0,59	0,23	18,40
		2,00				0,60	0,23	18,40
Z	1,623	1,92	60 / 100	180,00	6,00	0,59	0,48	38,40
		2,00				0,60	0,48	38,40

Tablo 5.26 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kolon Kayma Rijitlikleri

Kat No	C1,D1,C6,D6 (4 ADET) (K101 ~ K102 İLE BAĞLI)							
	KİRİŞ		KOLON					
	I / L (dm^3)	I/a * Ψ (dm^3)	KESİT (cm^2)	I_c (dm^4)	I_c / h (dm^3)	k	a	D_i (dm^4/m^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	1,25	2,14	25 / 30	3,90	0,13	26,08	0,92	1,59
12	1,25	2,14	25 / 30	3,90	0,13	26,08	0,92	1,59
11	1,25	2,14	35 / 45	16,08	0,54	6,28	0,76	5,43
10	1,25	2,14	35 / 45	16,08	0,54	6,28	0,76	5,43
9	1,25	2,14	40 / 50	26,67	0,89	3,81	0,65	7,70
8	1,25	2,14	40 / 50	26,67	0,89	3,81	0,65	7,70
7	1,25	2,14	50 / 60	62,50	2,08	1,63	0,45	12,50
6	1,25	2,14	50 / 60	62,50	2,08	1,63	0,45	12,50
5	1,25	2,14	50 / 70	79,72	2,43	1,40	0,41	13,29
4	1,25	2,14	50 / 70	79,92	2,43	1,40	0,41	13,29
3	1,25	2,14	60 / 70	126,00	4,20	0,807	0,28	15,68
2	1,25	2,14	60 / 70	126,00	4,20	0,807	0,28	15,68
1	1,25	2,14	60 / 85	153,00	5,10	0,66	0,25	17,00
Z	1,25	2,14	60 / 85	153,00	5,10	0,66	0,49	33,32

Tablo 5.27 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kolon Kayma Rijitlikleri

Kat No	B2,B5,E2,E5 (4 ADET) (K103 ~ K104 İLE BAĞLI)							
	KİRİŞ		KOLON					
	I / L (dm^3)	I / L (dm^3)	KESİT (cm^2)	I_c (dm^4)	I_c / h (dm^3)	k	a	D_i (dm^4/m^3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	1,623	1,48	25 / 30	3,90	0,13	23,87	0,92	1,59
12	1,623	1,48	25 / 30	3,90	0,13	23,87	0,92	1,59
11	1,623	1,48	35 / 50	17,86	0,59	5,26	0,72	5,71
10	1,623	1,48	35 / 50	17,86	0,59	5,26	0,72	5,71
9	1,623	1,48	40 / 65	34,67	1,16	2,68	0,57	8,78
8	1,623	1,48	40 / 65	34,67	1,16	2,68	0,57	8,78
7	1,623	1,48	50 / 70	72,92	2,43	1,28	0,39	12,64
6	1,623	1,48	50 / 70	72,92	2,43	1,28	0,39	12,64
5	1,623	1,48	50 / 90	93,75	3,125	0,99	0,33	13,75
4	1,623	1,48	50 / 90	93,75	3,125	0,99	0,33	13,75
3	1,623	1,48	60 / 90	162,00	5,40	0,57	0,22	15,84
2	1,623	1,48	60 / 90	162,00	5,40	0,57	0,22	15,84
1	1,623	1,48	60 / 110	198,00	6,60	0,47	0,19	16,72
Z	1,623	1,48	60 / 110	198,00	6,60	0,47	0,44	38,72

Tablo 5.28 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Toplam Çerçeve Kat Kayma Rijitlikleri ve Kiriş Dönme Redörleri

Kat No	ÇERÇEVE		KİRİŞ						$R_i=\Sigma k_i+h_i^2 D_i$
	D_i	1 Adet $h_i^2 * D_i$	3 AKSI	3 AKSI		1 AKSI		Σk_i	
	(dm^4/m^3)	(m^3)	4 Adet k_i (m^3)	Σk (m^3)	4 Adet k_i (m^3)	Σk (m^3)	4 Adet k_i (m^3)	(m^3)	(m^3)
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13	38,38	0,0345	0,078	0,003673	0,008031	0,00352	0,01617	0,4369	0,4714
			0,091	0,003753	0,009121				
12	38,38	0,0345	0,078	0,003803	0,008272	0,00365	0,01654	0,4395	0,4740
			0,091	0,003883	0,009382				
11	124,48	0,1120	0,078	0,004263	0,009006	0,00406	0,01757	0,4466	0,5586
			0,091	0,004343	0,010178				
10	124,48	0,1120	0,078	0,004723	0,009597	0,00447	0,01840	0,4524	0,5644
			0,091	0,004803	0,01082				
9	181,52	0,1634	0,078	0,005203	0,010103	0,00482	0,01900	0,4569	0,6203
			0,091	0,005283	0,01138				
8	181,52	0,1634	0,078	0,005683	0,010523	0,00517	0,01952	0,4608	0,6242
			0,091	0,005763	0,011836				
7	252,48	0,2272	0,078	0,006873	0,011300	0,00636	0,02086	0,4695	0,6967
			0,091	0,006953	0,012704				
6	252,48	0,2272	0,078	0,008063	0,01187	0,00755	0,02177	0,4755	0,7027
			0,091	0,008143	0,013318				
5	283,44	0,2551	0,078	0,008573	0,012058	0,00790	0,02199	0,4771	0,7322
			0,091	0,008653	0,013530				
4	283,44	0,2551	0,078	0,009083	0,01222	0,00825	0,02219	0,4786	0,7337
			0,091	0,009163	0,013718				
3	329,28	0,2964	0,078	0,011113	0,01275	0,01002	0,02298	0,4840	0,7804
			0,091	0,011193	0,014296				
2	329,28	0,2964	0,078	0,013143	0,013107	0,01179	0,02354	0,4878	0,7842
			0,091	0,013223	0,01469				
1	346,72	0,3120	0,078	0,014343	0,01327	0,01269	0,02376	0,4893	0,8013
			0,091	0,014423	0,01488				
Z	800,48	0,3120	0,078	0,015543	0,01341	0,01359	0,02395	0,4907	1,2111
			0,091	0,015623	0,015036				

Tablo 5.29 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Süreklilik Denklemlerini Oluşturan Değerlerin Hesabı

Kat No	h_i (m)	F_i (kN)	V_i (kN)	ΣIp_i (m^4)	h_i / Ip_i ($1/m^3$)	R_i (m^3)	$1 / R_i$ ($1/m^3$)	$h_i^2 / 2Ip$	h_i / R_i	$W_{i-1} * h_{i-1} / R_{i-1}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13	3,0	1271	1271	12,53	0,2394	0,4714	2,1213	0,3591	6,364	6056,96
12	3,0	957	2228	12,53	0,2394	0,4740	2,1097	0,3591	6,329	4752,95
11	3,0	885	3113	12,53	0,2394	0,5586	1,7902	0,3591	5,371	4347,98
10	3,0	818	3931	12,53	0,2394	0,5644	1,7718	0,3591	5,315	3603,09
9	3,0	745	4676	12,53	0,2394	0,6203	1,6121	0,3591	4,836	3244,15
8	3,0	675	5351	12,53	0,2394	0,6242	1,6021	0,3591	4,806	2592,22
7	3,0	602	5953	12,53	0,2394	0,6967	1,4353	0,3591	4,306	2266,97
6	3,0	531	6484	12,53	0,2394	0,7027	1,4231	0,3591	4,269	1872,44
5	3,0	457	6941	12,53	0,2394	0,7322	1,3657	0,3591	4,097	1570,12
4	3,0	384	7325	12,53	0,2394	0,7337	1,3629	0,3591	4,089	1187,85
3	3,0	309	7634	12,53	0,2394	0,7804	1,2814	0,3591	3,844	895,18
2	3,0	234	7868	12,53	0,2394	0,7842	1,2752	0,3591	3,825	587,79
1	3,0	157	8025	12,53	0,2394	0,8013	1,2480	0,3591	3,744	195,69
Z	3,0	79	8104	12,53	0,2394	1,2111	0,8257	0,3591	2,477	—

Tablo 5.30 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Süreklilik Denklemi Katsayıları

Kat No	$\delta_{i,i+1}$	$\delta_{i,i}$	$\delta_{i,i-1}$	$\delta_{i,o}$
1	2	3	4	5
13	-2,1213	4,4704	-2,1097	-5556,06
12	-2,1097	4,1393	-1,7902	-1817,56
11	-1,7902	3,8014	-1,7718	-3058,26
10	-1,7718	3,62332	-1,6121	-308,52
9	-1,6121	3,45357	-1,6021	-1422,85
8	-1,6021	3,27675	-1,4353	2004,82
7	-1,4353	3,09778	-1,4231	89,823
6	-1,4231	3,02822	-1,3657	1571,21
5	-1,3657	2,96809	-1,3629	980,70
4	-1,3629	2,88374	-1,2814	3234,25
3	-1,2814	2,79597	-1,2752	1988,95
2	-1,2752	2,76255	-1,2480	2879,64
1	-1,2480	2,31307	-0,8257	12852,96
Z	-0,8257	1,0651	—	22983,75

Tablo 5.31 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Süreklilik Katsayıları Denklem Takımı

4,4704	-2,11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		X13		5556,1
-2,11	4,1393	-1,79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		X12		1817,6
0	-1,79	3,8014	-1,772	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		X11		3058,3
0	0	-1,772	3,6233	-1,612	0	0	0	0	0	0	0	0	0		X10		308,52
0	0	0	-1,612	3,4536	-1,602	0	0	0	0	0	0	0	0		X09		1422,9
0	0	0	0	-1,602	3,2768	-1,435	0	0	0	0	0	0	0		X08		-2005
0	0	0	0	0	-1,435	3,0978	-1,423	0	0	0	0	0	0		X07		-89,82
0	0	0	0	0	0	-1,423	3,0282	-1,366	0	0	0	0	0	*	X06	=	-1571
0	0	0	0	0	0	0	-1,366	2,9681	-1,363	0	0	0	0		X05		-980,7
0	0	0	0	0	0	0	0	-1,363	2,8837	-1,281	0	0	0		X04		-3234
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,281	2,796	-1,275	0	0		X03		-1989
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,275	2,7626	-1,248	0		X02		-2880
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,248	2,3131	-0,826		X01		-12853
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,826	1,0651		X0Z		-22984

0,3416	0,2499	0,1752	0,1234	0,0849	0,0587	0,0394	0,0264	0,0176	0,0119	0,008	0,0055	0,0041	0,0032		5556,1		2669,8	X13
0,2499	0,5295	0,3713	0,2616	0,1798	0,1245	0,0834	0,056	0,0373	0,0251	0,0169	0,0118	0,0088	0,0068		1817,6		3023,6	X12
0,1752	0,3713	0,652	0,4593	0,3158	0,2186	0,1465	0,0984	0,0656	0,0442	0,0297	0,0206	0,0154	0,0119		3058,3		2829,7	X11
0,1234	0,2616	0,4593	0,7212	0,4959	0,3432	0,23	0,1545	0,1029	0,0693	0,0466	0,0324	0,0242	0,0187		308,52		1289,9	X10
0,0849	0,1798	0,3158	0,4959	0,7674	0,5311	0,3559	0,2391	0,1593	0,1073	0,0721	0,0502	0,0374	0,029		1422,9		-402,1	X09
0,0587	0,1245	0,2186	0,3432	0,5311	0,7995	0,5358	0,3599	0,2398	0,1615	0,1085	0,0755	0,0563	0,0437		-2005		-3053	X08
0,0394	0,0834	0,1465	0,23	0,3559	0,5358	0,826	0,5549	0,3697	0,249	0,1672	0,1164	0,0869	0,0673	*	-89,82	=	-5124	X07
0,0264	0,056	0,0984	0,1545	0,2391	0,3599	0,5549	0,8448	0,5629	0,3792	0,2546	0,1773	0,1322	0,1025		-1571		-8012	X06
0,0176	0,0373	0,0656	0,1029	0,1593	0,2398	0,3697	0,5629	0,8628	0,5812	0,3903	0,2717	0,2027	0,1571		-980,7		-11276	X05
0,0119	0,0251	0,0442	0,0693	0,1073	0,1615	0,249	0,3792	0,5812	0,8858	0,5948	0,4141	0,3089	0,2395		-3234		-15807	X04
0,008	0,0169	0,0297	0,0466	0,0721	0,1085	0,1672	0,2546	0,3903	0,5948	0,9235	0,643	0,4796	0,3718		-1989		-21055	X03
0,0055	0,0118	0,0206	0,0324	0,0502	0,0755	0,1164	0,1773	0,2717	0,4141	0,643	0,9936	0,7412	0,5746		-2880		-28722	X02
0,0041	0,0088	0,0154	0,0242	0,0374	0,0563	0,0869	0,1322	0,2027	0,3089	0,4796	0,7412	1,1506	0,892		-12853		-39759	X01
0,0032	0,0068	0,0119	0,0187	0,029	0,0437	0,0673	0,1025	0,1571	0,2395	0,3718	0,5746	0,892	1,6304		-22984		-52401	X0Z

Tablo 5.32 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Çerçeve ve Perdenin Aldıkları Kesme Kuvvetleri, Kiriş Momentleri

Kat No	X_i (kNm)	Toplam Kesme Kuvveti V_{oi} (kN)	Yay Momenti M_{Ri} (kNm)	Σk_i (m^3)	Kiriş Momenti M_{ki} (kNm)	Perde Kesme Kuvveti Q_{pi} (kN)	Çerçeve Kesme Kuvveti $Q_{di}= V_{oi}- Q_{pi}$ (kN)	Perde Kesme Kuvveti %	Çerçeve Kesme Kuvveti %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
13	2699,78	1271	6512,78	0,4369	6036,13	1112,12	158,88	87	13
12	3023,61	2228	7007,84	0,4395	6497,77	2057,98	170,02	92	8
11	2829,66	3113	9145,04	0,4466	7311,45	2501,8	611,2	80	20
10	1289,94	3931	10253,3	0,4524	8218,62	3252,78	678,22	83	17
9	-402,09	4676	12335,9	0,4569	9086,41	3592,82	1083,18	77	23
8	-3053	5351	13402,1	0,4608	9893,76	4181,56	1169,44	78	22
7	-512,31	5953	15787,7	0,4695	10639,19	4236,83	1716,17	71	29
6	-8012,33	6484	16563,9	0,4755	11208,44	4698,82	1785,18	72	28
5	-11275,6	6941	17559,7	0,4771	11441,88	4901,72	2039,28	71	29
4	-15806,6	7325	17444	0,4786	11378,9	5303,30	2021,70	72	28
3	-21055,1	7634	17653,5	0,4840	10948,61	5399,04	2234,96	71	29
2	-28722,3	7868	15936,8	0,4878	9913,25	5860,15	2007,85	74	26
1	-39759	8025	13038,3	0,4893	7961,61	6332,77	1692,23	79	21
Z	-52401,4	8104	11669,6	0,4907	4728,16	5790,19	2313,81	71	29

$$M_{Ri} = X_i - X_{i+1} + V_{oi} \cdot h_i$$

$$M_{ki} = M_{Ri} \cdot \frac{k_i}{R}$$

$$Q_{pi} = \frac{X_{i+1} - X_i + M_{ki}}{h_i}$$

Tablo 5.33 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Her Bir Kirişin Payına Düşen Momentler

Kat No	Toplam Kiriş Momenti M_{Ki} (kNm)	Σk_i (m^3)	3 Aksı Perde-Perde		3 Aksı		1 Aksı	
			k (m^3)	$M_K = M_{Ki}*k/\Sigma k$ (kNm)	k (m^3)	$M_K = M_{Ki}*k/\Sigma k$ (kNm)	k (m^3)	$M_K = M_{Ki}*k/\Sigma k$ (kNm)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	6036,13	0,4369	0,078	1077,64	0,008031	110,95	0,01617	223,40
			0,091	1257,24	0,009121	126,015		
12	6497,77	0,4395	0,078	1153,19	0,008272	122,29	0,01654	244,54
			0,091	1345,39	0,009382	138,71		
11	7311,45	0,4466	0,078	1276,97	0,009006	147,44	0,01757	287,65
			0,091	1489,79	0,010178	166,63		
10	8218,62	0,4524	0,078	1417,00	0,009597	174,35	0,01840	334,27
			0,091	1653,17	0,01082	196,56		
9	9086,41	0,4569	0,078	1551,19	0,010103	200,92	0,01900	377,85
			0,091	1809,72	0,01138	226,32		
8	9893,76	0,4608	0,078	1674,73	0,010523	225,94	0,01952	419,11
			0,091	1953,85	0,011836	254,13		
7	10639,19	0,4695	0,078	1767,53	0,011300	256,07	0,02086	472,70
			0,091	2062,12	0,012704	287,88		
6	11208,44	0,4755	0,078	1838,61	0,01187	279,80	0,02177	513,16
			0,091	2145,04	0,013318	313,93		
5	11441,88	0,4771	0,078	1870,61	0,012058	289,18	0,02199	527,37
			0,091	2182,38	0,013530	324,48		
4	11378,9	0,4786	0,078	1854,48	0,01222	290,54	0,02219	527,58
			0,091	2163,56	0,013718	326,15		
3	10948,61	0,4840	0,078	1764,45	0,01275	288,42	0,02298	519,83
			0,091	2058,52	0,014296	323,39		
2	9913,25	0,4878	0,078	1585,15	0,013107	266,37	0,02354	478,39
			0,091	1849,34	0,01469	298,54		
1	7961,61	0,4893	0,078	1269,17	0,01327	215,92	0,02376	386,61
			0,091	1480,70	0,01488	242,12		
Z	4728,16	0,4907	0,078	751,57	0,01341	129,21	0,02395	230,77
			0,091	876,84	0,015036	144,88		

Tablo 5.34 X Doğrultusundaki Deprem Hesabında Kat Yer Değiştirmeleri

Kat No	ΣV (kN)	ΣD_i (dm^4/m^3)	$\Sigma D=\Sigma D_i*E$ (kN/m)	Rölatif $\delta=\Sigma V/\Sigma D$ (mm)	Toplam d (mm)
1	2	3	4	5	6
13	158,88	38,38	116099	1,36848	26,509
12	170,02	38,38	116099	1,464439	25,140
11	611,2	124,48	376552	1,62315	23,676
10	678,22	124,48	376552	1,80113	22,0528
9	1083,18	181,52	549098	1,97265	20,2517
8	1169,44	181,52	549098	2,12975	18,2790
7	1716,17	252,48	763752	2,247025	16,1493
6	1785,18	252,48	763752	2,337382	13,9023
5	2039,28	283,44	857406	2,37843	11,5649
4	2021,70	283,44	857406	2,357926	9,186458
3	2234,96	329,28	996072	2,24377	6,828532
2	2007,85	329,28	996072	2,015768	4,584762
1	1692,23	346,72	1048828	1,613448	2,568994
Z	2313,81	800,48	2421452	0,955546	0,955546
					0

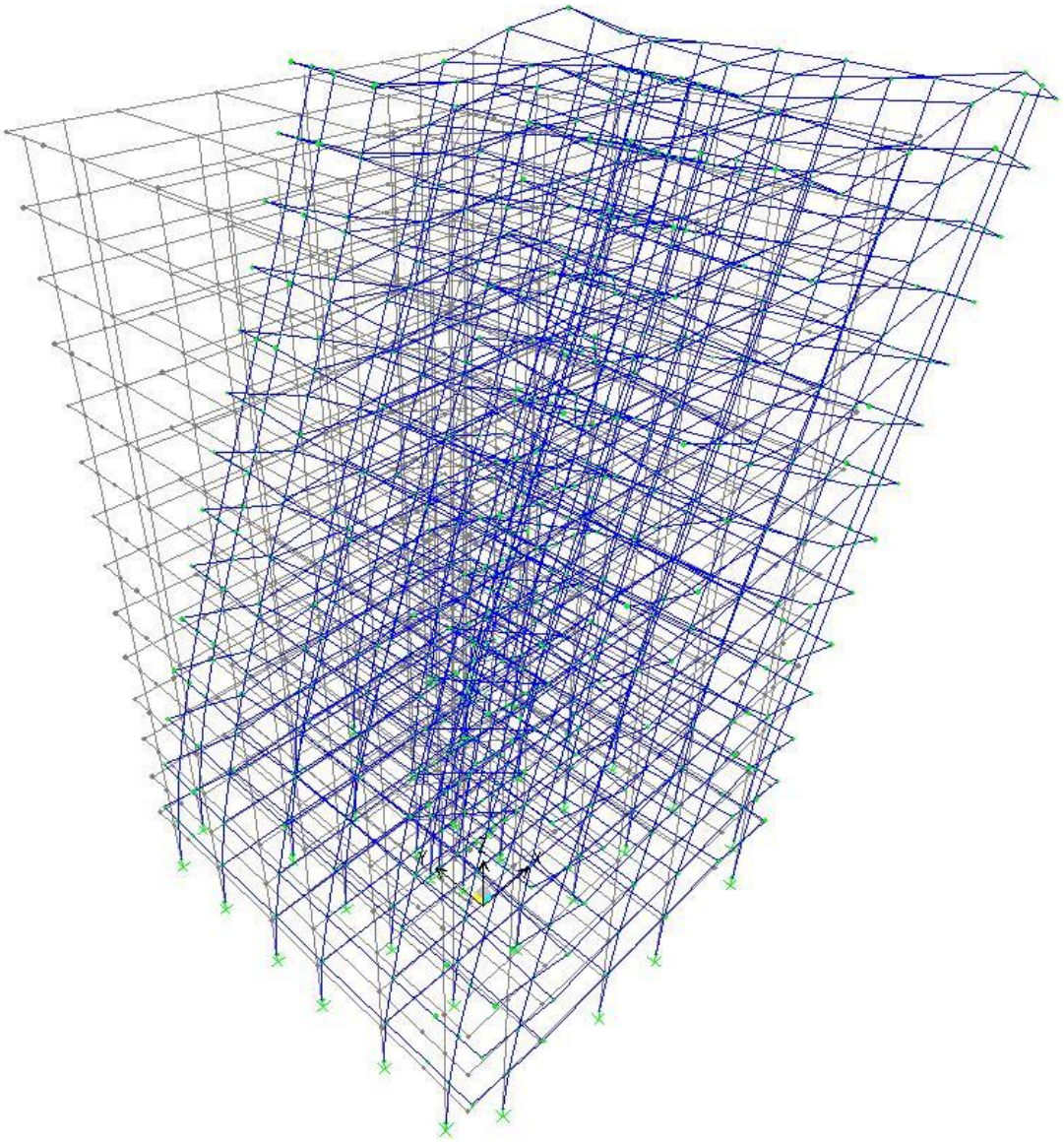
Tablo 5.35 X Deprem Doğrultusundaki Doğal Periyodu Bulmak İçin Değerler

Kat No	m_i	F_i (kN)	d_{fi} (m)	$m_i * d_{fi}^2$	$F_i * d_{fi}$
1	2	3	4	5	6
13	583	1271	0,026509	0,409689	33,6929
12	873	957	0,025140	0,551753	24,059
11	874	885	0,023676	0,489923	20,953
10	882	818	0,0220528	0,42894	18,0392
9	884	745	0,0202517	0,36256	15,0875
8	890	675	0,0182790	0,29737	12,338
7	893	602	0,0161493	0,23289	9,7218
6	900	531	0,0139023	0,17395	7,3820
5	903	457	0,0115649	0,120773	5,2850
4	910	384	0,0091865	0,076796	3,5280
3	915	309	0,0068285	0,042665	2,110
2	924	234	0,0045847	0,019423	1,0728
1	928	157	0,0025689	0,0061245	0,4033
Z	936	79	0,0009555	0,0008546	0,07549
Σ				3,2137111	153,7477

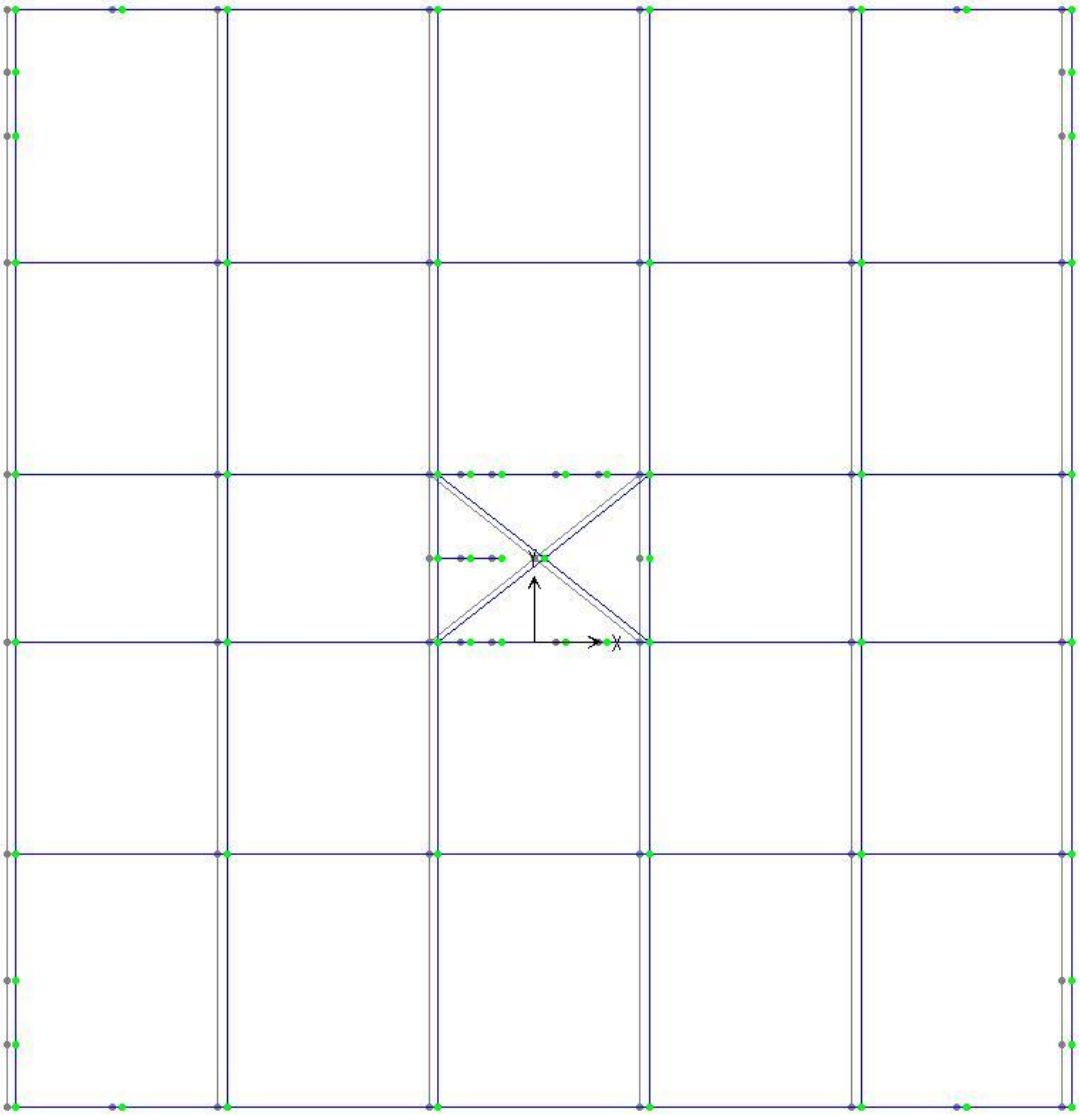
$$T_1 = 2\pi \cdot \left[\frac{3,2137111}{153,7477}\right]^{1/2} = 0,908$$

SAP2000 analizi sonucu bulunan periyot = 1,027

Hata oranı = % 11,5



Şekil 5.6 SAP2000 analiz sonucu elde edilen binanın X doğrultusundaki üç boyutlu mod şekli



Şekil 5.7 SAP2000 analiz sonucu elde edilen binanın X doğrultusundaki X-Y düzlemindeki mod şekli

5.8 Fiktif Çerçeve Yöntemine Göre Deprem Analizi (Y Doğrultusu)

Tablo 5.36 Y Doğrultusundaki Kat Kesme Kuvvetleri

Kat No	Kat Kuvveti (kN)	Kat Kesme Kuvveti (kN)
13	1248	1248
12	916	2164
11	847	3011
10	783	3794
9	713	4507
8	646	5153
7	576	5729
6	509	6238
5	437	6675
4	367	7042
3	295	7337
2	224	7561
1	150	7711
Z	76	7787

Tablo 5.37 Y Doğrultusundaki Kat Yer Değiştirmeleri

Kat No	ΣV (kN)	ΣD_i (dm^4/m^3)	$\Sigma D=\Sigma D_i*E$ (kN/m)	Rölatif $\delta=\Sigma V/\Sigma D$ (mm)	Toplam d (mm)
1	2	3	4	5	6
13	342,137	57,532	174034,3	1,965917	34,64075
12	367,45	57,532	174034,3	2,1113654	32,67484
11	1288,74	189,152	572184,80	2,252314	30,56347
10	1394,277	189,152	572184,80	2,4367599	28,311158
9	2116,393	270,212	817391,30	2,589204	25,874398
8	2246,80	270,212	817391,30	2,748745	23,285194
7	2869,473	331,48	1002727	2,8616923	20,53645
6	2971,383	331,48	1002727	2,96330207	17,67478
5	3367,513	370,052	1119407,3	3,008300	14,7114797
4	3359,587	370,052	1119407,3	3,0012195	11,7031797
3	3566,47	409,175	1237754,38	2,8814037	8,7019602
2	3244,843	409,175	1237754,38	2,6215565	5,8205565
1	2735,903	431,884	1306449,10	2,094152	3,1990
Z	5936,833	1776,34	5373440,6	1,104848	1,104848
					0

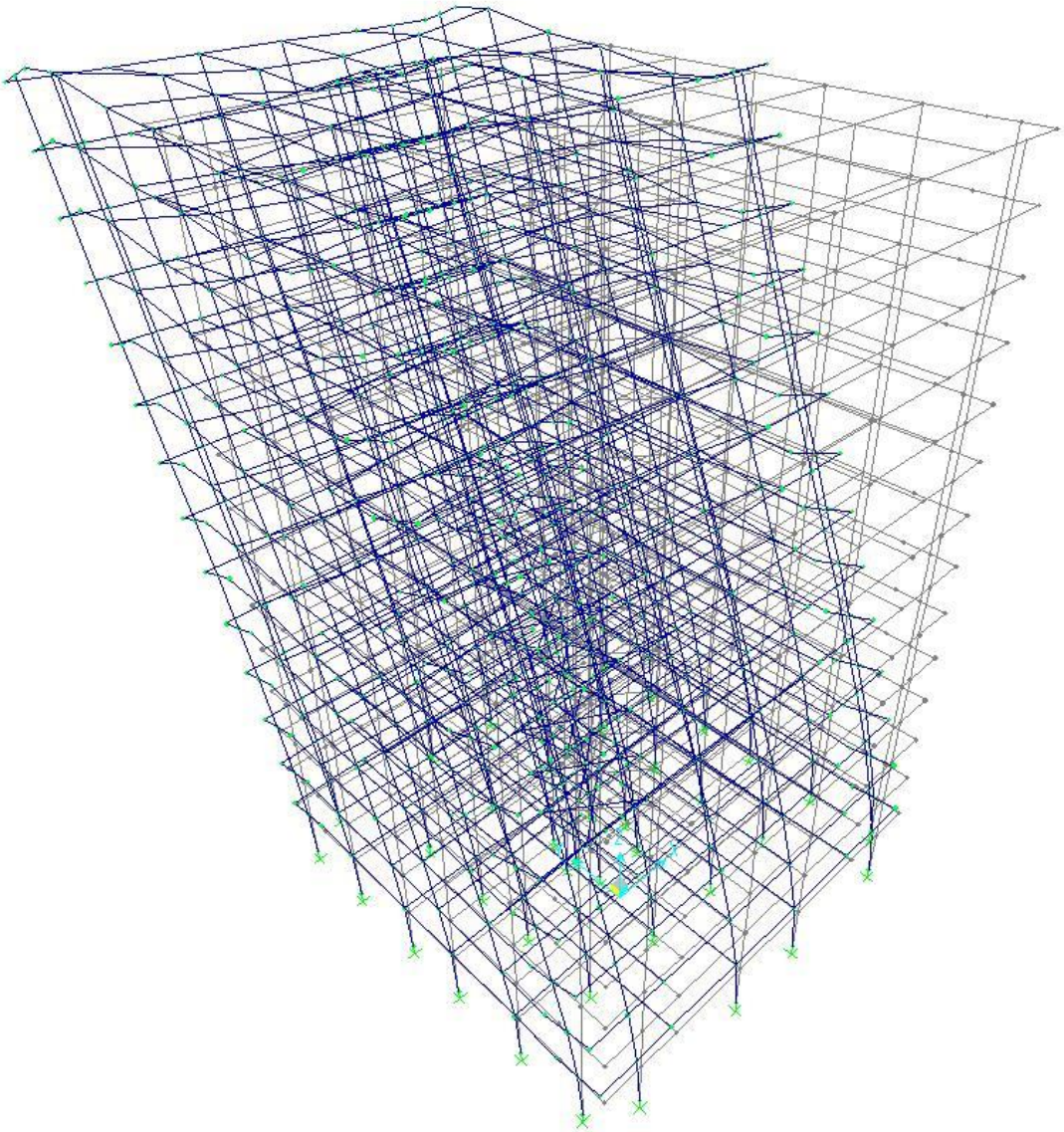
Tablo 5.38 Y Deprem Doğrultusundaki Doğal Periyodu Bulmak İçin Değerler

Kat No	m_i	F_i (kN)	d_{fi} (m)	$m_i * d_{fi}^2$	$F_i * d_{fi}$
1	2	3	4	5	6
13	583	1248	0,03464075	0,69958925	43,231656
12	873	916	0,03267484	0,932054232	29,9301534
11	874	847	0,03056347	0,81642586	25,88726
10	882	783	0,028311158	0,70694211	22,167637
9	884	713	0,025874398	0,59182427	18,44845
8	890	646	0,023285194	0,48255823	15,042235
7	893	576	0,02053645	0,37661898	11,828995
6	900	509	0,01767478	0,281158063	8,996463
5	903	437	0,0147114797	0,195434135	6,428916
4	910	367	0,0117031797	0,1246376	4,295067
3	915	295	0,0087019602	0,0692876	2,5670782
2	924	224	0,0058205565	0,0316276	1,30380454
1	928	150	0,0031990	0,00949678	0,47985
Z	936	76	0,001104848	0,001142565	0,08369845
Σ				5,318797275	190,6915336

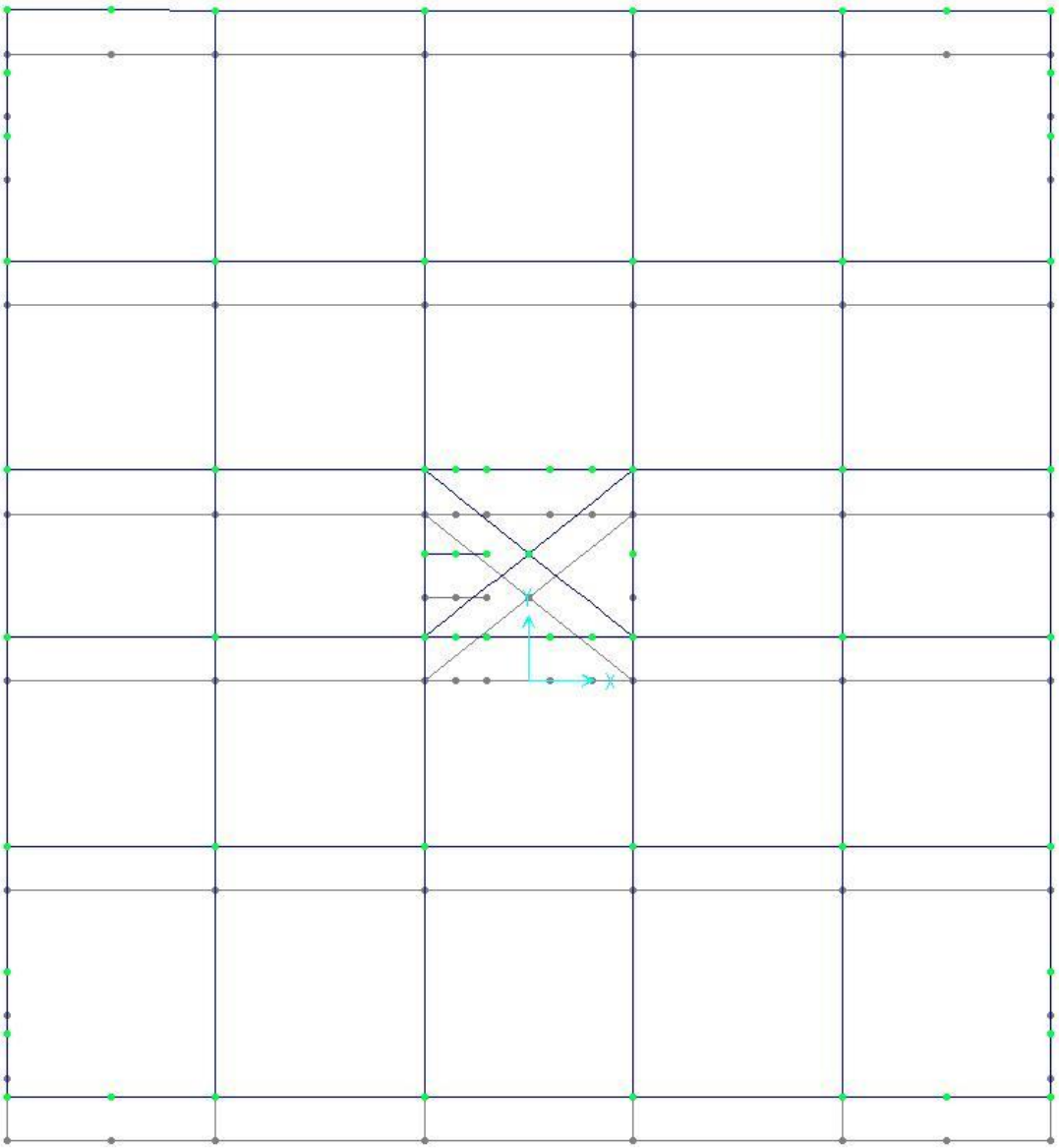
$$T_1 = 2\pi \cdot \left[\frac{5,318797275}{190,6915336}\right]^{1/2} = 1,04935$$

SAP2000 analizi sonucu bulunan periyot = 1,071

Hata oranı = % 2,02



Şekil 5.8 SAP2000 analiz sonucu elde edilen binanın Y doğrultusundaki üç boyutlu mod şekli

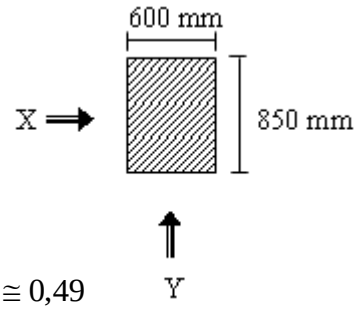


Şekil 5.9 SAP2000 analiz sonucu elde edilen binanın Y doğrultusundaki X-Y düzlemindeki mod şekli

6. BETONARME HESAPLAR

6.1 Zemin Kat Kolonları Boyuna Donatı Hesabı

S101 Kolonu (Frame 20)



Depremsiz Durumda (1,4 G + 1,6 Q)

$$\left.\begin{array}{l} N = 4236{,}73kN \\ M_x = 21{,}21kNm \\ M_y = 74{,}35kNm \end{array}\right\} \Rightarrow n = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4263{,}73 \cdot 10^3}{850 \cdot 600 \cdot 17} \cong 0{,}49$$

$$m_x = \frac{21{,}21 \cdot 10^6}{600^2 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}004 \qquad m_y = \frac{74{,}35 \cdot 10^6}{850^2 \cdot 600 \cdot 17} = 0{,}01$$

$m_x = m_2 = 0{,}004$ ve $m_y = m_1 = 0{,}01$ için abaktan değer okunamıyor. Bu yüzden minimum donatı miktarı konur.

$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 850 \cdot 600 = 5100mm^2 \Rightarrow$ seçilen $22\Phi18 \Rightarrow$ (5588 mm^2)

Gövde donatısı $\Rightarrow A_{sg} = \frac{A_{s1}}{3} = \frac{2794}{3} \cong 931mm^2 \Rightarrow$ seçilen $4\Phi18 \Rightarrow$ (1018 mm^2)

Depremli Durumda (X doğrultusunda deprem varsa)

$$N = N_{x,düş.} + N_{x,deprem} = 3439{,}50kN$$

$$M_x = M_{x,düş.} + M_{x,deprem} = 139{,}12kNm$$

$$M_y = M_{y,düş.} = 74{,}35kNm$$

x doğrultusunda hesap;

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{139{,}12 \cdot 10^6}{600^2 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}027 \\ n &= \frac{3439{,}35 \cdot 10^3}{600 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}40 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

y doğrultusunda kontrol yapılırsa;

$$m = \frac{74{,}35 \cdot 10^6}{600 \cdot 850^2 \cdot 17} = 0{,}01 \qquad \text{w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir .}$$

$$n = 0{,}40$$

$$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 850 \cdot 600 = 5100 mm^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{5100}{2} = 2550 mm^2$$

$A_{s,mevcut} = 2\Phi 18$ (ana donatı $\Rightarrow 509$ mm^2) + $2\Phi 18$ (gövde donatı $\Rightarrow 509$ mm^2) = 1018 mm^2 ‘dir.

$$A_{s,ilave} = A_{s,gereken} - A_{s,mevcut} = 2550 - 1018 = 1532 mm^2 \Rightarrow (7\Phi 18 = 1781 mm^2)$$

<u>Depremli Durumda (Y doğrultusunda deprem varsa)</u>

$$N = N_{düş.} + N_{y,deprem} = 3670{,}74 kN$$

$$M_y = M_{y,düş.} + M_{y,deprem} = 260{,}42 kNm$$

$$M_x = M_{x,düş.} = 21{,}21 kNm$$

y doğrultusunda hesap;

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{260{,}42 \cdot 10^6}{850^2 \cdot 600 \cdot 17} = 0{,}035 \\ n &= \frac{3670{,}74 \cdot 10^3}{600 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}42 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

x doğrultusunda kontrol yapılırsa;

$$m = \frac{21{,}21 \cdot 10^6}{850 \cdot 600^2 \cdot 17} = 0{,}004 \qquad \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

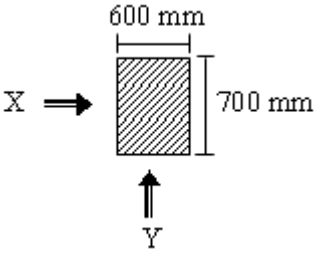
$$n = 0{,}42$$

$$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 850 \cdot 600 = 5100 mm^2$$

S103 Kolonu (Frame 40)

Depremsiz Durumda (1,4 G + 1,6 Q)

$$\left.\begin{array}{l} N = 2576{,}03 kN \\ M_x = 39{,}10 kNm \\ M_y = 26{,}55 kNm \end{array}\right\} \Rightarrow n = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2576{,}03 \cdot 10^3}{700 \cdot 600 \cdot 17} \cong 0{,}36$$



$$m_x = \frac{39{,}10 \cdot 10^6}{600^2 \cdot 700 \cdot 17} = 0{,}009 \qquad m_y = \frac{26{,}55 \cdot 10^6}{700^2 \cdot 600 \cdot 17} = 0{,}005$$

$m_x = m_1 = 0{,}009$ ve $m_y = m_2 = 0{,}005$ için abaktan değer okunamıyor. Bu yüzden minimum donatı miktarı konur.

$$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 700 \cdot 600 = 4200 mm^2 \Rightarrow \text{ seçilen } 18\Phi18 \Rightarrow (\ 4572 \text{ mm}^2\ )$$

Gövde donatısı $\Rightarrow$ $A_{sg} = \frac{A_{s1}}{3} = \frac{2286}{3} \cong 762 mm^2$ $\Rightarrow$ seçilen $4\Phi16 \Rightarrow (\ 804 \text{ mm}^2\ )$

Depremli Durumda (X doğrultusunda deprem varsa)

$$N = N_{x,düş.} + N_{x,deprem} = 2621{,}10 kN$$

$$M_x = M_{x,düş.} + M_{x,deprem} = 111{,}29 kNm$$

$$M_y = M_{y,düş.} = 26{,}55 kNm$$

x doğrultusunda hesap;

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{111{,}29 \cdot 10^6}{600^2 \cdot 700 \cdot 17} = 0{,}026 \\ n &= \frac{2621{,}10 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} = 0{,}37 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

y doğrultusunda kontrol yapılırsa;

$$m = \frac{26{,}55 \cdot 10^6}{600 \cdot 700^2 \cdot 17} = 0{,}0053 \quad \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

$$n = 0{,}37$$

$$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 700 \cdot 600 = 4200 mm^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{4200}{2} = 2100 mm^2$$

$A_{s,mevcut} = 2\Phi 18$ (ana donatı $\Rightarrow 509$ mm^2) + $2\Phi 16$ (gövde donatı $\Rightarrow 402$ mm^2) = 911 mm^2 ‘dir.

$$A_{s,ilave} = A_{s,gereken} - A_{s,mevcut} = 2100 - 911 = 1189 mm^2 \Rightarrow (6\Phi 16 = 1206 mm^2)$$

<u>Depremli Durumda (Y doğrultusunda deprem varsa)</u>

$$N = N_{düş.} + N_{y,deprem} = 2910{,}32 kN$$

$$M_y = M_{y,düş.} + M_{y,deprem} = 178{,}36 kNm$$

$$M_x = M_{x,düş.} = 39{,}10 kNm$$

y doğrultusunda hesap;

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{178{,}36 \cdot 10^6}{700^2 \cdot 600 \cdot 17} = 0{,}036 \\ n &= \frac{2910{,}32 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} = 0{,}41 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

x doğrultusunda kontrol yapılırsa;

$$m = \frac{39{,}10 \cdot 10^6}{700 \cdot 600^2 \cdot 17} = 0{,}009 \qquad \Rightarrow \text{ w okunamıyor, } A_{s,min} \text{ geçerlidir.}$$

$$n = 0{,}41$$

$$A_{s,min} = 0{,}01 \cdot 700 \cdot 600 = 4200 mm^2$$

Tablo 6.1 Zemin kat kolonları boyuna donatı hesabı

Kolon No	Boyutlar (cm.cm)	Depremsiz Durum (1.4G + 1.6Q)			X Doğrultusunda Deprem Varsa			Y Doğrultusunda Deprem Varsa			Seçilen Donatı
		N / n (kN)	M_x / m_x (kNm)	M_y / m_y (kNm)	N / n (kN)	M_x / m_x (kNm)	M_y / m_y (kNm)	N / n (kN)	M_x / m_x (kNm)	M_y / m_y (kNm)	
S101	60 / 85	4236,73/0,49	21,21/0,004	74,35/0,01	3429,35/0,40	139,12/0,027	74,35/0,01	3670,74/0,42	21,21/0,004	260,42/0,035	22Φ18
S103	60 / 70	2576,03/0,36	39,10/0,009	26,55/0,005	2621,10/0,37	111,29/0,026	26,55/0,005	2910,32/0,41	39,10/0,009	178,36/0,036	18Φ18
S104	60 / 110	6129,94/0,55	2,07/0,0003	24,67/0,002	4323,26/0,39	161,50/0,024	24,67/0,002	4391,28/0,39	2,07/0,0003	503,38/0,04	22Φ20
S105	60 / 130	7088,89/0,54	8,41/0,001	38,92/0,002	5085,52/0,38	188,36/0,024	38,92/0,002	5611,07/0,42	8,41/0,001	795,56/0,046	26Φ20
S109	60 / 70	3517,56/0,49	34,71/0,008	9,09/0,0018	3059,13/0,43	110,46/0,025	9,09/0,0018	2476,73/0,35	34,71/0,008	159,74/0,032	18Φ18
S110	60 / 100	5309,75/0,52	5,81/0,0009	18,7/0,0018	4126,21/0,40	153,86/0,025	18,7/0,0018	4027,64/0,39	5,81/0,0009	395,03/0,039	20Φ20

6.2 Zemin Kat Kolonların Kesme Güvenliği

1 Aksı S101 Kolonu (Frame 20)

$$V_e = \frac{M_a + M_{ü}}{l_n} \qquad M_{ü} = \Sigma M_p \cdot \left[\frac{k_{c1}}{k_{c1} + k_{c2}} \right]$$

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \Rightarrow M_{pi} = 1{,}4 M_{ri} \quad ; \quad M_{pj} = 1{,}4 M_{rj}$$

$$\left.\begin{array}{l} \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (149{,}80 + 121{,}41) = 379{,}70 kNm \\ \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (121{,}41 + 141{,}72) = 368{,}38 kNm \end{array}\right\} \Sigma M_p = 379{,}70 kNm$$

$$k_{c1} = \frac{6^3 \cdot 8{,}5}{12} \cdot 1/3{,}0 = 51 dm^4 / m$$

$$k_{c2} = 51 dm^4 / m$$

$$\left.\begin{array}{l} M_{ü} = 379{,}70 \cdot \dfrac{51}{51+51} = 189{,}85 kNm \\ M_a = 1{,}4 \cdot 884{,}34 = 1238{,}08 kNm \end{array}\right\} \Rightarrow V_e = \frac{189{,}85 + 1238{,}08}{3{,}0 - 0{,}6} = 594{,}97 kN$$

$$V_e \le 0{,}22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}22 \cdot 600 \cdot 850 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1907{,}40 kN$$

$$594{,}97 kN < 1907{,}40 kN$$

$$\left.\begin{array}{l} V_d = 64{,}04 kN \\ 0{,}5 V_d = 32{,}02 kN \end{array}\right\} V_e \ge 0{,}5 V_d = 594{,}97 kN > 32{,}02 kN$$

$$N_d < 0{,}05 \cdot A_c \cdot f_{ck} \Rightarrow 0{,}05 \cdot 600 \cdot 850 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 637{,}5kN$$

$$N_{g+q\mu ex} = 3439{,}35kN > 637{,}50kN \Rightarrow V_c \neq 0$$

$$V_c = 0{,}80V_{cr} \Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 10^{-3} \cdot 850 \cdot 540 = 274{,}48kN$$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti:

$$s_c \geq 50mm$$

$$s_c \leq \min(b\min/3;100mm) \Rightarrow 600/3 = 200mm$$

$s_c = 80mm$ seçilir. $\Rightarrow \Phi 10/80 \Rightarrow$ minimum etriye kontrolü yapılırsa.

$$A_{ck} = (850 - 2 \cdot 60 + 18 + 2 \cdot 10) \cdot (600 - 2 \cdot 60 + 18 + 2 \cdot 10) = 397824mm^2$$

$$b_k = 850 - 2 \cdot 60 = 730mm$$

$$A_{sh} \geq 0{,}30 \cdot s_c \cdot b_k \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right) - 1\right] \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0{,}30 \cdot 80 \cdot 730 \cdot \left[\left(\frac{600 \cdot 850}{397824}\right) - 1\right] \cdot \frac{25}{420} = 294{,}06mm^2$$

Seçilen etriye 4 kollu $\Phi 10$; $A_{sh} = 4 \cdot 79 = 316mm^2 > 294{,}06mm^2$

$$A_{sh} \geq 0{,}075 \cdot s_c \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) \Rightarrow 0{,}075 \cdot 80 \cdot 730 \cdot \frac{25}{420} = 260{,}70mm^2$$

$$A_{sh} = 316mm^2 > 260{,}70mm^2$$

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right) \cdot f_{ywd} \cdot d = \left(\frac{4 \cdot 79}{80}\right) \cdot 365 \cdot 540 = 778{,}55kN$$

$$V_r = V_c + V_w = 278{,}48 + 778{,}55 = 1057{,}03kN > V_e = 594{,}97kN$$

Sarılma bölgesinde yapılan kontroller sonucu $\Phi 10/80$ mm uygundur.

Kolon orta bölgesi için $\Rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} s_0 \le 200mm \\ \\ s_0 \le b_{\min}/2 \Rightarrow 600/2 = 300mm \end{array} \right\} \Rightarrow s_0 = 150mm$

Kolon orta bölgesinde ise Φ10/150 etriye ile devam edilecektir.

C Aksı S101 Kolonu (Frame 20):

$\Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (263{,}13 + 0) = 368{,}38kNm$

$k_{c1} = \dfrac{6 \cdot 8{,}5^3}{12} \cdot 1/3{,}0 = 102{,}35dm^4 / m$

$k_{c2} = 102{,}35dm^4 / m$

$\left. \begin{array}{l} M_{ü} = 368{,}38 \cdot \dfrac{102{,}35}{102{,}35 + 102{,}35} = 184{,}19kNm \\ \\ M_a = 1{,}4 \cdot 1179{,}12 = 1650{,}77kNm \end{array} \right\} \Rightarrow V_e = \dfrac{184{,}19 + 1650{,}77}{3{,}0 - 0{,}6} = 764{,}57kN$

$V_e \le 0{,}22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}22 \cdot 600 \cdot 850 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1907{,}40kN$

$764{,}57kN < 1907{,}40kN$

$\left. \begin{array}{l} V_d = 92{,}50kN \\ \\ 0{,}5V_d = 46{,}25kN \end{array} \right\} V_e \ge 0{,}5V_d = 764{,}57kN > 46{,}25kN$

$N_d < 0{,}05 \cdot A_c \cdot f_{ck} \Rightarrow 0{,}05 \cdot 600 \cdot 850 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 637{,}5kN$

$N_{g+q\mu ey} = 3670{,}74kN > 637{,}50kN \Rightarrow V_c \ne 0$

$$V_c = 0{,}80V_{cr} \Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 10^{-3} \cdot 600 \cdot 790 = 283{,}45kN$$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti:

$$s_c \geq 50mm$$

$$s_c \leq \min(b\min/3;100mm) \Rightarrow 600/3 = 200mm$$

$s_c = 100mm$ seçilir. $\Rightarrow \Phi 10/100 \Rightarrow$ minimum etriye kontrolü yapılırsa.

$$A_{ck} = (850 - 2 \cdot 60 + 18 + 2 \cdot 10) \cdot (600 - 2 \cdot 60 + 18 + 2 \cdot 10) = 397824mm^2$$

$$b_k = 600 - 2 \cdot 60 = 480mm$$

$$A_{sh} \geq 0{,}30 \cdot s_c \cdot b_k \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right) - 1\right] \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0{,}30 \cdot 100 \cdot 480 \cdot \left[\left(\frac{600 \cdot 850}{397824}\right) - 1\right] \cdot \frac{25}{420} = 241{,}70mm^2$$

Seçilen etriye 4 kollu $\Phi 10$; $A_{sh} = 4 \cdot 79 = 316mm^2 > 241{,}70mm^2$

$$A_{sh} \geq 0{,}075 \cdot s_c \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) \Rightarrow 0{,}075 \cdot 100 \cdot 480 \cdot \frac{25}{420} = 214{,}30mm^2$$

$$A_{sh} = 316mm^2 > 214{,}30mm^2$$

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right) \cdot f_{ywd} \cdot d = \left(\frac{4 \cdot 79}{80}\right) \cdot 365 \cdot 790 = 911{,}19kN$$

$$V_r = V_c + V_w = 283{,}45 + 911{,}19 = 1194{,}64kN > V_e = 764{,}57kN$$

Sarılma bölgesinde yapılan kontroller sonucu $\Phi 10/100$ mm uygundur.

Kolon orta bölgesi için $\Rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} s_0 \le 200mm \\ \\ s_0 \le b_{\min}/2 \Rightarrow 600/2 = 300mm \end{array} \right\} \Rightarrow s_0 = 150mm$

Kolon orta bölgesinde ise Φ10/150 etriye ile devam edilecektir.

2 Aksı S103 Kolonu (Frame 40):

$\left. \begin{array}{l} \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (60{,}71 + 0) \cong 85{,}00kNm \\ \\ \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (165{,}96 + 0) = 232{,}34kNm \end{array} \right\} \Sigma M_p = 232{,}34kNm$

$k_{c1} = \dfrac{6^3 \cdot 7}{12} \cdot 1/3{,}0 = 42dm^4 / m$

$k_{c2} = 42dm^4 / m$

$\left. \begin{array}{l} M_{ü} = 232{,}34 \cdot \dfrac{42}{42+42} = 116{,}17kNm \\ \\ M_a = 1{,}4 \cdot 642{,}60 = 899{,}64kNm \end{array} \right\} \Rightarrow V_e = \dfrac{116{,}17 + 899{,}64}{3{,}0 - 0{,}6} = 423{,}25kN$

$V_e \le 0{,}22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}22 \cdot 600 \cdot 700 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1570{,}80kN$

$423{,}25kN < 1570{,}80kN$

$\left. \begin{array}{l} V_d = 49{,}29kN \\ \\ 0{,}5V_d = 24{,}65kN \end{array} \right\} V_e \ge 0{,}5V_d = 423{,}25kN > 24{,}65kN$

$N_d < 0{,}05 \cdot A_c \cdot f_{ck} \Rightarrow 0{,}05 \cdot 600 \cdot 700 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 525kN$

$N_{g+q\mu ex} = 2621{,}10kN > 525kN \Rightarrow V_c \ne 0$

$V_c = 0{,}80V_{cr} \Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

$\Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 10^{-3} \cdot 700 \cdot 540 = 226{,}04kN$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti:

$s_c \geq 50mm$

$s_c \leq \min(b\min/3;100mm) \Rightarrow 600/3 = 200mm$

$s_c = 90mm$ seçilir. $\Rightarrow \Phi 10/90 \Rightarrow$ minimum etriye kontrolü yapılırsa.

$A_{ck} = (700 - 2\cdot 60 + 18 + 2\cdot 10)\cdot(600 - 2\cdot 60 + 18 + 2\cdot 10) = 320124mm^2$

$b_k = 700 - 2\cdot 60 = 580mm$

$$A_{sh} \geq 0{,}30\cdot s_c \cdot b_k \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right) - 1\right]\cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0{,}30\cdot 90\cdot 580\cdot \left[\left(\frac{600\cdot 700}{320124}\right) - 1\right]\cdot \frac{25}{420} = 290{,}82mm^2$$

Seçilen etriye 4 kollu $\Phi 10$; $A_{sh} = 4\cdot 79 = 316mm^2 > 290{,}82mm^2$

$$A_{sh} \geq 0{,}075\cdot s_c \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) \Rightarrow 0{,}075\cdot 90\cdot 580\cdot \frac{25}{420} = 233{,}04mm^2$$

$A_{sh} = 316mm^2 > 233{,}04mm^2$

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right)\cdot f_{ywd}\cdot d = \left(\frac{4\cdot 79}{90}\right)\cdot 365\cdot 540 = 692{,}04kN$$

$V_r = V_c + V_w = 226{,}04 + 692{,}04 = 918{,}08kN > V_e = 423{,}25kN$

Sarılma bölgesinde yapılan kontroller sonucu $\Phi 10/90$ mm uygundur.

Kolon orta bölgesi için $\Rightarrow$ $\left.\begin{array}{l} s_0 \leq 200mm \\ \\ s_0 \leq b_{\min}/2 \Rightarrow 600/2 = 300mm \end{array}\right\} \Rightarrow s_0 = 150mm$

Kolon orta bölgesinde ise $\Phi 10/150$ etriye ile devam edilecektir.

A Aksı S103 Kolonu (Frame40):

$$\left.\begin{array}{l} \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (127{,}52 + 208{,}53) = 470{,}47 kNm \\ \Sigma M_p = 1{,}4 \cdot (1653{,}99 + 188{,}23) = 493{,}11 kNm \end{array}\right\} \Sigma M_p = 493{,}11 kNm$$

$$k_{c1} = \frac{6 \cdot 7^3}{12} \cdot 1/3{,}0 = 57{,}17 dm^4 / m$$

$$k_{c2} = 57{,}17 dm^4 / m$$

$$\left.\begin{array}{l} M_{ü} = 493{,}11 \cdot \dfrac{57{,}17}{57{,}17 + 57{,}17} = 246{,}56 kNm \\ M_a = 1{,}4 \cdot 699{,}72 = 979{,}61 kNm \end{array}\right\} \Rightarrow V_e = \frac{979{,}61 + 246{,}56}{3{,}0 - 0{,}6} = 510{,}9 kN$$

$$V_e \le 0{,}22 \cdot A_w \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}22 \cdot 600 \cdot 700 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1570{,}80 kN$$

$$510{,}90 kN < 1570{,}80 kN$$

$$\left.\begin{array}{l} V_d = 85{,}05 kN \\ 0{,}5 V_d = 42{,}53 kN \end{array}\right\} V_e \ge 0{,}5 V_d = 510{,}90 kN > 42{,}53 kN$$

$$N_d < 0{,}05 \cdot A_c \cdot f_{ck} \Rightarrow 0{,}05 \cdot 600 \cdot 700 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 525 kN$$

$$N_{g+q\mu ey} = 2910{,}32 kN > 525 kN \Rightarrow V_c \ne 0$$

$$V_c = 0{,}80 V_{cr} \Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\Rightarrow 0{,}80 \cdot 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 10^{-3} \cdot 600 \cdot 640 = 229{,}63 kN$$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti:

$s_c \geq 50mm$

$s_c \leq \min(b\min/3;100mm) \Rightarrow 600/3 = 200mm$

$s_c = 100mm$ seçilir. $\Rightarrow \Phi 10/100 \Rightarrow$ minimum etriye kontrolü yapılırsa.

$A_{ck} = (700 - 2\cdot 60 + 18 + 2\cdot 10)\cdot(600 - 2\cdot 60 + 18 + 2\cdot 10) = 320124mm^2$

$b_k = 600 - 2\cdot 60 = 480mm$

$$A_{sh} \geq 0{,}30\cdot s_c \cdot b_k \cdot \left[\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right) - 1\right]\cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0{,}30\cdot 100\cdot 480\cdot \left[\left(\frac{600\cdot 700}{320124}\right) - 1\right]\cdot \frac{25}{420} = 267{,}42mm^2$$

Seçilen etriye 4 kollu Φ10 ; $A_{sh} = 4\cdot 79 = 316mm^2 > 267{,}42mm^2$

$$A_{sh} \geq 0{,}075\cdot s_c \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) \Rightarrow 0{,}075\cdot 100\cdot 480\cdot \frac{25}{420} = 214{,}29mm^2$$

$A_{sh} = 316mm^2 > 214{,}29mm^2$

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right)\cdot f_{ywd}\cdot d = \left(\frac{4\cdot 79}{90}\right)\cdot 365\cdot 640 = 738{,}18kN$$

$V_r = V_c + V_w = 229{,}63 + 738{,}18 = 967{,}81kN > V_e = 510{,}90kN$

Sarılma bölgesinde yapılan kontroller sonucu Φ10/100 mm uygundur.

Kolon orta bölgesi için $\Rightarrow$ $\left\{\begin{array}{l} s_0 \leq 200mm \\ \\ s_0 \leq b_{\min}/2 \Rightarrow 600/2 = 300mm \end{array}\right\} \Rightarrow s_0 = 150mm$

Kolon orta bölgesinde ise Φ10/150 etriye ile devam edilecektir.

Tablo 6.2 Zemin kat kolonları enine donatı hesabı

Kolon No	Boyutları (cm . cm)	Serbest Açıklık L_n (m)	Alt ve Üst Uç Esasi Kolon Momentleri M_a / $M_ü$ (kNm)	Esasa Alınan Kolon Kesme Kuvveti V_e (kN)	Betonun Kesme Dayanımına Katkısı V_c (kN)	Sarılma Bölgesi İçin Seçilen Etriye Çap ve Aralığı	Etriyenin Kesme Dayanımına Katkısı V_w (kN)	Kolon Kesitin Kesme Dayanımı V_r (kN)	Kolon Orta Bölgesi İçin Seçilen Etriye Çap ve Aralığı
S101	60 / 85	2,40	1238,08 / 189,85	594,97	274,48	Φ10 / 80	778,55	1057,03	Φ10 / 150
S103	60 / 70	2,40	899,64 / 116,17	423,25	226,04	Φ10 / 90	692,04	918,08	Φ10 / 150
S104	60 / 110	2,40	1602,16 / 201,16	751,38	355,21	Φ10 / 70	889,77	1244,98	–
S105	60 / 130	2,40	1893,53 / 222,41	881,64	419,796	Φ12 / 65	1370,60	1725,81	–
S109	60 / 70	2,40	1019,60 / 116,17	473,24	226,04	Φ10 / 90	692,04	918,08	Φ10 / 150
S110	60 / 100	2,40	1456,56 / 201,16	690,72	322,92	Φ10 / 70	889,77	1212,64	Φ10 / 150

6.3 Kiriş Boyuna Donatı Hesabı

Tablo 6.3 1 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K101)	61,05	0,65	346	2,8	37,1	299		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-139,08	0,25	58,4	2,94	104,88	717	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ12 (339 mm2)
Sol Mesnet	82,75	0,65	255	2,81	43,89	408	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	1Φ12 (113 mm2)
Sağ Mesnet	-142,4	0,25	57	2,95	107	737	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sağ Mesnet	83,03	0,65	254	2,82	46	411	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K102)	51,24	0,55	349	2,8	37	252		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-139,49	0,25	58	2,94	102,6	719	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sol Mesnet	17,83	0,55	1002	2,78	20,5	87	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-146,07	0,25	56	2,95	107	756	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sağ Mesnet	11,25	0,55	1588	2,77	16	55	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K101)	65,87	0,65	321	2,81	39,33	325		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-132,86	0,25	61	2,93	99	683	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	1Φ14 (154 mm2)
Sol Mesnet	92,58	0,65	228	2,82	47	458	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-148,47	0,25	54,7	2,96	108,3	771	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	73,36	0,65	288	2,81	41,61	362	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	1Φ12 (113 mm2)

Tablo 6.4 2 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K103)	54,13	1,05	630	2,78	27	264		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-152,22	0,25	53	2,96	110	790	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	20,54	1,05	1661	2,77	16,5	100	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-145,71	0,25	56	2,95	107	754	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sağ Mesnet	23,72	1,05	1438	2,77	16,5	115	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K104)	55,35	0,85	499	2,79	32,5	271		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-153,7	0,25	53	2,96	110	798	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sol Mesnet	28,74	0,85	961	2,78	21,66	140	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-162,45	0,25	50	2,97	115,7	847	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	3Φ12 (339 mm2)
Sağ Mesnet	21,98	0,85	1256	2,77	18,8	107	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K105)	60,4	0,85	457	2,79	32,5	296		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-169,92	0,25	48	2,99	119,7	891	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	9,33	0,85	2960	2,76	13,68	45	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-174,27	0,25	47	2,99	121,4	914	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	4,98	0,85	5545	2,76	10,26	24	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K104)	54,61	0,85	506	2,79	31,35	267		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-158,33	0,25	51	2,97	114	825	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sol Mesnet	26,28	0,85	1051	2,78	20,5	128	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-158	0,25	51	2,97	114	823	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sağ Mesnet	24,65	0,85	330	2,8	38,19	121	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K103)	55,49	1,05	615	2,78	27,36	271		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-143,03	0,25	57	2,95	106	720	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sol Mesnet	26,47	1,05	1289	2,78	20,52	129	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-155,08	0,25	52	2,97	112,86	808	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	17,76	1,05	1921	2,77	15,39	86	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	Gerek Yok

Tablo 6.5 3 Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K106)	59,74	1,05	571	2,78	28,5	291		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-147,87	0,25	55	2,95	105	765	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	34,22	1,05	997	2,78	21	167	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-155,27	0,25	52	2,97	112,86	809	2Φ14+2Φ12(534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sağ Mesnet	20,83	1,05	1638	2,77	16,5	101	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K107)	66,75	1,05	511	2,79	31,92	327		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-158,39	0,25	51	2,97	114	825	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sol Mesnet	50,15	1,05	680	2,78	27	245	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-175,04	0,25	46	3	124,8	921	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sağ Mesnet	27,7	1,05	1232	2,78	19,38	135	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K108)	84,1	0,55	212,5	2,823	48,45	416,52		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-177,78	0,25	45,69	3	124,83	935,68	2Φ12 (226 mm2 montaj)	4Φ16 (804 mm2)
Sol Mesnet	165,1	0,55	108,24	2,871	70,11	831,58	3Φ14 (462 mm2 düz)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	-183,37	0,25	44,296	3,01	124,83	968,32	2Φ12 (226 mm2 montaj)	4Φ16 (804 mm2)
Sağ Mesnet	163,27	0,55	109,45	2,87	70,11	822,08	3Φ14 (462 mm2 düz)	3Φ14 (462 mm2)
Açıklık (K107)	66,98	1,05	509	2,79	31,92	328		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-177	0,25	46	3	124,8	932	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sol Mesnet	31,55	1,05	1081	2,78	21	154	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-161,87	0,25	50	2,98	115,7	846	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	3Φ12 (339 mm2)
Sağ Mesnet	51,11	1,05	667	2,78	27,36	249	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K106)	59,11	1,05	577	2,79	31,35	289		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-153,89	0,25	53	2,96	110,58	799	2Φ14+2Φ12 (534 mm2 pilye+montaj)	2Φ14 (308 mm2)
Sol Mesnet	22,27	1,05	1532	2,77	15,96	108	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-149,44	0,25	54	2,96	110,58	776	1Φ14+2Φ12 (380 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	32,92	1,05	1036	2,78	21,09	161	2Φ14 (308 mm2 düz donatı)	Gerek Yok

Tablo 6.6 A Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K111)	103,3	0,73	230	2,82	46	511		5Φ12 (565 mm2)
Sol Mesnet	-231,06	0,25	35	3,1	163	1257	2Φ12+3Φ12 (565 mm2 pilye+montaj)	5Φ14 (770 mm2)
Sol Mesnet	157,15	0,73	151	2,84	58	783	3Φ12 (339mm2 düz donatı)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	-193,6	0,25	42	3,02	130	1026	2Φ12+1Φ14+3Φ12 (719mm2 pilye+pilye+montaj)	3Φ12 (339 mm2)
Sağ Mesnet	185,35	0,73	128	2,86	63,8	930	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	2Φ14 (308 mm2)
Açıklık (K110)	58,97	0,55	303	2,81	40,47	291		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-145,92	0,25	56	2,95	106	755	2Φ12+1Φ14+3Φ12 (719mm2pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sol Mesnet	37,85	0,55	472	2,79	31,92	185	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-140,26	0,25	58	2,94	103,7	723	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sağ Mesnet	51,02	0,55	350	2,8	37	251	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K109)	52,87	0,49	301	2,81	40,47	261		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-130,59	0,25	62	2,93	99	671	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sol Mesnet	69,8	0,49	228	2,82	46,7	345	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-130,59	0,25	62	2,93	99	671	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sağ Mesnet	69,8	0,49	228	2,82	46,7	345	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K110)	58,97	0,55	303	2,81	40,47	291		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-140,26	0,25	58	2,94	103,7	723	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sol Mesnet	51,02	0,55	350	2,8	37	251	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-145,92	0,25	56	2,95	106	755	2Φ12+1Φ14+3Φ12 (719mm2 pilye+pilye+montaj)	1Φ12 (113 mm2)
Sağ Mesnet	37,85	0,55	472	2,79	31,92	185	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K111)	103,3	0,73	230	2,82	46	511		5Φ12 (565 mm2)
Sol Mesnet	-193,6	0,25	42	3,02	130	1026	2Φ12+1Φ14+3Φ12 (719mm2 pilye+pilye+montaj)	3Φ12 (339 mm2)
Sol Mesnet	185,35	0,73	128	2,86	63,8	930	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	2Φ14 (308 mm2)
Sağ Mesnet	-231,06	0,25	35	3,1	163	1257	2Φ12+3Φ12 (565 mm2 pilye+montaj)	5Φ14 (770 mm2)
Sağ Mesnet	157,15	0,73	151	2,84	58	783	3Φ12 (339mm2 düz donatı)	3Φ14 (462 mm2)

Tablo 6.7 B Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K114)	93,96	1,21	418	2,79	33,63	460		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-187,51	0,25	43	3,02	130,53	994	1Φ14+3Φ12 (493 mm2 pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sol Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Sağ Mesnet	-203,63	0,25	40	3,05	141,4	1090	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Açıklık (K113)	68,74	0,85	402	2,8	34,8	338		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-193,7	0,25	42	3,02	132,8	1026	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	43,5	0,85	635	2,78	27,36	212	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-191,44	0,25	43	3,02	130,5	1014	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	43,02	0,85	642	2,78	27,36	210	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K112)	66,02	0,73	359	2,8	37,05	324		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-165,74	0,25	49	2,98	117	867	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sol Mesnet	80,78	0,73	294	2,81	41,6	398	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-165,74	0,25	49	2,98	117	867	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	2Φ12 (226 mm2)
Sağ Mesnet	80,78	0,73	294	2,81	41,6	398	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K113)	68,74	0,85	402	2,8	34,8	338		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-191,44	0,25	43	3,02	130,5	1014	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	43,02	0,85	642	2,78	27,36	210	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-193,7	0,25	42	3,02	132,8	1026	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	43,5	0,85	635	2,78	27,36	212	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K114)	93,96	1,21	418	2,79	33,63	460		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-203,63	0,25	40	3,05	141,4	1090	2Φ14+3Φ12 (647 mm2 pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Sağ Mesnet	-187,51	0,25	43	3,02	130,53	994	1Φ14+3Φ12 (493 mm2 pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sağ Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0

Tablo 6.8 C Aksı kirişleri eğilme donatısı hesabı

Yer	M	b	K	ks	x	As	Mevcut	Ek donatı
Açıklık (K116)	97,63	1,21	403	2,8	34,77	480		5Φ12 (565 mm2)
Sol Mesnet	-233,92	0,25	35	3,1	163	1272	2Φ12+3Φ12 (565 mm2 pilye+montaj)	5Φ14 (770 mm2)
Sol Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Sağ Mesnet	-239,44	0,25	34	3,12	169,86	1311	2Φ12+1Φ14+3Φ12(719mm2pilye+pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sağ Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Açıklık (K115)	87,92	1,05	388	2,8	35,9	432		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-202,65	0,25	40	3,04	141,36	1081	2Φ12+1Φ14+3Φ12(719mm2pilye+pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	71,04	1,05	480	2,79	32,49	348	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-204,38	0,25	39,7	3,05	142,5	1094	1Φ14+3Φ12 (493 mm2 pilye+pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sağ Mesnet	34,8	1,05	980	2,78	21,66	170	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K115)	87,92	1,05	388	2,8	35,9	432		3Φ14 (462 mm2)
Sol Mesnet	-204,38	0,25	39,7	3,05	142,5	1094	1Φ14+3Φ12 (493 mm2 pilye+pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sol Mesnet	34,8	1,05	980	2,78	21,66	170	2Φ14+2Φ14 (616 mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Sağ Mesnet	-202,65	0,25	40	3,04	141,36	1081	2Φ12+1Φ14+3Φ12(719mm2pilye+pilye+montaj)	3Φ14 (462 mm2)
Sağ Mesnet	71,04	1,05	480	2,79	32,49	348	3Φ12+2Φ14 (647mm2 düz+düz)	Gerek Yok
Açıklık (K116)	97,63	1,21	403	2,8	34,77	480		5Φ12 (565 mm2)
Sol Mesnet	-239,44	0,25	34	3,12	169,86	1311	2Φ12+1Φ14+3Φ12(719mm2pilye+pilye+montaj)	4Φ14 (616 mm2)
Sol Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0
Sağ Mesnet	-233,92	0,25	35	3,1	163	1272	2Φ12+3Φ12 (565 mm2 pilye+montaj)	5Φ14 (770 mm2)
Sağ Mesnet	0	0	0	0	0	0	0	0

6.3.1 Kirişlerin Taşıma Gücü Momentleri

Kirişlerin taşıma gücü momentlerinin bulunması daha ileriki bölümlerde yapılacak kontrollerden biri olan güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü için gereklidir. Kirişlerin taşıma güçlerinin bulunması için aşağıdaki formül kullanılacaktır.

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - d'\right) \qquad (6.1)$$

Burada ;

A_s = Kirişin boyuna donatı alanı

f_{yd} = donatı çeliği hesap dayanımı

d = kesit faydalı yüksekliği

d' = paspayı

Tablo 6.9 1 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K101	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	1Φ14+5Φ12 (719 mm2)	570	30	365	0	141,72
Sol Mesnet(ALT)	2Φ14+1Φ12 (421 mm2)	570	30	365	82,98	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K102	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K101	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	3Φ14+2Φ12 (688 mm2)	570	30	365	0	135,61
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sağ Mesnet(ALT)	2Φ14+1Φ12 (421 mm2)	570	30	365	82,98	0

Tablo 6.10 2 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K103	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	2Φ14 (308 mm2)	570	30	365	60,71	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K104	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+5Φ12 (873 mm2)	570	30	365	0	172,07
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K105	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+2Φ12 (996 mm2)	570	30	365	0	196,31
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+2Φ12 (996 mm2)	570	30	365	0	196,31
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K104	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K103	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sağ Mesnet(ALT)	2Φ14 (308 mm2)	570	30	365	60,71	0

Tablo 6.11 3 Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K106	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	2Φ14 (308 mm2)	570	30	365	60,71	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K107	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+2Φ12 (996 mm2)	570	30	365	0	196,31
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K108	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ16+2Φ12 (1030 mm2)	570	30	365	0	203,013
Sol Mesnet(ALT)	3Φ14+3Φ14 (924 mm2)	570	30	365	182,12	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ16+2Φ12 (1030 mm2)	570	30	365	0	203,013
Sağ Mesnet(ALT)	3Φ14+3Φ14 (924 mm2)	570	30	365	182,12	0
K107	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+2Φ12 (996 mm2)	570	30	365	0	196,31
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+5Φ12 (873 mm2)	570	30	365	0	172,07
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K106	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+2Φ12 (842 mm2)	570	30	365	0	165,96
Sağ Mesnet(ALT)	2Φ14 (308 mm2)	570	30	365	60,71	0

Tablo 6.12 A Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K111	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sol Mesnet(ALT)	3Φ12+3Φ14 (801 mm2)	570	30	365	157,88	0
Sağ Mesnet(ÜST)	1Φ14+8Φ12 (1058 mm2)	570	30	365	0	208,53
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14+3Φ12 (955 mm2)	570	30	365	188,23	0
K110	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	1Φ14+6Φ12 (832 mm2)	570	30	365	0	163,99
Sol Mesnet(ALT)	2Φ14+3Φ12 (647 mm2)	570	30	365	127,52	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K109	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K110	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	2Φ14+4Φ12 (760 mm2)	570	30	365	0	149,8
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	1Φ14+6Φ12 (832 mm2)	570	30	365	0	163,99
Sağ Mesnet(ALT)	2Φ14+3Φ12 (647 mm2)	570	30	365	127,52	0
K111	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	1Φ14+8Φ12 (1058 mm2)	570	30	365	0	208,53
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14+3Φ12 (955 mm2)	570	30	365	188,23	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sağ Mesnet(ALT)	3Φ12+3Φ14 (801 mm2)	570	30	365	157,88	0

Tablo 6.13 B Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K114	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sol Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sağ Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
K113	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K112	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	2Φ14+5Φ12 (873 mm2)	570	30	365	0	172,07
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	2Φ14+5Φ12 (873 mm2)	570	30	365	0	172,07
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K113	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	127,52	0
K114	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sol Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sağ Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0

Tablo 6.14 C Aksı kirişleri taşıma gücü momentleri

K116	DONATI ALANI	d	d'	fyd	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sol Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sağ Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
K115	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	4Φ14+5Φ12 (1181mm2)	570	30	365	0	232,78
Sol Mesnet(ALT)	2Φ14+3Φ12 (647 mm2)	570	30	365	127,52	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sağ Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
K115	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+3Φ12 (1109 mm2)	570	30	365	0	218,58
Sol Mesnet(ALT)	4Φ14 (616 mm2)	570	30	365	121,41	0
Sağ Mesnet(ÜST)	4Φ14+5Φ12 (1181mm2)	570	30	365	0	232,78
Sağ Mesnet(ALT)	2Φ14+3Φ12 (647 mm2)	570	30	365	127,52	0
K116	DONATI ALANI	d	d'	fy	Mr +	Mr -
Sol Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sol Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0
Sağ Mesnet(ÜST)	5Φ14+5Φ12 (1335 mm2)	570	30	365	0	263,13
Sağ Mesnet(ALT)	0	570	30	365	0	0

6.4 Kirişlerin Kesme Güvenliği

K101 kirişi (Frame14):

$$V_{dy} = \frac{(5{,}00 - 0{,}125 - 0{,}30)}{2} \cdot (10{,}975 + 3{,}34) = 32{,}75\text{kN}$$

$$l_n = 4{,}575\text{m}$$

$$V_{e1} = 32{,}75 + 1{,}4\frac{(141{,}72 + 121{,}41)}{4{,}575} = 113{,}27\text{kN}$$

$$V_{e2} = 32{,}75 + 1{,}4\frac{(82{,}98 + 149{,}80)}{4{,}575} = 103{,}98\text{kN}$$

$$\Big\} \quad V_e = 113{,}27\text{kN}$$

$$V_e \le 0,22 b_w \cdot f_{cd} \cdot b \Rightarrow 0,22 \cdot 250 \cdot 570 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 532,95kN$$

$$113,27kN < 532,95kN$$

$V_c = 0$ alınır.

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,65 \cdot 1,15 \cdot 10^{-3} \cdot 0,25 \cdot 0,57 = 106,52kN$$

$$V_{cr} < V_e < V_{rmax} \Rightarrow 106,52kN < 113,27kN < 532,95kN$$

$$V_r = V_w = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{2 \cdot 50}{100} \cdot 365 \cdot 570 = 208,05kN > 113,27kN$$

Φ8/100 seçilir.

Kiriş sarılma bölgesi için etriye aralığı tayini:

$$s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} s \le d/4 & s \le 570/4 = 142,5mm \\ s \le 8\Phi & \Rightarrow \; s \le 8 \cdot 14 = 112mm \\ s \le 150mm & s \le 150mm \end{array} \right\} \; s = 100mm \text{ seçilir.}$$

Kiriş orta bölgesi için etriye aralığı tayini:

$s \Rightarrow s \le d/2 \Rightarrow 570/2 = 285mm \quad V_e > 3V_{cr} \Rightarrow d/4$ alınır.

$$113,27kN < 3 \cdot 106,52kN = 319,56kN$$

$s = 200mm$ seçilir.

Sonuç olarak;

Φ8/100 sarılma bölgesinde.

Φ8/200 kiriş orta bölgesinde seçilir.

<u>K102 Kirişi (Frame 15):</u>

$$V_{dy} = \frac{(5,00 - 2 \cdot 0,30)}{2} \cdot (28,40 + 3,34) = 69,828kN$$

$l_n = 4{,}40\text{m}$

$$\left.\begin{aligned} V_{e1} &= 69{,}828 + 1{,}4\frac{(149{,}80+121{,}41)}{4{,}40} = 156{,}12\text{kN} \\ V_{e2} &= 69{,}828 + 1{,}4\frac{(121{,}41+149{,}80)}{4{,}40} = 156{,}12\text{kN} \end{aligned}\right\} \; V_e = 156{,}12\text{kN}$$

$V_c = 0$ alınır.

$$\left.\begin{aligned} V_{cr} &= 106{,}52\text{kN} \\ V_{rmax} &= 532{,}95 \end{aligned}\right\} \; V_{cr} < V_e < V_{rmax} \Rightarrow 106{,}52\text{kN} < 156{,}12\text{kN} < 532{,}95\text{kN}$$

$$V_r = V_w = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{2 \cdot 50}{110} \cdot 365 \cdot 570 = 189{,}14\text{kN} > 156{,}12\text{kN}$$

Φ8/110 seçilir.

Kiriş sarılma bölgesi için etriye aralığı tayini:

$$s \Rightarrow \left\{\begin{array}{ll} s \le d/4 & s \le 570/4 = 142{,}5\text{mm} \\ s \le 8\Phi & \Rightarrow \; s \le 8 \cdot 14 = 112\text{mm} \\ s \le 150\text{mm} & s \le 150\text{mm} \end{array}\right\} \; s = 110\text{mm} \text{ seçilir.}$$

Kiriş orta bölgesi için etriye aralığı tayini:

$s \Rightarrow s \le d/2 \Rightarrow 570/2 = 285\text{mm} \quad V_e > 3V_{cr} \Rightarrow d/4$ alınır.

$156{,}12\text{kN} < 3 \cdot 106{,}52\text{kN} = 319{,}56\text{kN}$

$s = 200\text{mm}$ seçilir.

Sonuç olarak;

Φ8/110 sarılma bölgesinde.

Φ8/200 kiriş orta bölgesinde seçilir.

K108 Bağlantı Kirişi (Frame 918):

Aşağıda verilen iki koşuldan herhangi birinin sağlanması durumunda, bağlantı kirişinin enine donatı hesabı diğer kirişlerde olduğu gibi yapılacaktır. Aksi halde ise minimum etriye ve yatay gövde donatısı konup, bağ kirişler için özel bir çözüm olan çapraz donatılar yerleştirilecektir.

Buna göre;

$l_n > 3h_k \quad l_n = 3h_k \Rightarrow 1{,}50\text{m} < 3 \cdot 0.60 = 1{,}80\text{m}$ Birinci koşul sağlanmamaktadır.

$$V_d \le 1{,}5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \Rightarrow 1{,}5 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}57 \cdot 1{,}15 \cdot 10^3 \Rightarrow 245{,}8125\text{kN}$$

$V_d = 232{,}57\text{kN} \Rightarrow 232{,}57\text{kN} < 245{,}8125\text{kN}$ İkinci koşul sağlanmaktadır.

Buna göre bağ kirişinde özel çözüm olan çapraz donatı konulması gerekmektedir. Bağ kirişinin kesme dayanımı diğer kirişlerde olduğu gibi etriyelerle sağlanacaktır.

$$V_{dy} = \frac{1{,}50}{2} \cdot (20{,}08 + 8{,}84) = 21{,}69\text{kN}$$

$l_n = 1{,}50\text{m}$

$$\left.\begin{aligned} V_{e1} &= 21{,}69 + 1{,}4\frac{(203{,}013 + 182{,}1204)}{1{,}50} = 381{,}15\text{kN} \\ V_{e2} &= 21{,}69 + 1{,}4\frac{(182{,}1204 + 203{,}013)}{1{,}50} = 381{,}15\text{kN} \end{aligned}\right\} \; V_e = 381{,}15\text{kN}$$

$V_c = 0$ alınır.

$$\left.\begin{aligned} V_{cr} &= 106{,}52\text{kN} \\ V_{rmax} &= 532{,}95 \end{aligned}\right\} \; V_{cr} < V_e < V_{rmax} \Rightarrow 106{,}52\text{kN} < 381{,}15\text{kN} < 532{,}95\text{kN}$$

$$V_r = V_w = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{2 \cdot 79}{80} \cdot 365 \cdot 570 = 410{,}90\text{kN} > 381{,}15\text{kN}$$

Φ10/80 seçilir.

Kiriş sarılma bölgesi için etriye aralığı tayini:

$$s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} s \le d/4 & s \le 570/4 = 142{,}5\text{mm} \\ s \le 8\Phi & \Rightarrow \; s \le 8 \cdot 14 = 112\text{mm} \\ s \le 150\text{mm} & s \le 150\text{mm} \end{array} \right\} \; s = 80\text{mm} \text{ seçilir.}$$

Kiriş orta bölgesi için etriye aralığı tayini:

$s \Rightarrow s \le d/2 \Rightarrow 570/4 = 142{,}5\text{mm} \quad V_e > 3V_{cr} \Rightarrow d/4$ alınır.

$381{,}15\text{kN} > 3 \cdot 106{,}52\text{kN} = 319{,}56\text{kN}$

$s = 140\text{mm}$ seçilir.

Sonuç olarak;

Φ10/80 sarılma bölgesinde.

Φ10/140 kiriş orta bölgesinde seçilir.

Tablo 6.15 Kirişlerin enine donatı hesabı

Kiriş No	Boyutlar (cm . cm)	Kiriş Serbest Açıklığı L_n (m)	Basit Kiriş Kesme Kuvveti V_{dy} (kN)	Pekleşmeli Taşıma Gücü Momentleri M_{pi} / M_{pj} (kNm)	V_e Esasa alınan kesme kuvveti (kN)	Sarılma Bölgesinde Seçilen Etriye Çap ve Aralığı	Vr Kesme dayanımı (kN)	Kiriş orta bölgesinde seçilen etriye çap ve aralığı
K101	25 / 60	4,575	32,75	198,41 / 169,974	113,27	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K102	25 / 60	4,40	69,828	209,72 / 169,974	156,12	Φ8 / 110	189,14	Φ8 / 200
K103	25 / 60	4,40	69,84	232,344 / 169,974	161,28	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K104	25 / 60	4,40	69,84	169,974 / 240,898	163,22	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K105	25 / 60	4,40	87,74	274,834 / 169,974	188,83	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K106	25 / 60	4,225	65,70	232,344 / 169,974	160,92	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K107	25 / 60	4,575	71,14	169,974 / 274,834	168,37	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K108	25 / 60	1,50	21,69	203,013 / 182,12	381,15	Φ10 / 80	410,90	–
K109	25 / 60	3,30	43,131	209,72 / 169,974	158,19	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K110	25 / 60	4,30	52,46	229,586 / 169,974	145,38	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K111	25 / 60	2,65	29,29	368,382 / 263,522	267,74	Φ10 / 95	346,02	Φ10 / 200
K112	25 / 60	3,00	58,995	240,898 / 169,974	195,96	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K113	25 / 60	3,95	70,76	306,012 / 169,974	191,26	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K114	25 / 60	5,325	83,20	306,012 / 0	140,67	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200
K115	25 / 60	4,225	92,46	325,892 / 169,974	208,99	Φ8 / 90	231,17	Φ8 / 200
K116	25 / 60	4,925	90,08	368,382 / 0	164,88	Φ8 / 100	208,05	Φ8 / 200

6.5 Tasarım Kesme Kuvveti Kontrolleri

1 Aksı S101 Kolonu (Frame20) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$V_e = 1{,}25\, f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) - V_{kol}$$

$$1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(760 + 616\right) = 722{,}40kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(84{,}97kN ; 56{,}73kN\right) \Rightarrow 56{,}73kN$$

$$V_e = 722{,}40 - 56{,}73 = 665{,}67kN$$

$$\begin{aligned} b_1 &= 125mm \\ b_2 &= 725mm \\ b_j &= 2\min.(125;725) \\ b_j &= 250mm \end{aligned} \qquad \begin{aligned} b_j &\le \left(b_{w1} + h\right) \\ &\le \left(250 + 600\right) \\ 250mm &< 850mm \end{aligned}$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 250 \cdot 600 = 1147{,}50kN$$

$$V_{e\max} = 1147{,}50kN > V_e = 665{,}67kN$$

C Aksı S101 Kolonu (Frame20) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(1335 + 0\right) = 700{,}88kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(58{,}92kN ; 67{,}80kN\right) \Rightarrow 58{,}92kN$$

$$V_e = 700{,}88 - 58{,}92 = 641{,}96kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 600 \cdot 850 = 3901{,}50kN$$

$$V_{e\max} = 3901{,}50kN > V_e = 641{,}96kN$$

2 Aksı S103 Kolonu (Frame40) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(842 + 0\right) = 442{,}05kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(37{,}09kN ; 36{,}12kN\right) \Rightarrow 36{,}12kN$$

$$V_e = 442{,}05 - 36{,}12 = 405{,}93kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 600 \cdot 700 = 3213kN$$

$$V_{e\max} = 3213kN > V_e = 405{,}93kN$$

A Aksı S103 Kolonu(Frame40)Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(1058 + 647\right) = 895{,}13kN \\ 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(955 + 832\right) = 938{,}18kN \end{array}\right\} \Rightarrow 938{,}18kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(121{,}50kN ; 76{,}06kN\right) \Rightarrow 76{,}06kN$$

$$V_e = 938{,}18 - 76{,}06 = 862{,}12kN$$

$$\begin{array}{l} b_1 = 125mm \\ b_2 = 475mm \\ b_j = 2\min.\left(125;475\right) \\ b_j = 250mm \end{array} \qquad \begin{array}{l} b_j \le \left(b_{w1} + h\right) \\ \le \left(250 + 700\right) \\ 250mm < 950mm \end{array}$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 700 \cdot 250 = 1338{,}75kN$$

$$V_{e\max} = 1338{,}75kN > V_e = 862{,}12kN$$

2 Aksı S104 Kolonu (Frame41) Birleşim Bölgesinde:

4 taraftan kirişlerle sarılmış;

$$\left.\begin{array}{l} b_{w1} = b_{w2} < \dfrac{3}{4}\cdot 600 = 450mm \Rightarrow 250mm < 450mm \\ b_{w3} = b_{w4} < \dfrac{3}{4}\cdot 1100 = 825mm \Rightarrow 250mm < 825mm \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Kuşatılmamış kolon hesabı}$$

$$\left.\begin{array}{l} 1{,}25\cdot f_{yk}\cdot\left(A_{s1}+A_{s2}\right) = 1{,}25\cdot 420\cdot(760+616) = 722{,}40kN \\ 1{,}25\cdot 420\cdot(616+842) = 765{,}45kN \end{array}\right\} \Rightarrow 765{,}45kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a; V_{ü}\right) = \min(77{,}84kN; 62{,}79kN) \Rightarrow 62{,}79kN$$

$$V_e = 765{,}45 - 62{,}79 = 702{,}66kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45\cdot f_{cd}\cdot b_j\cdot h_c = 0{,}45\cdot 17\cdot 600\cdot 1100 = 5049kN$$

$$V_{e\max} = 5049kN > V_e = 702{,}66kN$$

B Aksı S104 Kolonu (Frame41) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25\cdot f_{yk}\cdot\left(A_{s1}+A_{s2}\right) = 1{,}25\cdot 420\cdot(1109+616) = 905{,}63kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a; V_{ü}\right) = \min(119{,}29kN; 135{,}10kN) \Rightarrow 119{,}29kN$$

$$V_e = 905{,}63 - 119{,}29 = 786{,}34kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45\cdot f_{cd}\cdot b_j\cdot h_c = 0{,}45\cdot 17\cdot 600\cdot 1100 = 5049kN$$

$$V_{e\max} = 5049kN > V_e = 786{,}34kN$$

2 Aksı S105 Kolonu (Frame42) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 1{,}25\cdot f_{yk}\cdot\left(A_{s1}+A_{s2}\right)=1{,}25\cdot 420\cdot\left(873+616\right)=781{,}73kN \\ 1{,}25\cdot 420\cdot\left(616+996\right)=846{,}30kN \end{array}\right\}\Rightarrow 846{,}30kN$$

$$V_{kol}=\min\left(V_a;V_{ü}\right)=\min\left(80{,}22kN;69{,}47kN\right)\Rightarrow 69{,}47kN$$

$$V_e=846{,}30-69{,}47=776{,}83kN$$

$$V_{e\max}=0{,}45\cdot f_{cd}\cdot b_j\cdot h_c=0{,}45\cdot 17\cdot 600\cdot 1300=5967kN$$

$$V_{e\max}=5967kN>V_e=776{,}83kN$$

C Aksı S105 Kolonu (Frame42) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25\cdot f_{yk}\cdot\left(A_{s1}+A_{s2}\right)=1{,}25\cdot 420\cdot\left(1335+647\right)=1040{,}55kN$$

$$V_{kol}=\min\left(V_a;V_{ü}\right)=\min\left(153{,}80kN;198{,}16kN\right)\Rightarrow 153{,}80kN$$

$$V_e=1040{,}55-153{,}80=886{,}75kN$$

$$V_{e\max}=0{,}45\cdot f_{cd}\cdot b_j\cdot h_c=0{,}45\cdot 17\cdot 600\cdot 1300=5967kN$$

$$V_{e\max}=5967kN>V_e=886{,}75kN$$

3 Aksı S109 Kolonu(Frame62)Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25\cdot f_{yk}\cdot\left(A_{s1}+A_{s2}\right)=1{,}25\cdot 420\cdot\left(842+0\right)=442{,}05kN$$

$$V_{kol}=\min\left(V_a;V_{ü}\right)=\min\left(39{,}35kN;36{,}74kN\right)\Rightarrow 36{,}74kN$$

$$V_e = 442{,}05 - 36{,}74 = 405{,}31kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 600 \cdot 700 = 3213kN$$

$$V_{e\max} = 3213kN > V_e = 405{,}31kN$$

A Aksı S109 Kolonu (Frame62) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(760 + 616\right) = 722{,}40kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(85{,}04kN ; 62{,}06kN\right) \Rightarrow 62{,}06kN$$

$$V_e = 722{,}40 - 62{,}06 = 660{,}34kN$$

$$b_1 = 125mm$$
$$b_2 = 475mm$$
$$b_j = 2\min.\left(125;475\right)$$
$$b_j = 250mm$$

$$b_j \le \left(b_{w1} + h\right)$$
$$\le \left(250 + 700\right)$$
$$250mm < 950mm$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 250 \cdot 700 = 1338{,}75kN$$

$$V_{e\max} = 1338{,}75kN > V_e = 660{,}34kN$$

3 Aksı S110 Kolonu (Frame63) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(842 + 616\right) = 765{,}45kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(87{,}88kN ; 62{,}63kN\right) \Rightarrow 62{,}63kN$$

$$V_e = 765{,}45 - 62{,}63 = 702{,}82kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 600 \cdot 1000 = 4590kN$$

$$V_{e\max} = 4590kN > V_e = 702{,}82kN$$

B Aksı S110 Kolonu (Frame63) Birleşim Bölgesinde:

Kuşatılmamış Kolon Hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 1{,}25 \cdot f_{yk} \cdot \left(A_{s1} + A_{s2}\right) = 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(1109 + 616\right) = 905{,}63kN \\ 1{,}25 \cdot 420 \cdot \left(616 + 873\right) = 781{,}73kN \end{array}\right\} \Rightarrow 905{,}63kN$$

$$V_{kol} = \min\left(V_a ; V_{ü}\right) = \min\left(127{,}42kN ; 117{,}32kN\right) \Rightarrow 117{,}32kN$$

$$V_e = 905{,}63 - 117{,}32 = 788{,}31kN$$

$$V_{e\max} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_c = 0{,}45 \cdot 17 \cdot 600 \cdot 1000 = 4590kN$$

$$V_{e\max} = 4590kN > V_e = 788{,}31kN$$

6.6 Zemin Kat Kolonları Taşıma Gücü Hesabı

S101 Kolonu (Frame 20)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2794 \cdot 365}{600 \cdot 850 \cdot 17} \cong 0{,}118 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = 0{,}40 \Rightarrow m = 0{,}19 \Rightarrow M_r = 0{,}19 \cdot 600^2 \cdot 850 \cdot 17 = 988{,}40\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ex} = \frac{2474{,}8 \cdot 10^3}{600 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}29 \Rightarrow m = 0{,}17 \Rightarrow M_r = 0{,}17 \cdot 600^2 \cdot 850 \cdot 17 = 884{,}34\text{kNm}$$

$$n_{g+q+ey} = 0{,}42 \Rightarrow m = 0{,}20 \Rightarrow M_r = 0{,}20 \cdot 850^2 \cdot 600 \cdot 17 = 1473{,}90\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ey} = \frac{2243{,}41 \cdot 10^3}{600 \cdot 850 \cdot 17} = 0{,}26 \Rightarrow m = 0{,}16 \Rightarrow M_r = 0{,}26 \cdot 850^2 \cdot 600 \cdot 17 = 1179{,}12\text{kNm}$$

S103 Kolonu (Frame 40)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2286 \cdot 365}{600 \cdot 700 \cdot 17} \cong 0{,}117 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = \frac{969{,}30 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} \cong 0{,}14 \Rightarrow m = 0{,}15 \Rightarrow M_r = 0{,}15 \cdot 600^2 \cdot 700 \cdot 17 = 642{,}60\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ex} = 0{,}37 \Rightarrow m = 0{,}19 \Rightarrow M_r = 0{,}19 \cdot 600^2 \cdot 700 \cdot 17 = 813{,}96\text{kNm}$$

$$n_{g+q+ey} = \frac{680{,}09 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} = 0{,}095 \Rightarrow m = 0{,}14 \Rightarrow M_r = 0{,}14 \cdot 700^2 \cdot 600 \cdot 17 = 699{,}72\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ey} = 0{,}41 \Rightarrow m = 0{,}20 \Rightarrow M_r = 0{,}20 \cdot 700^2 \cdot 600 \cdot 17 = 999{,}60\text{kNm}$$

S104 Kolonu (Frame 41)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4082 \cdot 365}{600 \cdot 1100 \cdot 17} \cong 0{,}112 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = 0{,}39 \Rightarrow m = 0{,}18 \Rightarrow M_r = 0{,}18 \cdot 600^2 \cdot 1100 \cdot 17 = 1211{,}76\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ex} = \frac{4197{,}75 \cdot 10^3}{600 \cdot 1100 \cdot 17} = 0{,}37 \Rightarrow m = 0{,}17 \Rightarrow M_r = 0{,}17 \cdot 600^2 \cdot 1100 \cdot 17 = 1144{,}44\text{kNm}$$

$$n_{g+q+ey} = 0{,}39 \Rightarrow m = 0{,}18 \Rightarrow M_r = 0{,}18 \cdot 1100^2 \cdot 600 \cdot 17 = 2221{,}56\text{kNm}$$

$$n_{g+q-ey} = \frac{4129{,}73 \cdot 10^3}{600 \cdot 1100 \cdot 17} = 0{,}37 \Rightarrow m = 0{,}17 \Rightarrow M_r = 0{,}17 \cdot 1100^2 \cdot 600 \cdot 17 = 2098{,}14\text{kNm}$$

S105 Kolonu (Frame 42)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4082 \cdot 365}{600 \cdot 1300 \cdot 17} \cong 0{,}112 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = \frac{4785,22 \cdot 10^3}{600 \cdot 1300 \cdot 17} \cong 0,36 \Rightarrow m = 0,17 \Rightarrow M_r = 0,17 \cdot 600^2 \cdot 1300 \cdot 17 = 1352,52kNm$$

$$n_{g+q-ex} = 0,38 \Rightarrow m = 0,18 \Rightarrow M_r = 0,18 \cdot 600^2 \cdot 1300 \cdot 17 = 1432,08kNm$$

$$n_{g+q+ey} = 0,42 \Rightarrow m = 0,20 \Rightarrow M_r = 0,20 \cdot 1300^2 \cdot 600 \cdot 17 = 3447,60kNm$$

$$n_{g+q-ey} = \frac{4259,66 \cdot 10^3}{600 \cdot 1300 \cdot 17} = 0,32 \Rightarrow m = 0,16 \Rightarrow M_r = 0,16 \cdot 1300^2 \cdot 600 \cdot 17 = 2758,08kNm$$

S109 Kolonu (Frame 62)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2286 \cdot 365}{600 \cdot 700 \cdot 17} \cong 0,117 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = \frac{1847,48 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} \cong 0,26 \Rightarrow m = 0,17 \Rightarrow M_r = 0,17 \cdot 600^2 \cdot 700 \cdot 17 = 728,28kNm$$

$$n_{g+q-ex} = 0,43 \Rightarrow m = 0,20 \Rightarrow M_r = 0,20 \cdot 600^2 \cdot 700 \cdot 17 = 856,80kNm$$

$$n_{g+q+ey} = 0,35 \Rightarrow m = 0,18 \Rightarrow M_r = 0,18 \cdot 700^2 \cdot 600 \cdot 17 = 899,64kNm$$

$$n_{g+q-ey} = \frac{2429,99 \cdot 10^3}{600 \cdot 700 \cdot 17} = 0,34 \Rightarrow m = 0,18 \Rightarrow M_r = 0,18 \cdot 700^2 \cdot 600 \cdot 17 = 899,64kNm$$

S110 Kolonu (Frame 63)

$$w = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{3140 \cdot 365}{600 \cdot 1000 \cdot 17} \cong 0,112 \qquad M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

$$n_{g+q+ex} = \frac{3257,60 \cdot 10^3}{600 \cdot 1000 \cdot 17} \cong 0,32 \Rightarrow m = 0,17 \Rightarrow M_r = 0,17 \cdot 600^2 \cdot 1000 \cdot 17 = 1040,40kNm$$

$$n_{g+q-ex} = 0,40 \Rightarrow m = 0,19 \Rightarrow M_r = 0,19 \cdot 600^2 \cdot 1000 \cdot 17 = 1162,80kNm$$

$$n_{g+q+ey} = 0,39 \Rightarrow m = 0,18 \Rightarrow M_r = 0,18 \cdot 1000^2 \cdot 600 \cdot 17 = 1836kNm$$

$$n_{g+q-ey} = \frac{3356,18 \cdot 10^3}{600 \cdot 1000 \cdot 17} = 0,33 \Rightarrow m = 0,17 \Rightarrow M_r = 0,17 \cdot 1000^2 \cdot 600 \cdot 17 = 1734kNm$$

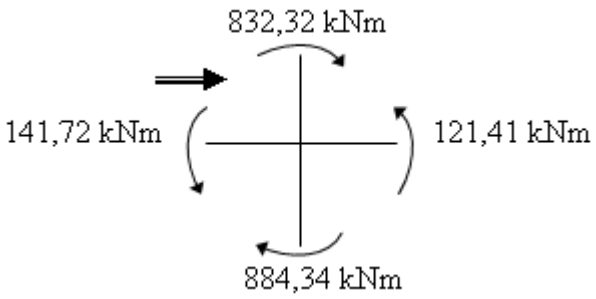
6.7 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

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

$$\left(M_{ra} + M_{rü}\right) \geq 1,2 \cdot \left(M_{ri} + M_{rj}\right) \qquad (6.2)$$

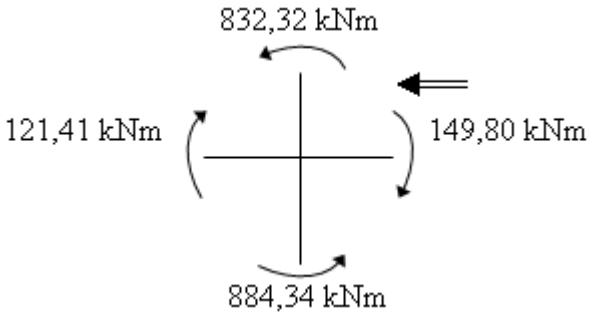
Bu doğrultuda yapının zemin kat kolon-kiriş düğüm noktalarında gerekli kontroller aşağıda yapılmıştır.

1 Aksı S101 (Frame 20) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$\left(832,32 + 884,34\right) \overset{?}{\leq} 1,2 \cdot \left(141,72 + 121,41\right)$$

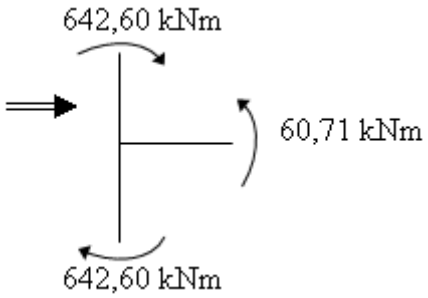
$$\frac{1716,66}{263,13} = 6,52 > 1,2 \qquad \text{koşul sağlanıyor.}$$



$$(832,32+884,34)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(149,80+121,41)$$

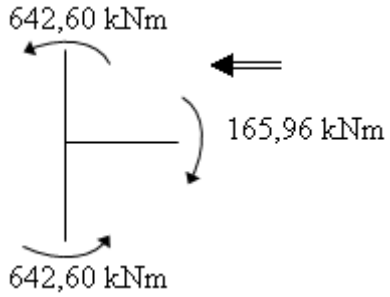
$\frac{1716,66}{271,21}=6,33>1,2$ koşulu sağlanıyor.

2 Aksı S103 (Frame 40) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(642,60+642,60)\overset{?}{\leq}1,2\cdot 60,71$$

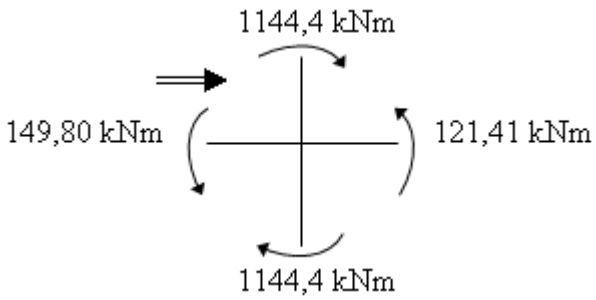
$\frac{1249,2}{60,71}=21,17>1,2$ koşul sağlanıyor.



$$(642,60+642,60)\overset{?}{\leq}1,2\cdot 165,96$$

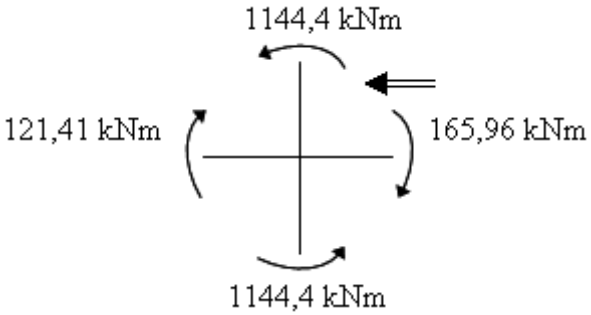
$\frac{1249,2}{165,96}=7,7>1,2$ koşul sağlanıyor.

2 Aksı S104 (Frame 41) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(1144,4+1144,4)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(149,80+121,41)$$

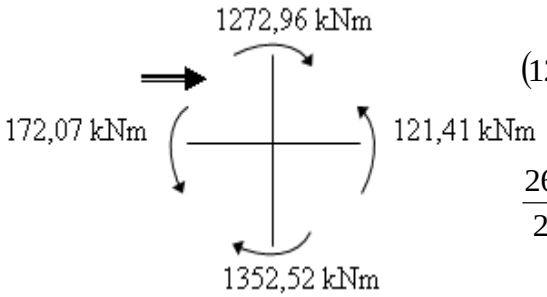
$$\frac{2288,8}{271,21}=8,4>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(1144,4+1144,4)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(165,96+121,41)$$

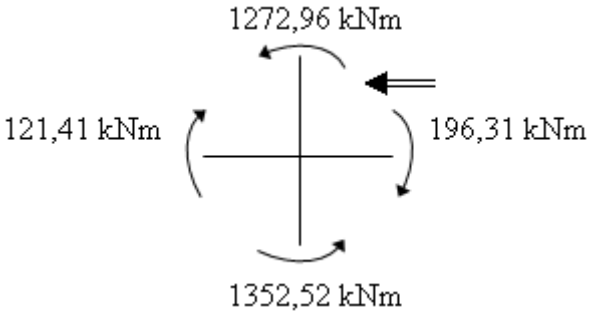
$$\frac{2288,8}{287,37}=7,96>1,2$$ koşulu sağlanıyor.

2 Aksı S105 (Frame 42) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(1272,96+1352,52)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(172,07+121,41)$$

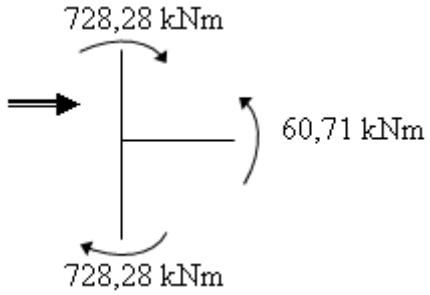
$$\frac{2625,48}{293,48}=8,95>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(1272,96+1352,52)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(196,31+121,41)$$

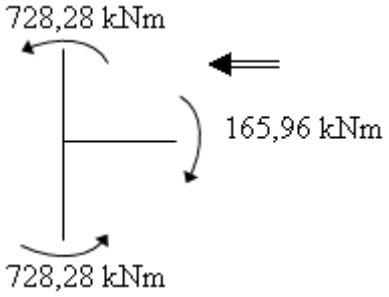
$$\frac{2625,48}{317,72}=8,26>1,2$$ koşulu sağlanıyor.

3 Aksı S109 (Frame 62) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(728,28+728,28)\overset{?}{\leq}1,2\cdot 60,71$$

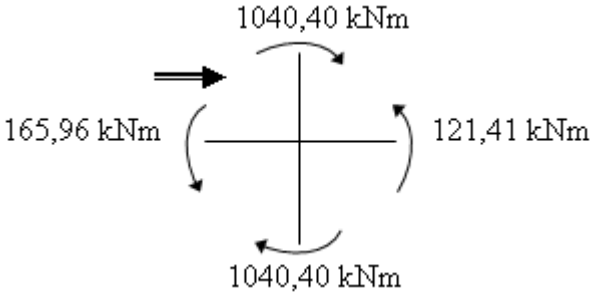
$$\frac{1456,56}{60,71}\cong 24>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(728,28+728,28)\overset{?}{\leq}1,2\cdot 165,96$$

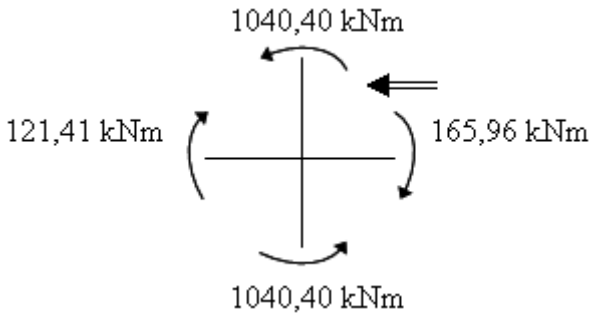
$$\frac{1456,56}{165,96}=8,78>1,2$$ koşul sağlanıyor.

3 Aksı S110 (Frame 63) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(1040,40+1040,40)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(165,96+121,41)$$

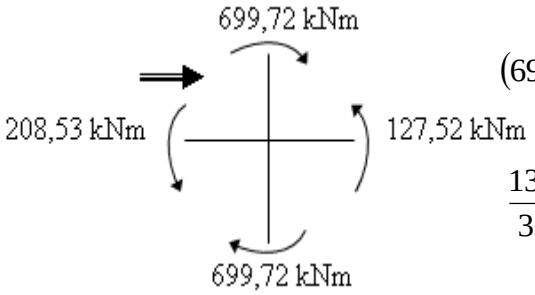
$$\frac{2080,80}{287,37}=7,24>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(1040,40+1040,40)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(165,96+121,41)$$

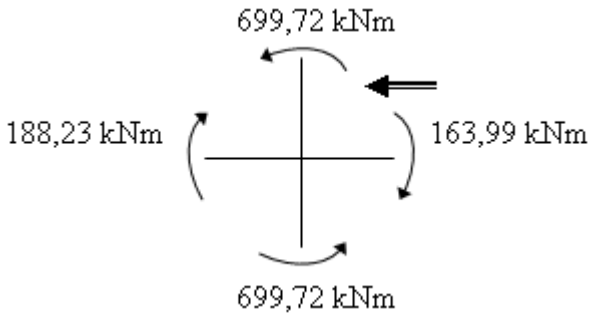
$$\frac{2080,80}{287,37}=7,24>1,2$$ koşul sağlanıyor.

A Aksı S103 (Frame 40) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(699,72+699,72)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(208,53+127,52)$$

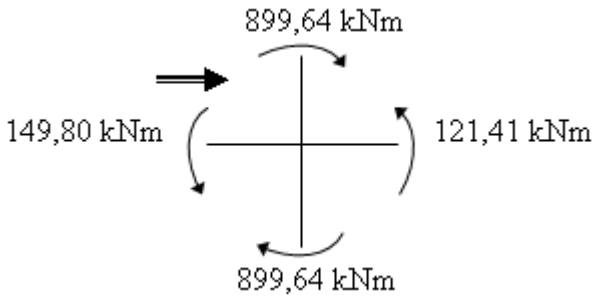
$$\frac{1399,44}{336,05}=4,16>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(699,72+699,72)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(163,99+188,23)$$

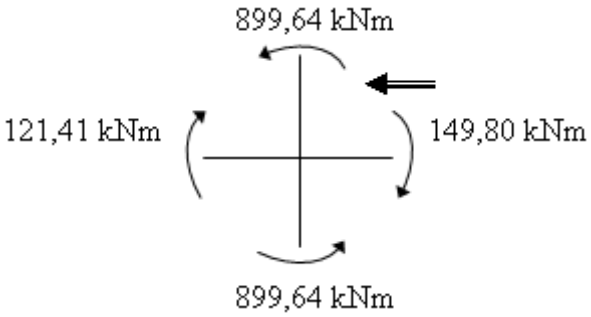
$$\frac{1399,44}{352,22}=3,97>1,2$$ koşul sağlanıyor.

A Aksı S109 (Frame 62) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(899,64+899,64)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(149,80+121,41)$$

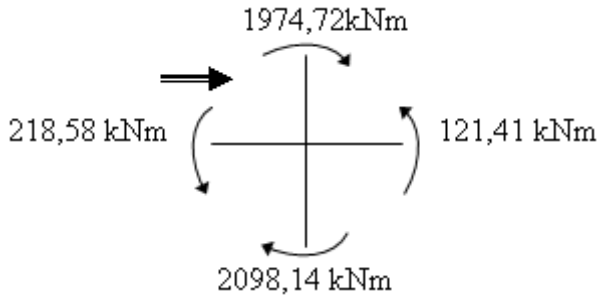
$$\frac{1799,28}{271,21}=6,63>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(899,64+899,64)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(121,41+149,80)$$

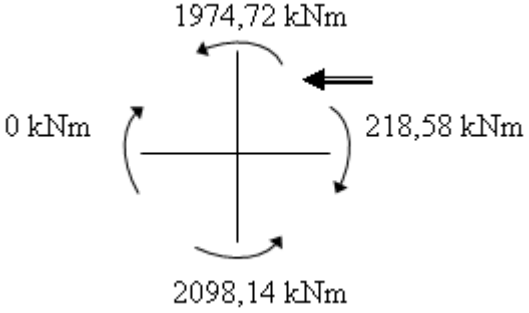
$$\frac{1799,28}{271,21}=6,63>1,2$$ koşul sağlanıyor.

B Aksı S104 (Frame 41) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(1974,72+2098,14)\overset{?}{\leq}1,2\cdot(218,58+121,41)$$

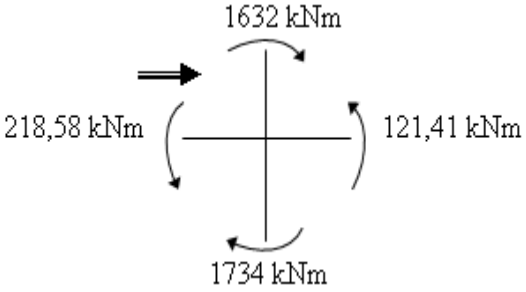
$$\frac{4072,86}{339,99}=11,98>1,2$$ koşul sağlanıyor.



$$(1974,72 + 2098,14) \overset{?}{\leq} 1,2 \cdot (218,58 + 0)$$

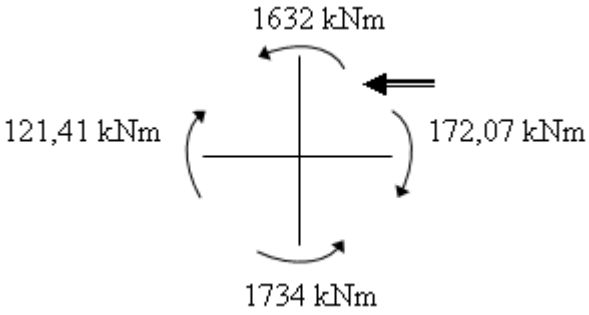
$$\frac{4072,86}{218,58} = 18,63 > 1,2 \qquad \text{koşul sağlanıyor.}$$

B Aksı S110 (Frame 63) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(1632 + 1734) \overset{?}{\leq} 1,2 \cdot (218,58 + 121,41)$$

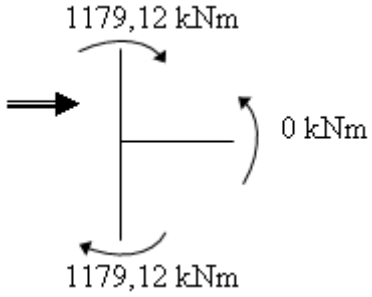
$$\frac{3366}{339,99} = 9,90 > 1,2 \qquad \text{koşul sağlanıyor.}$$



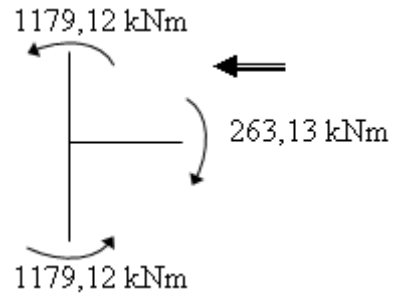
$$(1632 + 1734) \overset{?}{\leq} 1,2 \cdot (172,07 + 121,41)$$

$$\frac{3366}{293,48} = 11,47 > 1,2 \qquad \text{koşul sağlanıyor.}$$

C Aksı S101 (Frame 20) Kolon – Kiriş Birleşimi



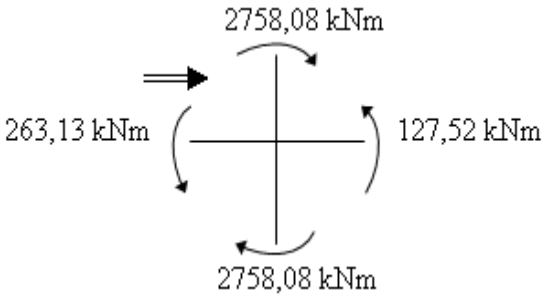
Koşul sağlanıyor.



$$(1179{,}12 + 1179{,}12) \overset{?}{\leq} 1{,}2 \cdot 263{,}13$$

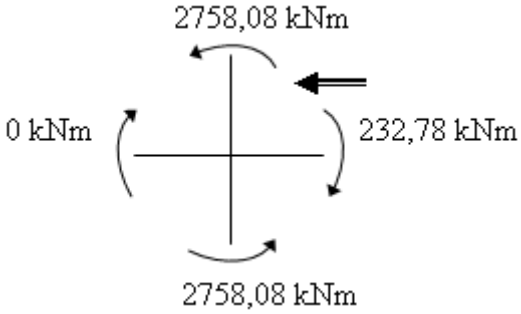
$$\frac{2358{,}24}{263{,}13} = 8{,}96 > 1{,}2$$ koşul sağlanıyor.

C Aksı S105 (Frame 42) Kolon – Kiriş Birleşimi



$$(2758{,}08 + 2758{,}08) \overset{?}{\leq} 1{,}2 \cdot (263{,}13 + 127{,}52)$$

$$\frac{5516{,}16}{390{,}65} = 14{,}12 > 1{,}2$$ koşul sağlanıyor.



$$(2758{,}08 + 2758{,}08) \overset{?}{\leq} 1{,}2 \cdot (232{,}78 + 0)$$

$$\frac{5516{,}16}{232{,}78} = 23{,}69 > 1{,}2$$ koşul sağlanıyor.

6.8 Perde Duvarların Betonarme Hesabı

Zemin Kat 1-6 Aksları Perdeleri Betonarme Hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ex} = 4879,77kN$

$M_d = 11893,27kNm$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi:

$$l_u \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 250 = 500mm \\ \\ 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 5250 = 1050mm \end{array} \right\} \; l_u = 1050mm$$ alınır.

Yatay gövde donatısı hesabı:

$A_{sg} = 0,0025 \cdot 3150 \cdot 250 = 1968,75mm^2$ (iki kenardaki toplam yatay gövde donatısı)

Bir kenara düşen donatı miktarı $\Rightarrow \frac{1968,75}{2} = 984,375mm^2$

Bir metreye düşen donatı miktarı $\Rightarrow \frac{984,375}{3,15} = 312,5mm^2/m$

Seçilen yatay gövde donatısı $\Rightarrow \Phi 12/250$ mm (452 mm^2)

Düşey gövde donatısı hesabı:

$$\frac{A_{sh}}{s_2 \cdot b_w} \geq 0,0025 \Rightarrow A_{sh} \geq 0,0025 \cdot 250 \cdot 250 = 156,25mm^2$$

Seçilen Φ12/250 mm düşey gövde donatısı ;

$$\left. \begin{array}{l} s_2 = 250mm \\ \Phi 12 \Rightarrow A_0 = 113mm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{sh} = 2 \cdot 113 = 226mm^2 > 156,25mm^2$$

Perde uç bölgesi düşey donatı hesabı:

$$N_d = N_{g+q\mu ex} = 4879,77kN$$

$$M_d = 11893,27kN$$

$$\left.\begin{array}{l} n_d = \dfrac{4879,77}{0,25 \cdot 4,20 \cdot 17000} = 0,27 \\ m_d = \dfrac{11893,27}{0,25 \cdot 4,20^2 \cdot 17000} = 0,16 \end{array}\right\} w = 0,08$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,08 \cdot \frac{250 \cdot 4200}{20,5} = 4098mm^2$$

Kritik perde yüksekliği boyunca ;

$$A_{s_{uç}} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w \Rightarrow 0,002 \cdot 250 \cdot 5250 = 2625mm^2$$

$$4098mm^2 > 2625mm^2 \Rightarrow 18\Phi 18 \Rightarrow 4581mm^2$$

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 50mm \leq s \leq 100mm \\ s \leq \dfrac{b_w}{2} \Rightarrow \dfrac{250}{2} = 125mm \end{array}\right\} s = 100mm \text{ seçilir.}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0,075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0,075 \cdot 100 \cdot 200 \cdot \left(\frac{25}{420}\right) = 59,53mm^2$$

Φ10/100 mm seçilir ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158mm^2 > 59,53mm^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0,075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0,075 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot \left(\frac{25}{420}\right) = 298mm^2$$

Φ14/100 mm seçilirse ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 154 = 308mm^2 > 298mm^2$$

Perdenin Kesme Güvenliği:

$V_d = 1442{,}47kN$

$V_d \le V_r = A_{ch} \cdot \left(0{,}65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd}\right)$

$\Rightarrow 250 \cdot 5250 \cdot \left(0{,}65 \cdot 0{,}00115 + 0{,}0025 \cdot 0{,}365\right) = 2178{,}75kN$

$1442{,}47kN < 2178{,}75kN$

$V_d \le 0{,}22 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$

$\Rightarrow 0{,}22 \cdot 250 \cdot 5250 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 4908{,}75kN$

$1442{,}47kN < 4908{,}75kN$

Zemin Kat C-D Aksları Perdeleri Betonarme Hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ey} = 3620{,}17kN$

$M_d = 7470{,}76kNm$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi:

$$l_u \ge \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 250 = 500mm \\ \\ 0{,}2 \cdot l_w = 0{,}2 \cdot 4250 = 850mm \end{array} \right\} \quad l_u = 850mm \qquad \text{alınır.}$$

Yatay gövde donatısı hesabı:

$A_{sg} = 0{,}0025 \cdot 2550 \cdot 250 = 1593{,}75mm^2$ (iki kenardaki toplam yatay gövde donatısı)

Bir kenara düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{1593{,}75}{2} = 796{,}875mm^2$

Bir metreye düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{796{,}875}{2{,}55} = 312{,}5mm^2/m$

Seçilen yatay gövde donatısı $\Rightarrow \Phi 12/250$ mm (452 mm^2)

Düşey gövde donatısı hesabı:

$$\frac{A_{sh}}{s_2 \cdot b_w} \geq 0{,}0025 \Rightarrow A_{sh} \geq 0{,}0025 \cdot 250 \cdot 250 = 156{,}25 mm^2$$

Seçilen Φ12/250 mm düşey gövde donatısı ;

$$\left.\begin{array}{l} s_2 = 250mm \\ \Phi 12 \Rightarrow A_0 = 113mm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow A_{sh} = 2 \cdot 113 = 226mm^2 > 156{,}25mm^2$$

Perde uç bölgesi düşey donatı hesabı:

$$N_d = N_{g+q\mu ey} = 3620{,}17kN$$

$$M_d = 7470{,}76kNm$$

$$\left.\begin{array}{l} n_d = \dfrac{3620{,}17}{0{,}25 \cdot 3{,}40 \cdot 17000} = 0{,}25 \\ m_d = \dfrac{7470{,}76}{0{,}25 \cdot 3{,}40^2 \cdot 17000} = 0{,}15 \end{array}\right\} w = 0{,}08$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0{,}08 \cdot \frac{250 \cdot 3400}{20{,}5} = 3317mm^2$$

Kritik perde yüksekliği boyunca ;

$$A_{s_{uç}} \geq 0{,}002 \cdot b_w \cdot l_w \Rightarrow 0{,}002 \cdot 250 \cdot 4250 = 2125 mm^2$$

$$3317 mm^2 > 2125 mm^2 \Rightarrow 14\Phi 18 \Rightarrow 3563 mm^2$$

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 50mm \leq s \leq 100mm \\ s \leq \dfrac{b_w}{2} \Rightarrow \dfrac{250}{2} = 125mm \end{array}\right\} s = 100mm \text{ seçilir.}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 200 \cdot \left(\frac{25}{420}\right) = 59{,}53mm^2$$

Φ10/100 mm seçilir ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158 mm^2 > 59{,}53 mm^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 800 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 238{,}10 mm^2$$

Φ14/100 mm seçilirse ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 154 = 308 mm^2 > 238{,}10 mm^2$$

Perdenin Kesme Güvenliği:

$$V_d = 1234{,}76 kN$$

$$V_d \leq V_r = A_{ch} \cdot \left(0{,}65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd} \right)$$

$$\Rightarrow 250 \cdot 4250 \cdot \left(0{,}65 \cdot 0{,}00115 + 0{,}0025 \cdot 0{,}365 \right) = 1763{,}75 kN$$

$$1234{,}76 kN < 1763{,}75 kN$$

$$V_d \leq 0{,}2 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$$

$$\Rightarrow 0{,}22 \cdot 250 \cdot 4250 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 3973{,}75 kN$$

$$1234{,}76 kN < 3973{,}75 kN$$

<u>Zemin Kat 3-4 Aksları Perdeleri (2m-0,25m) Betonarme Hesabı:</u>

$$N_d = N_{g+q\mu ex} = 2439{,}17 kN$$

$$M_d = 1009{,}27 kNm$$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi:

$$l_u \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 250 = 500 mm \\ \\ 0{,}2 \cdot l_w = 0{,}2 \cdot 2000 = 400 mm \end{array} \right\} \quad l_u = 500 mm \qquad \text{alınır.}$$

Yatay gövde donatısı hesabı:

$A_{sg} = 0{,}0025 \cdot 1000 \cdot 250 = 625 mm^2$ (iki kenardaki toplam yatay gövde donatısı)

Bir kenara düşen donatı miktarı $\Rightarrow \frac{625}{2} = 312{,}5 mm^2$

Bir metreye düşen donatı miktarı $\Rightarrow \frac{312{,}5}{1{,}00} = 312{,}5 mm^2/m$

Seçilen yatay gövde donatısı $\Rightarrow \Phi 12/250$ mm (452 mm^2)

Düşey gövde donatısı hesabı:

$$\frac{A_{sh}}{s_2 \cdot b_w} \geq 0{,}0025 \Rightarrow A_{sh} \geq 0{,}0025 \cdot 250 \cdot 250 = 156{,}25 mm^2$$

Seçilen $\Phi 12/250$ mm düşey gövde donatısı ;

$$\left.\begin{array}{l} s_2 = 250 mm \\ \Phi 12 \Rightarrow A_0 = 113 mm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow A_{sh} = 2 \cdot 113 = 226 mm^2 > 156{,}25 mm^2$$

Perde uç bölgesi düşey donatı hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ex} = 2439{,}17 kN$

$M_d = 1009{,}27 kNm$

$$\left.\begin{array}{l} n_d = \dfrac{2439{,}37}{0{,}25 \cdot 1{,}50 \cdot 17000} = 0{,}38 \\ m_d = \dfrac{1009{,}27}{0{,}25 \cdot 1{,}50^2 \cdot 17000} = 0{,}106 \end{array}\right\} w = \text{ tablodan okunamıyor.}$$

Kritik perde yüksekliği boyunca ;

$A_{s_{uç}} \geq 0{,}002 \cdot b_w \cdot l_w \Rightarrow 0{,}002 \cdot 250 \cdot 2000 = 1000 mm^2$

$1000 mm^2 \Rightarrow 6\Phi 18 \Rightarrow 1527 mm^2$

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı

$$\left.\begin{array}{l} 50mm \le s \le 100mm \\ s \le \dfrac{b_w}{2} \Rightarrow \dfrac{250}{2} = 125mm \end{array}\right\} \; s = 100mm \text{ seçilir.}$$

$$A_{sh} \ge \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 200 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 59{,}53mm^2$$

Φ10/100 mm seçilir ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158mm^2 > 59{,}53mm^2$$

$$A_{sh} \ge \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 450 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 134mm^2$$

Φ10/100 mm seçilirse ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158mm^2 > 134mm^2$$

Perdenin Kesme Güvenliği:

$$V_d = 338{,}48kN$$

$$V_d \le V_r = A_{ch} \cdot \left(0{,}65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd}\right)$$

$$\Rightarrow 250 \cdot 2000 \cdot \left(0{,}65 \cdot 0{,}00115 + 0{,}0025 \cdot 0{,}365\right) = 830kN$$

$$338{,}48kN < 830kN$$

$$V_d \le 0{,}2 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$$

$$\Rightarrow 0{,}22 \cdot 250 \cdot 2000 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1870kN$$

$$338{,}48kN < 1870kN$$

<u>Zemin Kat 3-4 Aksları Perdeleri (1,50m-0.25m) Betonarme Hesabı:</u>

$$N_d = N_{g+q\mu ex} = 1993{,}19kN$$

$$M_d = 502{,}61kNm$$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi:

$$l_u \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 250 = 500mm \\ \\ 0{,}2 \cdot l_w = 0{,}2 \cdot 1500 = 300mm \end{array} \right\} \; l_u = 500mm \qquad \text{alınır.}$$

Yatay gövde donatısı hesabı:

$A_{sg} = 0{,}0025 \cdot 500 \cdot 250 = 312{,}5mm^2$ (iki kenardaki toplam yatay gövde donatısı)

Bir kenara düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{312{,}5}{2} = 156{,}25mm^2$

Bir metreye düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{156{,}25}{0{,}50} = 312{,}5mm^2/m$

Seçilen yatay gövde donatısı $\Rightarrow \Phi 12/250$ mm (452 mm^2)

Düşey gövde donatısı hesabı:

$$\frac{A_{sh}}{s_2 \cdot b_w} \geq 0{,}0025 \Rightarrow A_{sh} \geq 0{,}0025 \cdot 250 \cdot 250 = 156{,}25mm^2$$

Seçilen $\Phi 12/250$ mm düşey gövde donatısı ;

$$\left. \begin{array}{l} s_2 = 250mm \\ \Phi 12 \Rightarrow A_0 = 113mm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{sh} = 2 \cdot 113 = 226mm^2 > 156{,}25mm^2$$

Perde uç bölgesi düşey donatı hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ex} = 1993{,}19kN$

$M_d = 502{,}61kNm$

$$\left. \begin{array}{l} n_d = \dfrac{1993{,}19}{0{,}25 \cdot 1{,}00 \cdot 17000} = 0{,}47 \\ \\ m_d = \dfrac{502{,}61}{0{,}25 \cdot 1{,}00^2 \cdot 17000} = 0{,}12 \end{array} \right\} w = \text{ tablodan okunamıyor.}$$

Kritik perde yüksekliği boyunca ;

$$A_{s_{uç}} \geq 0{,}002 \cdot b_w \cdot l_w \Rightarrow 0{,}002 \cdot 250 \cdot 1500 = 750 mm^2$$

$$750 mm^2 \Rightarrow 6\Phi 14 \Rightarrow 924 mm^2$$

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 50mm \leq s \leq 100mm \\ s \leq \dfrac{b_w}{2} \Rightarrow \dfrac{250}{2} = 125mm \end{array}\right\} s = 100mm \text{ seçilir.}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 200 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 59{,}53 mm^2$$

Φ10/100 mm seçilir ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158 mm^2 > 59{,}53 mm^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 450 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 134 mm^2$$

Φ10/100 mm seçilirse ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158 mm^2 > 134 mm^2$$

Perdenin Kesme Güvenliği:

$$V_d = 203{,}10 kN$$

$$V_d \leq V_r = A_{ch} \cdot \left(0{,}65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd}\right)$$
$$\Rightarrow 250 \cdot 1500 \cdot \left(0{,}65 \cdot 0{,}00115 + 0{,}0025 \cdot 0{,}365\right) = 622{,}50 kN$$

$$203{,}10 kN < 622{,}50 kN$$

$$V_d \leq 0{,}2 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$$
$$\Rightarrow 0{,}22 \cdot 250 \cdot 1500 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 1402{,}50 kN$$

$$203{,}10 kN < 1402{,}50 kN$$

Zemin Kat A-F Aksları Perdeleri Betonarme Hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ey} = 2400{,}90kN$

$M_d = 3123{,}24kNm$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi:

$$l_u \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_w = 2 \cdot 250 = 500mm \\ \\ 0{,}2 \cdot l_w = 0{,}2 \cdot 3000 = 600mm \end{array} \right\} \; l_u = 600mm \qquad \text{alınır.}$$

Yatay gövde donatısı hesabı:

$A_{sg} = 0{,}0025 \cdot 1800 \cdot 250 = 1125mm^2$ (iki kenardaki toplam yatay gövde donatısı)

Bir kenara düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{1125}{2} = 562{,}50mm^2$

Bir metreye düşen donatı miktarı $\Rightarrow \dfrac{562{,}50}{1{,}80} = 312{,}5mm^2/m$

Seçilen yatay gövde donatısı $\Rightarrow \Phi 12/250$ mm (452 mm^2)

Düşey gövde donatısı hesabı:

$$\frac{A_{sh}}{s_2 \cdot b_w} \geq 0{,}0025 \Rightarrow A_{sh} \geq 0{,}0025 \cdot 250 \cdot 250 = 156{,}25mm^2$$

Seçilen $\Phi 12/250$ mm düşey gövde donatısı ;

$$\left. \begin{array}{l} s_2 = 250mm \\ \Phi 12 \Rightarrow A_0 = 113mm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{sh} = 2 \cdot 113 = 226mm^2 > 156{,}25mm^2$$

Perde uç bölgesi düşey donatı hesabı:

$N_d = N_{g+q\mu ey} = 2400{,}90kN$

$M_d = 3123{,}24kNm$

$$\left.\begin{array}{l} n_d = \dfrac{2400{,}90}{0{,}25 \cdot 2{,}40 \cdot 17000} = 0{,}24 \\ m_d = \dfrac{3123{,}24}{0{,}25 \cdot 2{,}40^2 \cdot 17000} = 0{,}13 \end{array}\right\} w = 0{,}06$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0{,}06 \cdot \frac{250 \cdot 2400}{20{,}5} = 1756{,}10 mm^2$$

Kritik perde yüksekliği boyunca ;

$$A_{s_{uç}} \geq 0{,}002 \cdot b_w \cdot l_w \Rightarrow 0{,}002 \cdot 250 \cdot 3000 = 1500 mm^2$$

$$1756{,}10 mm^2 > 1500 mm^2 \Rightarrow 8\Phi 18 \Rightarrow 2036 mm^2$$

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı:

$$\left.\begin{array}{l} 50mm \leq s \leq 100mm \\ s \leq \dfrac{b_w}{2} \Rightarrow \dfrac{250}{2} = 125mm \end{array}\right\} s = 100mm \text{ seçilir.}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 200 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 59{,}53 mm^2$$

Φ10/100 mm seçilir ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 79 = 158 mm^2 > 59{,}53 mm^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot s \cdot b_k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \Rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0{,}075 \cdot 100 \cdot 550 \cdot \left(\frac{25}{420} \right) = 164 mm^2$$

Φ12/100 mm seçilirse ;

$$A_{sh} = n \cdot A_0 \Rightarrow 2 \cdot 113 = 226 mm^2 > 164 mm^2$$

Perdenin Kesme Güvenliği:

$$V_d = 650{,}54 kN$$

$$V_d \le V_r = A_{ch} \cdot \left(0{,}65 \cdot f_{ctd} + \rho_{sh} \cdot f_{yd}\right)$$
$$\Rightarrow 250 \cdot 3000 \cdot \left(0{,}65 \cdot 0{,}00115 + 0{,}0025 \cdot 0{,}365\right) = 1245kN$$

$$650{,}54kN < 1245kN$$

$$V_d \le 0{,}22 \cdot A_{ch} \cdot f_{cd}$$
$$\Rightarrow 0{,}22 \cdot 250 \cdot 3000 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 2805kN$$

$$650{,}54kN < 2805kN$$

6.9 Kirişli Radye Temel Çözümü

Kat alanı $\Rightarrow 25 \times 26 = 650\text{m}^2$

Deprem Bölgesi : I $A_0 = 0.40$

$T_A = 0{,}15\text{sn}$

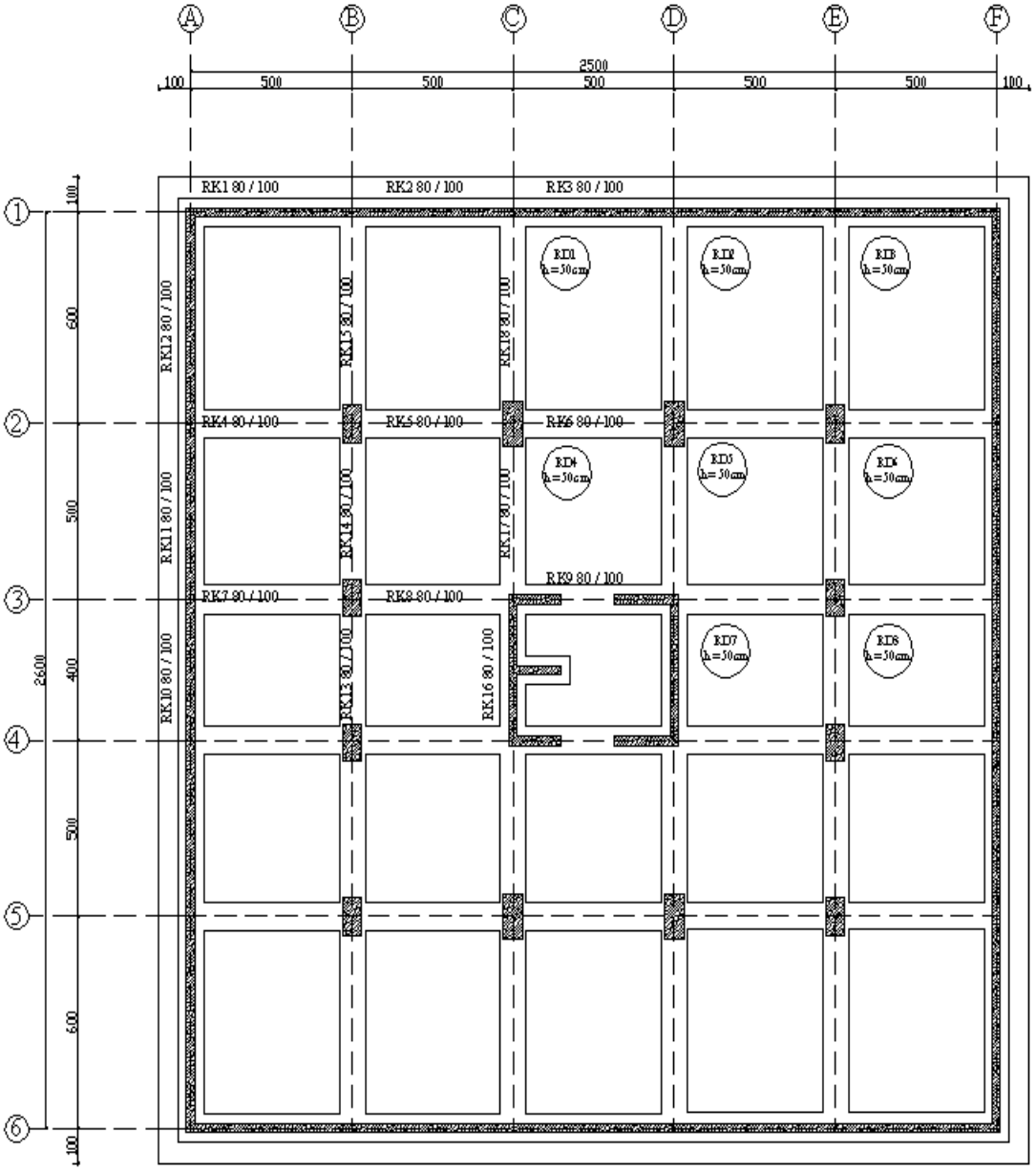
$\sigma_{z,em} = 200\text{kN/m}^2$

$T_B = 0{,}40\text{sn}$

Malzeme : C 25 / BÇ III

Yapı fonksiyonu : Konut

$R_a = R = 7$



Şekil 6.1 Kirişli radye temel planı

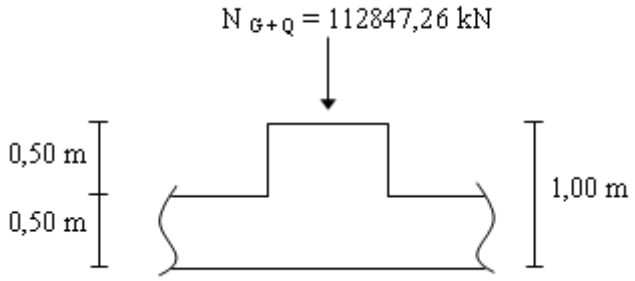
6.9.1 Yükler ve Zemin Gerilmeleri

$N_{düşüş} = N_{G+Q} = 112847,26kN$

$N_{deprem} = 98085,22kN$

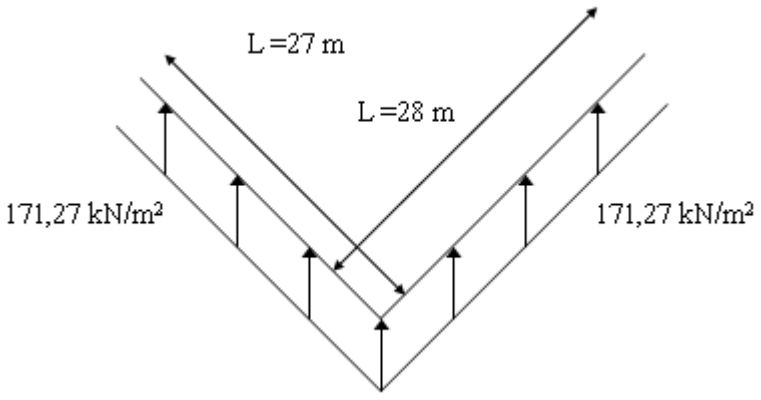
$M_{deprem} = 53279,68kNm$

Düşey Yük Durumu İçin (G + Q)



$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + g' = \frac{112847,26}{27 \cdot 28} + 1 \cdot 22 = 171,27 kN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 171,27 kN/m^2 < \sigma_{z,em} = 200 kN/m^2$$

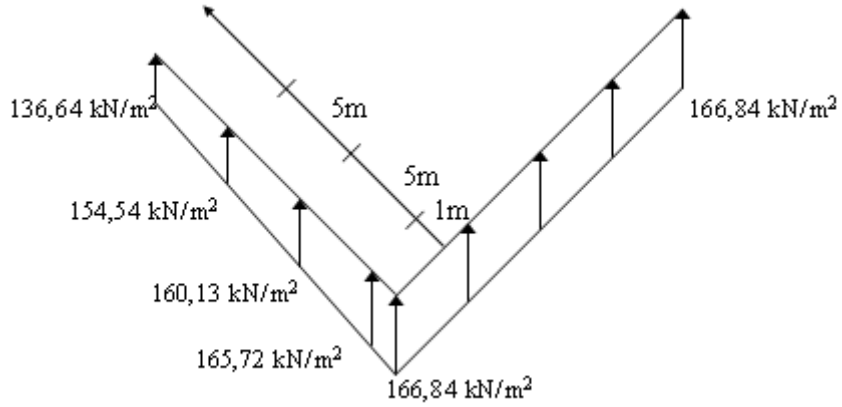


Depremli Durum İçin (G + Q ± E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} + g' = \frac{98085,22}{27 \cdot 28} \pm \frac{53279,68 \cdot 6}{28^2 \cdot 27} + 1 \cdot 22 = 166,84 kN/m^2$$

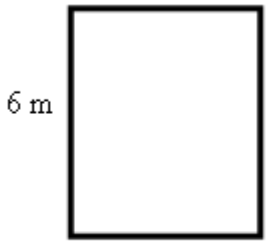
$$\sigma_1 = 166,84 kN/m^2 < 1,5\sigma_{z,zem} = 300 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = 136,64 kN/m^2 > 0$$



6.9.2 Plakların Statik ve Betonarme Hesapları

RD 1 Radye Plağı



Plak altındaki yük dağılımı:

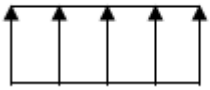
Depremli durum $\Rightarrow P = 151,77 - 1 \cdot 22 = 129,77 kN/m^2$

Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1,4 \cdot 1 \cdot 22 = 217,20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. P = 217,20 kN/m²

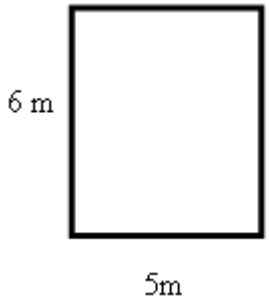


$\Rightarrow G + Q \pm E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük değeri = 151,77 kN/m²



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 2 Radye Plağı



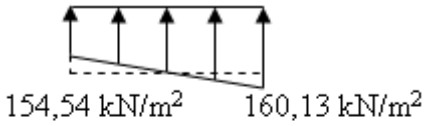
Plak altındaki yük dağılımı:

Depremli durum $\Rightarrow P = 157,34 - 1 \cdot 22 = 135,34 kN/m^2$

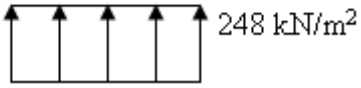
Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1,4 \cdot 1 \cdot 22 = 217,20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir.

$P = 217,20\ kN/m^2$

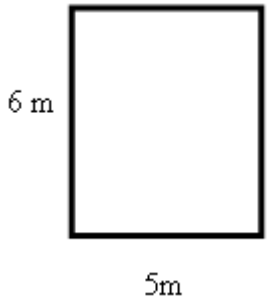


$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük değeri = 157,34 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 3 Radye Plağı

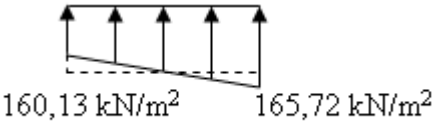


Plak altındaki yük dağılımı:

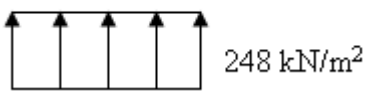
Depremli durum $\Rightarrow P = 162,93 - 1 \cdot 22 = 140,93 kN/m^2$

Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1,4 \cdot 1 \cdot 22 = 217,20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. $P = 217,20\ kN/m^2$

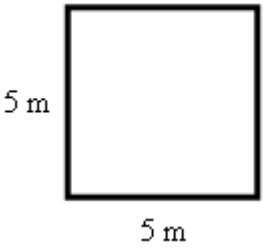


$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük değeri = 162,93 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 4 Radye Plağı

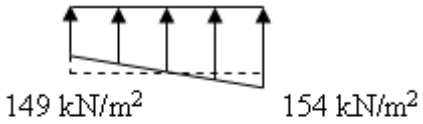


Plak altındaki yük dağılımı:

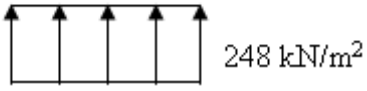
Depremli durum $\Rightarrow P = 157{,}34 - 1 \cdot 22 = 135{,}34 kN/m^2$

Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. P = 217,20 kN/m^2

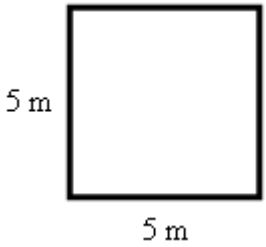


$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük değeri = 157,34 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 5 Radye Plağı

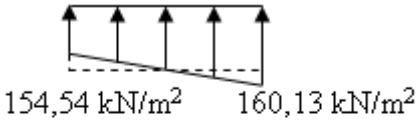


Plak altındaki yük dağılımı:

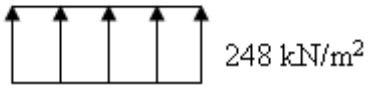
Depremli durum $\Rightarrow P = 157{,}34 - 1 \cdot 22 = 135{,}34 kN/m^2$

Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. P = 217,20 kN/m^2

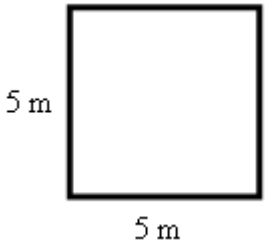


$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük değeri = 157,34 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 6 Radye Plağı

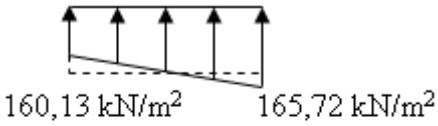


Plak altındaki yük dağılımı:

Depremli durum $\Rightarrow P = 162{,}93 - 1 \cdot 22 = 140{,}93 kN/m^2$

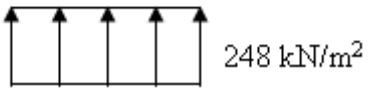
Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. P = 217,20 kN/m^2



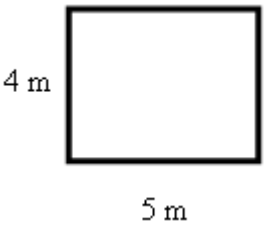
$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük

değeri = 162,93 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 7 Radye Plağı

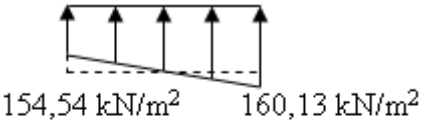


Plak altındaki yük dağılımı:

Depremli durum $\Rightarrow P = 157{,}34 - 1 \cdot 22 = 135{,}34 kN/m^2$

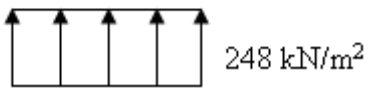
Düşey yük durumu $\Rightarrow P = 248 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir. P = 217,20 kN/m^2



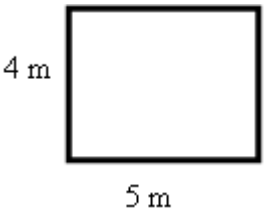
$\Rightarrow G + Q \mu E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük

değeri = 157,34 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

RD 8 Radye Plağı

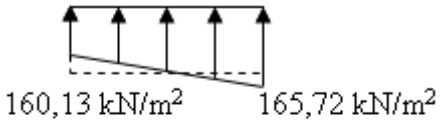


Plak altındaki yük dağılımı:

Depremli durum $\Rightarrow P = 162{,}93 - 1 \cdot 22 = 140{,}93 kN/m^2$

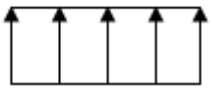
Düşey yük durum $\Rightarrow P = 248 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

En elverişsiz yük durumu düşey yük için geçerlidir.
$P = 217{,}20\ kN/m^2$



$\Rightarrow G + Q\ \mu\ E_x \Rightarrow$ eş değer düzgün yayılı yük

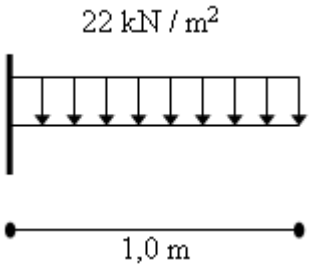
değeri = 162,93 kN/m^2



$\Rightarrow 1.4G + 1.6Q$

Ampatman Statik Hesabı:

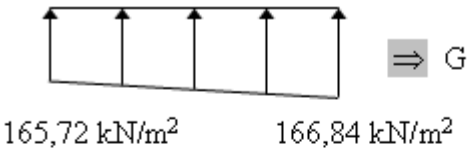
$P_{dep} = 166{,}84 - 1 \cdot 22 = 144{,}84 kN/m^2$



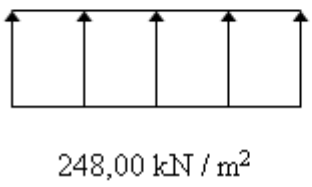
$P_{düş} = 248{,}00 - 1{,}4 \cdot 1 \cdot 22 = 217{,}20 kN/m^2$

$P_{düş} > P_{dep} \Rightarrow P_d = 217{,}20 kN/m^2$

$M_d = 217{,}20 \cdot \frac{1^2}{2} = 108{,}60 kNm/m$



$\Rightarrow G + Q + E$



$\Rightarrow 1{,}4G + 1{,}6Q$

Tablo 6.16 Radye Plakları Açıklık ve Mesnet Momentleri

				x-Doğrultusu				y-Doğrultusu			
Döşeme	l_x	l_y	m	α_1	α_2	M_a	M_m	α_1	α_2	M_a	M_m
RD1	5,00	6,00	1,20	0,034	0,035	184,62	244,35	0,025	0,035	135,75	179,19
RD2	5,00	6,00	1,20	0,034	0,035	184,62	244,35	0,025	0,035	135,75	179,19
RD3	5,00	6,00	1,20	0,034	0,035	184,62	244,35	0,025	0,035	135,75	179,19
RD4	5,00	5,00	1,00	0,025	0,035	135,75	179,19	0,025	0,035	135,75	179,19
RD5	5,00	5,00	1,00	0,025	0,035	135,75	179,19	0,025	0,035	135,75	179,19
RD6	5,00	5,00	1,00	0,025	0,035	135,75	179,19	0,025	0,035	135,75	179,19
RD7	5,00	4,00	1,25	0,025	0,035	135,75	179,19	0,036	0,0475	125,107	165,072
RD8	5,00	4,00	1,25	0,025	0,035	135,75	179,19	0,036	0,0475	125,107	165,072

Mesnet Momenti Dengelemeleri

$$\text{RD 1} \sim \text{RD 2} \Rightarrow \frac{244,35}{244,35} = 1 \Rightarrow M_d = 244,35\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 2} \sim \text{RD 3} \Rightarrow \frac{244,35}{244,35} = 1 \Rightarrow M_d = 244,35\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 4} \sim \text{RD 5} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 5} \sim \text{RD 6} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 7} \sim \text{RD 8} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 1} \sim \text{RD 4} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 2} \sim \text{RD 5} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 3} \sim \text{RD 6} \Rightarrow \frac{179,19}{179,19} = 1 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 5} \sim \text{RD 7} \Rightarrow \frac{165,072}{179,19} = 0,92 > 0,80 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 5} \sim \text{RD 7} \Rightarrow \frac{165,072}{179,19} = 0,92 > 0,80 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

$$\text{RD 6} \sim \text{RD 8} \Rightarrow \frac{165,072}{179,19} = 0,92 > 0,80 \Rightarrow M_d = 179,19\text{kNm/m}$$

Tablo 6.17 Radye Plaklarının Açıklık Donatıları Hesabı

Malzeme : C 25 / BÇ III b = 1,00 m $d_1 = 0,50 - 0,05 = 0,45$ m $K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$ $A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d}$

$d_2 = 0,45 – 0,015 = 0,435$ m

Plak	Yön	d (m)	M_d (kNm / m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2 / m)	Seçilen Donatı (mm^2 / m)
RD1	X	0,45	184,62	109,69	2,87	1177,47	Φ14/120 = Φ14/240(d) + Φ14/240(p) = 1283
	Y	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD2	X	0,45	184,62	109,69	2,87	1177,47	Φ14/120 = Φ14/240(d) + Φ14/240(p) = 1283
	Y	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD3	X	0,45	184,62	109,69	2,87	1177,47	Φ14/120 = Φ14/240(d) + Φ14/240(p) = 1283
	Y	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD4	X	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
	Y	0,45	135,75	149,17	2,846	858,54	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD5	X	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
	Y	0,45	135,75	149,17	2,846	858,54	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD6	X	0,435	135,75	139,39	2,85	889,40	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
	Y	0,45	135,75	149,17	2,846	858,54	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD7	X	0,45	135,75	149,17	2,846	858,54	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
	Y	0,435	125,107	151,25	2,847	818,80	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
RD8	X	0,45	135,75	149,17	2,846	858,54	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134
	Y	0,435	125,107	151,25	2,847	818,80	Φ12/100 = Φ12/200(d) + Φ12/200(p) = 1134

Tablo 6.18 Radye Plaklarının Mesnet Donatıları Hesabı

Kesit	Yön	d (m)	M_d (kNm / m)	K (10^{-5})	k_s	A_s	Mevcut	Ek
RD1 / RD2	X	0,45	244,35	82,87	2,89	1569,27	Φ14/240 + Φ14/240	Φ12 / 330 = 343
RD2 / RD3	X	0,45	244,35	82,87	2,89	1569,27	Φ14/240 + Φ14/240	Φ12 / 330 = 343
RD4 / RD5	X	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD5 / RD6	X	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD7 / RD8	X	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD1 / RD4	Y	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD2 / RD5	Y	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD3 / RD6	Y	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD5 / RD7	Y	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
RD6 / RD8	Y	0,45	179,19	113,00	2,868	1142,04	Φ12/200 + Φ12/200	Φ12 / 330 = 343
Ampatman	X ; Y	0,45	108,60	186,46	2,83	682,973	Φ12/200 ; Φ12/200	Φ12 / 330 = 343

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \qquad A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d}$$

6.9.3 Radye Kirişleri Statik ve Betonarme Hesapları

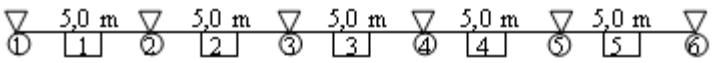
1 Aksı Kirişleri Statik Hesabı

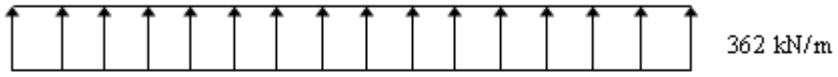
Kirişlere gelen yükler;

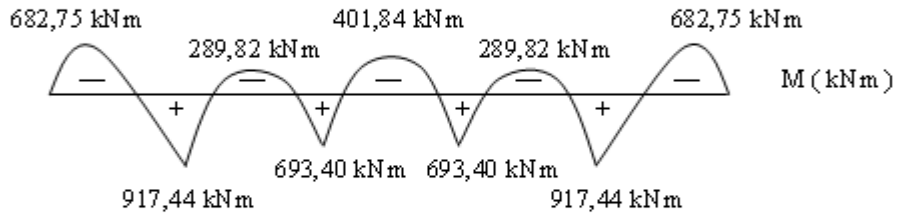
1 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} = 362 kN/m$

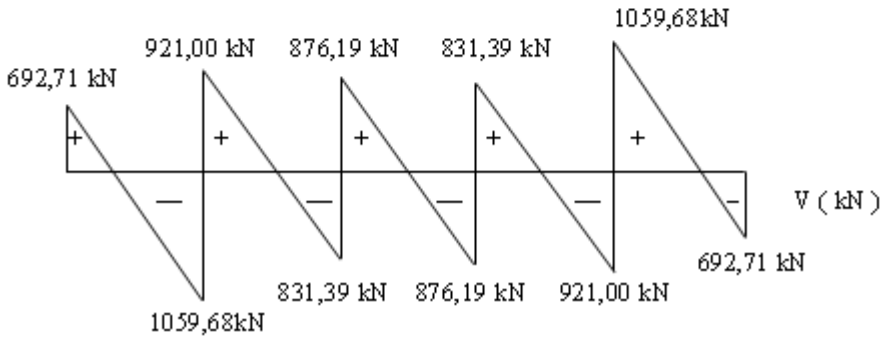
2 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} = 362 kN/m$

3 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} = 362 kN/m$









Tablo 6.19 1 Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı

YER	M (kNm)	b (m)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2)	Mevcut Donatı	Ek Donatı
1.Açıklık	682,75	1,40	0,95	185,06	2,83	2033,88	9Φ18 (2286 mm^2)	—
2.Mesnet	917,44	0,80	0,95	78,69	2,90	2800	4Φ14 + 3Φ18 + 3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	3Φ18 (763 mm^2)
2.Açıklık	289,82	1,40	0,95	435,96	2,793	852,07	9Φ18 (2286 mm^2)	—
3.Mesnet	693,40	0,80	0,95	104,13	2,873	2097	4Φ14 + 3Φ18 + 3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	—
3.Açıklık	401,84	1,40	0,95	314,43	2,805	1186,49	9Φ18 (2286 mm^2)	—

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \qquad A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} \qquad A_{s,min} = 0{,}80 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d = 0{,}80 \cdot \frac{1{,}15}{365} \cdot 800 \cdot 950 = 1916 mm^2$$

$$A_{s,g} = 0{,}001 \cdot 800 \cdot 950 = 760 mm^2 \ ; 4\Phi16 \ (804 \ mm^2)$$

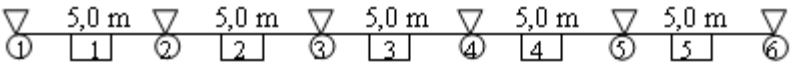
2 ve 3 Aksı Kirişleri Statik Hesabı

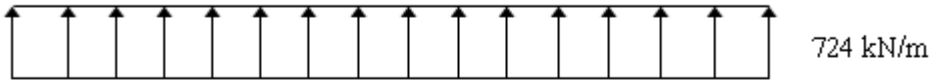
Kirişlere gelen yükler;

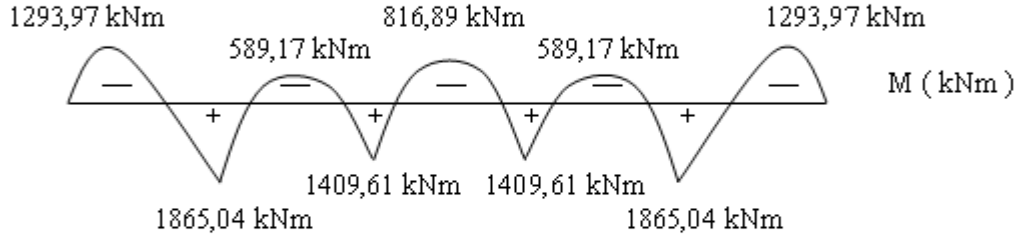
1 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} \cdot 2 = 724 kN/m$

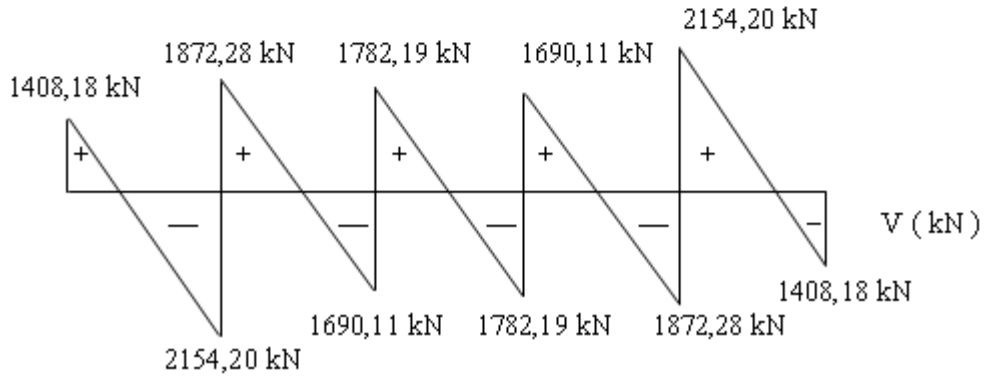
2 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} \cdot 2 = 724 kN/m$

3 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} \cdot 2 = 724 kN/m$









Tablo 6.20 2 ve 3 Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı

YER	M (kNm)	b (m)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2)	Mevcut Donatı	Ek Donatı
1.Açıklık	1293,97	1,40	0,95	97,65	2,88	3922,77	16Φ18 (4066 mm^2)	—
2.Mesnet	1865,04	0,80	0,95	38,71	3,057	6001,50	4Φ14 + 6Φ18 +3Φ18 (2906 mm^2 montaj + pilye + pilye)	10Φ20 (3142 mm^2)
2.Açıklık	589,17	1,40	0,95	225,74	2,82	1748,91	9Φ18 (2286 mm^2)	—
3.Mesnet	1409,61	0,80	0,95	51,22	2,97	4406,89	4Φ14 + 3Φ18 +4Φ18 (2397 mm^2 montaj + pilye + pilye)	8Φ18 (2036 mm^2)
3.Açıklık	816,89	1,40	0,95	154,67	2,843	2444,65	10Φ18 (2545 mm^2)	—
4.Mesnet	1409,61	0,80	0,95	51,22	2,97	4406,89	4Φ14 + 3Φ18 +4Φ18 (2397 mm^2 montaj + pilye + pilye)	8Φ18 (2036 mm^2)
4.Açıklık	589,17	1,40	0,95	225,74	2,82	1748,91	9Φ18 (2286 mm^2)	—
5.Mesnet	1865,04	0,80	0,95	38,71	3,057	6001,50	4Φ14 + 6Φ18 +3Φ18 (2906 mm^2 montaj + pilye + pilye)	10Φ20 (3142 mm^2)
5.Açıklık	1293,97	1,40	0,95	97,65	2,88	3922,77	16Φ18 (4066 mm^2)	—

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \qquad A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} \qquad A_{s,min} = 0{,}80 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d = 0{,}80 \cdot \frac{1{,}15}{365} \cdot 800 \cdot 950 = 1916 mm^2$$

$$A_{s,g} = 0{,}001 \cdot 800 \cdot 950 = 760 mm^2 \ ; 4\Phi 16 \ (804 \ mm^2)$$

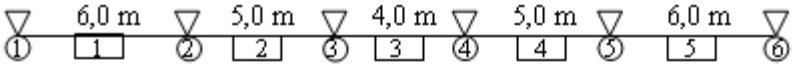
A Aksı Kirişleri Statik Hesabı

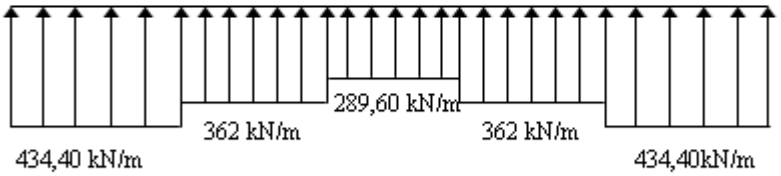
Kirişlere gelen yükler;

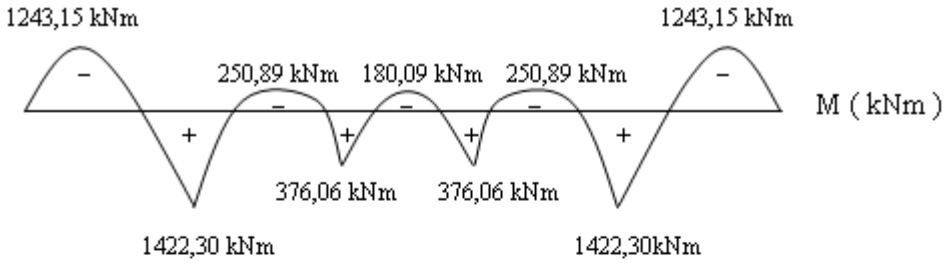
1 ve 5 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{6}{3} = 434{,}40\text{kN/m}$

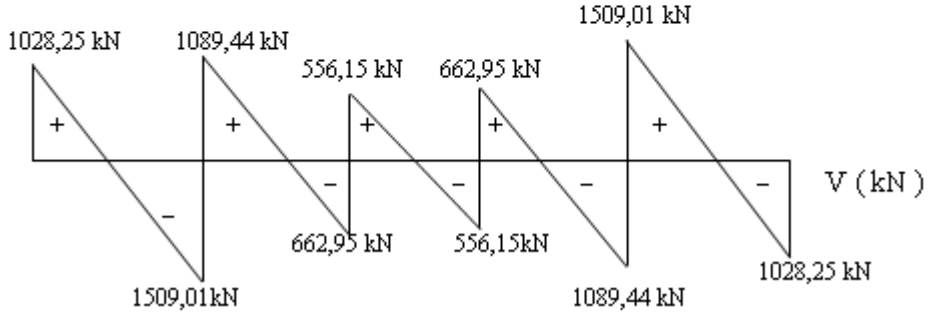
2 ve 4 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} = 362\text{kN/m}$

3 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{4}{3} = 289{,}60\text{kN/m}$









Tablo 6.21 A Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı

YER	M (kNm)	b (m)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2)	Mevcut Donatı	Ek Donatı
1.Açıklık	1243,15	1,52	0,95	110,35	2,87	3755,62	10Φ22 (3801 mm^2)	—
2.Mesnet	1422,30	0,80	0,95	50,76	2,97	4446,56	4Φ14 + 3Φ22 +3Φ18 (2519 mm^2 montaj + pilye + pilye)	6Φ22 (2281 mm^2)
2.Açıklık	250,89	1,40	0,95	503,61	2,79	736,82	9Φ18 (2286 mm^2)	—
3.Mesnet	376,06	0,80	0,95	192	2,83	1120,26	4Φ14 + 3Φ18 +3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	—
3.Açıklık	180,09	1,40	0,95	641,46	2,78	527	9Φ18 (2286 mm^2)	—
4.Mesnet	376,06	0,80	0,95	192	2,83	1120,26	4Φ14 + 3Φ18 +3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	—
4.Açıklık	250,89	1,40	0,95	503,61	2,79	736,82	9Φ18 (2286 mm^2)	—
5.Mesnet	1422,30	0,80	0,95	50,76	2,97	4446,56	4Φ14 + 3Φ22 +3Φ18 (2519 mm^2 montaj + pilye + pilye)	6Φ22 (2281 mm^2)
5.Açıklık	1243,15	1,52	0,95	110,35	2,87	3755,62	10Φ22 (3801 mm^2)	—

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \qquad A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} \qquad A_{s,min} = 0{,}80 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d = 0{,}80 \cdot \frac{1{,}15}{365} \cdot 800 \cdot 950 = 1916 mm^2$$

$$A_{s,g} = 0{,}001 \cdot 800 \cdot 950 = 760 mm^2 \ ; 4\Phi 16 \ (804 \ mm^2)$$

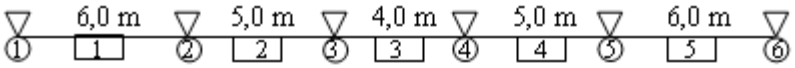
B ve C Aksı Kirişleri Statik Hesabı

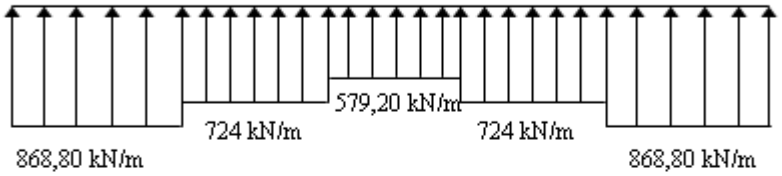
Kirişlere gelen yükler;

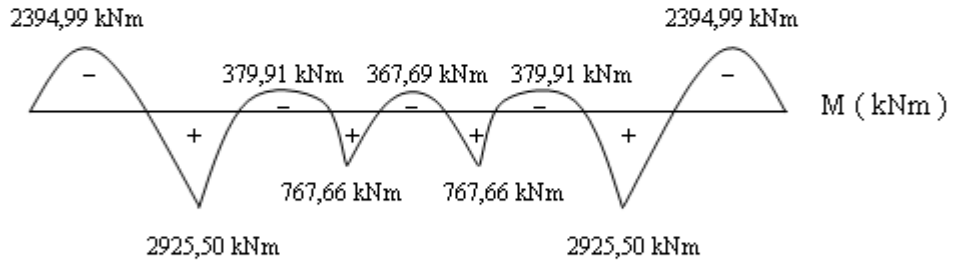
1 ve 5 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{6}{3} \cdot 2 = 868{,}80\text{kN/m}$

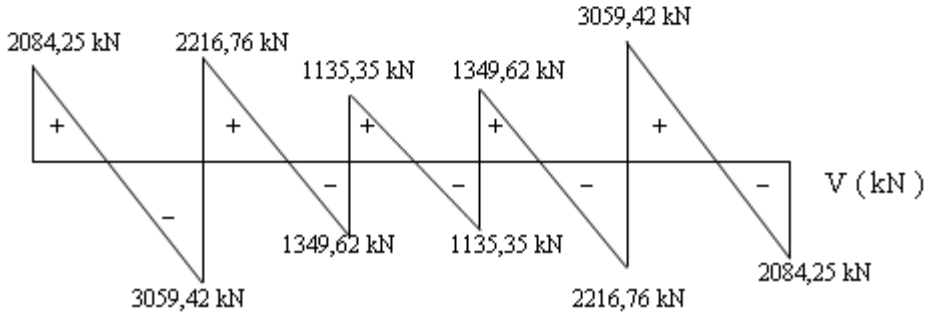
2 ve 4 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{5}{3} \cdot 2 = 724\text{kN/m}$

3 no'lu kirişe gelen yük $\Rightarrow 217{,}20 \cdot \frac{4}{3} \cdot 2 = 579{,}20\text{kN/m}$









Tablo 6.22 B ve C Aksı Radye Kirişleri Boyuna Donatı Hesabı

YER	M (kNm)	b (m)	d (m)	K (10^{-5})	k_s	A_s (mm^2)	Mevcut Donatı	Ek Donatı
1.Açıklık	2394,99	1,52	0,95	57,28	2,95	7437,07	20Φ22 (7602 mm^2)	—
2.Mesnet	2925,50	0,80	0,95	24,68	3,35	10316,24	4Φ14 + 7Φ22 +3Φ18 (4040 mm^2 montaj + pilye + pilye)	17Φ22 (6460 mm^2)
2.Açıklık	379,91	1,40	0,95	332,58	2,803	1121	9Φ18 (2286 mm^2)	—
3.Mesnet	767,66	0,80	0,95	94,052	2,88	2327,22	4Φ14 + 3Φ18 +3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	1Φ18 (254mm^2)
3.Açıklık	367,69	1,28	0,95	314,18	2,805	1085,65	9Φ18 (2286 mm^2)	—
4.Mesnet	767,66	0,80	0,95	94,052	2,88	2327,22	4Φ14 + 3Φ18 +3Φ18 (2143 mm^2 montaj + pilye + pilye)	1Φ18 (254mm^2)
4.Açıklık	379,91	1,40	0,95	332,58	2,803	1121	9Φ18 (2286 mm^2)	—
5.Mesnet	2925,50	0,80	0,95	24,68	3,35	10316,24	4Φ14 + 7Φ22 +3Φ18 (4040 mm^2 montaj + pilye + pilye)	17Φ22 (6460 mm^2)
5.Açıklık	2394,99	1,52	0,95	57,28	2,95	7437,07	20Φ22 (7602 mm^2)	—

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \qquad A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} \qquad A_{s,min} = 0{,}80 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d = 0{,}80 \cdot \frac{1{,}15}{365} \cdot 800 \cdot 950 = 1916 mm^2$$

$$A_{s,g} = 0{,}001 \cdot 800 \cdot 950 = 760 mm^2 \ ; 4\Phi 16 \ (804 \ mm^2)$$

Radye Kirişleri Kayma Donatısı Hesabı

1 Aksı RK1 hesabı

V_d = 918,63 kN

$$V_{cr} = 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 800 \cdot 950 = 568{,}10kN$$

$$V_d \le 0{,}22 b_w \cdot f_{cd} \cdot b \Rightarrow 0{,}22 \cdot 950 \cdot 800 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 2842{,}40kN$$

$$918{,}63kN < 2842{,}40kN$$

$$V_{cr} < V_d < V_{r\,max} \Rightarrow 568{,}10kN < 918{,}63kN < 2842{,}40kN$$

Etriyelerin tek başlarına kayma güvenliğini sağlayabilmesi için;

$$V_{ws} = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{4 \cdot A_0}{s} \cdot 950 \cdot 365 \ge V_d = 918{,}63kN$$

$$\Rightarrow \frac{A_0}{s} \ge 0{,}662$$

Etriyeler 4 kollu Φ12 (113 mm^2) seçilirse;

$s \le 170{,}69mm$ bulunur.

s = 150 mm seçilir $\Rightarrow \Phi 12/150$

Sonuçta etriyelerin aldığı kesme kuvveti;

$$V_{ws} = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{4 \cdot 113}{150} \cdot 365 \cdot 950 = 1044{,}87kN > V_d = 918{,}63kN$$

$$\rho_{min} = 0{,}30 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} = 0{,}30 \cdot \frac{1{,}15}{365} = 0{,}0009452$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{4 \cdot 113}{800 \cdot 150} = 0{,}00377 > \rho_{min} = 0{,}0009452$$

1 Aksı RK2 hesabı

V_d = 780,81 kN

$$V_{cr} = 0{,}65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 800 \cdot 950 = 568{,}10\text{kN}$$

$$V_d \le 0{,}22 b_w \cdot f_{cd} \cdot b \Rightarrow 0{,}22 \cdot 950 \cdot 800 \cdot 17 \cdot 10^{-3} = 2842{,}40\text{kN}$$

$$780{,}81\text{kN} < 2842{,}40\text{kN}$$

$$V_{cr} < V_d < V_{r\,max} \Rightarrow 568{,}10\text{kN} < 780{,}81\text{kN} < 2842{,}40\text{kN}$$

Etriyelerin tek başlarına kayma güvenliğini sağlayabilmesi için;

$$V_{ws} = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{4 \cdot A_0}{s} \cdot 950 \cdot 365 \ge V_d = 780{,}81\text{kN}$$

$$\Rightarrow \frac{A_0}{s} \ge 0{,}563$$

Etriyeler 4 kollu Φ12 (113 mm^2) seçilirse;

$s \le 200\text{mm}$ bulunur.

s = 150 mm seçilir $\Rightarrow \Phi 12/150$

Sonuçta etriyelerin aldığı kesme kuvveti;

$$V_{ws} = \frac{n \cdot A_0}{s} \cdot f_{ywd} \cdot d \Rightarrow \frac{4 \cdot 113}{150} \cdot 365 \cdot 950 = 1044{,}87\text{kN} > V_d = 780{,}81\text{kN}$$

$$\rho_{min} = 0{,}30 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} = 0{,}30 \cdot \frac{1{,}15}{365} = 0{,}0009452$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{4 \cdot 113}{800 \cdot 150} = 0{,}00377 > \rho_{min} = 0{,}0009452$$

Tablo 6.23 Radye kirişleri etriye hesabı

Radye Kiriş No	Boyutlar (cm . cm)	V_d Esasi Kesme Kuvveti (kN)	Seçilen Etriye ve Aralığı	V_{ws} Etriyenin Taşıdığı Kesme Kuvveti (kN)
RK1	80 / 100	918,63	Φ12 / 150	1044,87
RK2	80 / 100	780,81	Φ12 / 150	1044,87
RK3	80 / 100	736,00	Φ12 / 150	1044,87
RK4	80 / 100	1869,21	Φ12 / 80	1959,14
RK5	80 / 100	1587,29	Φ12 / 90	1741,46
RK6	80 / 100	1496,20	Φ12 / 100	1567,31
RK7	80 / 100	1869,21	Φ12 / 80	1959,14
RK8	80 / 100	1587,29	Φ12 / 90	1741,46
RK9	80 / 100	1496,20	Φ12 / 100	1567,31
RK10	80 / 100	444,92	Φ12 / 150	1044,87
RK11	80 / 100	949,25	Φ12 / 150	1044,87
RK12	80 / 100	1339,86	Φ12 / 100	1567,31
RK13	80 / 100	908,28	Φ12 / 150	1044,87
RK14	80 / 100	1927,77	Φ12 / 80	1959,14
RK15	80 / 100	2716,50	Φ14 / 75	2847,97
RK16	80 / 100	908,28	Φ12 / 150	1044,87
RK17	80 / 100	1927,77	Φ12 / 80	1959,14
RK18	80 / 100	2716,50	Φ14 / 75	2847,97

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yapılan tez çalışmasında ilk olarak, perdelerin deprem kuvvetleri etkisi altındaki davranış biçimleri, göçme şekilleri, perdelerin teşkil edilme sebepleri, konstrüktif kuralları, perdelerle teşkil edilen taşıyıcı sistem türleri ve bu bağlamda boşluklu perde, bağ kirişleri ve bağ kirişlerinin davranışları, göçme şekilleri ile ilgili konular incelenmiştir. Yapılan bu incelemeler sonucunda, özellikle yüksek katlı yapılarda, artan kat yüksekliği ile birlikte artan deprem ve rüzgâr gibi yatay yüklerin taşınmasında perdelerin kullanılmasının kaçınılmaz olduğu görülmüştür. Bu bağlamda çok katlı yapılarda yatay rijitliğin sağlanması için sistem çizgileri bir noktada kesişmeyen en az üç perde teşkilinin ve de rijitliği her iki doğrultuda yeterli bir şekilde sağlayacak, kesitlerde aşırı zorlamalara ve burulmaya yol açmayacak perde düzenlemelerinin yapılmasının gerektiği ortaya çıkmıştır. Ayrıca betonarme perde kesitlerinin eğilme momentlerinin hakimiyetinde oldukları ve bundan dolayı da perde kenar bölgelerinde aşırı zorlanmalara sebebiyet verilmesini önlemek için perde uç bölgelerinin oluşturulması ve de bu bölgelerde donatı miktarının arttırılması gerektiği görülmüştür. Perdelerde normal kuvvetin ve gövde donatı miktarının artmasının taşıma gücünü arttırdığını görmekle beraber, kesitin sünekliğini azalttığı görülmüştür. Bilindiği gibi betonarme hesaplarda hedef kesitin hem taşıma gücünün hem de sünekliğinin fazla olmasını sağlamaktır. Perdeler için incelenen moment eğrilik diyagramında görülmüştür ki, bu iki hedefi yani yüksek taşıma gücü ve sünekliği sağlamanın, donatı yerleştirme açısından en etkin yolu, perde başlık bölgelerinde yapılacak olan donatı yoğunlaştırmasıdır.

Tez çalışmasının ikinci kısmında ise çok katlı perdeli çerçeveli betonarme bir binanın tasarım aşamaları incelenmiştir. Bu tasarım sırasında ilk olarak yapılan döşeme hesabı sırasında, döşeme kalınlıkları kontrollerinde döşemeler için 10~13 cm arasında değişen kalınlıklar çıksa da bütün döşemeler için kalınlık 14 cm alınmıştır. Bunun sonucunda yapılan donatı hesaplarında seçilen kalınlığın bazı döşemeler için fazla olması sonucu, bir çok mesnet bölgelerinde ek donatıya ihtiyaç duyulmadığı görülmüştür. Sonra ise kolon ön boyutlandırması yapılmıştır.

Daha sonra SAP2000'de bina üç boyutlu olarak modellenmiş ve dinamik analiz yapılıp, yapı periyotları bulunmuştur. Dinamik analiz fiktif çerçeve yöntemi kullanılarak da yapılmış ve bulunan periyotlar SAP2000'den bulunanlarla karşılaştırıldığında x doğrultusunda % 11.5'luk , y doğrultusunda ise % 2.02'lik hata oranları tespit edilmiştir. X doğrultusundaki hata oranın fazla olmasının, asansör kovası orta kısmındaki, fiktif çerçeve yöntemi ile yapılan hesaplarda gözönüne alınamayan perde duvardan kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca fiktif çerçeve yöntemi ile yapılan dinamik analiz sonucu, kesme kuvvetlerinin ortalama olarak % 77'lik kısmının perdeler tarafından karşılandığı görülmüştür. Dinamik analizden elde edilen sonuçlar doğrultusunda ABYYHY'deki düzensizliklerle ilgili kontroller yapılmıştır. Yapılan burulma ve yumuşak düzensizlikleri kontrollerinde yapımızda herhangi bir soruna rastlanmamıştır. Zaten yapımız da, rijitlik elemanları planda simetrik bir şekilde yerleştirilip bu düzensizliklere yer vermeyecek şekilde tasarlanmıştır. Daha sonra yapılan göreli kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri kontrollerinde de yapımızda ikinci mertebe etkilerinin oluşmadığı ve göreli kat ötelemelerinin sınırlar dahilinde olduğu görülmüştür.

Sonuç olarak, yüksek katlı yapılarda yatay rijitliğin sağlanması için perdelerin kullanılması zorunlu bir durum arz etmektedir. Ayrıca yapımızda çeşitli düzensizliklerin önlenmesi için mümkün olduğunca, rijitlik elemanlarının simetrik yerleştirilmesi ve eleman boyutlarının yönetmeliklere uygun seçilmesi şarttır.

KAYNAKLAR

[1] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 1998. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.

[2] **Aka, İ. ve Altan, M.,** 1992. Betonarme Taşıyıcı Sistemler, *III.Betonarme Yapılar Semineri*, İstanbul.

[3] **Hasgür, Z. ve Gündüz, N.,** 1996. Betonarme Çok Katlı Yapılar, Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş, İstanbul.

[4] **Özmen, G., Orakdöğen, E. ve Darılmaz, K.,** Örneklerle SAP 2000, Birsen Yayınevi, İstanbul.

[5] **Çağatay, İ. ve Güzeldağ, S.,** 2002. Yeni deprem yönetmeliğinde SAP 2000N uygulamaları, Birsen Yayınevi, Adana.

[6] **Houssan, A.T.,** 1997. The effect of foundation flexibility on the interaction between shear walls and frames, *Engineering Structure.,* **19,** 1036-1042.

[7] **Chaallal, O.ve Ghamallal, N.,** 1996. Seismic response of flexibly supported coupled shear Walls, ASCE Journal of Structural Engineering., 122 (10), 1187-1197.

[8] **Özden, K. ve Kumbasar, N.,** 1993. Betonarme Yüksek Binalar, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. Matbaası, İstanbul.

[9] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1997., İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul Şubesi.

[10] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

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

EK LİSTESİ

EK1 : SAP 2000 Çıktı Dosyalarını İçeren Disket

EK2 : Betonarme Çizimler

ÖZGEÇMİŞ

Yalçın ŞAHİN 4 Ağustos 1979 tarihinde İstanbul'da doğdu. İlk öğrenimini Mehmet Akif Ersoy İlköğretim okulunda tamamladı. Orta öğrenimini sırasıyla Özel Eyüboğlu Lisesi ve Hayrullah Kefoğlu Lisesinde tamamladı. 1997 yılında Selçuk Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde üniversite hayatına başladı. 1998 yılında İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne yatay geçiş yaptı. 2001 senesinde yine aynı üniversiteden mezun oldu. Aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Anabilim Dalında yüksek lisans öğrenimine başladı.