İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME BİR HASTANE BİNASININ TASARIMI VE KAT ADEDİNİN TASARIMA ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Bilgin KÖSEOĞLU

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI (DEPREM) MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME BİR HASTANE BİNASININ TASARIMI VE KAT ADEDİNİN TASARIMA ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bilgin KÖSEOĞLU
(501011006)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 21 Aralık 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 26 Ocak 2005

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

OCAK 2005

ÖNSÖZ

Günümüzde deprem, dünyada ve özellikle de ülkemiz üzerinde hassasiyetle durulan ciddi bir konu haline gelmiştir. Ülkemiz coğrafi konum olarak bir fay hattı ağı üzerinde bulunmaktadır. Son yıllarda ülkemizin üzerinde bulunduğu fay hatlarında, yoğun bir hareketlenme gözlemlenmektedir. Bu fay hareketlerinin sonucu olarak da şiddetli depremler meydana gelmiştir ve şüphesiz ki gelecekte de çeşitli şiddetlerde depremler meydana gelmeye devam edecektir. Ülkemizde meydana gelen bu depremler gerek maddi, gerekse de manevi açıdan milletimiz üzerinde çok ağır izler kalmasına sebep olmuştur. Bütün bu acı sonuçlar bize gösteriyor ki, ülkemizdeki inşa edilmiş mevcut binalar depreme karşı dayanıksız durumdadırlar. Buda bize, mimarlarımızın ve inşaat mühendislerimizin deprem konusunda yetersiz bir bilgi birikimine sahip olduğunu göstermektedir. Depremlerin sonucunda, binaların yıkılmasında yetersiz projelendirme, düşük kaliteli ve eksik malzeme kullanımı, işçilik hataları ve imalat aşamasındaki yetersiz denetimler gibi başlıca sebepler gelmektedir.

Binaların deprem güvenliğini sağlamak amacıyla yapılan çalışmalar sonucunda çeşitli deprem analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Ayrıca, teknolojik gelişmeler bu yöntemlerin bilgisayar ortamında hızlı bir şekilde uygulanmasına imkan vermektedir.

Yapılan bu çalışmanın, depremin meydana getirdiği hasarları minimuma indirmek, daha fazla insan kaybının olmasını önlemek, milletimize depremin acı yüzünü bir daha göstermemek ve modernleşmek adına faydalı olacağı ümit edilir. Çalışmalarımın her aşamasında benden ilgi ve yardımlarını esirgemeyen sayın hocam Prof. Dr. Zekai CELEP'e, arkadaşlarım İnş.Y.Müh. Selim ÇETİNKAYA'a, İnş.Y.Müh. Uğur IŞIK'a, İnş. Müh. Akın HATİPOĞLU'na ve öğrenim hayatım boyunca bana maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme sonsuz teşekkürü bir borç bilirim.

Ocak 2005

Bilgin KÖSEOĞLU
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ **vi**
ŞEKİL LİSTESİ **viii**
SEMBOL LİSTESİ **x**
ÖZET **xiv**
SUMMARY **xv**

1. GİRİŞ **1**
1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı 1

2. BETONARME BİR HASTANE YAPISI **5**
2.1 Yapı İle İlgili Genel Bilgiler 5
2.2 Düşey Yük Analizi 7
2.3 Ön Boyutlama Hesapları 9
2.3.1 Tek Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Ön Boyut Hesabı 9
2.3.2 Çift Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Ön Boyut Hesabı 9
2.3.3 Kirişlerin Ön Boyutlandırılması 11
2.3.4 Kolonların Ön Boyutlandırılması 17
2.3.5 Perdelerin Ön Boyutlandırılması 18
2.4 Zemin Kat Döşemelerinin Betonarme Hesabı 19

3. YAPININ YATAY YÜKLERE GÖRE ANALIZI VE HESABI **34**
3.1 Mod Birleştirme Yöntemi 34
3.2 Etabs 8.06 Programı ile Modal Analiz 39
3.2.1. Modal Analiz Sonuçları 43
3.2.2 Modal Analiz Sonuçlarının Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi Sonuçlarıyla Karşılaştırılması 45
3.2.3 Arttırılmış Modal Analiz Sonuçları 46
3.2.4 Göreli Kat Ötelemelerinin ve İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü 48
3.2.5 Yapısal Düzensizliklerin İrdelenmesi 51

4. KİRİŞLERİN BETONARME HESABI **57**
4.1 A.B.Y.Y.H.Y'E ve TS 500'e Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişlerdeki Koşullar 57
4.1.1 Enkesit Koşulları 57
4.1.2 Boyuna Donatı Koşulları 57
4.1.3. Boyuna Donatıların Düzenlenmesi 58
4.1.4 Boyuna Donatıların Eklenmesine İlişkin Koşullar 59
4.1.5 Enine Donatı Koşulları 60
4.1.6 Kirişlerin Kesme Güvenliği 61

4.2 Kirişlerin Statik ve Betonarme Hesabı 62
4.2.1 Kirişlerin Donatı Hesabı ve Kesme Dayanımının Kontrolü 63
4.2.1.1 A Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 63
4.2.1.2 B Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 72
4.2.1.3 C Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 80
4.2.1.4 1 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 88
4.2.1.5 2 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 95
4.2.1.6 3 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 105
4.2.1.7 4 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 115
4.2.1.8 5 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı) 125

5. KOLONLARIN BETONARME HESABI 132
5.1 TS 500'e Göre Uyulması Gereken Koşullar 132
5.2 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Uyulması Gereken Koşullar 133
5.2.1 Enkesit Koşulları 133
5.2.2 Boyuna Donatı Koşulları 133
5.2.3 Boyuna Donatının Düzenlenmesi 133
5.2.4 Enine Donatı Koşulları ve Kesme Güvenliğinin Sağlanması 134
5.2.5 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu 137
5.2.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerinde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri 138
5.2.7 Kolonlarda Narinlik Etkisi 140
5.3 Kolonların Statik ve Betonarme Hesabı 141
5.3.1 Zemin Kat Kolonlarının Betonarme Hesabı 142
5.4 Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulunun Kontrolü 150
5.5 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin Kontrolü 154
5.6 Kolonlarda Narinlik Etkisinin Kontrolü 155

6. PERDELERİN BETONARME HESABI 159
6.1 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Perdelere İlişkin Koşullar 159
6.1.1 Enkesit Koşulları 159
6.1.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği 159
6.1.3 Gövde Donatısı Koşulları 160
6.1.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi 161
6.1.5 Perde Uç Bölgelerindeki Donatı Koşulları 162
6.1.6 Tasarım Eğilme Momentleri 162
6.1.7 Perdelerin Kesme Güvenliği 163

6.2 Perdelerin Statik ve Betonarme Hesabı 163

7. KİRİŞSİZ RADYE TEMEL BETONARME HESABI 175
7.1 Radye Temel Kalınlığının Belirlenmesi (Zımbalama Tahkiki) 176
7.2 Zemin Gerilmesi Kontrolü 178
7.3 Kirişsiz Radye Temelin Statik ve Betonarme Hesabı 179
7.3.1 Statik Analiz Sonrası Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü 180
7.3.2 Radye Temelin Betonarme Hesabı 180

8. YAPININ KAT SAYISININDAKİ ARTIŞIN KOLONLAR VE PERDELER ÜZERİNDEKİ ETKİSİ 201
8.1 Kat Sayısındaki Artışın Kolonlar Üzerindeki Etkisi 201
8.1.1 Sekiz Katlı Yapı 202
8.1.2 On Katlı Yapı 206
8.1.3 On İki Katlı Yapı 210
8.2 Kat Sayısındaki Artışın Perdeler Üzerindeki Etkisi 215
8.2.1 Sekiz Katlı Yapı 215
8.2.2 On Katlı Yapı 219
8.2.3 On İki Katlı Yapı 222

9. SONUÇLAR 227

KAYNAKLAR 228

EKLER 229

ÖZGEÇMİŞ 241

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 : Döşemede Moment Değerleri..... 21
Tablo 2.2 : Döşemede Açıklık Donatısı Değerleri..... 32
Tablo 2.3 : Döşemede Mesnet Donatısı Değerleri..... 33
Tablo 3.1 : Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabileceği Binalar..... 34
Tablo 3.2 : İvme Spektrumu Değerleri..... 40
Tablo 3.3 : X Doğrultusu Tepki Spektrumu Taban Tesirleri..... 43
Tablo 3.4 : Y Doğrultusu Davranış Spektrumu Taban Tesirleri..... 44
Tablo 3.5 : Modlara Ait Kütle Katılım Oranları..... 44
Tablo 3.6 : X Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri..... 47
Tablo 3.7 : Y Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri..... 47
Tablo 3.8 : X veY doğrultusu Kat Kesme Kuvvetleri..... 48
Tablo 3.9 : X Doğrultusu Depreminde Oluşan Yatay Kat Deplasmanları..... 49
Tablo 3.10 : X Doğrultusu Depreminde Oluşan Maksimum Göreli Kat Deplasmanları..... 49
Tablo 3.11 : X Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü..... 49
Tablo 3.12 : Y Doğrultusu Depreminde Oluşan Yatay Kat Deplasmanlar..... 50
Tablo 3.13 : Y Doğrultusu Depreminde Oluşan Maksimum Göreli Kat Deplasmanları..... 50
Tablo 3.14 : Y Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü..... 50
Tablo 3.15 : X Doğrultusu Burulma Düzensizliği Tahkiki..... 51
Tablo 3.16 : Y Doğrultusu Burulma Düzensizliği Tahkiki..... 51
Tablo 3.17 : X Doğrultusu Zayıf Kat Düzensizliği Tahkiki..... 55
Tablo 3.18 : Y Doğrultusu Zayıf Kat Düzensizliği Tahkiki..... 55
Tablo 3.19 : X ve Y Doğrultuları Yumuşak Kat Düzensizliği Tahkiki..... 56
Tablo 4.1 : A Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 71
Tablo 4.2 : B Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 79
Tablo 4.3 : C Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 87
Tablo 4.4 : 1 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 94
Tablo 4.5 : 2 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 104
Tablo 4.6 : 3 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 114
Tablo 4.7 : 4 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 124
Tablo 4.8 : 5 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu..... 131
Tablo 5.1 : S1 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 142
Tablo 5.2 : S2 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 145
Tablo 5.3 : S3 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 145
Tablo 5.4 : S7 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 146

Tablo 5.5 : S8 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 146
Tablo 5.6 : S10 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 146
Tablo 5.7 : S11Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 147
Tablo 5.8 : S12 Kolon İç Kuvvet Değerleri..... 147
Tablo 5.9 : S1-S2-S3-S7-S8-S10-S11-S12 Kolonlarının Donatı Tablosu..... 150
Tablo 6.1 : Perde Kalınlıkları..... 164
Tablo 6.2 : P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 165
Tablo 6.3 : P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 168
Tablo 6.4 : P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 171
Tablo 6.5 : Perdelerinin Donatı Tablosu..... 174
Tablo 7.1 : Yapı Elemanlarına Gelen Normal Kuvvet Değerleri..... 179
Tablo 7.2 : Radye Temel Ek Donatı Tablosu..... 200
Tablo 8.1 : Sekiz Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri..... 202
Tablo 8.2 : Sekiz Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu..... 205
Tablo 8.3 : On Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri..... 206
Tablo 8.4 : On Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu..... 209
Tablo 8.5 : On İki Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri..... 210
Tablo 8.6 : On İki Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu..... 213
Tablo 8.7 : Sekiz Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar..... 215
Tablo 8.8 : P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 216
Tablo 8.9 : P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 216
Tablo 8.10 : P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 216
Tablo 8.11 : Sekiz Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu..... 218
Tablo 8.12 : On Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar..... 219
Tablo 8.13 : P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 219
Tablo 8.14 : P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 219
Tablo 8.15 : P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 220
Tablo 8.16 : On Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu..... 222
Tablo 8.17 : On İki Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar..... 222
Tablo 8.18 : P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 223
Tablo 8.19 : P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 223
Tablo 8.20 : P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri. 224
Tablo 8.21 : On İki Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu..... 226
Tablo A.1 : 5. Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 233
Tablo A.2 : 4. Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 234
Tablo A.3 : 3. Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 235
Tablo A.4 : 2. Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 236
Tablo A.5 : 1. Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 237
Tablo A.6 : Zemin Kat Kolonları Önboyut Tablosu..... 238

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	: Zemin Kat Kalıp Planı.....	6
Şekil 2.2	: Kiriş Kesit Boyutları.....	11
Şekil 2.3	: Döşeme Yüklerinin Kirişlere Aktarılması.....	12
Şekil 2.4	: Kolona Gelen Yüklerin Etkili Alanı.....	18
Şekil 3.1	: Kaydırılmış Kütle Merkezi.....	36
Şekil 3.2	: Spektrum Katsayısı [S(T)] – Periyot [T (sn)] Grafiği.....	40
Şekil 3.3	: Burulma Düzensizliği.....	53
Şekil 3.4	: Döşeme Süreksizlikleri.....	53
Şekil 3.5	: Planda Çıkıntılar Bulunması.....	53
Şekil 3.6	: Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması.....	54
Şekil 3.7	: Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği.....	56
Şekil 4.1	: Boyuna Donatıların Yerleştirilmesi ve Kenetlenmesi.....	59
Şekil 4.2	: Kirişlerde Enine Donatı Düzenlenmesi.....	60
Şekil 4.3	: Kirişlerin Kesme Güvenliği.....	61
Şekil 5.1	: Boyuna Donatının Düzenlenmesi.....	134
Şekil 5.2	: Kolonlarda Enine Donatının Düzenlenmesi.....	137
Şekil 5.3	: Kolonları Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu.....	138
Şekil 5.4	: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kuşatılmamış ve Kuşatılmamış Birleşimler.....	140
Şekil 6.1	: Perdelerde Enine ve Boyuna Donatı Yerleşimi.....	161
Şekil 6.2	: Perdelerde Tasarım Eğilme Momenti Diyagramları.....	163
Şekil 6.3	: P1 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği.....	165
Şekil 6.4	: P3 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği.....	168
Şekil 6.5	: P5 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği.....	171
Şekil 7.1	: Zımbalama Bölgesi Özellikleri ve Tasarım Zımbalama Kuvvetleri	177
Şekil 7.2	: Temel Planı.....	181
Şekil 7.3	: Radye Temel M11 Moment Dağılımı.....	182
Şekil 7.4	: Radye Temel M22 Moment Dağılımı.....	183
Şekil 7.5	: M11 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Altta çekme).....	185
Şekil 7.6	: M11 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Üstte çekme).....	186
Şekil 7.7	: M22 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Altta çekme).....	187
Şekil 7.8	: M22 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Üstte çekme).....	188
Şekil B.1	: Sekiz Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi.....	240
Şekil B.2	: Sekiz Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi.....	240
Şekil B.3	: Sekiz Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi.....	240

Şekil B.4 : On Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 241
Şekil B.5 : On Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 241
Şekil B.6 : On Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 241
Şekil B.7 : On İki Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 242
Şekil B.8 : On İki Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 242
Şekil B.9 : On İki Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi..... 242

SEMBOL LİSTESİ

A_c : Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
A_{ch} : Perdenin brüt enkesit alanı
A_{ck} : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_i : Binanın i'inci katının alanı
A_o : Etkin Yer İvmesi Katsayısı
A_s : Çekme donatısı kesit alanı
A_{sh} : **s** donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda veya perde uç bölgesindeki tüm etriye kollarının ve çirozların enkesit alanı değerlerinin gözönüne alınan **b_k**' ya dik doğrultudaki izdüşümlerinin toplamı
A_{s1} : Kolon-kiriş düğüm noktasının bir tarafında, kirişin negatif momentini karşılamak için üste konulan çekme donatısının toplam alanı
A_{s2} : Kolon-kiriş düğüm noktasının A_{s1}'e göre öbür tarafında, kirişin pozitif momentini karşılamak için alta konulan çekme donatısının toplam alanı
A_{st} : Kolon boyuna donatısı toplam kesit alanı
A(T) : Spektral İvme Katsayısı
A_w : Kolon enkesiti etkin gövde alanı
$\sum A_w$: Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanlarının toplamı
$\sum A_e$: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı
$\sum A_g$: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı
$\sum A_k$: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı
b : Kiriş tabla genişliği
b : Kolon kesit boyutu
b_j : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, birleşim bölgesine saplanan kirişin düşey orta ekseninden itibaren kolon kenarlarına olan uzaklıklardan küçük olanının iki katı
b_k : Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık)
b_w : Kiriş gövde genişliği
b_w : Perdenin gövde kalınlığı
b_x, b_y : Zımbalama çevresinin "X" ve "Y" doğrultularındaki boyutları
B_a : Taşıyıcı sitem elemanının **a** asal ekseni doğrultusunda tasarıma esas iç kuvvet büyüklüğü
B_{ax} : Taşıyıcı sitem elemanının **a** asal ekseni doğrultusunda, **X** doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü
B_{ay} : Taşıyıcı sitem elemanının **a** asal ekseni doğrultusunda, **X**'e dik **Y** doğrultusundaki depremden oluşan iç kuvvet büyüklüğü

$\mathbf{B_B}$: Mod Birleştirme Yönteminde mod katkılarının birleştirilmesi ile bulunan herhangi bir büyüklük

$\mathbf{B_D}$: $\mathbf{B_B}$ büyüklüğüne ait büyütülmüş değer

$\mathbf{C_t}$: Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde birinci doğal titreşim periyodunun bulunmasında kullanılan katsayı

$\mathbf{d}$: Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik

$\mathbf{d'}$: Paspayı

$\mathbf{d_i}$: Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirmesi

$\mathbf{e_{min}}$: Minimum dışmerkezlik

$\mathbf{e_x}$, $\mathbf{e_y}$: "X" ve "Y" doğrultularındaki dışmerkezlikler

$\mathbf{E}$: Deprem etkisi

$\mathbf{E_c}$: Betonun elastisite modülü

$\mathbf{E_s}$: Çeliğin elastisite modülü

$\mathbf{EI}$: Eğilme rijitliği

$\mathbf{E_cI_c}$: Kolon tüm beton kesitinin eğilme rijitliği

$\mathbf{E_sI_s}$: Boyuna donatı kesitinin oluşturduğu eğilme rijitliği

$\mathbf{f_{cd}}$: Beton tasarım basınç dayanımı

$\mathbf{f_{ck}}$: Beton karakteristik basınç dayanımı

$\mathbf{f_{ctd}}$: Beton tasarım eksenel çekme dayanımı

$\mathbf{f_{ctk}}$: Beton karakteristik eksenel çekme dayanımı

$\mathbf{f_{yd}}$: Boyuna donatı tasarım akma dayanımı

$\mathbf{f_{yk}}$: Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı

$\mathbf{f_{ywd}}$: Enine donatı tasarım akma dayanımı

$\mathbf{F_a}$: Zımbalama çevresinin içinde kalan plak yüklerinin toplamı

$\mathbf{F_i}$: Mod Birleştirme Yönteminde i'inci kata etkiyen kat kesme kuvveti

$\mathbf{g}$: Yerçekimi ivmesi

$\mathbf{G\ (g)}$: Zati yük etkisi

$\mathbf{G_i}$: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük

$\mathbf{h}$: Eleman yüksekliği

$\mathbf{h_f}$: Döşeme kalınlığı

$\mathbf{h_i}$: Binanın i'inci katının kat yüksekliği

$\mathbf{H_{cr}}$: Kritik perde yüksekliği

$\mathbf{H_w}$: Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği

$\mathbf{H_N}$: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden ölçülen toplam yükseklik)

$\mathbf{i}$: Atalet yarıçapı

$\mathbf{I}$: Bina Önem Katsayısı

$\mathbf{k}$: Kolon etkili boyu katsayısı

$\mathbf{k_o}$: Zemin düşey yatak katsayısı

$\mathbf{l_b}$: Çekme donatısı için kenetlenme boyu

$\mathbf{l_k}$: Kolon etkili (burkulma) boyu

$\mathbf{l_l}$: Döşemenin uzun doğrultuda, mesnet eksenleri arasında kalan açıklığı

$\mathbf{l_n}$: Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği

$\mathbf{l_n}$: Kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklığı

$\mathbf{l_s}$: Döşemenin kısa doğrultuda, mesnet eksenleri arasında kalan açıklığı

$\mathbf{l_{sn}}$: Döşemenin kısa doğrultudaki serbest açıklığı

$\mathbf{l_w}$: Perdenin plandaki uzunluğu

$\mathbf{L_p}$: Kirişin iki moment sıfır noktası arasında kalan açıklığı

L_y, L_y : Kolona gelen yüklerin etkili alanı boyut uzunlukları
m : Döşeme uzun kenarının kısa kenarına oranı
M_a : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
M_d : Tasarım eğilme momenti
M_i : Binanın i'inci katının kütlesi
M_{pa} : Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
M_{pi} : Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
M_{pj} : Kirişin sağ ucu j'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
$M_{pü}$: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan pekleşmeli taşıma gücü momenti
M_{ra} : Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
M_{ri} : Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan taşıma gücü momenti
M_{rj} : Kirişin sağ ucu j'deki kolon veya perde yüzünde hesaplanan taşıma gücü momenti
$M_{rü}$: Kolonun veya perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
$M_ü$: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
$\sum M_p$: Düğüm noktasına birleşen kirişlerin pekleşmeli taşıma gücü momentlerinin toplamı
n : Hareketli Yük Katılım Katsayısı
N_d : Yük katsayıları ile çarpılmamış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvveti
N_{dmax} : Yük katsayıları kullanılarak, sadece düşey yüklere göre veya düşey yükler ve deprem yüklerine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
p_d : Düzgün yayılı döşeme tasarım yükü
q_{sp} : Zemin tepkisi
Q (q) : Hareketli yük etkisi
Q_i : Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
R : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
$R_a(T)$: Deprem Yükü Azaltma Katsayısı
s : Döşemelerde donatı aralığı
s : Enine donatı aralığı
S(T) : Spektrum Katsayısı
$S_{pa}(T_r)$: r'inci doğal titreşim modu için ivme spektrumu ordinatı
T : Bina doğal titreşim periyodu
T_A, T_B : Spektrum Karakteristik Periyotları
T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_{1A} : Binanın ampirik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu
u_p : Zımbalama çevresi
W : Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

$\mathbf{W_i}$: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

$\mathbf{V}$: Mesnet momenti azaltılmasında kullanılan kesme kuvveti

$\mathbf{V_c}$: Kesme dayanımına betonun katkısı

$\mathbf{V_{cr}}$: Kesitin kesmede çatlama dayanımı

$\mathbf{V_d}$: Yük katsayıları ile çarpılmamış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{dy}}$: Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti

$\mathbf{V_e}$: Kolon veya kirişte enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{kol}}$: Düğüm noktasının üstünde ve altında hesaplanan kolon kesme kuvvetlerinin küçük olanı

$\mathbf{V_{pr}}$: Zımbalama dayanımı

$\mathbf{V_{pd}}$: Tasarım zımbalama kuvveti

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

$\mathbf{V_t}$: Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

$\mathbf{V_{tB}}$: Mod Birleştirme Yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)

$\mathbf{V_w}$: Kesme dayanımına kesme donatısı katkısı

β : Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı

η_{bi} : i'inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı

η_{ci} : i'inci katta tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı

η_{ki} : i'inci katta tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı

ρ_1 : Kiriş mesnedinde üstteki çekme donatısı oranı

ρ_2 : Kiriş açıklığında çekme donatısı donatısı oranı

ρ : Döşemelerde çekme donatısı oranı

ρ_1' : Kiriş mesnedinde alttaki basınç donatısı oranı

ρ_2' : Kiriş mesnedinde üstteki basınç donatısı oranı

ρ_b : Kirişte dengeli donatı oranı

ρ_{max} : Maksimum donatı oranı

ρ_{min} : Minimum donatı oranı

ρ_{sh} : Perdede yatay gövde donatılarının perde gövdesi brüt enkesit alanına oranı

α : Döşeme moment katsayısı

αs : Döşeme sürekli kenar uzunlukları toplamının kenar uzunlukları toplamına oranı

γ : Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı

Δ_i : Binanın i'inci katındaki göreli kat ötelemesi

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

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

σ_{em} : Zemin emniyet gerilmesi

δ_{beton} : Betonun birim hacim ağırlığı

ϕ : Donatı çapı

θ_i : i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

φ : Duraylılık (stabilite) göstergesi

BETONARME BİR HASTANE BİNASININ TASARIMI VE KAT ADEDİNİN TASARIMA ETKİSİ

ÖZET

Bu çalışmada, 6 katlı betonarme bir hastane yapısının taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yükler altında çözümlemesi yapılarak taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmıştır.

Hastane olarak kullanılacak bina, uzun açıklık doğrultusunda 40,30m, kısa açıklık doğrultusunda 19,30m olup, fakat tam bir dikdörtgen alana oturmamaktadır. Bina 700,19m^2 bir alana sahip olup bir zemin kat ve beş normal kattan oluşan toplam altı katlı bir yapıdır. Kat yükseklikleri zemin kat da 4,0 m, diğer normal katlarda ise 3,2 m'dir. Yapı, kolon, kiriş, perde ve döşemelerin oluşturduğu betonarme perde-çerçeve taşıyıcı sistemden oluşmaktadır. Yapının döşeme sistemi çift doğrultuda çalışan döşemelerden oluşmaktadır. Temel sistemi elastik zemine oturan kirişsiz radye olarak projelendirilmiştir.

Yapı 1. derece deprem bölgesinde ve Z2 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Yapıda malzeme olarak C25 kalitesinde beton ve S420 kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Zemin emniyet gerilmesi 300 kN/m^2, zemin düşey yatak katsayısı 60000 kN/m^3 olarak alınmıştır.

Taşıyıcı sistem elemanlarının ön boyutlandırılmasında yürürlükte bulunan TS 498 ve TS 500 (2000) standartları ile yürürlükte bulunan Deprem Yönetmeliği (1998) kullanılmıştır. Yapının analizinde, taşıyıcı sistem 3 boyutlu olarak modellenmiş ve ETABS (Nonlinear Version 8.06) paket programı kullanılmıştır. Yapının dinamik analizi için Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen Spektral Analiz Yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem ile bulunan kesit iç kuvvetleri, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile bulunan sonuçlarla mukayese edilmiş ve buna göre artırılmıştır.

Çalışmanın son aşamasında, incelenen yapının kat sayıları artırılarak sırasıyla 8, 10 ve 12 katlı yapılar haline getirilmiştir. Kat sayısı artırılan yapıların geometrik özellikleri daha önce analizi yapılan yapı ile tamamen aynı tutulmuştur. Daha sonra bu yapıların yatay ve düşey yükler altında analizi, ETABS programı kullanılarak yapılmıştır. Yapıların analizi sonucu elde edilen iç kuvvetler göz önüne bulundurularak, kolonların ve perdelerin kesitlerinin yeterliliğinin ve kesitlerdeki donatı oranlarındaki değişimlerin hesabı yapılmıştır. Son olarak da, kolonlar ve perdelere ait elde edilen tüm sonuçlar, birbiriyle ve benzer sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE HOSPITAL BUILDING AND EFFECT OF NUMBER OF STORIES ON DESİGN

SUMMARY

In this study, the elements of a structural system of 6-storey reinforced concrete hospital structure is designed after analyzing the system under lateral and vertical loads.

The building, which will be used as hospital, has plane sizes of 40,30m in long direction and 19,30m in short direction, but it hasn't a complete rectangular plan. The structure has a plane area of 700,19m^2. It consists of 6 stories with a ground floor and 5 normal stories. The height of the the basement story is 4.0 m and the other normal stories heights are 3.2 m. The structural system of the building is composed of reinforced concrete shear wall-frame system formed by columns, beams, shear walls and slabs. The floor system of the building consist of two-way slabs. The foundation system is chosen as a mat foundation which settled on elastic ground.

The structure is assumed to be in the 2^{nd} degree seismic zone and located on a Z2 subsoil class. In the design of the structural system the concrete grade C25 and the reinforced steel grade S420 are assumed; allowable soil stress is assumed to be 300 kN/m^2 and subsoil vertical reaction coefficient is considered as 60000 kN/m^3.

Under the effects of dead and live loads given in TS (Turkish Standard) 498, preliminary dimensioning are made according to the criteria mentioned in TS 500 and Turkish Earthquake Resistant Code. For the structure analyzing, the structural system is modeled as frame of three dimensions and ETABS (Nonlinear Version 8.06) structural analysis programme is used. For the dynamic analysis of the structure the Spectral Analysis Method given in the Turkish Earthquake Code is considered. Then the section forces found by this method are increased by comparing them with the results found by Equivalent Seismic Load Method.

In the last part of the study, the number of the stories of the structure is increased up gradually to 8, 10 and 12. The geometrical properties of these multi-story structures are kept same as they are in the precedent 6 story example. Then these structures are analyzed under lateral and vertical loads using the ETABS. Considering the internal forces obtained from the analysis of the structures, the strength capacities of the columns and shear walls and the changes in the steel ratio are calculated. Finally, all the results are compared with each other and same remarks are made.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı

Sunulan bu çalışmada, 6 katlı betonarme bir hastane yapısının taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yükler altında çözümlemesi yapılarak taşıyıcı sistem elemanları Deprem Yönetmeliği ve TS-500'de öngörülen kurallar çerçevesinde boyutlandırılmıştır. Hastane yapıları, yapılar arasında önem bakımından ilk sıralarda bulunmaktadır. Bu sebeple tasarım aşamasında yapının bu özelliği göz önüne alınarak hesaplamalar yapılmıştır.

Bu tez çalışması toplam 9 bölümden oluşmaktadır ve bu bölümlerde yapılan çalışmalar hakkında aşağıda kısaca bilgiler verilmektedir.

Birinci bölümde bu tez çalışmasında incelenen konulara kısaca değinilmiştir.

İkinci bölümde, tasarımı yapılacak olan yapının düşey yük analizi TS 498 yönetmeliği [15] çerçevesinde yapılmış ve yapının taşıyıcı sistem elemanları TS 500 (2000) [14] ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998)' de [13] belirtilen bütün kriterler ve koşullar çerçevesinde boyutlandırılmıştır. Yapı zemin kat ve 5 normal kattan oluşmuş toplam 6 katlı ve her iki yönden de simetrik betonarme bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği 20 m'dir.

Yapının geometrisi, kullanım amacı, yapıda kullanılacak beton ve çelik sınıflarının karakteristik özellikleri, yapının üzerine oturduğu zeminin özellikleri ve yapının bulunduğu deprem bölgesi gibi hesaplara esas olan parametrik bilgiler açıklanmıştır.

Yapının, yatay ve düşey yük altında çözümünde, taşıyıcı sistem 3 boyutlu olarak modellenmiş ve ETABS v8.06 [11, 12] paket programı kullanılmıştır. Hazırlanan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlarla, perdeler ise kabuk elemanlar kullanılmıştır. Döşemeler, levha elemanlarla modellenmiş olup, düşey yüklerin ilgili elemanlara aktarımı ETABS v8.06 paket programı tarafından otomatik olarak yapılmıştır. Yapının düşey yük analizi ve yapı elemanlarının ön boyutlama çalışması yapıldıktan sonra, 3 boyutlu modelden ayrı olarak zemin kat

döşemesinin TS 500'de anlatılan esaslara göre statik hesapları yapılmış ve elde edilen kesit tesirlerine göre betonarme hesapları yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, yapının yatay yüklere göre analizi Deprem Yönetmeliği'nde yer alan Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre yapılmıştır. Yapının; deprem bölgesi, zemin sınıfı vb. gibi parametreler gözönünde bulundurularak spektrum eğrisi oluşturulmuş bu eğri programa tarif edilmiştir ve toplam 18 mod kullanılarak modal analiz yapılmıştır.

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

Dördüncü bölümde, zemin kat kirişlerinin betonarme hesabı TS 500 (2000) ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallara bağlı kalınarak yapılmıştır. Yapı x ve y doğrultusunda simetrik olduğundan kat içinde bulunan farklı kirişlerin betonarme hesabı yapılmış olup benzer kirişlerde aynı donatılar kullanılmıştır. TS 500 ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen sünek kiriş tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken kesme güvenliğinin mevcut boyuna donatıların pekleşmeli taşıma gücünden hareketle bulunması kuralı göz önüne alınmıştır.

Beşinci bölümde, zemin kat kolonlarının betonarme hesabı yapılmıştır. Yapıda her katta toplam 28 adet kolon bulunmaktadır. Yapıdaki simetriden dolayı 8 adet kolon gözönüne alınmış, bu kolonlara simetrik olan kolonlarda da aynı donatılar kullanılmıştır.

Hesap sonucunda kolon kesitlerinin aynı olması ve kesit tesirlerinin birbirine yakın olması sebebiyle tüm kolon donatıları birbiriyle aynı elde edilmiştir.

Kolonların betonarme hesabı yapıldıktan sonra, zemin katta en elverişsiz düğüm noktalarında her iki yön içinde güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolleri yapılmış ve buradan hareketle hesaplanan kesme kuvvetine kolonların kesme güvenliğinin

kontrolü yapılmış, Deprem Yönetmeliği'nde verilen koşulların sağlandığı görülmüştür.

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

Beşinci bölümde; son olarak, yapıdaki zemin ve 1.kat kolonlarında TS 500'de anlatılan esaslara göre en fazla narinlik etkisinin olabileceği kesit bakımından küçük, narin kirişlerle kuşatılmış kolonlar dikkate alınarak iki yön için de narinlik etkisi incelenmiş ve narinlik etkisinin kolonlarda ihmal edilebileceği anlaşılmıştır.

Altınca bölümde, perdelerin betonarme hesabı yapılmıştır. Yapıda her katta 12 adet perde bulunmaktadır. Yapıdaki simetriden dolayı 3 adet perde gözönüne alınmış, bu perdelere simetrik olan perdelerde de aynı donatılar kullanılmıştır.

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

Yedinci bölümde, yapının kirişsiz radye temel hesabı yapılmıştır. Öncelikle temelin TS 500'e göre zımbalama tahkiki yapılmış ve temel kesit kalınlığı hesap edilmiştir. Temel, elastik zemine oturan kirişsiz radye temel olarak göz önüne alınarak ETABS v8.06 paket programında modellenmiştir. Tanımlanan modellemenin analizi yapıldıktan sonra maksimum temel çökmesinden yola çıkarak maksimum zemin gerilmesi bulunmuş ve zemin gerilmesi tahkiki yapılmıştır. Böylelikle zeminin yapı için güvenli olduğu saptanmıştır.

Bu tahkikler bittikten sonra temelin betonarme hesabı yapılmıştır. Temelin betonarme hesabı, tüm temelin altlı üstlü her iki doğrultuda minimum donatı ile donatılması, momentlerin minimum sınırının aşıldığı bölgelerde ise ek donatı konulması aşamalarıyla yapılmıştır.

Sekizinci bölümde, yapılan düşey yük ve yatay yük çözümleri sonucunda, incelenen yapının kat sayıları artırılarak yapı sırasıyla 8, 10 ve 12 katlı binalar haline getirilmiştir. Kat sayısı artırılan binalar üzerinde, daha önce çözümü yapılan binaya ait hiçbir özellik değiştirilmeden tamamıyla kabul edilmiş ve yapıların yatay ve düşey yükler altında çözümü ETABS (Nonlinear Version 8.06) paket programı kullanılarak yapılmıştır. Analiz sonucunda bu yapılarda hesaplanan iç kuvvetler göz önüne alınarak, kolonların ve perdelerin kesitlerinin yeterliliğinin ve kesitlerdeki donatı oranlarındaki değişimlerin kontrolleri yapılmıştır. Daha sonra kolonlar ve perdelere ait elde edilen tüm sonuçlar ilk yapıyla ve birbiriyle karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar tablolar ve grafikler yardımıyla yapılmış ve buralardaki sonuçlara göre yorumlamalar yapılmıştır.

Dokuzuncu bölümde, sonuçlar değerlendirilerek betonarme bir yapının tasarımı sırasında üzerinde durulması gereken bazı kurallara değinilmiştir.

2. BETONARME BİR HASTANE YAPISI

2.1 Yapı İle İlgili Genel Bilgiler

Yapı 1 zemin kat ve 5 normal katdan oluşmuş toplam 6 katlı betonarme bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği 20 m'dir. Yapının tamamı ±0.00 kotunun üzerinde kalmaktadır.

- Yapının her katı 4 adet X doğrultusunda, 8 adet Y doğrultusunda perde; 28 adet kolon; 36 adet X doğrultusunda, 39 adet Y doğrultusunda kiriş; 34 adet döşemeden oluşmaktadır.

- Kat yükseklikleri:
  Zemin kat : 4.0 m
  Diğer normal katlar: 3.20m

- Yapı X doğrultusu : 40.30 m
  Y doğrultusu :19.30 m
  Z doğrultusu : 20 m

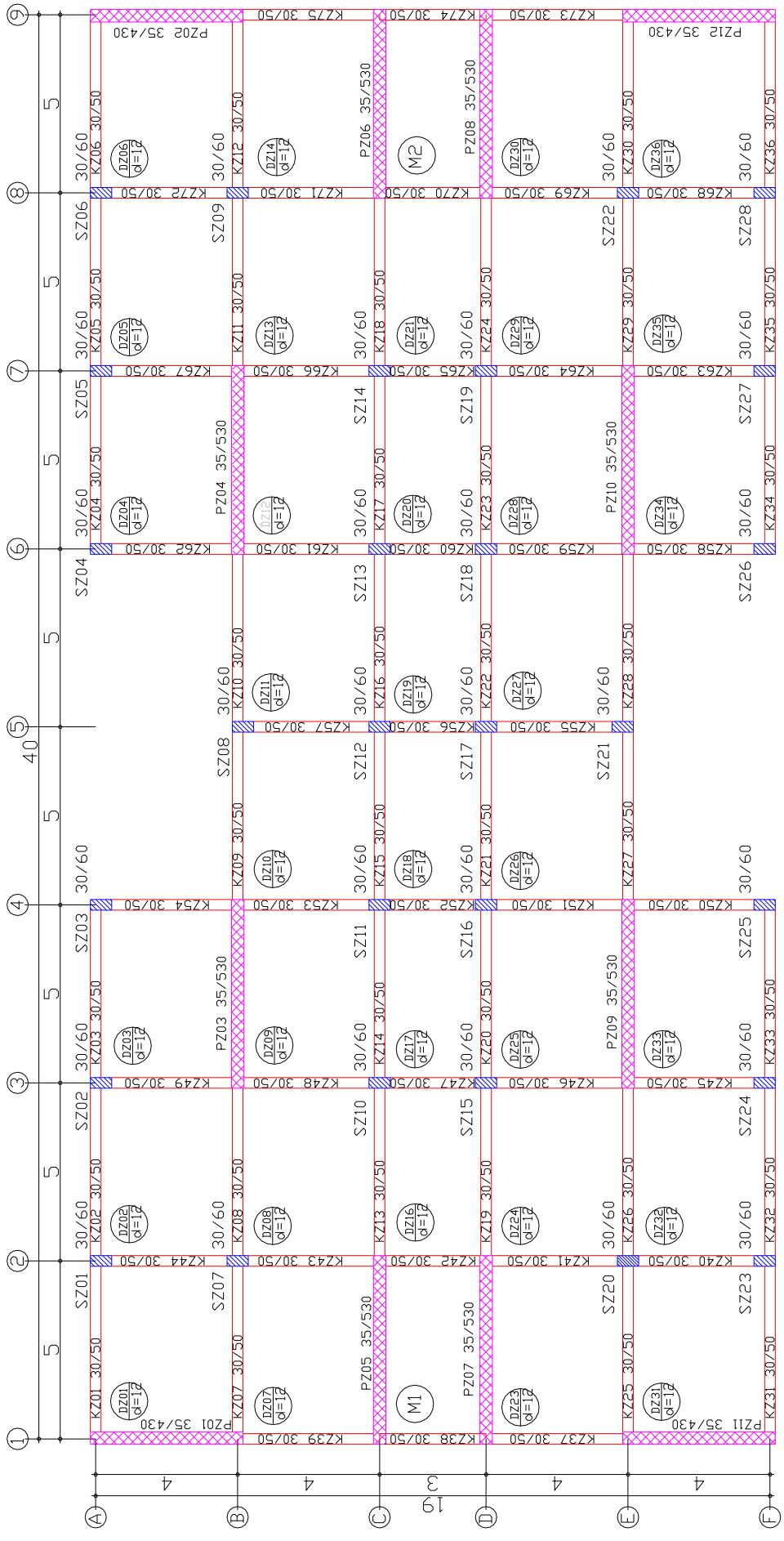
- Beton sınıfı: C 25(BS25) $\rightarrow f_{ck} = 25$ Mpa=25000 kN/m^2
  $f_{cd} = 16,7$ Mpa=16700 kN/m^2
  $f_{ctk} = 1,80$ Mpa=1800 kN/m^2
  $f_{ctd} = 1,15$ Mpa=1150 kN/m^2
  $E_c = 30250$Mpa=30250000 kN/m^2

- Çelik sınıfı: S420 (BÇIIIa) $\rightarrow f_{yk} = 420$Mpa=420000 kN/m^2,
  $f_{yd} = 365$Mpa=365000 kN/m^2
  $E_s = 200000$Mpa=200000000 kN/m^2

- Yapının kat alanı 700,19 m^2'dir.

- Yapının temel kalıp planı Şekil 2.1'de gösterilmiştir.

- Yapı I. Derece Deprem Bölgesindedir.Bundan dolayı;
  Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0) = 0,40 alınmıştır.



Şekil 2.1 Zemin Kat Kalıp Planı

- Yapı Z2 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin karakteristik periyodları T_A=0,15 s ve T_B=0,40 s olarak kabul edilmiştir.

- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için
  Zemin emniyet gerilmesi σ_{em}=300 kN/m^2
  Zemin düşey yatak katsayısı k_o=60000 kN/m^3 olarak alınmıştır.

- Yapı okul olarak kullanılacağından
  Hareketli yük katılım katsayısı n=0,60
  Bina önem katsayısı ise I=1,4 alınmıştır.

2.2 Düşey Yük Analizi

TS498 yönetmeliğine göre belirlenmiş olan düşey yük analizi aşağıda verilmiştir.

- Yapının tüm katlarında kullanılan plak döşemeler 12 cm kalınlıktadır.

12 cm'lik betonarme döşemede

Betonarme plak (12 cm).....:3,0 kN/m^2

Sıva+kaplama.....:1,50 kN/m^2

g=4,5 kN/m^2

- Yapının tüm katlarında kullanılan kirişler 30/50 noyutlarındadır.
  Kiriş (30/50).....:0,30*0,50*25=3,75 kN/m

- Okul binasında sınıflarda hareketli yük değeri olarak q=3,5 kN/m^2 kullanılmıştır. Koridorlarda ve merdivenlerde hareketli yük değeri q=5,0 kN/m^2 kullanılmıştır. +20,0 kotunda (çatı katı) hareketli yük değeri olarak q=1,5 kN/m^2 kullanılmıştır.

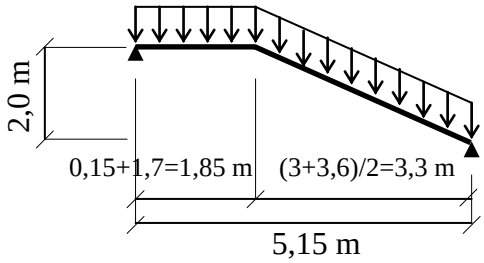
- İç duvarlar :Yarım tuğla birim ağ (sıva dahil).....:2,5 kN/m^2
  Dış duvarlar :Tam tuğla birim ağ (sıva dahil).....:4,2 kN/m^2

- Betonarme merdiven

Zemin Kat : Basamak genişliği:30 cm Rıht Yüksekliği:16,7 cm
Basamak adeti :12+10=22 adet Rıht Adeti :13+11 =24 adet
Sahanlık genişliği :170 cm

Sahanlık Plağında	Kendi Ağırlığı	0,12*25 = 3,0 kN/m^2
	Kaplama	0,05*22 = 1,10 kN/m^2
	Sıva	0,02*20 = 0,40 kN/m^2
		g = 3.30 kN/m^2

Merdiven Plağında	Kendi Ağırlığı	0,12*25 = 3,0 kN/m^2
	Basamak Ağırlığı	0,167*25/2=2,088 kN/m^2
	Kaplama	0,05*22 =1,10 kN/m^2
	Sıva	0,02*20 =0,40 kN/m^2
		g = 6.588 kN/m^2



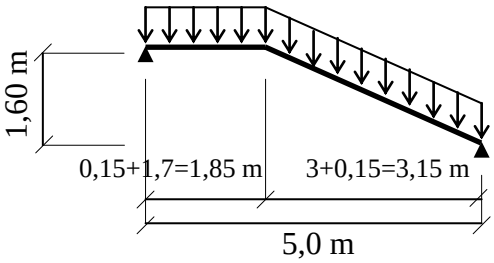
Ag =(3,3*1,85+6,588*3,3) /5,15=5,41 kN /m^2

Normal Kat : Basamak genişliği:30 cm Rıht Yüksekliği:14,6 cm

Basamak adeti :10+10=20 adet Rıht Adeti :11+11 =22 adet

Sahanlık genişliği :170 cm

Sahanlık Plağında	Kendi Ağırlığı	0,12*25 = 3,0 kN/m^2
	Kaplama	0,05*22 =1,10 kN/m^2
	Sıva	0,02*20 =0,40 kN/m^2
		g = 3.30 kN/m^2
Merdiven Plağında	Kendi Ağırlığı	0,12*25 = 3,0 kN/m^2
	Basamak Ağırlığı	0,146*25/2=1,825 kN/m^2
	Kaplama	0,05*22 =1,10 kN/m^2
	Sıva	0,02*20 =0,40 kN/m^2
		g = 6,325 kN/m^2



Ag =(3,3*1,85+6,325*3,15) /5,0=5,21 kN /m^2

Yapının düşey yük analizinde kullanılan yük kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

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

2.3 Ön Boyutlama Hesapları

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

2.3.1 Tek Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Ön Boyut Hesabı

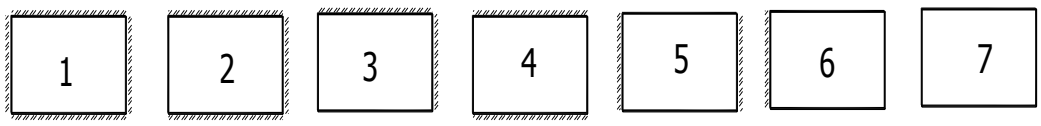
Düzgün yayılı yük taşıyan ve uzun kenarının kısa kenarına oranı 2'den büyük olan (l_l / l_s>2) betonarme plaklar, bir doğrultuda çalışan plaklar olarak adlandırılır.
Bir doğrultuda çalışan plaklarda eğilme donatısı yalnız kısa doğrultuda yerleştirilir, uzun doğrultuda ise dağıtma donatısı bulunur.

2.3.2 Çift Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Ön Boyut Hesabı

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

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

Mesnetlenme tipleri aşağıda gösterilmiştir.



İki doğrultuda çalışan kirişli döşemelerin kalınlığı Denklem 2.1'de verilen değerden az olamaz.

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \qquad (2.1)$$

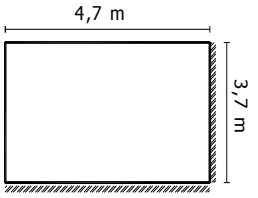
l_{sn} = kısa kenar doğrultusundaki serbest açıklık

m = uzun kenarın kısa kenara oranı

α_s = sürekli kenarların toplam uzunluğunun döşeme çevresine oranı

Yukarıda anlatılan esasa göre yapıdaki iki doğrultuda çalışan döşemelerin boyutlandırma hesapları aşağıda yapılmıştır.

DZ01, DZ03, DZ04, DZ06, DZ31, DZ33, DZ34, DZ36 döşemeleri

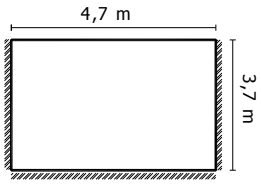


$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow \quad m = \frac{4,7}{3,7} = 1,27$$

$$\alpha_s = \frac{(4,7 + 3,7)}{2 \times (4,7 + 3,7)} = 0,5$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow \quad h_f \geq \frac{370}{15 + \frac{20}{1,27}} \left(1 - \frac{0,5}{4} \right) = 10,53 \text{ cm}$$

DZ02,DZ05,DZ10,DZ11,DZ26,DZ27,DZ32,DZ35 döşemeleri

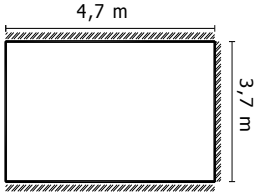


$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow \quad m = \frac{4,7}{3,7} = 1,27$$

$$\alpha_s = \frac{(4,7 + 3,7 + 3,7)}{2 \times (4,7 + 3,7)} = 0,72$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \longrightarrow \quad h_f \geq \frac{370}{15 + \frac{20}{1,27}} \left(1 - \frac{0,72}{4} \right) = 9,87 \text{ cm}$$

DZ07,DZ14,DZ23,DZ30 döşemeleri

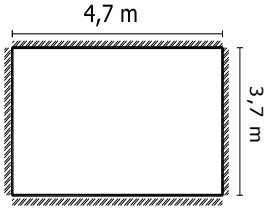


$$m = \frac{l_l}{l_s} \rightarrow \quad m = \frac{4,7}{3,7} = 1,27$$

$$\alpha_s = \frac{(4,7 + 3,7 + 4,7)}{2 \times (4,7 + 3,7)} = 0,78$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15+\frac{20}{m}}\left(1-\frac{\alpha_s}{4}\right) \longrightarrow \quad h_f \geq \frac{370}{15+\frac{20}{1,27}}\left(1-\frac{0,78}{4}\right)=9,69\ cm$$

DZ08,DZ09,DZ12,DZ13,DZ24,DZ25,DZ28,DZ29 döşemeleri

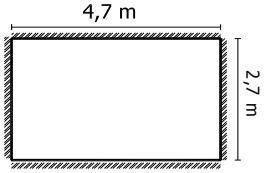


$$m=\frac{l_l}{l_s} \rightarrow m=\frac{4,7}{3,7}=1,27$$

$$\alpha_s=\frac{(4,7+3,7+4,7+3,7)}{2\times(4,7+3,7)}=1,0$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15+\frac{20}{m}}\left(1-\frac{\alpha_s}{4}\right) \longrightarrow \quad h_f \geq \frac{370}{15+\frac{20}{1,27}}\left(1-\frac{1,0}{4}\right)=9,03\ cm$$

DZ16,DZ17,DZ18,DZ19,DZ20,DZ21 döşemeleri



$$m=\frac{l_l}{l_s} \rightarrow m=\frac{4,7}{2,7}=1,74$$

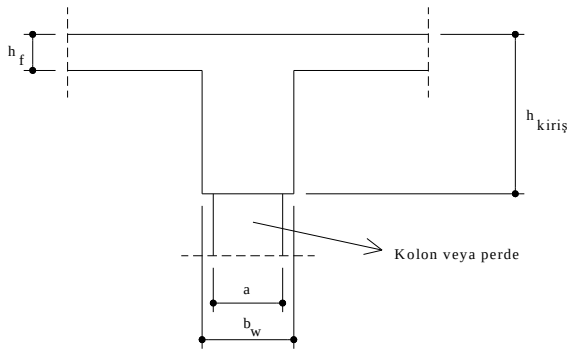
$$\alpha_s=\frac{(4,7+2,7+4,7+2,7)}{2\times(4,7+2,7)}=1,0$$

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15+\frac{20}{m}}\left(1-\frac{\alpha_s}{4}\right) \longrightarrow \quad h_f \geq \frac{270}{15+\frac{20}{1,74}}\left(1-\frac{1}{4}\right)=7,64\ cm$$

Tüm çift doğrultuda çalışan döşemelerde; h_f=12 cm seçilmiştir.

2.3.3 Kirişlerin Ön Boyutlandırılması

Kiriş ön boyutları aşağıdaki kriterleri sağlayacak sekilde seçilmiştir.

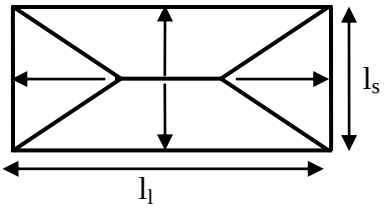


- $h_{kiriş} \geq 3\times h_f$ = 3*12=36 cm
- $b_w > 200mm$ (TS 500),
- $b_w > 250mm$ (Deprem Yönetmeliği)
- $h_{kiriş} < 1/4\times l_{sn}$ =1/4*300=75 cm
- $h_{kiriş} < 3,5\times b_w$ =3,5*30=105 cm

Şekil 2.2 Kiriş Kesit Boyutları

b_w = 30 cm olarak seçersek h yüksekliği kirişe gelen yüklere göre aşağıdaki hesaplanır.

Kirişlere döşemelerden gelen yükler Denklem 2.2 ile aşağıda hesaplanmıştır. (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Döşeme Yüklerinin Kirişlere Aktarılması

$m = l_l / l_s$ (2.2a)

l_s-------döşemenin kısa kenar uzunluğu

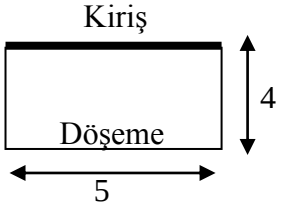
l_l-------döşemenin uzun kenar uzunluğu

Üçgen için eşdeğer düzgün yük $Pesd = P * l_l / 3$ (2.2b)

Trapez için eşdeğer düzgün yük $Pesd = P * l_l * [1/2 - 1/(6 * m^2)]$ (2.2c)

Yukarıda anlatılan esaslara göre yapıdaki kirişlere gelen yüklerin hesabı aşağıda yapılmıştır.

<u>KZ01,KZ02,KZ03,KZ09,KZ31,KZ32,KZ33,KZ27 kirişleri ve simetriği</u>



m=5/4=1,25

Ölü Yük(g) →

Alt yada üst döşemeden gelen yük $=4,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=7,08$ kN/m

Kiriş kendi ağırlığı $=0,30*0,50*25$ $=3,75$ kN/m

Duvardan gelen yük $=(3,2-0,5)*4,2$ $=11,34$ kN/m

\+

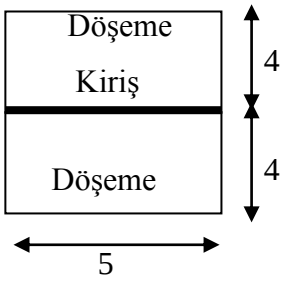
g= 22,17 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Alt yada üst döşemeden gelen yük $q=3,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=5,51$ kN/m

Toplam Yük → $p=1,4g+1,6q=1,4*22,17+1,6*5,51=39,85$ kN/m

KZ07,KZ08, KZ25,KZ26 kirişleri ve simetriği



m=5/4=1,25

Ölü Yük(g) →

Alt ve üst döşemeden gelen yük =2*4,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=14,16 kN/m

Kiriş kendi ağırlığı =0,30*0,50*25 =3,75 kN/m

Duvardan gelen yük =(3,20-0,5)*2,5 =6,75 kN/m

\+

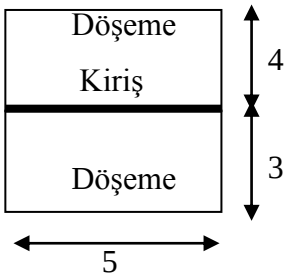
g= 24,66 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Alt ve üst döşemeden gelen yük q=2*3,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=11,02 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*24,66+1,6*11,02=52,16 kN/m

KZ13,KZ14, KZ15,KZ19,KZ20,KZ21 kirişleri ve simetriği



m=5/4=1,25 m=5/3=1,67

Ölü Yük(g) →

Alt yada üst döşemeden gelen yük =4,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=7,08 kN/m

Üst yada alt döşemeden gelen yük =4,5*3,0*[1/2 - 1/(6*1,67^2)]=5,94 kN/m

Kiriş kendi ağırlığı =0,30*0,50*25 =3,75 kN/m

Duvardan gelen yük =(3,20-0,5)*2,5 =6,75 kN/m

\+

g= 23,52 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Alt yada üst döşemeden gelen yük =3,5*4,0*[1/2 - 1/(6*1,25^2)]=5,51 kN/m

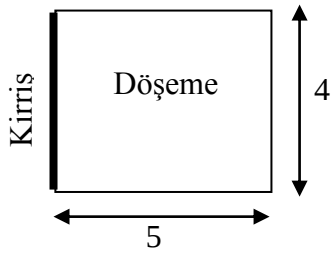
Üst yada alt döşemeden gelen yük =5,0*3,0*[1/2 - 1/(6*1,67^2)]=6,60 kN/m

\+

q= 12,11 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*23,52+1,6*12,11=52,304 kN/m

KZ37,KZ39, KZ50,KZ54 kirişleri ve simetriği



m=5/4=1,25

Ölü Yük(g) →

Sol yada sağ döşemeden gelen yük =4,5*4,0/3 =6,0 kN/m

Kiriş kendi ağırlığı =0,30*0,50*25 =3,75 kN/m

Duvardan gelen yük =(3,20-0,5)*4,2 +=11,34kN/m

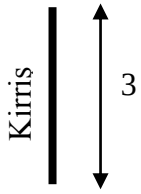
g= 21,04 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Sol yada sağ döşemeden gelen yük q=3,5*4,0/3 =4,67 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*21,09+1,6*4,67=37,0 kN/m

KZ38 kirişleri ve simetriği



m=5/3=1,67

Ölü Yük(g) →

Kiriş kendi ağırlığı =0,30*0,50*25 =3,75 kN/m

Duvardan gelen yük =(3,20-0,5)*4,2 +=11,34kN/m

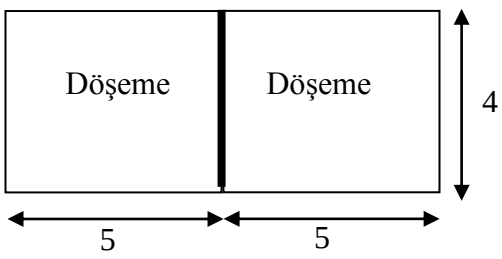
g= 15,09 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Döşemeden gelen yük q=0 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*15,09+1,6*0,0=21,13 kN/m

KZ40,KZ41,KZ43,KZ44,KZ45,KZ46,KZ48,KZ49,KZ51,KZ53,KZ55,KZ57 kirişleri ve simetriği



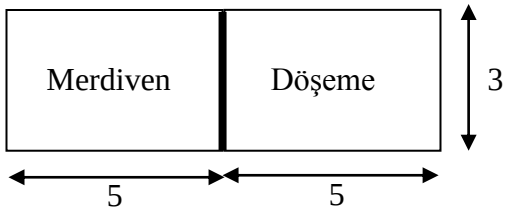
m=5/4=1,25

Ölü Yük(g) →

Sol ve sağ döşemeden gelen yük	=2*4,5*4,0/3	=12,0 kN/m
Kiriş kendi ağırlığı	=0,30*0,50*25	=3,75 kN/m
Duvardan gelen yük	=(3,20-0,5)*2,5	+=6,75 kN/m
Hareketli Yük(q) →		g= 22,50 kN/m
Sol yada sağ döşemeden gelen yük	q=2*3,5*4,0/3	=9,33 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*22,5+1,6*9,33=46,43 kN/m

KZ42 kirişleri ve simetriği



m=5/3=1,67

Ölü Yük(g) →

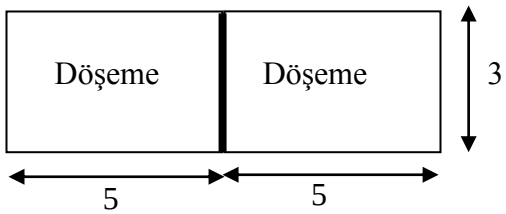
Sol yada sağ döşemeden gelen yük	=4,5*3,0/3	=4,5 kN/m
Merdivenden gelen yük	=5,21 *5,0/2	=13,03kN/m
Kiriş kendi ağırlığı	=0,30*0,50*25	=3,75 kN/m
		+
		g= 21,28 kN/m

Hareketli Yük(q) →

Sol yada sağ döşemeden gelen yük	q=5,0*3,0/3	=5,0 kN/m
Merdivenden gelen yük	=5,0*5,0/2	=12,5 kN/m
		+
		g= 17,50 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*21,28+1,6*17,5=57,79kN/m

KZ47,KZ52,KZ56 kirişleri ve simetriği



m=5/3=1,67

Ölü Yük(g) →

Sol ve sağ döşemeden gelen yük	=2*4,5*3,0/3	=9,0 kN/m
Kiriş kendi ağırlığı	=0,30*0,50*25	=3,75 kN/m

Duvardan gelen yük =(3,20-0,5)*2,5 =6,75 kN/m

+

g= 19,50 kN/m

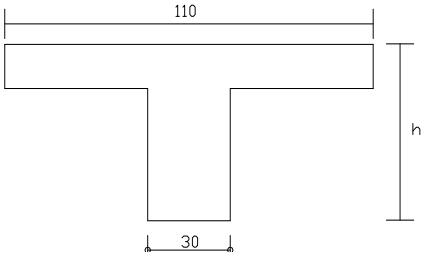
Hareketli Yük(q) →

Sol yada sağ döşemeden gelen yük q=2*5,0*3,0/3 =10,0 kN/m

Toplam Yük → p=1,4g+1,6q=1,4*19,5+1,6*10,0=43,30 kN/m

Elde edilen kiriş toplam yüklerine göre kiriş yüksekliği aşağıda hesaplanmıştır.

<u>KZ13,KZ14, KZ15,KZ19,KZ20,KZ21 kirişleri ve simetriği</u>



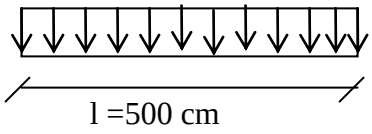
b_w=30cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 500 = 110cm$

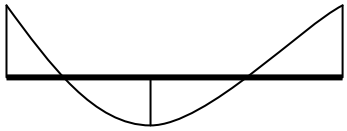
p =52,30 kN /m



l =500 cm

Maximum açıklık formülü:

$$M_{max} = \frac{pl^2}{12} = \frac{52,30*5,0^2}{12} = 109,0\ kNm$$



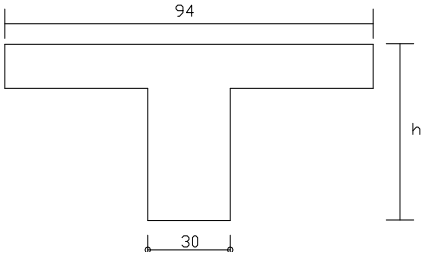
$$M_{max} = \frac{ql^2}{12}$$

$$d = \sqrt{k_d^2 * M_{max}/b_w}$$

$\rho_{max} = 0,02$ için → $k_d^2 = 11,32$

$d = \sqrt{11,32*10900/110} = 34$ cm → h=34+5=39 cm bulunur.

<u>KZ40,KZ41,KZ43,KZ44,KZ45,KZ46,KZ48,KZ49,KZ51,KZ53,KZ55,KZ57 kirişleri ve simetriği</u>



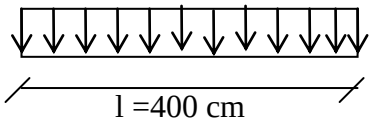
b_w=30cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 400 = 94cm$

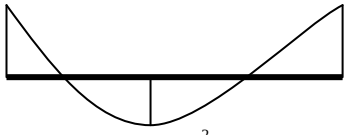
q =46,43 kN /m



l =400 cm

Maximum açıklık formülü:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{12} = \frac{46,43*4,0^2}{12} = 61,90\ kNm$$



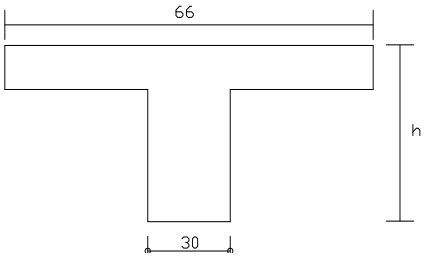
$$M_{max} = \frac{ql^2}{12}$$

$$d = \sqrt{k_d^2 * M_{max} / b_w}$$

$$\rho_{max} = 0,02 \text{ için} \rightarrow k_d^2 = 11,32$$

$d = \sqrt{11,32 * 6190/94} = 28$ cm $\rightarrow$ h=28+5=33 cm bulunur.

KZ42 kirişleri ve simetriği

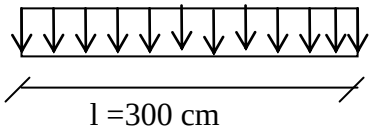


b_w=30cm

h_f=12cm

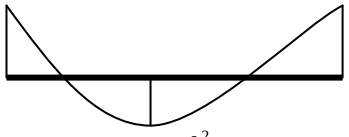
l = 300 cm

$$b = b_w + 0,2\, l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 300 = 66\text{cm}$$



Maximum açıklık formülü:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{12} = \frac{57,79 * 3,0^2}{12} = 43,30 \text{ kNm}$$



$$M_{max} = \frac{ql^2}{12}$$

$$d = \sqrt{k_d^2 * M_{max} / b_w}$$

$$\rho_{max} = 0,02 \text{ için} \rightarrow k_d^2 = 11,32$$

$d = \sqrt{11,32 * 4330/66} = 28$ cm $\rightarrow$ h=28+5=33 cm bulunur.

Bu sonuçlar doğrultusunda kiriş boyutları 30/50 seçilmiştir.

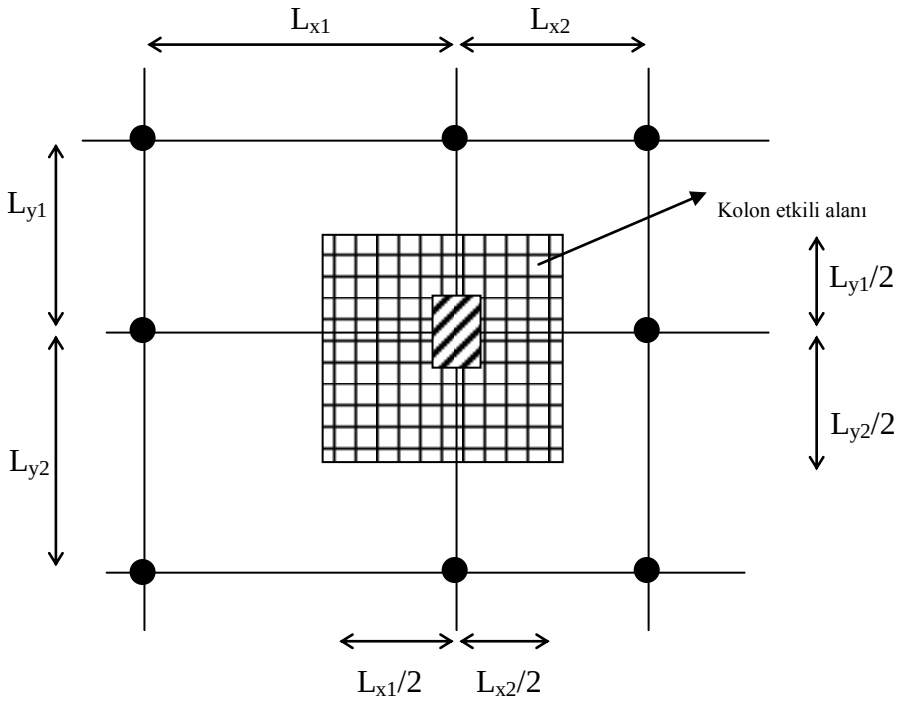
2.3.4 Kolonların Ön Boyutlandırılması

Kolonlar en üst kattan başlayarak etkili yük alanları oranında döşemelerden gelen yükler, kiriş zati ve kolon zati ağırlıkları, duvar yükleri düşünülerek bulunan artırılmış normal kuvvetler altında boyutlandırılmıştır. Kolon boyutları temelden üst katlara dogru azaltılmıştır. Kolon boyutları Deprem Yönetmeliği Madde 7.3.1.2'de verilen kolonun brüt enkesit alanı Denklem 2.3 ile belirtilmiştir [13].

$$A_c \geq N_{dmax} / (0.50 f_{ck}) \qquad (2.3)$$

Denklem 2.3 deki N_{dmax} yaklaşık olarak aşağıda anlatıldığı gibi hesaplanmıştır.

N_d , kolon eksenel yükleri hesaplanırken öncelikle kolonların etkili alanları (Şekil 2.4) bulunur. Bu alanlar içinde kalan bütün yüklerin (duvar, kiriş ,kolon....) o kolona etkidiği varsayılır. Böylece tüm katların kolon eksenel yükleri ve bunlar toplanarak toplam kolon eksenel yükleri bulunur. Burada unutulmaması gereken kolon yüklerinin üst katlardan temele doğru artdığıdır.



Şekil 2.4 Kolona Gelen Yüklerin Etkili Alanı

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

2.3.5 Perdelerin Ön Boyutlandırılması

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

Temel üstünden itibaren kritik perde yüksekliği, $2l_w$ değerini aşmamak üzere, Denklem 2.4 ve Denklem 2.5 de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir.

$$H_{cr} \geq l_w \tag{2.4}$$

$$H_{cr} \geq H_w/6 \qquad (2.5)$$

Toplam yapı yüksekliği 20m'dir.Yapıdaki çekirdek perdeler tabandan yukarıya kadar sürekli devam ettiğinden dolayı $H_w/l_w>2.0$ şartını sağlamaktadır. Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.2'ye göre kritik perde yüksekliği bulunursa ;

$H_{cr} \geq l_w$	$H_{cr} \geq 4.3$m ve 5.3m
$H_{cr} \geq H_w/6$	$H_{cr} \geq 20/6=3.33$m
$H_w/l_w >2.0$	20/5.3=3,77>2

Bu halde yapıdaki kritik perde yüksekliği tüm perdeler için 7,2m olarak bulunur.Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1'e göre $H_w/l_w>2.0$ olan perdelerde kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı, kat yüksekliğinin 1/12'sinden kritik perde yüksekliği dışında kalan katlarda ise kat yüksekliğinin 1/15'inden az olamaz.

Zemin kat:400/12=33,5cm

1.Normal kat:320/12=27cm

2,3,4 ve 5. normal katlat: 3.20/15=22cm

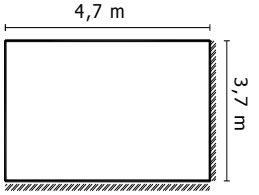
Sonuç olarak kritik perde yüksekliği içinde kalan yüksekliği 4m olan zemin katta perde kalınlığı 35cm seçilmiştir. Kat yüksekliği 3.20m olan normal katlarda ise perde kalınlığı 30cm seçilmiştir.

2.4 Zemin Kat Döşemelerinin Betonarme Hesabı

Bu bölümde öncelikle bütün zemin kat döşemelerinin TS 500'e göre açıklık ve mesnet momentleri hesaplanacak, daha sonra yine TS 500'e göre betonarme hesapları yapılacaktır [1,2,14].

- **Çift Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Açıklık ve Mesnet Momentleri**

<u>DZ01, DZ03, DZ04, DZ06, DZ31, DZ33, DZ34, DZ36 Döşemeleri</u>



$$m = \frac{l_l}{l_s} \longrightarrow m = \frac{4,70}{3,70} = 1,27$$

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

$$M_X = 0,037 \times 11,90 \times 3,70^2 = 6,03 \text{ kNm/m}$$

$M_y = 0,049 \times 11,90 \times 3,70^2 = 7,98\ kNm/m$

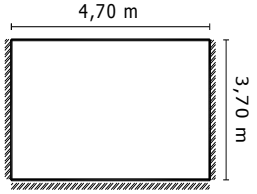
$X_{sürekli} = -0,049 \times 11,90 \times 3,70^2 = -7,98\ kNm/m$

$Y_{sürekli} = -0,065 \times 11,90 \times 3,70^2 = -10,59\ kNm/m$

$X_{süreksiz} = -0,025 \times 11,90 \times 3,70^2 = -4,07\ kNm/m$

$Y_{süreksiz} = -0,032 \times 11,90 \times 3,70^2 = -5,21\ kNm/m$

DZ02,DZ05,DZ10,DZ11,DZ26,DZ27,DZ32,DZ35 Döşemeleri



$$m = \frac{l_l}{l_s} \longrightarrow m = \frac{4,70}{3,70} = 1,27$$

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

$M_x = 0,031 \times 11,90 \times 3,70^2 = 5,05\ kNm/m$

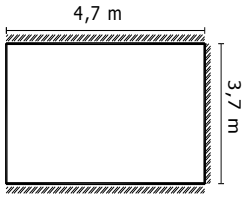
$M_y = 0,042 \times 11,90 \times 3,70^2 = 6,84\ kNm/m$

$X_{sürekli} = -0,041 \times 11,90 \times 3,70^2 = -6,68\ kNm/m$

$Y_{sürekli} = -0,056 \times 11,90 \times 3,70^2 = -9,12\ kNm/m$

$Y_{süreksiz} = -0,028 \times 11,90 \times 3,70^2 = -4,56\ kNm/m$

DZ07,DZ14,DZ23,DZ30 Döşemeleri



$$m = \frac{l_l}{l_s} \longrightarrow m = \frac{4,70}{3,70} = 1,27$$

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

$M_x = 0,031 \times 11,90 \times 3,70^2 = 5,05\ kNm/m$

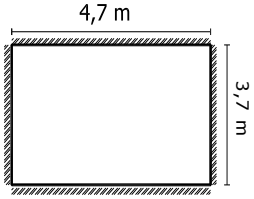
$M_y = 0,042 \times 11,90 \times 3,70^2 = 6,84\ kNm/m$

$X_{sürekli} = -0,041 \times 11,90 \times 3,70^2 = -6,68\ kNm/m$

$Y_{sürekli} = -0,056 \times 11,90 \times 3,70^2 = -9,12\ kNm/m$

$X_{süreksiz} = -0,021 \times 11,90 \times 3,70^2 = -3,42\ kNm/m$

DZ08,DZ09,DZ12,DZ13,DZ24,DZ25,DZ28,DZ29 Döşemeleri



$$m = \frac{l_l}{l_s} \longrightarrow m = \frac{4,70}{3,70} = 1,27$$

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

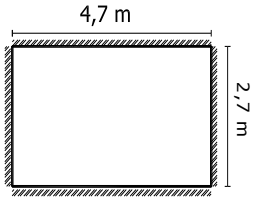
$M_x = 0,025 \times 11,90 \times 3,70^2 = 4,07\ kNm/m$

$M_y = 0,037 \times 11,90 \times 3,70^2 = 6,03\ kNm/m$

$X_{sürekli} = -0,033 \times 11,90 \times 3,70^2 = -5,38\ kNm/m$

$Y_{sürekli} = -0,049 \times 11,90 \times 3,70^2 = -7,98\ kNm/m$

DZ16,DZ17,DZ18,DZ19,DZ20,DZ21 Döşemeleri



$$m = \frac{l_l}{l_s} \longrightarrow m = \frac{4,70}{2,70} = 1,74$$

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

$M_x = 0,025 \times 14,3 \times 2,70^2 = 2,61\ kNm/m$

$M_y = 0,053 \times 14,3 \times 2,70^2 = 5,53\ kNm/m$

$X = -0,033 \times 14,3 \times 2,70^2 = -3,44\ kNm/m$

$Y = -0,071 \times 14,3 \times 2,70^2 = -7,40\ kNm/m$

Elde edilen sonuçlara göre döşemelere ait moment değerleri Tablo 2.1'de verilmiştir.

Tablo 2.1 Döşemede Moment Değerleri

Döşeme Adı	**M_x (kNm/m)**	**M_y (kNm/m)**	**X (kNm/m) sürekli**	**Y (kNm/m) sürekli**	**X (kNm/m) süreksiz**	**Y (kNm/m) süreksiz**
DZ01,DZ03,DZ04,DZ06, DZ31,DZ33, DZ34,DZ36	6,03	7,98	-7,98	-10,59	-4,07	-5,21
DZ02,DZ05,DZ10,DZ11, DZ26,DZ27,DZ32,DZ35	5,05	6,84	-6,68	-9,12	-	-4,56
DZ07,DZ14,DZ23,DZ30	5,05	6,84	-6,68	-9,12	-3,42	-
DZ08,DZ09,DZ12,DZ13, DZ24,DZ25,DZ28,DZ29	4,07	6,03	-5,38	-7,98	-	-
DZ16,DZ17,DZ18,DZ19, DZ20,DZ21	2,61	5,53	-3,44	-7,40	-	-

Donatıyla ilgili kurallar

▪ Tek doğrultuda çalışan döşemelerde, asal donatı yüzdesi (ρmin);

S 220 için → ρmin ≥ 0,003

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

Yapıda kullanılan çelik sınıfı S420 olduğundan;

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

Donatı aralığı (s) ise;

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

Yapıda tek doğrultuda çalışan döşeme bulunmamaktadır.

▪ Çift doğrultuda çalışan döşemelerde, iki yöndeki donatı yüzdelerinin toplamı S220 için 0,004, S 420 için 0,0035, S500 için 0,003'den az olamaz. Yapıda kullanılan çelik sınıfı S 420 olduğundan;

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

0,0015(uzun doğrultuda)

Donatı aralığı (s) ise;

kısa doğrultuda $s \leq 1{,}5h_f$; $s \leq 20cm$;

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

Yapıda ki çift doğrultuda çalışan döşemelerin kalınlığı 12 cm olduğuna göre, donatı aralığı (s);

$s \leq 1{,}5 \times 12 = 18cm$

kısa doğrultuda $s \leq 18cm$

uzun doğrultuda $s \leq 25cm$ olmalıdır

• Çift Doğrultuda Çalışan Döşemelerin Açıklık Donatılarının Hesabı

DZ01, DZ03, DZ04, DZ06, DZ31, DZ33, DZ34, DZ36 Döşemeleri

M_x= 6,03 kNm/m $X_{sürekli}$= -7,98kNm/m $X_{süreksiz}$= -4,07kNm/m

M_y= 7,98 kNm/m $Y_{sürekli}$= -10,59kNm/m $Y_{süreksiz}$= -5,21kNm/m

▪ Y doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{798} = 12{,}53 \rightarrow k_d = 3{,}54 \rightarrow k_s = 0{,}0288$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0{,}0287 \times \frac{798}{10} = 2{,}30 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,30}{100 \times 10} = 0,0023 \geq 0,002 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

▪ X doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{603} = 16,58 \rightarrow k_d = 4,07 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{603}{10} = 1,73 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,73}{100 \times 10} = 0,00173 \geq 0,0015 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

<u>DZ02,DZ05,DZ10,DZ11,DZ26,DZ27,DZ32,DZ35 Döşemeleri</u>

M_x= 5,05 kNm/m $X_{sürekli}$= -6,68kNm/m

M_y= 6,84 kNm/m $Y_{sürekli}$= -9,12kNm/m $Y_{süreksiz}$= -4,56kNm/m

▪ Y doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{684} = 14,61 \rightarrow k_d = 3,82 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{684}{10} = 1,96 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,96}{100 \times 10} = 0,0019 < 0,002 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,002 \rightarrow A_s = 0,002 * 100 * 10 = 2 cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

▪ X doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{505} = 19,80 \rightarrow k_d = 4,45 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{505}{10} = 1,44 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,44}{100 \times 10} = 0,0014 < 0,0015 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,0015 \rightarrow A_s = 0,0015 * 100 * 10 = 1,5 cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

<u>DZ07,DZ14,DZ23,DZ30 Döşemeleri</u>

M_x= 5,05 kNm/m $X_{sürekli}$= -6,68kNm/m $Y_{süreksiz}$= -3,42 kNm/m

M_y= 6,84 kNm/m $Y_{sürekli}$= -9,12kNm/m

- Y doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{684} = 14,61 \rightarrow k_d = 3,82 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{684}{10} = 1,96 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,96}{100 \times 10} = 0,0019 < 0,002 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,002 \rightarrow A_s = 0,002 * 100 * 10 = 2 cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

- X doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{505} = 19,80 \rightarrow k_d = 4,45 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{505}{10} = 1,44 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,44}{100 \times 10} = 0,0014 < 0,0015 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,0015 \rightarrow A_s = 0,0015 * 100 * 10 = 1,5 cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s = 2,79\ cm^2/m$$

<u>DZ08,DZ09,DZ12,DZ13,DZ24,DZ25,DZ28,DZ29 Döşemeleri</u>

M_x= 4,07 kNm/m $X_{sürekli}$= -5,38kNm/m

M_y= 6,03 kNm/m $Y_{sürekli}$= -7,98kNm/m

▪ Y doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{603} = 16,58 \rightarrow k_d = 4,07 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{603}{10} = 1,73 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\times d} = \frac{1,73}{100\times10} = 0,0017 < 0,002 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,002 \rightarrow A_s = 0,002*100*10 = 2cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s=2,79\ cm^2/m$$

▪ X doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{407} = 24,57 \rightarrow k_d = 4,96 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{407}{10} = 1,16 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\times d} = \frac{1,16}{100\times10} = 0,0012 < 0,0015 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,0015 \rightarrow A_s = 0,0015*100*10 = 1,5cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s=2,79\ cm^2/m$$

<u>DZ16,DZ17,DZ18,DZ19,DZ20,DZ21 Döşemeleri</u>

M_x= 2,61 kNm/m $X_{sürekli}$= -3,44kNm/m

M_y= 5,53 kNm/m $Y_{sürekli}$= -7,40kNm/m

▪ Y doğrultusunda

d=h_f-d'=12-2=10cm

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{553} = 18,08 \rightarrow k_d = 4,25 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0286 \times \frac{553}{10} = 1,58 cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\times d} = \frac{1,58}{100\times10} = 0,0016 < 0,002 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,002 \rightarrow A_s = 0,002*100*10 = 2cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s=2,79\ cm^2/m$$

▪ X doğrultusunda

$d=h_f-d'=12-2=10cm$

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{261} = 38,31 \rightarrow k_d = 6,19 \rightarrow k_s = 0,02804$$

$$A_s = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0280 \times \frac{261}{10} = 0,73cm^2/m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\times d} = \frac{0,73}{100\times10} = 0,00073 < 0,0015 \rightarrow (\rho_{min})$$

$$\rho = (\rho_{min}) = 0,0015 \rightarrow A_s = 0,0015*100*10 = 1,5cm^2/m$$

$$\text{seçilen} \rightarrow \phi\ 8/18 \rightarrow \begin{pmatrix} \phi 8/36 \rightarrow \text{düz} \\ \phi 8/36 \rightarrow \text{pilye} \end{pmatrix} \rightarrow A_s=2,79\ cm^2/m$$

• Mesnet Donatıları Hesabı

▪ Y doğrultusunda

<u>DZ01-DZ07 ve simetriği mesnet donatısı hesabı</u>

Y_k=-9,12 kNm/m

Y_b=-10,59 kNm/m

$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{9,52}{10,59} = 0,86 > 0,8 \Rightarrow$ dengelemeye gerek yok.

M= Y_b=-10,59 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{1059} = 9,44 \rightarrow k_d = 3,07 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{1059}{10} = 3,06cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395cm^2/m + 1,395cm^2/m = 2,79cm^2/m$$

$$A_{s\,ek} = 3,06 - 2,79 = 0,27cm^2/m$$

$$\text{Şeçilen} \rightarrow \phi 8/36 \rightarrow A_{s\,ek} = 1,395\ cm^2/m$$

<u>DZ02-DZ08 ve simetriği mesnet donatısı hesabı</u>

Y_k=-7,98 kNm/m

Y_b=-9,12 kNm/m

$$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{7,98}{9,12} = 0,88 > 0,8 \Rightarrow$$ dengelemeye gerek yok.

M= Y_b=-9,12 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{912} = 10,965 \rightarrow k_d = 3,31 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{912}{10} = 2,64 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

<u>DZ03-DZ09 ve simetriği mesnet donatısı hesabı</u>

Y_k=-7,98 kNm/m

Y_b=-10,59 kNm/m

$$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{7,98}{10,59} = 0,80 \leq 0,8 \Rightarrow$$ dengelemeye gerek yok.

M= Y_b=-10,59 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{1059} = 9,44 \rightarrow k_d = 3,07 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{1059}{10} = 3,06 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

$$A_{s\ ek} = 3,06 - 2,79 = 0,27 cm^2/m$$

Şeçilen $\rightarrow \phi 8/36 \rightarrow A_{s\ ek} = 1,395\ cm^2/m$

<u>DZ07-Merdiven Sahanlığı ve simetriği mesnet donatısı hesabı</u>

Y_k=-9,12 kNm/m

Y_b=-9,12 kNm/m

$$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{9,12}{9,12} = 1,00 > 0,8 \Rightarrow$$ dengelemeye gerek yok.

M= Y_b=-9,12 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{912} = 10,965 \rightarrow k_d = 3,31 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{912}{10} = 2,64 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ08-DZ16 ve simetriği mesnet donatısı hesabı

Y_k=-7,40 kNm/m

Y_b=-7,98 kNm/m

$$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{7,40}{7,98} = 0,92 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

M= Y_b=-7,98 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{798} = 12,53 \rightarrow k_d = 3,54 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{798}{10} = 2,30 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ10-DZ18 ve simetriği mesnet donatısı hesabı

Y_k=-7,40 kNm/m

Y_b=-9,12 kNm/m

$$\frac{Y_k}{Y_b} = \frac{9,12}{7,40} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

M= Y_b=-9,12 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{912} = 10,965 \rightarrow k_d = 3,31 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0289 \times \frac{912}{10} = 2,64 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ01,DZ03 ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

M= Y_b=-22,36 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{912} = 19,19 \rightarrow k_d = 4,38 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0285 \times \frac{521}{10} = 1,49 cm^2/m$$

$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m$

$A_{s\,ek} = 1,49 - 1,395 = 0,095 cm^2/m$

Şeçilen $\rightarrow \phi 8/36 \rightarrow A_{s\,ek} = 1,395\ cm^2/m$

DZ02 ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

M= Y_b=-4,56 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{456} = 21,92 \rightarrow k_d = 4,68 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{456}{10} = 1,30 cm^2/m$$

$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m$

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

- **X doğrultusunda**

DZ01-DZ02,DZ02-DZ03 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

X_k=-6,68 kNm/m

X_b=-7,98 kNm/m

$\frac{X_k}{X_b} = \frac{6,68}{7,98} = 0,84 > 0,8 \Rightarrow$ dengelemeye gerek yok.

M= X_b=-7,98 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{798} = 12,53 \rightarrow k_d = 3,54 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{798}{10} = 2,30 cm^2/m$$

$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$

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

DZ07-DZ08 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

X_k=-5,38 kNm/m

X_b=-6,68 kNm/m

$\frac{X_k}{X_b} = \frac{5,38}{6,68} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow$ dengelemeye gerek yok.

M= X_b=-6,68 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{668} = 14,97 \rightarrow k_d = 3,87 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{668}{10} = 1,92 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

<u>DZ08-DZ09 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı</u>

X_k=-7,98 kNm/m

X_b=-7,98 kNm/m

$\frac{X_k}{X_b} = \frac{7,98}{7,98} = 1,00 > 0,8 \Rightarrow$ dengelemeye gerek yok.

M= X_b=-7,98 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{798} = 12,53 \rightarrow k_d = 3,54 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0288 \times \frac{798}{10} = 2,30 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

<u>DZ09-DZ10 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı</u>

X_k=-5,38 kNm/m

X_b=-6,68 kNm/m

$\frac{X_k}{X_b} = \frac{5,38}{6,68} = 0,81 > 0,8 \Rightarrow$ dengelemeye gerek yok.

M= X_b=-6,68 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{668} = 14,97 \rightarrow k_d = 3,87 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{668}{10} = 1,92 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ10-DZ11 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

X_k=-6,68 kNm/m

X_b=-6,68 kNm/m

$$\frac{X_k}{X_b} = \frac{6,68}{6,68} = 1,00 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

M= X_b=-6,68 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{668} = 14,97 \rightarrow k_d = 3,87 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0287 \times \frac{668}{10} = 1,92 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ16-DZ17,DZ17-DZ18,DZ18-DZ19 döşemeleri ve simet. mesnet donatısı hesabı

X_k=-3,44 kNm/m

X_b=-3,44 kNm/m

$$\frac{X_k}{X_b} = \frac{3,44}{3,44} = 1,00 > 0,8 \Rightarrow \text{dengelemeye gerek yok.}$$

M= X_b=-3,44 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{344} = 29,06 \rightarrow k_d = 5,39 \rightarrow k_s = 0,0282$$

$$A_{s\ gerçek} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0282 \times \frac{344}{10} = 0,97 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 + \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m + 1,395 cm^2/m = 2,79 cm^2/m$$

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

DZ01,DZ03 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

M= X_b=-4,07 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100 \times 10^2}{407} = 24,57 \rightarrow k_d = 4,96 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0284 \times \frac{407}{10} = 1,15 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m$$

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

DZ07,DZ23 döşemeleri ve simetrikleri mesnet donatısı hesabı

M= X_b=-3,42 kNm/m

$$k_d^2 = \frac{b_w.d^2}{M} = \frac{100\times10^2}{342} = 29,24 \rightarrow k_d = 5,40 \rightarrow k_s = 0,0282$$

$$A_{s\ gerekli} = k_s \times \frac{M}{d} = 0,0282 \times \frac{342}{10} = 0,96 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = \phi 8/36 = 1,395 cm^2/m$$

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

Elde edilen sonuçlara göre döşemelere ait açıklık ve mesnet donatı miktarları Tablo 2.2 , Tablo 2.3'de verilmiştir.

Tablo 2.2 Döşemede Açıklık Donatısı Değerleri

Döşeme Adı	Yön	M_d (kNm/m)	A_s (cm^2/m)	Seçilen
DZ01,DZ03,DZ04, DZ06,DZ31,DZ33, DZ34,DZ36	X	6,03	1,73	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
	Y	7,98	2,30	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
DZ02,DZ05,DZ10, DZ11,DZ26,DZ27, DZ32,DZ35	X	5,05	1,5	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
	Y	6,84	2,0	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
DZ07,DZ14,DZ23, DZ30	X	5,05	1,5	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
	Y	6,84	2,0	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
DZ08,DZ09,DZ12, DZ13,DZ24,DZ25, DZ28,DZ29	X	4,07	1,5	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
	Y	6,03	2,0	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
DZ16,DZ17,DZ18, DZ19,DZ20,DZ21	X	2,61	1,5	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)
	Y	5,53	2,0	Φ8/18 (Φ8/36 düz+Φ8/36 pilye)

Tablo 2.3 Döşemede Mesnet Donatısı Değerleri

Yön	Mesnet	M_d (kNm/m)	A_s (cm^2/m)	$A_{s\ mev}$ (cm^2/m)	Mevcut Donatı	Ek donatı
X	DZ01-DZ02,DZ02-DZ03 ve simetrikleri	-7,98	2,3	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ07-DZ08 ve simetrikleri	-6,68	1,92	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ08-DZ09 ve simetrikleri	-7,98	2,3	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ09-DZ10 ve simetrikleri	-6,68	1,92	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ10-DZ11 ve simetrikleri	-6,68	1,92	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ16-DZ17,DZ17-DZ18 ve simetrikleri	-3,44	0,97	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
X	DZ01,DZ03 ve simetrikleri	-4,07	1,15	1,395	Φ8/36	-
X	DZ07,DZ23 ve simetrikleri	-3,42	0,96	1,395	Φ8/36	-
Y	DZ01-DZ07 ve simetriği	-10,59	3,06	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	Φ8/36
Y	DZ02-DZ08 ve simetriği	-9,12	2,64	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
Y	DZ03-DZ09 ve simetriği	-10,59	3,06	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	Φ8/36
Y	DZ07-Mer.Sah. ve simetriği	-9,12	2,64	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
Y	DZ08-DZ16 ve simetriği	-7,98	2,30	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
Y	DZ10-DZ18 ve simetriği	-9,12	2,64	2,79	Φ8/36+ Φ8/36	-
Y	DZ01,DZ03 ve simetrikleri	-5,21	1,49	1,395	Φ8/36	Φ8/36
Y	DZ02 ve simetrikleri	-4,56	1,30	1,395	Φ8/36	-

3. YAPININ YATAY YÜKLERE GÖRE ANALİZİ VE HESABI

Yapının yatay ve düşey yük hesabı tamamıyla Deprem Yönetmeliği kurallarına göre yapılmıştır. Yapının yatay yük analizi ile ilgili ilgili tüm yapı ve zemin parametreleri bu yönetmelik ışığı altında değerlendirilmiş ve yönetmeliğin uygun gördüğü değerler kullanılmıştır.

Binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri'dir. Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri tüm binaların ve bina tipi yapıların hesabında kullanılabilir.
Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin uygulanabileceği yapılar aşağıdaki Tablo 3.1'de gösterilmiştir.

Tablo 3.1 Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabileceği Binalar

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

Bu çalışmada yapı, 1.derece deprem bölgesinde olduğundan ve yapının zemin kattan itibaren toplam kat yüksekliği 20 m olduğundan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılabilir. Fakat yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde spektrum eğrisi uygulanarak, Mod Birleştirme Yöntemi kullanılacak ve bu yöntemle bulunan analiz sonuçları, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile bulunan sonuçlar ile karşılaştırılacaktır.

3.1 Mod Birleştirme Yöntemi

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde yapının birinci modu esas alınır ve katlara etkiyen deprem kuvvetlerinin kat kütlesi ve katın temelden yüksekliği ile orantılı kabul edilir. Titreşim periyodunun hesabında ve deprem yükünün dağıtılmasında

binanın kütlesi hesaba katıldığı için bu yöntemde yapının birinci serbestlik derecesini esas alan dinamik bir yöntem olarak kabul edilir [7].

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

$$L_j = \sum_{n=1}^{N} m_n \phi_{nj} \qquad M_j = \sum_{n=1}^{N} m_n \phi^2_{nj} \qquad M^*_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{ij} \right)^2}{\sum_{n=1}^{N} m_n \phi^2_{nj}}$$

$$V_{bj}(t) = M^*_j g \frac{A_j(t)}{g} \qquad f_{ij}(t) = V_{bj}(t) \frac{m_i \phi_{ij}}{\sum_{n=1}^{N} m_n \phi_{nj}} \tag{3.1}$$

Burada $V_{bj}(t)$ değeri j. Modda etkiyen taban kesme kuvvetini, $f_{ij}(t)$ bu taban kesme kuvvetinde i. katta etkiyen kuvveti, ϕ_{ij} bu titreşimde i.kattaki yerdeğiştirmeyi ve M^*_j ilgili moddaki etkili modal kütleyi göstermektedir. Bu ifadelerde spektral değerler kullanılır ve bulunan elastik taban kesme kuvvetine R_a deprem yükü azaltma katsayısı uygulanırsa, I bina önem katsayısının da gözönüne alınmasıyla Denklem 3.2' deki ifade elde edilir:

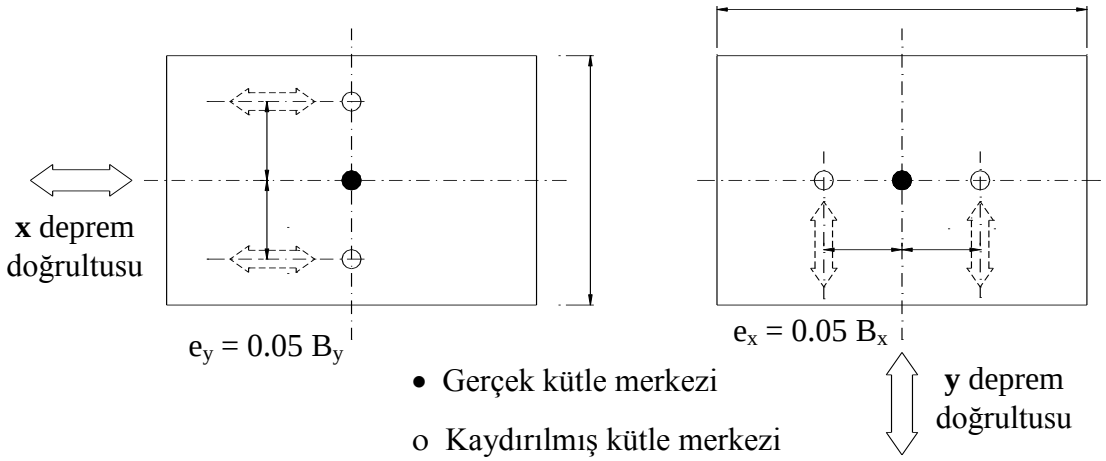
$$V_{bj} = \max V_{bj}(t) = \frac{M^*_j g}{R_a} \max \left[\frac{A_j(t)}{g} \right] = \frac{M^*_j g}{R_a} \frac{A_j(t)}{g} = \frac{M^*_j g}{R_a} A_0 I S_j(T_j) \tag{3.2}$$

Burada $S_j(T_j)$ yönetmelikte verilen boyutsuz ivme spektrumuna karşılık gelip Denklem 3.3' deki ifade ile hesaplanır.

$$S_j(T_j) = S_{pa}(T_j) = A(T_j)\, g / R_a(T_j) \tag{3.3}$$

Çok katlı çerçeve türünde taşıyıcı sistemlerin çözümünde, özellikle döşemelerin kendi düzlemlerinde rijit diyafram kabul edildiği durumda, kütlelerin bulunduğu noktaların serbestlik derecesini yatay düzlemde iki öteleme ve düşey eksen etrafında dönme olarak ayırmak mümkündür. Kat kütleleri, her katın kütle merkezinde ve

ayrıca ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, kaydırılmış kütle merkezlerinde tanımlanacaktır. Kaydırılmış kütle merkezleri, gerçek kütle merkezinin gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve –%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalardır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 Kaydırılmış Kütle Merkezi

Bu durumda i. kattaki kat kütlesinin yatay iki doğrultuda öteleme ataleti ve düşey eksen etrafında dönme ataleti bulunacaktır. Kat kütlesinin kütlesi m_i ve dönme kütlesel atalet momenti $m_{\Theta i}$ olarak gösterilirse, buna uygun, j.modda i.katın x ve y eksenleri doğrultusundaki ötelemesi ϕ_{xij} ve ϕ_{yij} ve düşey eksen etrafındaki dönmesi $\phi_{\theta ij}$ ile gösterilirse, bu moddaki genelleştirilmiş kütle M_j, Denklem 3.4' deki ifade ile hesaplanır.

$$M_j = \sum_{i=1}^{N} m_i \phi^2_{xij} + \sum_{i=1}^{N} m_i \phi^2_{yij} + \sum_{i=1}^{N} m_i \phi^2_{\theta ij} \tag{3.4}$$

olarak verilebilir. Bu durumda etkili modal kütle (M^*_j) de iki eksen doğrultusundaki yerdeğiştirmeler için Denklem 3.5' de gösterildiği gibi ayrı ayrı yazılabilir.

$$M^*_{xj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \varphi_{xij}\right)^2}{M_j} \qquad M^*_{yj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \varphi_{yij}\right)^2}{M_j} \tag{3.5}$$

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

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

Deprem etkilerinin yön değiştirebilen özelliğinden dolayı spektrum eğrilerinin hazırlanmasında ilgili parametrelerin işaretleri gözönüne alınmaz. Ayrıca, her titreşim mod şekli için bulunan değer denklemin belirli bir zamanında oluştuğu için, elde edilen maksimum değerlerin üst üste toplanması uygun bir sonuç olmaz. Bunun yerine binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvetler, yerdeğiştirme ve göreli kat yerdeğiştirmesi gibi her mod için elde edilen r_{jo} büyüklüklerinin birleştirmesi, T_i ve T_j gibi herhangi iki mod periyodunun ($T_i<T_j$) birbirinden $T_i/T_j<0,80$ koşulunu sağlayacak kadar ayrık olması durumunda, "Karelerin Toplamının Karekökü Kuralı" kullanılarak yapılabilir.

$$r(t)_{max} = \left[[r_{1o}]^2 + [r_{2o}]^2 + ... + [r_{3No}]^2 \right]^{1/2} \tag{3.6}$$

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

$$r(t)_{max} = \left[\sum_{i=1}^{3N} \sum_{j=1}^{3N} \rho_{ij} r_{i0} r_{j0} \right]^{1/2} \tag{3.7}$$

Burada ρ_{ij} Çapraz Korelasyon Katsayısı

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \tag{3.8}$$

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

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

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının herbirinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerinin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına (Denklem 3.9) göre belirlenecektir.

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

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

$$\sum_{i=1}^{Y} M^{*}_{yj} = \sum_{j=1}^{Y} \left\{ \left(\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{yij} \right)^2 / M_j \right\} \geq 0,90 \sum_{i=1}^{N} m_j \qquad (3.9)$$

Matematiksel bir bakış açısıyla Mod Birleştirme Yöntemi, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre daha kesin bir hesap yöntemi olarak görülür. Ancak, taşıyıcı sistemin elemanlarının atalet momentlerinde, davranışlarındaki belirsizlikler yanında hesapta depremi temsil eden spektrum eğrisindeki kabuller bu yönteminde önemli bir yaklaşıklık içerdiğini gösterir. Elastik deprem yükünün azaltılması, kesit hesaplarının daha sonra doğrusal olmayan kabullere dayanan taşıma gücü yöntemine göre de yapılması da bu yöntemin yaklaşımlar içerdiğine işaret eder. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin kabullerinin daha az sayıda olması pek çok durumda yönteme olan güveni arttırır. Bu nedenle yönetmelik Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen çözümleme sonuçlarının Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmasını öngörmektedir [4,5,6].

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB}'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, Denklem 3.10 ile göre büyütülecektir.

$$B_D = (\beta V_t / V_{tB}) B_B \qquad (3.10)$$

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

3.2 Etabs 8.06 Programı ile Modal Analiz

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

Yapılan kabuller

- Etkin yer ivmesi katsayısı,(yapı 1.derece deprem bölgesinde bulunduğu için) $A_{0=}0,40$ alınmıştır.
- Bina önem katsayısı , (yapı okul olarak kullanılacağı için) I=1,40 alınmıştır.
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı, (yapı perde ve çerçeveden oluşan bir sistem olduğu için) R= 7 alınmıştır.
- Spektrum karakteristik periyotları, (yapı Z2 sınıfı zemin üzerinde bulunduğu için) T_A=0,15sn ve T_B=0,40sn
- Spektral İvme Katsayısı, A(T), Denklem 3.11 ile hesaplanacaktır.

$$A(T) = A_o * I * S(T) \qquad (3.11)$$

- Denklem 4.11'de yer alan Spektrum Katsayısı, S(T), yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T'ye bağlı olarak Denklem 3.12 ile hesaplanacaktır

$$S(T) = 1 + 1,5*(T / T_A) \qquad (0 \le T \le T_A) \qquad (3.12a)$$

$$S(T) = 2,5 \qquad (T_A < T \le T_B) \qquad (3.12b)$$

$$S(T) = 2,5*(T_B / T)^{0.8} \qquad (T > T_B) \qquad (3.12c)$$

Spektrum eğrisinin değerleri ve bu değerlerden elde edilen grafik aşağıda Şekil 3.2' de gösterilmiştir.

Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, $R_a(T)$, Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu, T'ye bağlı olarak Denklem 3.13 ile belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)\, T / T_A \qquad (0 \le T \le T_A) \qquad (3.13a)$$

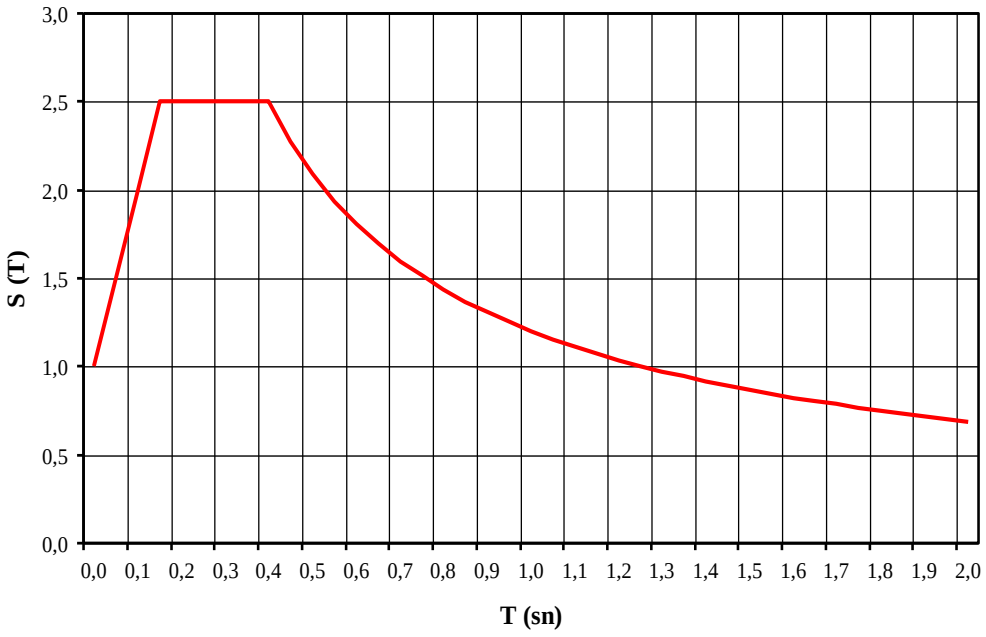
$$R_a(T) = R \qquad (T > T_A) \qquad (3.13b)$$

- Herhangi bir r'inci titreşim modu için İvme Spektrumu ordinatları Denklem 3.14' e göre hesaplanmış, elde edilen değerler Tablo 3.2' de gösterilmiştir.

$$S_{pa}(T_r) = A(T_r)\, g / R_a(T_r) \qquad (3.14)$$

Tablo 3.2 İvme Spektrumu Değerleri

r	T	$S(T_r)$	$A(T_r)$	$Ra(T_r)$	$Spa(T_r)$
1	0	1	0,40	1,5	2,62
2	0,1	2	0,80	5,17	1,52
3	0,2	2,5	1,00	7	1,40
4	0,3	2,5	1,00	7	1,40
5	0,4	2,5	1,00	7	1,40
6	0,5	2,09	0,84	7	1,17
7	0,6	1,81	0,72	7	1,01
8	0,7	1,6	0,64	7	0,90
9	0,8	1,44	0,58	7	0,81
10	0,9	1,31	0,52	7	0,73
11	1	1,2	0,48	7	0,67
12	1,1	1,11	0,44	7	0,62
13	1,2	1,04	0,42	7	0,58
14	1,3	0,97	0,39	7	0,54
15	1,4	0,92	0,37	7	0,52
16	1,5	0,87	0,35	7	0,49
17	1,6	0,82	0,33	7	0,46
18	1,7	0,79	0,32	7	0,44



Şekil 3.2 Spektrum Katsayısı [**S(T)**] – Periyot [**T (sn)**] Grafiği

Yapının deprem hesabında etkili olacak ağırlığı ve kat kütleleri Denklem 3.15' e göre yaklaşık olarak hesaplanmıştır.

$W_i = G_i + n*Q_i$ (3.15a)

$M_i = W_i / g$ (3.15b)

Burada,

W_i : Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük

n : Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n= 0,60 alınmıştır)

Q_i : Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük

M_i : Binanın i'inci katının kütlesi

g : Yerçekimi ivmesi'ni (g = 9,81 m/sn^2) göstermektedir.

Yukarıda belirtilen ifadelere göre yapıdaki kat ağırlıkları aşağıda hesaplanmıştır.

a. Normal Katlar:

Sabit yükler , G

Döşeme ağırlığı= 700,19x4,5=3150,85 kN

Kirişerin ağırlığı=

1,2,3,4,6,7,8 ve 9 aksları $(19,30*0,30*0,38)*8*25 = 440,04$ kN

A,B,C,D,E ve F aksları $(4,70*0,30*0,38)*36*25 = 482,22$ kN

5 aksı $(11,30*0,30*0,38)*25 = 32,21$ kN

B,C,Dve E aksları $(4,70*0,30*0,38)*8*25 = 107,16$ kN

Toplam=440,04+482,22+32,21+107,16=1061,63 kN

Kolonların ve perdelerin ağırlığı=

P1,P2 ve simetriği $(4,30*0,30*2,70)*4*25 = 348,30$ kN

P5,P7,P3,P9 ve simetriği $(5,30*0,30*2,70)*8*25 = 858,60$ kN

Kolonlar $(0,30*0,60*2,70)*28*25 = 340,20$ kN

Toplam=348,30+858,60+340,20=1547,10 kN

Duvarların ağırlığı=

Dış Duvarlar $(4,70*2,70)*12*4,2 = 639,58$ kN

$(3,70*2,70)*4*4,2 = 167,83$ kN

$(3,40*2,70)*4*4,2 = 154,22$ kN

$(4,70*2,70)*4*4,2=213,19\ kN$

İç Duvarlar $(4,70*2,70)*20*2,5=634,50\ kN$

$(3,70*2,70)*22*2,5=549,45\ kN$

$(2,40*2,70)*5*2,5=81\ kN$

Toplam=639,58+167,83+154,22+213,19+634,50+549,45+81=2439,77 kN

Normal kat toplam sabit yükler,G=3150,86+1061,63+1547,10+2439,77=8199,36 kN

b. Zemin Kat:

Sabit yükler,G

Döşeme ağırlığı= 700,19x4,5=3150,85 kN

Kirişerin ağırlığı=

1,2,3,4,6,7,8 ve 9 aksları $(19,30*0,30*0,38)*8*25=440,04\ kN$

A,B,C,D,E ve F aksları $(4,70*0,30*0,38)*36*25=482,22\ kN$

5 aksı $(11,30*0,30*0,38)*25=32,21\ kN$

B,C,Dve E aksları $(4,70*0,30*0,38)*8*25=107,16\ kN$

Toplam=440,04+482,22+32,21+107,16=1061,63 kN

Kolonların ve perdelerin ağırlığı=

P1,P2 ve simetriği $(4,30*0,35*3,50)*4*25=526,75\ kN$

P5,P7,P3,P9 ve simetriği $(5,30*0,35*3,50)*8*25=1298,50\ kN$

Kolonlar $(0,30*0,60*3,50)*28*25=340,20\ kN$

Toplam=526,75+1298,50+340,20=2165,45 kN

Duvarların ağırlığı= 2439,77 *2,7/3,5=3162,67 kN

Zemin kat toplam sabit yükler,G=3150,86+1061,63+2165,45+3162,67=9540,61 kN

Hareketli yükler,Q=

5.Normal kat(çatı katı) Q_5=700,19*1,5=1050,29 kN$\rightarrow$ (hareketli yük=1,5kN/m^2)

Normal katlar ve zemin kat Q=700,19*3,5=2450,67 kN$\rightarrow$ (hareketli yük=3,5kN/m^2)

Denklem 3.15' e göre kat ağırlıklarını hesaplarsak,

W_5=8199,36+0,60*1050,29=8829,53 kN

$W_{4,3,2,1}$=8199,36+0,60*2450,67=9669,76 kN

Wz=9540,61+0,60*2450,67=11011,012 kN

Toplam yapı ağırlığı, $W=\sum W_i$=8829,53+4*9669,76+11011,012=58519,582 kN

- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodu kullanılmıştır.
- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodunun uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için % 5 olarak alınacaktır.
- Toplam 18 adet mod gözönüne alınmıştır.

3.2.1 Modal Analiz Sonuçları

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

T_1= 0,5823 sn $\rightarrow$ y doğrultusu

T_3= 0,4170 sn $\rightarrow$ x doğrultusu

Modal analiz sonuçları Tablo 3.3, 3.4 ve 3.5' de verilmiştir.

Tablo 3.3 X Doğrultusu Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	1	U1	0	0,49	0,00	-7,374	0,001	9,930
SPECX	2	U1	4,3	-1,62	0,00	24,460	64,821	-73,080
SPECX	3	U1	6022,72	1,09	0,00	-16,67	91318,72	-56774,8
SPECX	4	U1	0	0,07	0,00	-0,211	0,000	1,460
SPECX	5	U1	0,48	-0,18	0,00	0,515	1,872	-8,082
SPECX	6	U1	1364,23	0,1	0,00	-0,306	5287,486	-12845,5
SPECX	7	U1	0	0,01	0,00	-0,032	0,000	0,223
SPECX	8	U1	0,11	-0,05	0,00	0,120	0,293	-1,975
SPECX	9	U1	315,89	0,28	0,00	-0,525	852,590	-2987,75
SPECX	10	U1	0	-0,23	0,00	0,430	0,001	-4,713
SPECX	11	U1	0	-0,01	0,00	0,020	0,000	-0,219
SPECX	12	U1	0,06	0	0,00	-0,002	0,114	-0,555
SPECX	13	U1	100,6	0,01	0,00	-0,018	187,125	-952,40
SPECX	14	U1	0	0	0,00	0,006	0,000	-0,081
SPECX	15	U1	0,05	-0,01	0,00	0,009	0,083	-0,579
SPECX	16	U1	29,4	0	0,00	-0,007	47,998	-280,971
SPECX	17	U1	0,03	0	0,00	0,003	0,037	-0,287
SPECX	18	U1	5,66	0	0,00	-0,002	7,979	-53,909
SPECX	All	All	6191,34	1,45	0,00	21,775	91524,37	58377,92

Tablo 3.4 Y Doğrultusu Davranış Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	**1**	U2	0,49	4803,92	0,00	-71663,8	7,36	96511,79
SPECY	**2**	U2	-1,62	0,61	0,00	-9,201	-24,38	27,491
SPECY	**3**	U2	1,09	0,00	0,00	-0,003	16,59	-10,320
SPECY	**4**	U2	0,07	1362,49	0,00	-3954,02	0,28	27397,64
SPECY	**5**	U2	-0,18	0,06	0,00	-0,187	-0,67	2,929
SPECY	**6**	U2	0,10	0,00	0,00	0,000	0,40	-0,982
SPECY	**7**	U2	0,01	361,48	0,00	-1042,16	0,031	7240,923
SPECY	**8**	U2	-0,05	0,02	0,00	-0,055	-0,13	0,905
SPECY	**9**	U2	0,28	0,00	0,00	0,000	0,75	-2,616
SPECY	**10**	U2	-0,23	120,19	0,00	-219,818	-0,64	2411,049
SPECY	**11**	U2	-0,01	37,96	0,00	-67,559	-0,022	756,843
SPECY	**12**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,001	-0,004
SPECY	**13**	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,021	-0,109
SPECY	**14**	U2	0,00	7,78	0,00	-11,231	-0,008	155,413
SPECY	**15**	U2	-0,01	0,00	0,00	-0,001	-0,009	0,064
SPECY	**16**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,007	-0,039
SPECY	**17**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,003	0,024
SPECY	**18**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,002	-0,015
SPECY	**All**	**All**	1,45	5014,82	0,00	71797,62	21,711	100755,31

Tablo 3.5 Modlara ait Kütle Katılım Oranları

Mode	Periyot	UX	UY	∑UX	∑UY
1	0,58229	0	72,95	0	72,95
2	0,45915	0,05	0,01	0,05	72,96
3	0,41704	69,89	0	69,94	72,96
4	0,14408	0	17,31	69,94	90,27
5	0,10285	0,01	0	69,95	90,27
6	0,08828	20,44	0	90,39	90,27
7	0,06304	0	6,25	90,39	96,52
8	0,04342	0	0	90,39	96,52
9	0,03787	6,46	0	96,85	96,52
10	0,03767	0	2,46	96,85	98,98
11	0,02717	0	0,84	96,85	99,82
12	0,02585	0	0	96,85	99,82
13	0,0234	2,3	0	99,15	99,82
14	0,02258	0	0,18	99,15	100,00
15	0,0187	0	0	99,15	100
16	0,01749	0,71	0	99,86	100
17	0,01558	0	0	99,86	100
18	0,01489	0,14	0	100	100

Görüldüğü gibi, 18 mod için toplam etkin kütle oranı %100 olmaktadır. Deprem yönetmeliğinde belirlenen koşulların sağlanabilmesi için yatay yük analizinde 6 mod 'unda yeterli olacağı görülmektedir.

3.2.2 Modal Analiz Sonuçlarının Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi Sonuçlarıyla Karşılaştırılması

- Y doğrultusunda kontrol

Yapının modal analizi sonucu elde edilen periyod $\rightarrow$ T_1= 0,5823 sn

Yapının modal analizi sonucu elde edilen toplam deprem yükü $\rightarrow$ V_{t1}=5014,82 kN

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

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

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

H_N=20m

$$T_1 = T_{1A} = C_t H_N^{3/4} = 0,05 \times 20^{3/4} = 0,47 sn$$

Y doğrultusunda deprem hesabı için kullanılacak periyot $\Rightarrow$ T = T_1 = 0,5823 sn'dir.

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

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

Bu formüllerde;

$V_t \rightarrow$ Taban Kesme Kuvveti

$W \rightarrow$ Yapının toplam ağırlığı

$A(T_i) \rightarrow$ Spektral ivme katsayısı

$A_0 \rightarrow$ Etkin yer ivmesi katsayısı

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

$I \rightarrow$ Bina önem katsayısı

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

$$S(T_1) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,40/0,5823)^{0,8} = 1,85$$

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1) = 0,40 \times 1,4 \times 1,85 = 1,036$$

$$T_1 \rangle T_A = 0,15 \rightarrow R_a(T_1) = R = 7$$

$$V_t = W \times A(T_1)/R_a(T_1) \geq 0,10 \times A_0 \times I \times W$$

V_t =58519,582×1,036/7 = 8660,90 kN > 0,10*0,40*1,4*58519,582 = 3277,096 kN

Yapıda A1,B2 ve B3 tipi düzensizlik bulunmadığından β=0,90 alınacaktır.

$\beta V_t / V_{ty}$ =0,90×8660,90/5014,82= 1,55

Modal analiz ile bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri 1,55 kat büyültülecektir.

- X doğrultusunda kontrol

Yapının modal analizi sonucu elde edilen periyod → T_3= 0,4170 sn

Yapının modal analizi sonucu elde edilen toplam deprem yükü → V_{t2}=6191,34 kN

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

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

C_t=0,05 → çerceve-perde taşıyıcı sistem için

H_N=20m

$$T_2 = T_{2A} = C_t H_N^{3/4} = 0,05 \times 20^{3/4} = 0,47 sn$$

X doğrultusunda deprem hesabı için kullanılacak periyot ⇒ T = T_2 = 0,47 sn'dir.

$$S(T_2) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,40/0,47)^{0,8} = 2,2$$

$$A(T_2) = A_0 \times I \times S(T_2) = 0,40 \times 1,4 \times 2,2 = 1,232$$

$$T_2 \rangle T_A = 0,15 \quad \rightarrow R_a(T_2)=R=7$$

$$V_t = W \times A(T_2)/R_a(T_2) \geq 0,10 \times A_0 \times I \times W$$

V_t = 58519,582×1,232/7 = 10299,45 kN > 0,10*0,40*1,4*58519,582 = 3277,096 kN

Yapıda A1,B2 ve B3 tipi düzensizlik bulunmadığından β=0,90 alınacaktır.

$\beta V_t/V_{tx}$ = 0,90×10299,45/6191,34 =1,50

Modal analiz ile bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme değerleri 1,50 kat büyültülecektir.

Bu büyütme katsayıları gözönüne alınarak düzeltilmiş ModalAnaliz sonuçları aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir.

3.2.3 Arttırılmış Modal Analiz Sonuçları

Yapının x ve y doğrultularındaki Deprem Yönetmeliği'ne göre arttırılmış tepki spektrumu taban tesirleri Tablo 3.6 ve 3.7' de 18 mod içinde gösterilmiştir.

Tablo 3.6 X Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECX	**1**	U1	0,00	0,74	0,00	-11,067	0,001	14,90
SPECX	**2**	U1	6,46	-2,43	0,00	36,711	97,289	-109,69
SPECX	**3**	U1	9039,45	1,64	0,00	-25,031	137059,5	-85212,9
SPECX	**4**	U1	0,00	0,11	0,00	-0,316	0,000	2,192
SPECX	**5**	U1	0,73	-0,26	0,00	0,773	2,810	-12,13
SPECX	**6**	U1	2047,56	0,16	0,00	-0,459	7935,9	-19279,8
SPECX	**7**	U1	0,00	0,02	0,00	-0,048	0,000	0,335
SPECX	**8**	U1	0,16	-0,07	0,00	0,181	0,440	-2,964
SPECX	**9**	U1	474,12	0,42	0,00	-0,789	1279,6	-4484,3
SPECX	**10**	U1	0,00	-0,35	0,00	0,645	0,002	-7,073
SPECX	**11**	U1	0,00	-0,02	0,00	0,029	0,000	-0,328
SPECX	**12**	U1	0,09	0,00	0,00	-0,003	0,171	-0,833
SPECX	**13**	U1	150,98	0,02	0,00	-0,027	280,85	-1429,5
SPECX	**14**	U1	0,00	-0,01	0,00	0,009	0,000	-0,122
SPECX	**15**	U1	0,07	-0,01	0,00	0,014	0,124	-0,870
SPECX	**16**	U1	44,13	0,01	0,00	-0,010	72,04	-421,7
SPECX	**17**	U1	0,04	0,00	0,00	0,004	0,055	-0,430
SPECX	**18**	U1	8,50	0,00	0,00	-0,003	11,98	-80,91
SPECX	**All**	**All**	9292,52	2,18	0,00	32,683	137368,1	87618,9

Tablo 3.7 Y Doğrultusu Arttırılmış Tepki Spektrumu Taban Tesirleri

Spec	Mod	Yön	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
SPECY	**1**	U2	0,91	8888,5	0,00	-132597,1	13,626	178572,6
SPECY	**2**	U2	-2,99	1,13	0,00	-17,025	-45,118	50,866
SPECY	**3**	U2	2,03	0,00	0,00	-0,006	30,713	-19,095
SPECY	**4**	U2	0,13	2520,9	0,00	-7315,997	0,532	50692,96
SPECY	**5**	U2	-0,32	0,12	0,00	-0,345	-1,255	5,420
SPECY	**6**	U2	0,19	0,00	0,00	0,000	0,748	-1,816
SPECY	**7**	U2	0,02	668,83	0,00	-1928,273	0,057	13397,64
SPECY	**8**	U2	-0,09	0,04	0,00	-0,102	-0,248	1,675
SPECY	**9**	U2	0,51	0,00	0,00	-0,001	1,381	-4,840
SPECY	**10**	U2	-0,43	222,38	0,00	-406,722	-1,177	4461,09
SPECY	**11**	U2	-0,02	70,24	0,00	-125,003	-0,041	1400,36
SPECY	**12**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,002	-0,008
SPECY	**13**	U2	0,02	0,00	0,00	0,000	0,040	-0,202
SPECY	**14**	U2	-0,01	14,40	0,00	-20,779	-0,014	287,56
SPECY	**15**	U2	-0,01	0,00	0,00	-0,002	-0,017	0,118
SPECY	**16**	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,012	-0,072
SPECY	**17**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,006	0,044
SPECY	**18**	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,004	-0,028
SPECY	**All**	**All**	2,69	9278,8	0,00	132844,80	40,171	186424,27

Yapılan Modal Analiz sonucunda x ve y doğrultularında oluşan kat kesme kuvvetleri Tablo 3.8' de verilmiştir.

Tablo 3.8 X veY doğrultusu kat Kesme Kuvvetleri

Kat	F_X(kN)	V_X(kN)	F_Y(kN)	V_y(kN)
Kat5	2742,55	2742,55	2715,52	2715,52
Kat4	2445,22	5187,77	2300,88	5016,40
Kat3	1763,04	6950,81	1670,64	6687,04
Kat2	1227,55	8178,36	1257,60	7944,64
Kat1	756,79	8935,15	873,05	8817,69
Zemin kat	357,37	9292,52	461,07	9278,76

3.2.4 Göreli Kat Ötelemelerinin ve İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Spektrum eğrisi kullanılarak yapılan modal analizinde elde edilen d öteleme değerleri kullanılarak Δ_i göreli kat ötelemeleri Denklem 3.16 ile hesaplanmış ve bu değerlerin Deprem Yönetmeliği'nde verilen Denklem 3.17' de belirtilen koşulları sağladığı görülmüştür.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \tag{3.16}$$

$$(\Delta_i)_{max} / h_i \leq 0.0035 \tag{3.17a}$$

$$(\Delta_i)_{max} / h_i \leq 0.02 / R \tag{3.17b}$$

Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda ikinci mertebe gösterge değerleri θ_i, Denklem 3.18 ile hesaplanmış ve bu değerlerin Deprem Yönetmeliği'nde verilen $\theta_i \leq 0.12$ koşulunu sağladığı görülmüştür.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} * \sum_{j=i}^{N} w_{jj}}{V_i * h_i} \leq 0{,}12 \tag{3.18}$$

Yapının X doğrultusunda, kat ötelemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolleri Tablo 3.9, 3.10 ve 3.11' de gösterilmiştir.

Tablo 3.9 X Doğrultusu Depreminde Oluşan Yatay Kat Deplasmanları

Kat	A Aksının Deplasmanı	B Aksının Deplasmanı	C Aksının Deplasmanı	D Aksının Deplasmanı	E Aksının Deplasmanı
	d_{ix} (m)	d_{ix} (m)	d_{ix} (m)	d_{ix} (m)	d_{ix} (m)
Kat5	0,01312	0,01308	0,01303	0,01299	0,01295
Kat4	0,01042	0,01038	0,01034	0,01031	0,01028
Kat3	0,00768	0,00765	0,00762	0,00760	0,00758
Kat2	0,00504	0,00502	0,00500	0,00499	0,00497
Kat1	0,00271	0,00270	0,00269	0,00268	0,00267
Zemin kat	0,00095	0,00095	0,00094	0,00094	0,00094

Tablo 3.10 X Doğrultusu Depreminde Oluşan Maksimum Göreli Kat Deplasmanları

Kat	$(\Delta_{ix})_{max}$(m)	Hi(m)	$(\Delta_i)_{max}/h_i$	$(\Delta_i)_{max}/h_i<0,0035$	$(\Delta_i)_{max}/h_i<0,02/R$
Kat5	0,00270	3,2	0,000844	Tamam	Tamam
Kat4	0,00274	3,2	0,000856	Tamam	Tamam
Kat3	0,00264	3,2	0,000825	Tamam	Tamam
Kat2	0,00233	3,2	0,000728	Tamam	Tamam
Kat1	0,00176	3,2	0,00055	Tamam	Tamam
Zemin kat	0,00095	4	0,000238	Tamam	Tamam

Tablo 3.11 X Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Kat	$(\Delta_{ix})_{otr}$(m)	∑Wi(KN)	hi(m)	Vi(KN)	Vixhi	Θi	Θi<0,12
Kat5	0,00270	8829,53	3,2	2742,55	8776,16	0,002709	tamam
Kat4	0,00274	18499,29	3,2	5187,77	16600,86	0,003037	tamam
Kat3	0,00264	28169,05	3,2	6950,81	22242,59	0,003324	tamam
Kat2	0,00233	37838,81	3,2	8178,36	26170,75	0,003351	tamam
Kat1	0,00176	47508,57	3,2	8935,15	28592,48	0,002908	tamam
Zemin kat	0,00095	58519,58	4	9292,52	37170,08	0,001488	tamam

$\sum w_i$=58519,58KN

Yapının Y doğrultusunda, kat ötelemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolleri Tablo 3.12, 3.13 ve 3.14' de gösterilmiştir.

Tablo 3.12 Y Doğrultusu Depreminde Oluşan Yatay Kat Deplasmanlar

Kat	1 Aksının Deplas.	2 Aksının Deplas.	3 Aksının Deplas.	4 Aksının Deplas.	5 Aksının Deplas.	6 Aksının Deplas.	7 Aksının Deplas.	8 Aksının Deplas.	9 Aksının Deplas.
	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)	d_{iy} (m)
Kat5	0,02321	0,02327	0,02334	0,02341	0,02348	0,02355	0,02361	0,02368	0,02376
Kat4	0,01912	0,01918	0,01923	0,01929	0,01935	0,01940	0,01946	0,01951	0,01958
Kat3	0,01469	0,01473	0,01477	0,01481	0,01486	0,01490	0,01494	0,01498	0,01503
Kat2	0,01007	0,01010	0,01012	0,01015	0,01018	0,01021	0,01024	0,01027	0,01030
Kat1	0,00565	0,00567	0,00568	0,00570	0,00572	0,00573	0,00575	0,00576	0,00578
Zemin kat	0,00207	0,00207	0,00208	0,00209	0,00209	0,00210	0,00210	0,00211	0,00211

Tablo 3.13 Y Doğrultusu Depreminde Oluşan Maksimum Göreli Kat Deplasmanları

Kat	$(\Delta_{iy})_{max}$(m)	Hi(m)	$(\Delta_i)_{max}/h_i$	$(\Delta_i)_{max}/h_i<0,0035$	$(\Delta_i)_{max}/h_i<0,02/R$
Kat5	0,00418	3,2	0,001306	Tamam	Tamam
Kat4	0,00455	3,2	0,001422	Tamam	Tamam
Kat3	0,00473	3,2	0,001478	Tamam	Tamam
Kat2	0,00452	3,2	0,001413	Tamam	Tamam
Kat1	0,00367	3,2	0,001147	Tamam	Tamam
Zemin kat	0,00211	4	0,000528	Tamam	Tamam

Tablo 3.14 Y Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Kat	$(\Delta_{iy})_{ort}$(m)	∑Wi(KN)	hi(m)	Vi(KN)	Vixhi	Θi	Θi<0,12
Kat5	0,00413	8829,53	3,2	2742,55	8776,16	0,004155	tamam
Kat4	0,00449	18499,29	3,2	5187,77	16600,86	0,005003	tamam
Kat3	0,00467	28169,05	3,2	6950,81	22242,59	0,005914	tamam
Kat2	0,00447	37838,81	3,2	8178,36	26170,75	0,006463	tamam
Kat1	0,00362	47508,57	3,2	8935,15	28592,48	0,006015	tamam
Zemin kat	0,00209	58519,58	4	9292,52	37170,08	0,00329	tamam

$\sum w_i$=58519,58KN

3.2.5 Yapısal Düzensizliklerin İrdelenmesi

Planda Düzensizlik Durumları

- A1 - Burulma Düzensizliği (Şekil 3.4)

Deprem hesabında kullanılacak yöntemin seçiminde etken olan bu düzensizlik, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük göreli kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama göreli ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı η_{bi}'nin 1,2'den büyük olması durumudur.

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} > 1,2 \;\; ; \;\; (\Delta_i)_{ort} = [(\Delta_i)_{max} + (\Delta_i)_{min}] / 2 \qquad (3.19)$$

Yukarıda verilen denkleme göre yapımızdaki her kat için, her iki deprem doğrultusunda Burulma Düzensizliği Katsayıları hesaplanmış ve yapımızda A1 türü düzensizliğinin bulunmadığı görülmüştür (Tablo 3.15 ve Tablo 3.16).

Tablo 3.15 X Doğrultusu Burulma Düzensizliği Tahkiki

Kat	$(\Delta_{ix})_{max}$ **(m)**	$(\Delta_{ix})_{min}$ **(m)**	$(\Delta_{ix})_{ort} = [(\Delta_{ix})_{max} + (\Delta_{ix})_{min}] / 2$ **(m)**	η_{bix} **(rad)**	$\eta_{bix} \leq 1,2$
Kat5	0,00270	0,00268	0,00269	1,00	tamam
Kat4	0,00274	0,00271	0,00273	1,01	tamam
Kat3	0,00264	0,00261	0,00263	1,01	tamam
Kat2	0,00233	0,00231	0,00232	1,00	tamam
Kat1	0,00176	0,00174	0,00175	1,01	tamam
Zemin kat	0,00095	0,00094	0,00095	1,01	tamam

Tablo 3.16 Y Doğrultusu Burulma Düzensizliği Tahkiki

Kat	$(\Delta_{iy})_{max}$ **(m)**	$(\Delta_{iy})_{min}$ **(m)**	$(\Delta_{iy})_{ort} = [(\Delta_{iy})_{max} + (\Delta_{iy})_{min}] / 2$ **(m)**	η_{biy} **(rad)**	$\eta_{bix} \leq 1,2$
Kat5	0,00418	0,00409	0,00414	1,01	tamam
Kat4	0,00455	0,00443	0,00449	1,01	tamam
Kat3	0,00473	0,00462	0,00468	1,01	tamam
Kat2	0,00452	0,00442	0,00447	1,01	tamam
Kat1	0,00367	0,00358	0,00363	1,01	tamam
Zemin kat	0,00211	0,00207	0,00209	1,01	tamam

• A2 - Döşeme Süreksizlikleri (Şekil 3.5)

a) Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması,

b) Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması,

c) Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumudur.

Yapının brüt kat alanı $\Rightarrow A_{brüt} = 700{,}19\ m^2$

Kat içindeki merdiven boşluklarının toplam alanı $\Rightarrow A_b = 2*(4{,}75*2{,}75) = 26{,}13\ m^2$

$26{,}13 < 700{,}19 / 3 = 233{,}4\ m^2$

Yukarıda hesaplandığı gibi, kat alanında bulunan boşluklar kat alanının 1/3'ünden küçüktür. Ayrıca yapımızdaki döşemelerin rijit diyafram olarak çalışmasını engelleyecek yerel boşluklar ve döşeme içi ani rijitlik değişimleri bulunmadığından yapımızda A2 türü düzensizliğin olmadığını söyleyebiliriz.

• A3 - Planda Çıkıntılar Bulunması (Şekil 3.6)

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu.

Yapımızda X yönünde çıkıntı bulunmayıp, yalnız Y yönünde bulunmaktadır.Y yönünde A3 düzensizliğini kontrol edersek,

$a_y / l_y = 4 / 19{,}30 \approx 0{,}20$; olduğu için A3 türü düzensizlik durumu söz konusu değildir.

• A4 – Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması (Şekil 3.7)

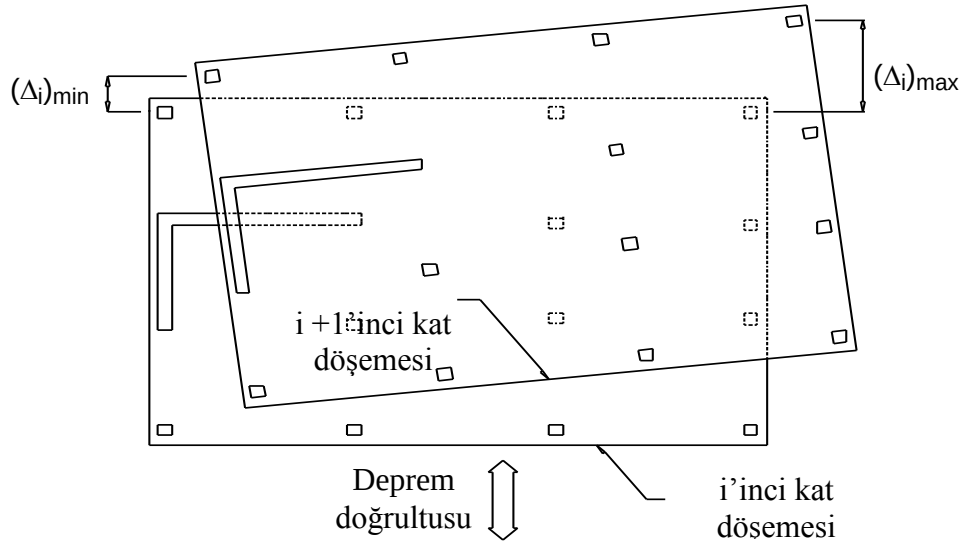
Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının plandaki asal eksenlerinin, gözönüne alınan birbirine dik yatay deprem doğrultularına paralel olmaması durumu.

A4 türü düzensizliğin bulunduğu binalarda, taşıyıcı sistem elemanlarının asal eksen doğrultularındaki iç kuvvet büyüklükleri Denklem 3.20' e göre elde edilecektir.

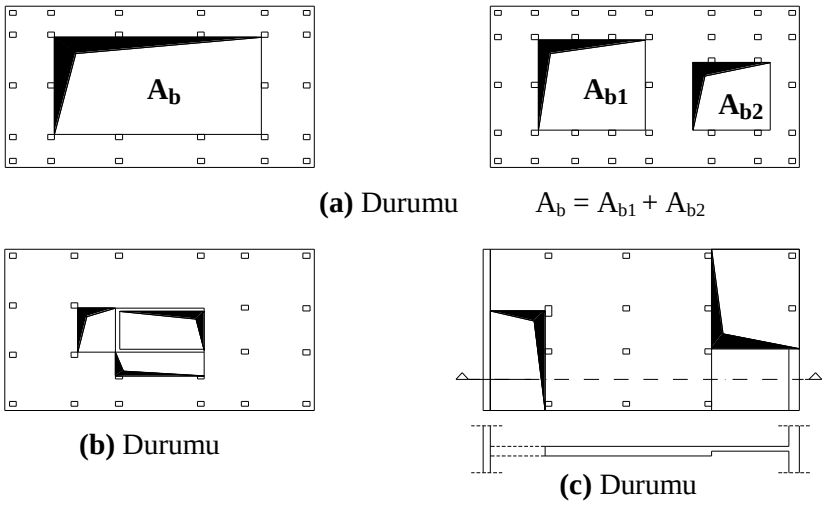
$$B_a = \pm B_{ax} \pm 0{,}30*B_{ay} \qquad (3.20a)$$

$$B_a = \pm 0{,}30*B_{ax} \pm B_{ay} \qquad (3.20b)$$

Yapımızdaki düşey taşıyıcı elemanların plandaki asal eksenleri, gözönüne alınan birbirine dik yatay deprem doğrultularına paralel olduğundan A4 düzensizliği yoktur.



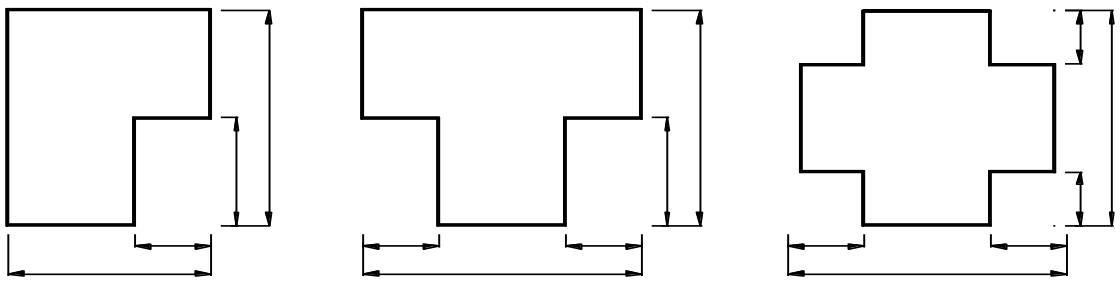
Şekil 3.4 Burulma Düzensizliği



(a) Durumu $A_b = A_{b1} + A_{b2}$

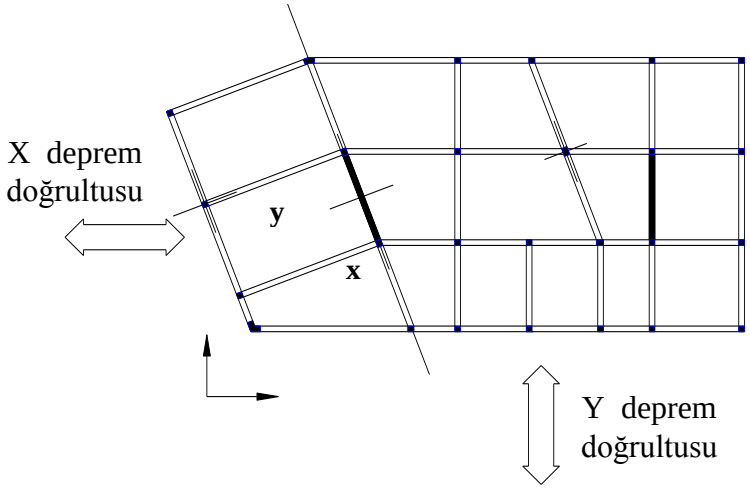
(b) Durumu

(c) Durumu



Şekil 3.5 Döşeme Süreksizlikleri

Şekil 3.6 Planda Çıkıntılar Bulunması



Şekil 3.7 Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması

Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

• B1 - Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki etkili kesme alanının, bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı olan Dayanım Düzensizliği Katsayısı η_{ci}'nin 0,80'den küçük olması durumu.

$$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} < 0{,}80 \qquad (3.21a)$$

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0{,}15 \sum A_k \qquad (3.21b)$$

Bu bağıntıda,

$\sum A_e$: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı

$\sum A_w$: Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanlarının toplamı

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

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

Yukarıda verilen denklemlere göre yapımızdaki her kat için, her iki deprem doğrultusunda Dayanım Düzensizliği Katsayıları hesaplanmış ve B1 türü düzensizliğin mevcut olmadığı görülmüştür (Tablo 3.17 ve Tablo 3.18).

Tablo 3.17 X Doğrultusu Zayıf Kat Düzensizliği Tahkiki

Kat	ΣA_{wix} (m^2)	ΣA_{gix} (m^2)	ΣA_{eix} (m^2)	η_{cix}	$\eta_{cix} \geq 0,8$
Kat5	5,04	12,72	17,76	1	tamam
Kat4	5,04	12,72	17,76	1	tamam
Kat3	5,04	12,72	17,76	1	tamam
Kat2	5,04	12,72	17,76	1	tamam
Kat1	5,04	12,72	17,76	1	tamam
Zemin Kat	5,04	12,72	17,76		

Tablo 3.18 Y Doğrultusu Zayıf Kat Düzensizliği Tahkiki

Kat	ΣA_{wiy} (m^2)	ΣA_{giy} (m^2)	ΣA_{eiy} (m^2)	η_{ciy}	$\eta_{ciy} \geq 0,8$
Kat5	5,04	5,16	10,2	1	tamam
Kat4	5,04	5,16	10,2	1	tamam
Kat3	5,04	5,16	10,2	1	tamam
Kat2	5,04	5,16	10,2	1	tamam
Kat1	5,04	5,16	10,2	1	tamam
Zemin Kat	5,04	5,16	10,2		

• B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

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 olan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı η_{ki} 'nin 1,5'tan fazla olması durumu.

$$\eta_{ki} = (\Delta_i)_{ort} / (\Delta_{i+1})_{ort} > 1,5 \qquad (3.22)$$

Yukarıda verilen denkleme göre yapımızdaki her kat için, her iki deprem doğrultusunda Rijitlik Düzensizliği Katsayıları hesaplanmış ve B2 türü düzensizliğin bulunmadığı görülmüştür (Tablo 3.19).

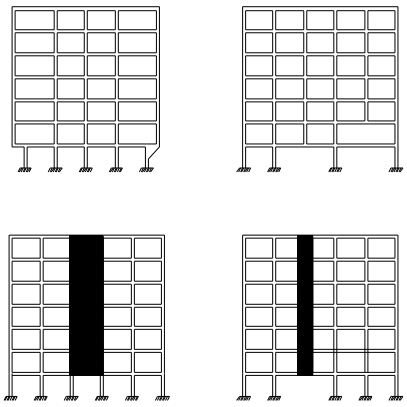
Tablo 3.19 X ve Y Doğrultuları Yumuşak Kat Düzensizliği Tahkiki

Kat	$(\Delta_{ix})_{ort}$ (m)	η_{kix}	$\eta_{kix} \leq 1,5$	$(\Delta_{iy})_{ort}$ (m)	η_{kiy}	$\eta_{kiy} \leq 1,5$
Kat5	0,00269	1,01	tamam	0,00414	1,08	tamam
Kat4	0,00273	0,96	tamam	0,00449	1,04	tamam
Kat3	0,00263	0,88	tamam	0,00468	0,96	tamam
Kat2	0,00232	0,75	tamam	0,00447	0,81	tamam
Kat1	0,00175	0,54	tamam	0,00363	0,58	tamam
Zemin Kat	0,00095			0,00209		

• B3 - Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği (Şekil 3.8)

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara veya kirişlere oturtulması durumu.

Yapımızdaki bütün kolon ve perdeler en üst kattan temele kadar kesintisiz devam ettiğinden B3 düzensizliği söz konusu değildir.



Şekil 3.8 Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

4. KİRİŞLERİN BETONARME HESABI

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

4.1.1 Enkesit Koşulları

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

- Kiriş gövde genişliği en az 250mm olacaktır. Gövde genişliği, kiriş yüksekliği ile kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliğinin toplamını geçmeyecektir.
- Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm'den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3,5 katından daha fazla olmayacaktır.
- Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4'ünden daha fazla olmamalıdır.
- Kiriş genişliği ve yüksekliği ile ilgili olarak yukarıda belirtilen sınırlamalar, kolonlara mafsallı olarak baglanan betonarme ya da öngerilmeli prefabrike kirişler, bağ kirişli (boşluklu) perdelerin bağ kirişleri ve çerceve kirişlerine kolon kiriş düğüm noktaları dışında saplanan ikincil kirişler için geçerli değildir.

4.1.2 Boyuna Donatı Koşulları

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

$$\rho_2 = \frac{A_s}{b_w \times d} \geq \rho_{min} = 0,8\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \;;\; \rho \leq 0,02$$
$$A_{s\,min} = 0,8\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d \qquad (4.1)$$

- Kirişlerde mesnet bölgelerinde minimum çekme donatısı oranı aşağıda verilmiştir.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \times d} \geq \rho_{min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$
$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d \qquad (4.2)$$

- Kirişlerde açıklıktaki basınç donatısı (montaj donatısı) mesnetteki çekme donatısının ¼' ünden az olamaz.

$$\rho_2' \leq \frac{\rho_1}{4} \tag{4.3}$$

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

$$\rho - \rho' \leq 0,85\rho_b \tag{4.4}$$

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

$$\rho_1' \leq 0,5\,\rho_1 \rightarrow \text{1. ve 2.derece deprem bölgelerinde}$$
$$\rho_1' \leq 0,3\,\rho_1 \rightarrow \text{3. ve 4.derece deprem bölgelerinde}$$

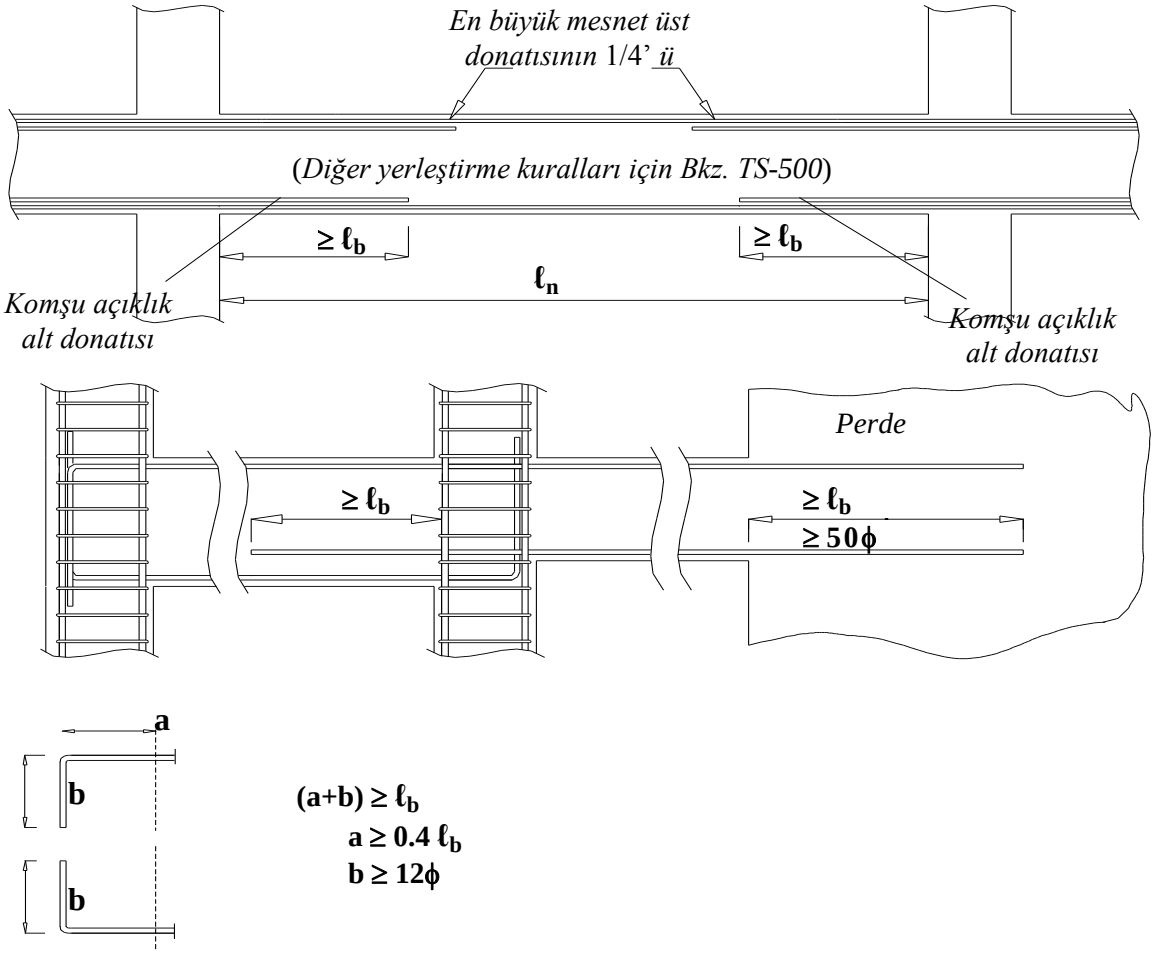
- Yüksekliği 60 cm'den büyük olan kirişlerde çekme donatısının en az %8'i kadar gövde donatısı bulunmalıdır.

4.1.3 Boyuna Donatıların Düzenlenmesi

Boyuna donatılarının yerleştirilmesi ve kenetlenmesine ilişkin koşullar aşagıda verilmiştir.(Şekil 4.1)

- Kirişin iki ucundaki mesnet üst donatılarının büyük olanının en az ¼'ü tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilecektir. Mesnet üst donatısının geri kalan kısmı TS-500'e göre düzenlenecektir.
- Kolona birleşen kirişlerin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlarda kirişlerdeki alt ve üst donatı, kolonun etriyelerle sarılmış çekirdeğinin karşı taraftaki yüzeyine uzatılıp etriyelerin iç tarafından 90^0 bükülecektir. Bu durumda boyuna donatının kolon içindeki kalan yatay kısmı ile 90^0 kıvrılan düşey kısmının toplam uzunluğu, TS-500'de öngörülen düz kenetlenme boyu l_b'den az olmayacaktır. 90^0'lik kancanın yatay kısmı $0,4l_b$'den, düşey kısmı ise 12Φ'den az olmayacaktır.

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



Şekil 4.1 Boyuna Donatıların Yerleştirilmesi ve Kenetlenmesi

4.1.4 Boyuna Donatıların Eklenmesine İlişkin Koşullar

- Kiriş sarılma bölgeleri, kolon kiriş birleşim bölgeleri ve açıklık ortasında alt donatı bölgeleri gibi, donatının akma durumuna ulaşma olasılığı bulunan kritik bölgelerde bindirmeli ek yapılmayacaktır. Bu bölgeler dışında bindirmeli eklerin

yapılabileceği yerlerde, ek boyunca özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Bu etriyelerin aralıkları kiriş derinliğinin ¼'ünü ve 100 mm 'yi aşmayacaktır.

- Manşonlu ekler veya bindirmeli kaynak ekleri, bir kesitte ancak birer donatı atlanarak uygulanacaktır ve birbirine komşu iki ekin merkezleri arasındaki boyuna uzaklık 600 mm'den daha az olmayacaktır.

4.1.5 Enine Donatı Koşulları

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzünden itibaren kiriş derinliğinin iki katı kadar uzunluktaki bölge, Sarılma Bölgesi olarak tanımlanacak ve bu bölge boyunca özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Sarılma bölgesinde, ilk etriyenin kolon yüzüne uzaklığı en çok 50 mm olacaktır. Etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin 1/4'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 150 mm'yi aşmayacaktır. (Şekil 4.2).

$s \leq d/4$

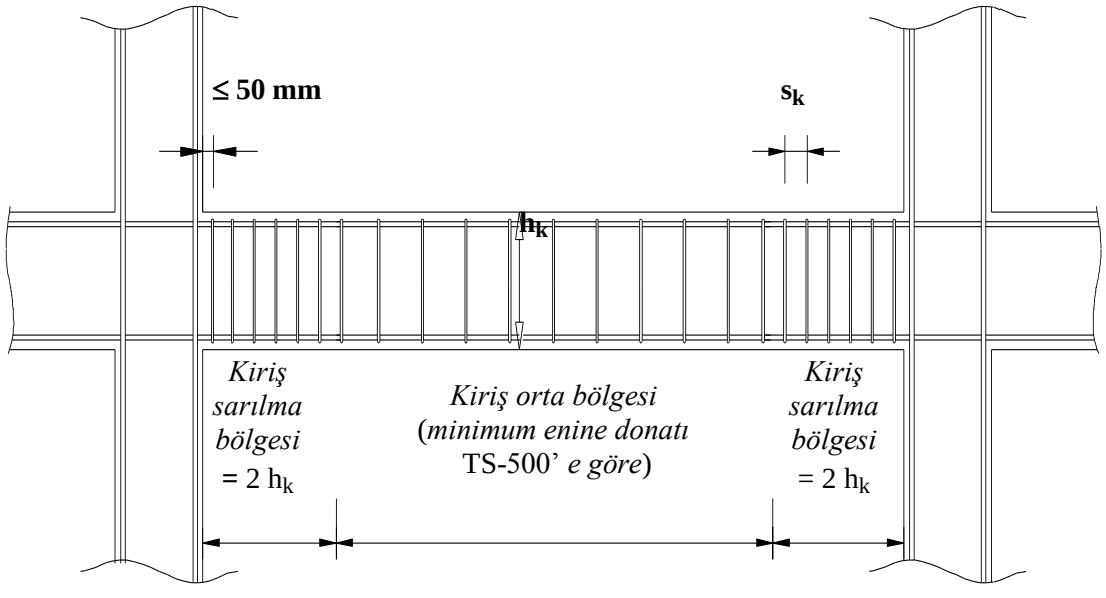
$s \leq 8\phi$

$s \leq 150\ mm$

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

$s \leq b_w$

$s \leq d/2$



$s_k \leq h_k / 4$

$s_k \leq 8\phi$ (ϕ = *en küçük boyuna donatı çapı*)

$s_k \leq 150$ mm

Şekil 4.2 Kirişlerde Enine Donatı Düzenlenmesi

4.1.6 Kirişlerin Kesme Güvenliği

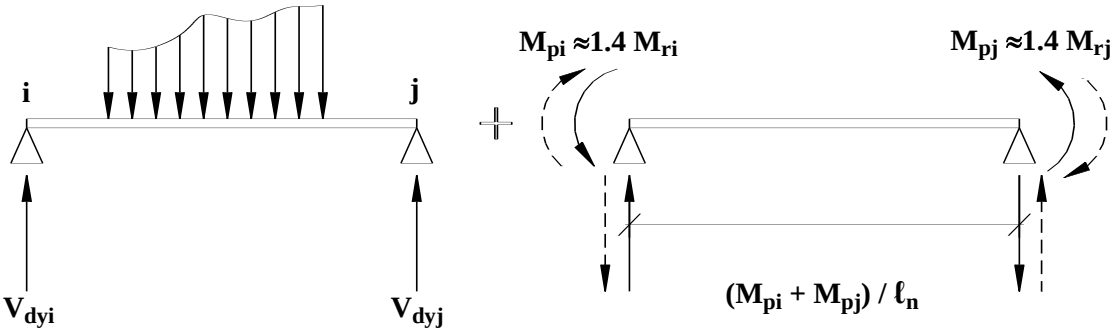
Kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e, depremin soldan sağa ve ya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde Denklem 4.5 ile bulunacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \qquad (4.5)$$

Kiriş uçlarındaki pekleşmeli taşıma gücü momentleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda $M_{pi} = 1{,}4M_{ri}$ ve $M_{pj} = 1{,}4M_{rj}$ olarak alınabilir.(Şekil 4.3)
Kesme kuvveti V_e, Denklem 4.6' da verilen koşulları sağlayacaktır. Aksi taktirde kesit boyutları büyültülecek, deprem hesabı tekrar yapılacaktır.

$$V_e \le V_r \qquad (4.6a)$$

$$V_e \le 0,22 b_w \times d \times f_{cd} \qquad (4.6b)$$



Şekil 4.3 Kirişlerin Kesme Güvenliği

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

Kirişlerde kesme dayanımına esasen etriye katkısı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d \qquad (4.7)$$

Yukarıdaki formülde hesaplananmış olan kesme kuvveti değeri tasarıma esas olan kesme kuvveti değeri V_e'den büyük olmalıdır. ($V_w > V_e$).
Betonarme kirişlerde kesme dayanımına esasen hesaplanan etriye alanı aşağıdaki koşulu sağlamak zorundadır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \qquad (4.8)$$

4.2 Kirişlerin Statik ve Betonarme Hesabı

Zemin katta bulunan betonarme kirişlerin hesabı TS500 ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır [1, 9 ,13 ,14]. Kirişlerin betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli (ETABS 8.06)'den alınmıştır.

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

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

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

Yapının statik hesabında kullanılan yükleme durumları aşağıda verilmiştir.

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

COMBO 4: 1,0G+1,0Q+1,0E_y COMBO 9: 0,9G-E_y

COMBO 5: 1,0G+1,0Q-1,0E_y COMBO10: G+Q

Tüm kirişlerin kesit boyutları aşağıda verilmiştir.

B=30 cm

h=50 cm

d'(paspayı)=4cm

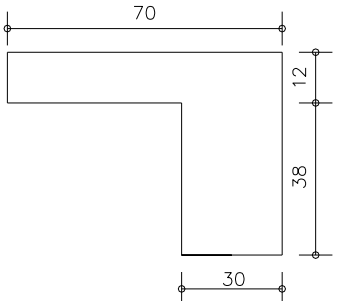
d=50-4=46cm

4.2.1 Kirişlerin Donatı Hesabı ve Kesme Dayanımının Kontrolü

4.2.1.1 A Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

- **A Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı**

KZ01 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,1\,l_p = 30 + 0,1\times 0,8\times 500 = 70cm$$

M_d=50,590 kNm

$$k_d^2 = \frac{b\times d^2}{M_d} = \frac{70\times 46^2}{5059} = 29,28 \rightarrow k_d = 5,41 \rightarrow k_s = 0,0282 \rightarrow k_x = 0,079$$

$x = k_x \times d = 0,079\times 46 = 3,66cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282\times 5059}{46} = 3,10cm^2$$

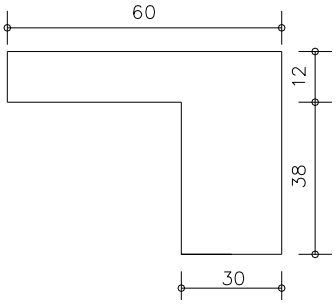
$$A_{s\,min} = 0,8\times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b\times d = 0,8\times \frac{115}{36500}\times 30\times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ02 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,6 \times 500 = 60cm$$

M_d=48,68 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{60 \times 46^2}{4868} = 29,08 \rightarrow k_d = 5,11 \rightarrow k_s = 0,0283 \rightarrow k_x = 0,088$$

$x = k_x \times d = 0,088 \times 46 = 4,036cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 4868}{46} = 3,00cm^2$$

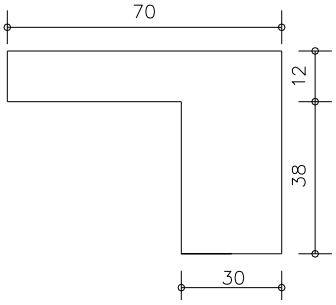
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ03 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,8 \times 500 = 70cm$$

M_d=59,11 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{70 \times 46^2}{5911} = 25,06 \rightarrow k_d = 5,01 \rightarrow k_s = 0,0283 \rightarrow k_x = 0,090$$

$x = k_x \times d = 0,090 \times 46 = 4,162cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 5911}{46} = 3,64cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48 cm^2$$

$$A_s = 3,64 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$

- **A Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı**

KZ01 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-97,91 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{9791} = 6,48 \rightarrow k_d = 2,55 \rightarrow k_s = 0,0294$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0294 \times 9791}{46} = 6,26 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$ (montaj donatısı)

$$A_{s\,gerekli} = 6,26 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,64\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 16 \rightarrow A_s = 2,01 cm^2$$

KZ01 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-71,19 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{7119} = 8,92 \rightarrow k_d = 2,99 \rightarrow k_s = 0,0290$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0290 \times 7119}{46} = 4,48 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$ (montaj donatısı)

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- KZ02 sol mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

KZ02 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-80,42 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8042} = 7,89 \rightarrow k_d = 2,81 \rightarrow k_s = 0,0290$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0290 \times 8042}{46} = 5,07 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,07 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,45\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2 .$$

- KZ03 sol mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur

KZ03 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-53,39 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{5339} = 11,89 \rightarrow k_d = 3,45 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0288 \times 5339}{46} = 3,34 cm^2$$

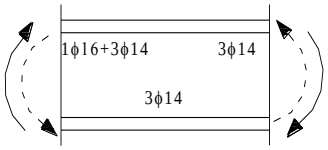
$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- **A Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı**

KZ01 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=103,87 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=72,60 kN

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

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

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times365000\times0,46\times6,63\times10^{-4}=100,19$ kNm

$M_{rj}=0,9\times365000\times0,46\times4,62\times10^{-4}=69,81$ kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times365000\times0,46\times4,62\times10^{-4}=69,81$ kNm

$M_{rj}=0,9\times365000\times0,46\times4,62\times10^{-4}=69,81$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}=1,4\times100,19=140,26$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times69,81=97,74$ kNm

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

$l_n=5,00-0,30=4,70$ m

$$V_e = 72,60 + \frac{140,26 + 97,74}{4,70} = 123,24\text{kN}$$

$$V_e \le V_r$$

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

$V_r=0,22\times30\times46\times1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700\text{kN/m}^2 \rightarrow 1,67\ \text{kN/cm}^2$

$V_e=123,24\text{kN}<507,01\text{kN}$

$Ve-V_{dy}\ge 0,5V_d \rightarrow 123,24-72,60\ge 0,5\times103,87 \rightarrow 50,64\ \text{kN}<51,94\ \text{kN}$

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

$V_e- V_{cr}$

$$V_{cr} = 0,65 b_w \times d \times f_{ctd} = 0,65\times30\times46\times0,115 = 103,16\text{kN}$$

$$V_e - V_{cr} = 123,24 - 103,16 = 20,08\text{kN}$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

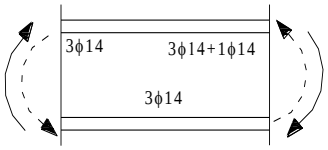
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s}\times f_{ywd}\times d = \frac{2\times0,79}{10}\times36,5\times46 = 265,28\text{kN}$$

$V_w>V_e-V_{cr}$ olduğundan sarılma bölgesinde $\phi10/10$ etriye yeterlidir. Sarılma bölgesi dışında ise TS500'de verilen minimum enine donatı kuralı uygulanacaktır.

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0,3\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2\times0,79}{20} \ge 0,3\frac{1150}{365000}\times30 \rightarrow 0,079 \ge 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

KZ02 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=98,23 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=68,63 kN

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

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

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri=}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 6,16\times 10^{-4}=93,08$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}=1,4\times 69,81=97,74$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times 93,08=130,32$ kNm

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

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 68,63 + \frac{97,74 + 130,32}{4,70} = 117,15\text{kN}$$

$V_e \le V_r$

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

$V_r=0,22\times 30\times 46\times 1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700\text{kN/m}^2 \rightarrow 1,67\ \text{kN/cm}^2$

V_e=117,15kN<507,01kN

$Ve\text{-}V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow 117,15\text{-}68,63 \ge 0,5\times 98,23 \rightarrow 48,52$ kN<49,12 kN

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

V_e- V_{cr}

$$V_{cr} = 0,65 b_w \times d \times f_{ctd} = 0,65 \times 30 \times 46 \times 0,115 = 103,16 kN$$

$$V_e - V_{cr} = 117,15 - 103,16 = 13,99 kN$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

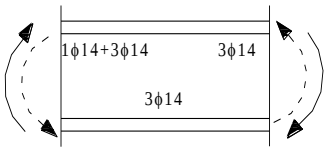
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28 kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \geq 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \geq 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

<u>KZ03 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=103,46 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=72,30 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×69,81=97,74 kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 72,30 + \frac{130,32 + 97,74}{4,70} = 120,82kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=120,82kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow$ 120,82-72,30 ≥ 0,5×103,46 → 48,52kN<51,73 kN

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

V_e- V_{cr}

$$V_{cr} = 0,65 b_w \times d \times f_{ctd} = 0,65 \times 30 \times 46 \times 0,115 = 103,16kN$$

$$V_e - V_{cr} = 120,82 - 103,16 = 17,67kN$$

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \ge 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \ge 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre A aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.1' de verilmiştir.

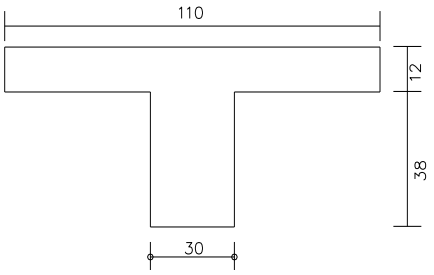
Tablo 4.1 A Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ01 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-97,91	6,26	3Φ14	-	1Φ16(2,01)	20,08	Φ10/10
	Açıklık	50,59	3,48	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-71,19	4,48	3Φ14	-	-	20,08	Φ10/10
KZ02 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-71,19	4,48	3Φ14	-	-	13,99	Φ10/10
	Açıklık	48,68	3,48	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-80,42	5,07	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	13,99	Φ10/10
KZ03 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-80,42	5,07	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	17,67	Φ10/10
	Açıklık	59,11	3,64	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-53,39	4,35	3Φ14	-	-	17,67	Φ10/10

4.2.1.2 B Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• B Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ07 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 500 = 110cm$$

M_d=66,33 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{110 \times 46^2}{6633} = 35,09 \rightarrow k_d = 5,92 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,066$$

$x = k_x \times d = 0,066 \times 46 = 3,017cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 6633}{46} = 4,05cm^2$$

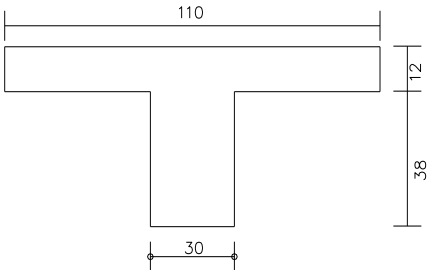
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = 4,05cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ08 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 500 = 110cm$$

M_d=60,48 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{110 \times 46^2}{6048} = 37,58 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,760cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 6048}{46} = 3,68cm^2$$

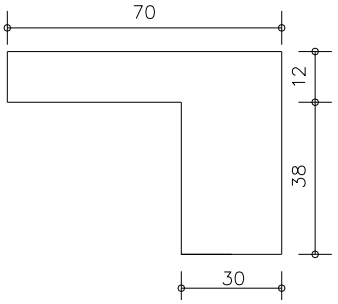
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = 3,68cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ09 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,8 \times 500 = 70cm$$

M_d=47,94 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{70 \times 46^2}{4794} = 30,90 \rightarrow k_d = 5,56 \rightarrow k_s = 0,0282 \rightarrow k_x = 0,075$$

$x = k_x \times d = 0,075 \times 46 = 3,473cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 4794}{46} = 2,94cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

• **B Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı**

KZ07 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-116,54 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{11654} = 5,45 \rightarrow k_d = 2,33 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0297 \times 11654}{46} = 7,53 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 7,53 - 4,62 \rightarrow A_s = 2,91 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 14 \rightarrow A_s = 3,08 cm^2$$

KZ07 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-86,38 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8638} = 7,35 \rightarrow k_d = 2,71 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8638}{46} = 5,47 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,47 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,85 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

- KZ08 sol mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

KZ08 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-141,05 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{14105} = 4,50 \rightarrow k_d = 2,12 \rightarrow k_s = 0,0301$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0301 \times 14105}{46} = 9,22 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 9,22 - 4,62 \rightarrow A_s = 4,60\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 18 \rightarrow A_s = 5,09 cm^2 .$$

KZ09 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-124,21 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{12421} = 5,11 \rightarrow k_d = 2,26 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0299 \times 12421}{46} = 8,06 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 8,06 - 4,62 \rightarrow A_s = 3,44\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 16 \rightarrow A_s = 4,02 cm^2$$

KZ09 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-69,34 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{6934} = 9,15 \rightarrow k_d = 3,03 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0289 \times 6934}{46} = 4,36 cm^2$$

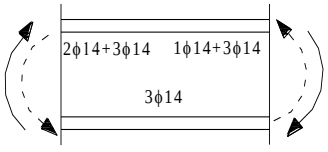
$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- **B Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı**

KZ07 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=119,83 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=82,52 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×7,7×10^{-4}=116,35 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×116,35=162,90 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32 kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 82,52 + \frac{162,90 + 130,32}{4,70} = 144,91 kN$$

$$V_e \le V_r$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=144,91kN<507,01kN

Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 144,91-82,52 ≥ 0,5×119,83 → 62,39 kN≥59,92 kN

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

V_e=144,91 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

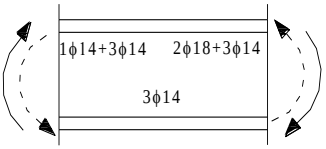
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28 kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}b_w = \frac{2\times 0,79}{20} \geq 0,3\frac{1150}{365000}\times 30 \rightarrow 0,079 \geq 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

KZ08 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=123,23 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=84,83 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08 =130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×146,73=205,42 kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 84,83 + \frac{130,32 + 205,42}{4,70} = 156,26kN$$

$$V_e \leq V_r$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=156,26kN<507,01kN

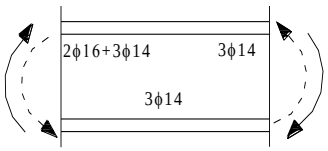
Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 156,26-84,83 ≥ 0,5×123,23 → 71,43 kN≥61,62 kN

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

V_e=156,26 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

KZ09 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=107,83 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=75,42 kN

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

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

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times 365000\times 0,46\times 8,64\times 10^{-4}=130,56$ kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}=69,81$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow$ $M_{pi}=1,4\times 130,56=182,78$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow$ $M_{pj}=1,4\times 69,81=97,74$ kNm

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

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 75,42 + \frac{182,78 + 97,74}{4,70} = 135,11\text{kN}$$

$$V_e \le V_r \qquad V_e \le 0,22 b_w \times d \times f_{cd}$$

$V_r=0,22\times 30\times 46\times 1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700\text{kN/m}^2 \rightarrow 1,67\ \text{kN/cm}^2$

V_e=135,11kN<507,01kN

$Ve-V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow 135,11-75,42 \ge 0,5\times 107,83 \rightarrow 59,69\text{kN} \ge 53,92$ kN

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

V_e=135,11 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

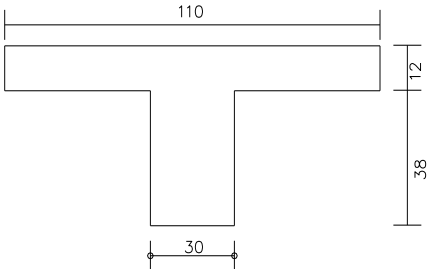
Tablo 4.2 B Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	**Yer**	**Moment(kN)**	**$As_{max}(cm^2)$**	**Montaj**	**Açıklık Donatısı**	**Mesnet Ek Donatısı**	**Ve(kN)**	**Etriye**
KZ07 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-116,54	7,53	3Φ14	-	2Φ14(3,08)	144,91	Φ10/10
	Açıklık	66,33	4,05	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-86,38	5,47	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	144,91	Φ10/10
KZ08 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-86,38	5,47	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	156,26	Φ10/10
	Açıklık	60,48	3,68	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-141,05	9,22	3Φ14	-	2Φ18(5,09)	156,26	Φ10/10
KZ09 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-124,21	8,06	3Φ14	-	1Φ16(4,02)	135,11	Φ10/10
	Açıklık	47,94	3,48	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-69,34	4,36	3Φ14	-	-	135,11	Φ10/10

4.2.1.3 C Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

- **C Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı**

KZ13 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 500 = 110cm$

M_d=55,38 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{110 \times 46^2}{5538} = 42,03 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,760cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 5538}{46} = 3,37cm^2$$

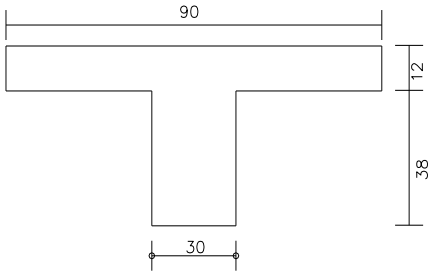
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

- **KZ14 Kirişi ve simetrikleri**



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 500 = 90cm$

M_d=58,97 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{90 \times 46^2}{5897} = 3229 \rightarrow k_d = 5,68 \rightarrow k_s = 0,0281 \rightarrow k_x = 0,072$$

$x = k_x \times d = 0,072 \times 46 = 3,318cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 5897}{46} = 3,61cm^2$$

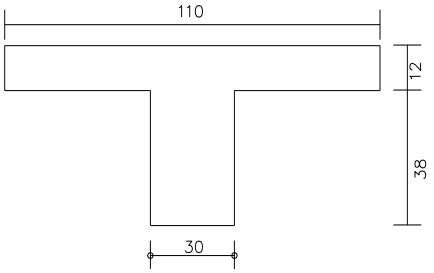
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = 3,61cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ15 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 500 cm

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 500 = 110cm$$

M_d=57,49 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{110 \times 46^2}{5749} = 40,49 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,760cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 5749}{46} = 3,50cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,50cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

• C Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

KZ13 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-136,05 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{13605} = 4,65 \rightarrow k_d = 2,16 \rightarrow k_s = 0,030$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,030 \times 13605}{46} = 8,90cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 8,90 - 4,62 \rightarrow A_s = 4,28\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 18 \rightarrow A_s = 5,09 cm^2$$

KZ13 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-87,16 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8716} = 7,28 \rightarrow k_d = 2,70 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8716}{46} = 5,53 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,53 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,91\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

- KZ14 sol mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

KZ14 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-89,96 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8996} = 7,06 \rightarrow k_d = 2,66 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8996}{46} = 5,72 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,72 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,10\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2.$$

- KZ15 sol mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

KZ15 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-86,85 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8685} = 7,31 \rightarrow k_d = 2,70 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8685}{46} = 5,51 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

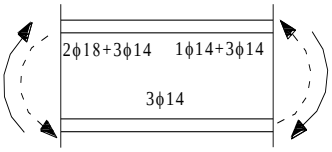
$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 5,51 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,89\ cm^2$

$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$

- **C Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı**

KZ13 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=117,57 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=81,01 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×146,73=205,42 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32 kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 81,01 + \frac{205,42 + 130,32}{4,70} = 152,44kN$$

$$V_e \le V_r$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=152,44kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d$ → 152,44-81,01 ≥ 0,5×117,57 → 71,43 kN≥58,79 kN

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

V_e=152,44 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

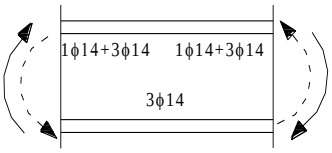
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \ge 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \ge 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

<u>KZ14 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=108,89 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=49,58 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08 =130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08 =130,32kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 49,58 + \frac{130,32 + 130,32}{4,70} = 105,03kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=105,03kN<507,01kN

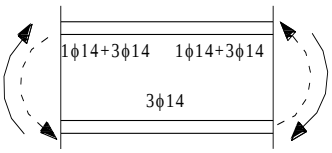
Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 105,03-49,58 ≥ 0,5×108,89 → 55,45kN≥54,45 kN

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

V_e=105,03 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

KZ15 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=108,46 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=74,66 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08 =130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08 =130,32kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=5,00-0,30=4,70 m

$$V_e = 74,66 + \frac{130,32 + 130,32}{4,70} = 130,11kN$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=130,11kN<507,01kN

Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 130,11-74,66 ≥ 0,5×108,46 → 55,45kN≥54,23 kN

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

V_e=130,11 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre C aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.3' de verilmiştir.

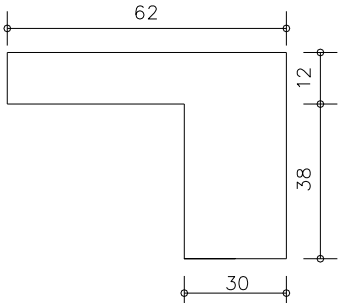
Tablo 4.3 C Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ13 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-136,50	8,90	3Φ14	-	2Φ18(5,09)	152,44	Φ10/10
	Açıklık	55,38	3,48	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-87,16	5,53	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	152,44	Φ10/10
KZ14 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-87,16	5,53	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	105,03	Φ10/10
	Açıklık	58,97	3,61	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-89,96	5,72	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	105,03	Φ10/10
KZ15 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-89,96	5,72	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	130,11	Φ10/10
	Açıklık	57,49	3,50	-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (üst)	-86,85	5,51	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	130,11	Φ10/10

4.2.1.4 1 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• 1 Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ39 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,1 l_p = 30 + 0,1 \times 0,8 \times 400 = 62cm$$

M_d=29,25 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62 \times 46^2}{2925} = 44,85 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 2925}{46} = 1,78cm^2$$

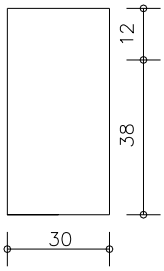
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ38 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 300 cm

$$b = b_w = 30cm$$

M_d=15,98 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{1598} = 39,72 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 1598}{46} = 0,97cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

• 1 Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

<u>KZ39 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti</u>

M_d=191,64 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{19164} = 3,31 \rightarrow k_d = 1,82 \rightarrow k_s = 0,0313$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0313 \times 19164}{46} = 13,02cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 13,02 - 4,62 \rightarrow A_s = 8,40\ cm^2$

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

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

M_d=125,56 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62 \times 46^2}{12556} = 10,45 \rightarrow k_d = 3,23 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0289 \times 12556}{46} = 7,88cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

$A_{s\,gerekli} = 7,88 - 4,62 \rightarrow A_s = 3,26\ cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ39 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=176,24 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{17624} = 3,60 \rightarrow k_d = 1,90 \rightarrow k_s = 0,0310$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0310 \times 17624}{46} = 11,87 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 11,87 - 4,62 \rightarrow A_s = 7,25\, cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 18 \rightarrow A_s = 7,63 cm^2$$

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

M_d=109,19 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62 \times 46^2}{10919} = 12,02 \rightarrow k_d = 3,47 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0288 \times 10919}{46} = 6,84 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

$$A_{s\,gerekli} = 6,84 - 4,62 \rightarrow A_s = 2,22 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 14 \rightarrow A_s = 3,08 cm^2$$

KZ38 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=176,24 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{17624} = 3,60 \rightarrow k_d = 1,90 \rightarrow k_s = 0,0310$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0310 \times 17624}{46} = 11,87 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 11,87 - 4,62 \rightarrow A_s = 7,25\, cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 18 \rightarrow A_s = 7,63 cm^2$$

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

M_d=109,19 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{10919} = 5,81 \rightarrow k_d = 2,41 \rightarrow k_s = 0,0296$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0296 \times 10919}{46} = 7,03 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

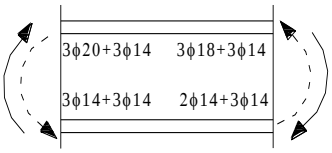
$$A_{s\,gerekli} = 7,03 - 4,62 \rightarrow A_s = 2,41 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 14 \rightarrow A_s = 3,08 cm^2$$

- KZ38 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

• 1 Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

<u>KZ39 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=126,07 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=53,02 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×14,04×10^{-4}=212,16 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×7,70×10^{-4}=116,35 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×9,24×10^{-4}=139,63 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×12,25×10^{-4}=185,11 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×212,16=297,02 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×185,11=259,15 kNm

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

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 53,02 + \frac{297,02 + 259,15}{3,70} = 203,34kN$$

$$V_e \le V_r$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=203,34kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d$ → 203,34-53,02 ≥ 0,5×126,07 → 150,32 kN≥63,04 kN

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

V_e=203,34 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

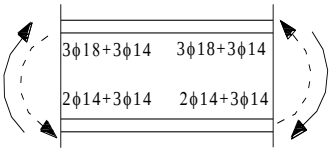
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \ge 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \ge 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

KZ38 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=88,39 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=38,50 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times365000\times0,46\times12,25\times10^{-4}=185,11$ kNm

$M_{rj}=0,9\times365000\times0,46\times7,70\times10^{-4}=116,35$ kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times365000\times0,46\times7,70\times10^{-4}=116,35$ kNm

$M_{rj}=0,9\times365000\times0,46\times12,25\times10^{-4}=185,11$ kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}=1,4\times185,11=259,15$kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times185,11=259,15$ kNm

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

$l_n=3,00-0,30=2,70$ m

$$V_e = 38,5 + \frac{259,15 + 259,15}{2,70} = 230,47\text{kN}$$

$V_e \le V_r$

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

$V_r=0,22\times30\times46\times1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700\text{kN/m}^2 \rightarrow 1,67$ kN/cm^2

$V_e=230,47\text{kN}<507,01\text{kN}$

$Ve-V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow 230,47-38,50 \ge 0,5\times88,39 \rightarrow 191,97$ kN$\ge$44,20 kN

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

$V_e=230,47$ kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi10/10-20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre 1 aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.4' de verilmiştir.

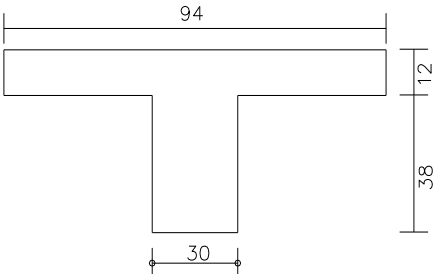
Tablo 4.4 1 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ39 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-191,64	13,02	3Φ14	-	3Φ20(9,42)	203,34	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	125,56	3,48	-		3Φ14(4,62)		
	Açıklık	29,25		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-176,24		-	-	2Φ14(3,08)	203,34	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	109,19	11,87	3Φ14	-	3Φ18(7,63)		
KZ38 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-176,24	11,87	3Φ14	-	3Φ18(7,63)	230,47	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	109,19	3,48	-	-	2Φ14(3,08)		
	Açıklık	15,98		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-176,24		-	-	2Φ14(3,08)	230,47	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	109,19	11,87	3Φ14	-	3Φ18(7,63)		

4.2.1.5 2 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• 2 Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ44 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 400 = 94cm$$

M_d=38,18 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{3818} = 52,10 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3818}{46} = 2,32cm^2$$

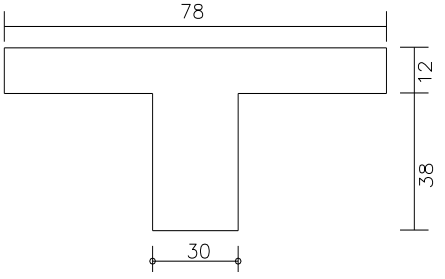
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ43 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 400 = 78cm$$

M_d=38,40 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{3840} = 42,98 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3840}{46} = 2,34cm^2$$

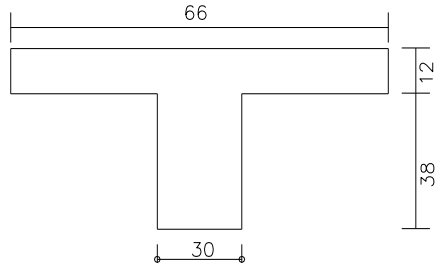
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ42 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 300 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 300 = 66cm$

M_d=7,89 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{789} = 177,0 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 789}{46} = 0,48cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

- **2 Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı**

KZ44 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-94,87 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{9487} = 6,69 \rightarrow k_d = 2,59 \rightarrow k_s = 0,0293$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0293 \times 9487}{46} = 6,05cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 6,05 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,43cm^2$

$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$

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

M_d=55,73 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{5573} = 35,69 \rightarrow k_d = 5,97 \rightarrow k_s = 0,0281$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 5573}{46} = 3,40cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

<u>KZ44 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti</u>

M_d=86,26 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8626} = 7,36 \rightarrow k_d = 2,71 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8626}{46} = 5,47cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 5,47 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,85\,cm^2$

$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$

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

M_d=63,49 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{6349} = 31,33 \rightarrow k_d = 5,60 \rightarrow k_s = 0,0282$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 31,33}{46} = 3,89 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ43 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=86,26 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8626} = 7,36 \rightarrow k_d = 2,71 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8626}{46} = 5,47 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,47 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,85\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

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

M_d=63,49 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{6349} = 26,0 \rightarrow k_d = 5,10 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 26,0}{46} = 3,91 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur

KZ43 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=144,96 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{14496} = 4,38 \rightarrow k_d = 2,09 \rightarrow k_s = 0,0303$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0303 \times 14496}{46} = 9,53 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 9,53 - 4,62 \rightarrow A_s = 4,91 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 18 \rightarrow A_s = 5,09 cm^2$$

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

M_d=98,92 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{9892} = 16,68 \rightarrow k_d = 4,08 \rightarrow k_s = 0,0286$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0286 \times 9892}{46} = 6,15 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

$$A_{s\,gerekli} = 6,15 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,53 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

KZ42 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=144,96 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{14496} = 4,38 \rightarrow k_d = 2,09 \rightarrow k_s = 0,0303$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0303 \times 14496}{46} = 9,53 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 9,53 - 4,62 \rightarrow A_s = 4,91 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2\phi 18 \rightarrow A_s = 5,09 cm^2$$

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

M_d=98,92 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{9892} = 14,12 \rightarrow k_d = 3,76 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0287 \times 9892}{46} = 6,16cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$$

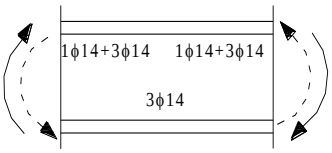
$$A_{s\,gerekli} = 6,16 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$$

$$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$$

- KZ42 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

2 Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

KZ44 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=92,10 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=52,83 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 52,83 + \frac{130,32 + 130,32}{3,70} = 123,27kN$$

$$V_e \le V_r$$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=123,27kN<507,01kN

Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 123,27-52,83 ≥ 0,5×92,10 → 70,44kN≥46,05 kN

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

V_e=123,27 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

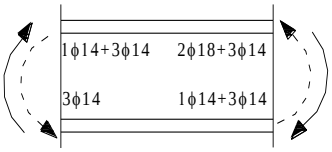
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \geq 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \geq 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

<u>KZ43 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=107,76 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=65,80 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}$=1,4×146,73=205,42Nm

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

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 65,80 + \frac{130,32 + 205,42}{3,70} = 156,54kN$$

$V_e \leq V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=156,54kN<507,01kN

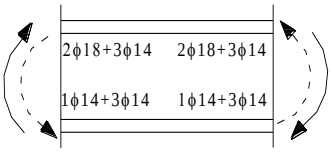
Ve-$V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow$ 156,54-65,80 ≥ 0,5×107,76 → 90,74 kN≥53,88 kN

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

V_e=156,54 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

<u>KZ42 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=99,38 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=49,63 kN

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

M_{ri}, M_{rj}= 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}$=1,4×146,73=205,42Nm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times146,73=205,42Nm$

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

$l_n=3,00-0,30=2,70$ m

$$V_e = 49,63 + \frac{205,42 + 205,42}{2,70} = 201,79kN$$

$V_e \leq V_r$

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

$V_r=0,22\times30\times46\times1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700kN/m^2 \rightarrow 1,67$ kN/cm^2

$V_e=201,79kN<507,01kN$

$Ve-V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 201,79-49,63 \geq 0,5\times99,38 \rightarrow 152,16kN \geq 49,69$ kN

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

$V_e=201,79$ kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre 2 aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.5' de verilmiştir.

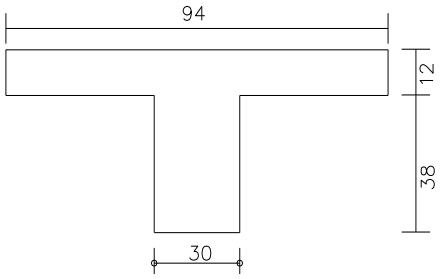
Tablo 4.5 2 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ44 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-94,87	6,05	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	123,27	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	55,73	3,48	-	-	-		
	Açıklık	38,18		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-86,26		-	-	-	123,27	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	63,26	5,47	3Φ14	-	1Φ14(1,54)		
KZ43 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-86,26	5,47	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	156,54	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	63,49	3,48	-	-	-		
	Açıklık	38,40		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-144,96		-	-	1Φ14(1,54)	156,54	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	98,92	9,53	3Φ14	-	2Φ18(5,09)		
KZ42 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-144,96	9,53	3Φ14	-	2Φ18(5,09)	201,79	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	98,92	3,48	-	-	1Φ14(1,54)		
	Açıklık	7,89		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-144,96		-	-	1Φ14(1,54)	201,79	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	98,92	9,53	3Φ14	-	2Φ18(5,09)		

4.2.1.6 3 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• 3 Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ49 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 400 = 94cm$$

M_d=39,34 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{3934} = 50,56 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3934}{46} = 2,39cm^2$$

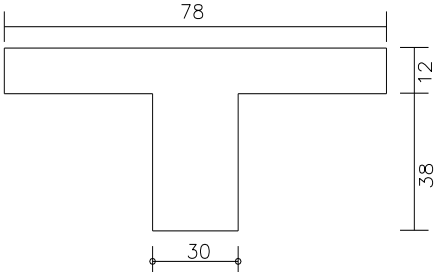
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ48 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 400 = 78cm$$

M_d=37,37 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{3737} = 44,17 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3737}{46} = 2,27cm^2$$

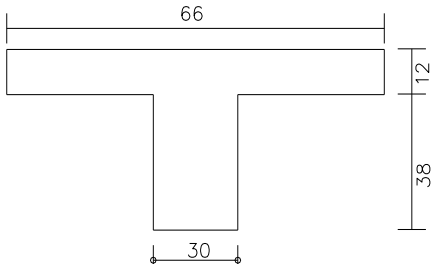
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ47 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 300 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 300 = 66cm$

M_d=14,59 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{1459} = 95,72 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 1459}{46} = 0,89cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

• 3 Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

KZ49 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-145,32 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{14532} = 4,37 \rightarrow k_d = 2,09 \rightarrow k_s = 0,0303$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0303 \times 14532}{46} = 9,56cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 9,56 - 4,62 \rightarrow A_s = 4,94cm^2$

Seçilen $\rightarrow 2\phi 18 \rightarrow A_s = 5,09cm^2$

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

M_d=70,92 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{7092} = 28,05 \rightarrow k_d = 5,30 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 7092}{46} = 4,36cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

<u>KZ49 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti</u>

M_d=151,14 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{15114} = 4,20 \rightarrow k_d = 2,05 \rightarrow k_s = 0,0304$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0304 \times 15114}{46} = 9,99cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 9,99 - 4,62 \rightarrow A_s = 5,37\ cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03cm^2$

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

M_d=41,70 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{4170} = 47,70 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 4170}{46} = 2,54 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ48 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=151,14 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{15114} = 4,20 \rightarrow k_d = 2,05 \rightarrow k_s = 0,0304$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0304 \times 15114}{46} = 9,99 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 9,99 - 4,62 \rightarrow A_s = 5,37\ cm^2$$

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

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

M_d=41,70 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{4170} = 39,58 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 4170}{46} = 2,54 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ48 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=80,58 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{80,58} = 25,80 \rightarrow k_d = 5,08 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 8058}{46} = 5,08 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,08 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,46\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

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

M_d=63,96 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{6396} = 25,80 \rightarrow k_d = 5,08 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 6396}{46} = 3,94 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ47 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=80,58 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{80,58} = 25,80 \rightarrow k_d = 5,08 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 8058}{46} = 5,08 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,08 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,46\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

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

M_d=63,96 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{6396} = 21,83 \rightarrow k_d = 4,67 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0284 \times 6396}{46} = 3,95 cm^2$$

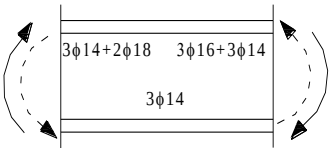
$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- KZ47 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

• 3 Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

<u>KZ49 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=109,81 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=67,21 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×9,71×10^{-4}=146,73 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×10,65×10^{-4}=160,93kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×146,73=205,42 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×160,93=225,31kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 67,21 + \frac{205,42 + 225,31}{3,70} = 183,62 kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=183,62kN<507,01kN

$Ve\text{-}V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow 183,62\text{-}67,21 \geq 0,5\times 109,81 \rightarrow 116,41kN \geq 54,91$ kN

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

V_e=183,62 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

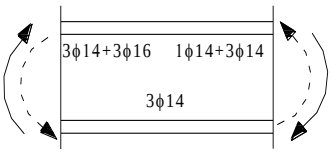
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3\frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \geq 0,3\frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \geq 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10\text{-}20$ olacaktır.

<u>KZ48 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=109,82 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=68,20 kN

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

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

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

$M_{ri=}0,9\times 365000\times 0,46\times 10,65\times 10^{-4}$=160,93kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}$=69,81 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

$M_{ri=}0,9\times 365000\times 0,46\times 4,62\times 10^{-4}$=69,81 kNm

$M_{rj}=0,9\times 365000\times 0,46\times 6,16\times 10^{-4}$=93,08kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}=1,4\times 160,93$=225,31kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times 93,08$=130,32kNm

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

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 68,20 + \frac{225,31 + 130,32}{3,70} = 164,31kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=164,31kN<507,01kN

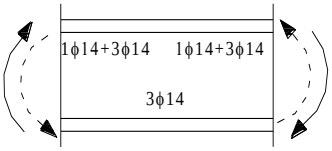
Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow$ 164,31-68,20 ≥ 0,5×109,82 → 96,11kN≥54,91 kN

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

V_e=164,31 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

KZ47 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=90,59 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=32,78 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=00,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32kNm

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

l_n=3,00-0,30=2,70 m

$$V_e = 32,78 + \frac{130,32 + 130,32}{2,70} = 129,31 kN$$

$V_e \leq V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/$m^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=129,31kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \geq 0,5V_d \rightarrow$ 129,31-32,78 ≥ 0,5×90,59 → 96,53kN≥45,30 kN

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

V_e=129,31 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre 3 aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.6' da verilmiştir.

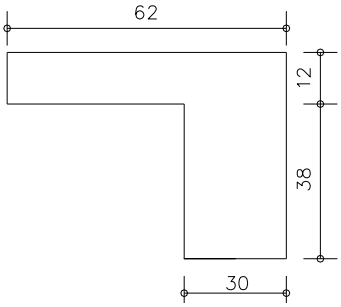
Tablo 4.6 3 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ49 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-145,32	9,56	3Φ14	-	2Φ18(5,09)	183,62	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	70,92	3,48	-	-	-		
	Açıklık	39,34		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-151,14		-	-	-	183,62	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	41,70	9,99	3Φ14	-	3Φ16(6,03)		
KZ48 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-151,14	9,99	3Φ14	-	3Φ16(6,03)	164,31	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	41,70	3,48	-	-	-		
	Açıklık	37,37		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-80,58		-	-	-	164,31	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	63,96	5,08	3Φ14	-	1Φ14(1,54)		
KZ47 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-80,58	5,08	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	129,31	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	63,96	3,48	-	-	-		
	Açıklık	14,59		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-80,58		-	-	-	129,31	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	63,96	5,01	3Φ14	-	1Φ14(1,54)		

4.2.1.7 4 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• 4 Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ54 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,1\,l_p = 30 + 0,1\times 0,8\times 400 = 62cm$$

M_d=30,69 kNm

$$k_d^2 = \frac{b\times d^2}{M_d} = \frac{62\times 46^2}{3069} = 42,75 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060\times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280\times 3069}{46} = 1,87cm^2$$

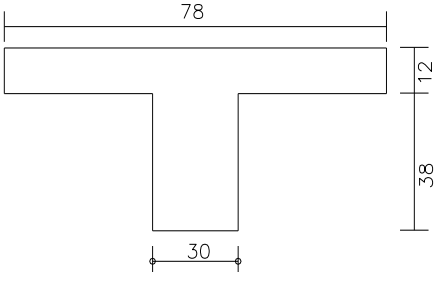
$$A_{s\,min} = 0,8\times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}\times b\times d = 0,8\times \frac{115}{36500}\times 30\times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ53 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2\times 0,6\times 400 = 78cm$$

M_d=37,58 kNm

$$k_d^2 = \frac{b\times d^2}{M_d} = \frac{78\times 46^2}{3758} = 42,53 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060\times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3758}{46} = 2,36cm^2$$

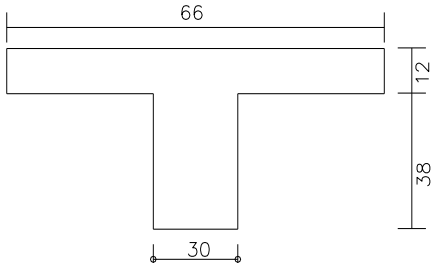
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ52 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 300 cm

$$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 300 = 66cm$$

M_d=14,67 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{1467} = 95,20 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 1467}{46} = 0,89cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

• 4 Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

KZ54 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-84,89 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8489} = 7,48 \rightarrow k_d = 2,73 \rightarrow k_s = 0,0291$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0291 \times 8489}{46} = 5,37cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 5,37 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,75 cm^2$$

$$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

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

M_d=66,56 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62 \times 46^2}{6656} = 19,71 \rightarrow k_d = 4,44 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0285 \times 6656}{46} = 4,13 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

<u>KZ54 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti</u>

M_d=150,38 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{15038} = 4,22 \rightarrow k_d = 2,05 \rightarrow k_s = 0,0304$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0304 \times 15038}{46} = 9,94 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 9,95 - 4,62 \rightarrow A_s = 5,33\, cm^2$$

$$Seçilen \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 cm^2$$

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

M_d=44,59 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{62 \times 46^2}{4459} = 29,42 \rightarrow k_d = 5,42 \rightarrow k_s = 0,0282$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0282 \times 4459}{46} = 2,73 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ53 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=150,38 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{15038} = 4,22 \rightarrow k_d = 2,05 \rightarrow k_s = 0,0304$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0304 \times 15038}{46} = 9,94 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$ (montaj donatısı)

$$A_{s\,gerekli} = 9,95 - 4,62 \rightarrow A_s = 5,33\ cm^2$$

$Seçilen \rightarrow 3\phi 16 \rightarrow A_s = 6,03 cm^2$

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

M_d=44,59 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{4459} = 37,01 \rightarrow k_d = 6,08 \rightarrow k_s = 0,0280$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 4459}{46} = 2,72 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ53 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-80,08 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8008} = 7,93 \rightarrow k_d = 2,82 \rightarrow k_s = 0,0290$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0290 \times 8008}{46} = 5,05 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 5,05 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,43cm^2$

$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$

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

M_d=65,15 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{78 \times 46^2}{6515} = 25,33 \rightarrow k_d = 5,03 \rightarrow k_s = 0,0283$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0283 \times 6515}{46} = 4,01cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

<u>KZ52 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti</u>

M_d=-80,08 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8008} = 7,93 \rightarrow k_d = 2,82 \rightarrow k_s = 0,0290$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0290 \times 8008}{46} = 5,05cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$ (montaj donatısı)

$A_{s\,gerekli} = 5,05 - 4,62 \rightarrow A_s = 0,43cm^2$

$Seçilen \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54cm^2$

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

M_d=65,15 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{6515} = 21,44 \rightarrow k_d = 4,63 \rightarrow k_s = 0,0285$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0285 \times 6515}{46} = 4,03cm^2$$

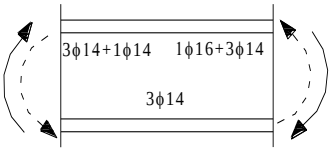
$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- KZ52 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

4 Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

KZ54 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=102,26kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=59,76 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×10,65×10^{-4}=160,93kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32 kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×160,93=225,31kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 59,76 + \frac{130,32 + 225,31}{3,70} = 155,87kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m^2 → 1,67 kN/cm^2

V_e=155,87kN<507,01kN

Ve-V_{dy} ≥ 0,5V_d → 155,87-59,76 ≥ 0,5×102,26 → 96,11kN≥51,13 kN

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

V_e=155,87 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

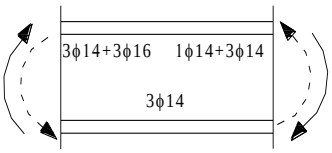
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28 kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \geq 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \geq 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

KZ53 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=109,90 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=67,86 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×10,65×10^{-4}=160,93kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri=}$0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×160,93=225,31kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 67,86 + \frac{225,31 + 130,32}{3,70} = 163,97kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=163,97kN<507,01kN

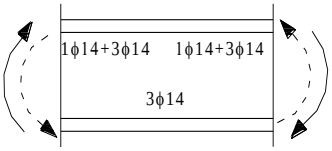
Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow$ 163,97-67,86 ≥ 0,5×109,90 → 96,11kN≥54,95 kN

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

V_e=163,97 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

KZ52 Kirişi ve simetrikleri



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

V_d=90,42 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=32,38 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;

M_{ri}=00,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×93,08=130,32kNm

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

l_n=3,00-0,30=2,70 m

$$V_e = 32,38 + \frac{130,32 + 130,32}{2,70} = 128,91kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=128,91kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow$ 128,91-32,38 ≥ 0,5×90,42 → 96,53kN≥45,21 kN

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

V_e=128,91 kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre 4 aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.7' de verilmiştir.

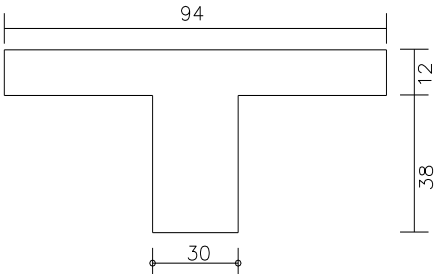
Tablo 4.7 4 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ54 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-84,89	5,37	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	155,87	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	66,56	3,48	-	-	-		
	Açıklık	30,69		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-150,38		-	-	-	155,87	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	44,59	9,94	3Φ14	-	3Φ16(6,03)		
KZ53 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-150,38	9,94	3Φ14	-	3Φ16(6,03)	163,97	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	44,59	3,48	-	-	-		
	Açıklık	38,81		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-80,08		-	-	-	163,97	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	65,15	5,05	3Φ14	-	1Φ14(1,54)		
KZ52 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-80,08	5,05	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	128,91	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	65,15	3,48	-	-	-		
	Açıklık	14,67		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-80,08		-	-	-	128,91	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	65,15	5,05	3Φ14	-	1Φ14(1,54)		

4.2.1.8 5 Aksı Kirişlerinin Açıklık ve Mesnet Donatısı Hesabı, Kesme Dayanımının Kontrolü (Etriye Hesabı)

• 5 Aksı Kirişlerinin Açıklık Donatısı Hesabı

KZ57 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 400 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,8 \times 400 = 94cm$

M_d=38,55 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{3855} = 51,60 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 3855}{46} = 2,35cm^2$$

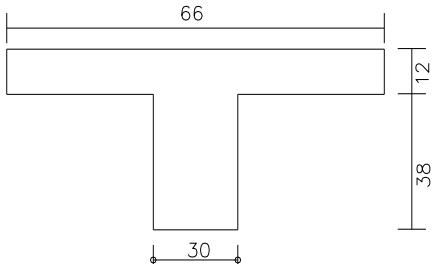
$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48cm^2$$

$A_s = A_{smin} = 3,48cm^2$

Seçilen $\rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62cm^2$

KZ56 Kirişi ve simetrikleri



b_w=30cm

h=50cm

h_f=12cm

l = 300 cm

$b = b_w + 0,2\,l_p = 30 + 0,2 \times 0,6 \times 300 = 66cm$

M_d=11,76 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{1176} = 118,76 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280 \rightarrow k_x = 0,060$$

$x = k_x \times d = 0,060 \times 46 = 2,76cm < 12cm$ olduğundan dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 1176}{46} = 0,72 cm^2$$

$$A_{s\,min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = 0,8 \times \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 3,48 cm^2$$

$$A_s = A_{smin} = 3,48 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Montaj donatısı: $3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$

• 5 Aksı Kirişlerinin Mesnet Donatısı Hesabı

<u>KZ57 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti</u>

M_d=-89,65 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{8965} = 7,08 \rightarrow k_d = 2,66 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0292 \times 8965}{46} = 5,70 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$ (montaj donatısı)

$$A_{s\,gerekli} = 5,70 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,08\ cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 14 \rightarrow A_s = 1,54 cm^2$$

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

M_d=50,81 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{5081} = 39,15 \rightarrow k_d = 6,13 \rightarrow k_s = 0,0280$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0280 \times 5081}{46} = 3,09 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ57 Kirişi ve simetrikleri sağ mesneti

M_d=-99,30 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{9930} = 6,39 \rightarrow k_d = 2,53 \rightarrow k_s = 0,0294$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0294 \times 9930}{46} = 6,35 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 6,35 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,73 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 16 \rightarrow A_s = 2,01 cm^2$$

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

M_d=61,27 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{94 \times 46^2}{6127} = 32,46 \rightarrow k_d = 5,70 \rightarrow k_s = 0,0281$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0281 \times 6127}{46} = 3,75 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

KZ56 Kirişi ve simetrikleri sol mesneti

M_d=-99,30 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{30 \times 46^2}{9930} = 6,39 \rightarrow k_d = 2,53 \rightarrow k_s = 0,0294$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0294 \times 9930}{46} = 6,35 cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b \times d = \frac{115}{36500} \times 30 \times 46 = 4,35 cm^2$$

$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2 \text{ (montaj donatısı)}$$

$$A_{s\,gerekli} = 6,35 - 4,62 \rightarrow A_s = 1,73 cm^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 1\phi 16 \rightarrow A_s = 2,01 cm^2$$

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

M_d=61,27 kNm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{66 \times 46^2}{6127} = 22,79 \rightarrow k_d = 4,77 \rightarrow k_s = 0,0284$$

$$A_s = \frac{k_s \times M_d}{d} = \frac{0,0284 \times 6127}{46} = 3,78 cm^2$$

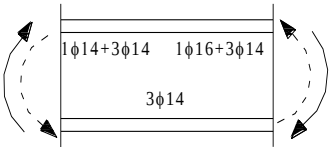
$$A_{s\,mevcut} = 3\phi 14 \rightarrow A_s = 4,62 cm^2$$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- KZ56 sağ mesnetinde de aynı donatılar mevcuttur.

• 5 Aksı Kirişlerinin Kesme Dayanımının Kontrolü ve Etriye Hesabı

<u>KZ57 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=94,68 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=52,99 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

<u>Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×6,63×10^{-4}=100,19kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pi}=1,4×93,08=130,32kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti → M_{pj}=1,4×100,19=140,26kNm

V_e= V_{dy}±(M_{pi}+M_{pj})/l_n

l_n=4,00-0,30=3,70 m

$$V_e = 52,99 + \frac{130,32 + 140,26}{3,70} = 126,12kN$$

$V_e \le V_r$

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

V_r=0,22×30×46×1,67=507,01 kN

f_{cd}=16700kN/m$^2 \rightarrow$ 1,67 kN/cm^2

V_e=126,12kN<507,01kN

Ve-$V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow$ 126,12-52,99 ≥ 0,5×94,68 → 73,13kN≥47,34 kN

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

V_e=126,12 kN'dur

Etriye ile taşınabilecek kesme kuvveti;

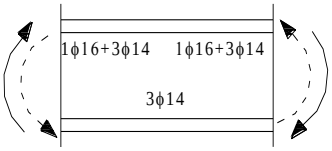
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times d = \frac{2 \times 0,79}{10} \times 36,5 \times 46 = 265,28kN$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w = \frac{2 \times 0,79}{20} \ge 0,3 \frac{1150}{365000} \times 30 \rightarrow 0,079 \ge 0,028$$

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10 - 20$ olacaktır.

<u>KZ56 Kirişi ve simetrikleri</u>



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

V_d=90,62 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti;

V_{dy}=32,39 kN

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

M_{ri}, $M_{rj=}$ 0,9× f_{yd}×d×A_s

<u>Depremin soldan sağa etkimesi durumunda;</u>

M_{ri}=00,9×365000×0,46×6,16×10^{-4}=93,08kNm

M_{rj}=0,9×365000×0,46×4,62×10^{-4}=69,81 kNm

Depremin sağdan sola etkimesi durumunda;

$M_{ri}=0,9\times365000\times0,46\times4,62\times10^{-4}=69,81$ kNm

$M_{rj}=0,9\times365000\times0,46\times6,63\times10^{-4}=100,19$kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pi}=1,4\times93,08=130,32$kNm

Pekleşmeli Taşıma Gücü Momenti $\rightarrow M_{pj}=1,4\times100,19=140,26$kNm

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

$l_n=3,00-0,30=2,70$ m

$$V_e = 32,39 + \frac{130,32 + 140,26}{2,70} = 132,60\text{kN}$$

$V_e \le V_r$

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

$V_r=0,22\times30\times46\times1,67=507,01$ kN

$f_{cd}=16700\text{kN/m}^2 \rightarrow 1,67$ kN/cm^2

$V_e=132,60\text{kN}<507,01\text{kN}$

$Ve-V_{dy} \ge 0,5V_d \rightarrow 132,60-32,39 \ge 0,5\times90,62 \rightarrow 100,21\text{kN} \ge 45,31$ kN

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

$V_e=132,30$ kN'dur

Kullanılacak etriye, $\phi 10/10-20$ olacaktır.

Yukarıda yapılan hesaplamalara göre 5 aksı kirişlerinin donatıları aşağıda Tablo 4.8' de verilmiştir.

Tablo 4.8 5 Aksı Kirişlerinin Donatı Tablosu

Kiriş Adı	Yer	Moment(kN)	$As_{max}(cm^2)$	Montaj	Açıklık Donatısı	Mesnet Ek Donatısı	Ve(kN)	Etriye
KZ57 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-89,65	5,70	3Φ14	-	1Φ14(1,54)	126,12	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	50,81	3,48	-		-		
	Açıklık	38,55		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-99,30		-	-	-	126,12	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	61,27	6,35	3Φ14	-	1Φ16(2,01)		
KZ56 ve Simetrik Kirişler	Sol uç (üst)	-99,30	6,35	3Φ14	-	1Φ16(2,01)	132,60	Φ10/10
	Sağ uç (alt)	61,27	3,48	-	-	-		
	Açıklık	11,76		-	3Φ14	-	-	Φ10/20
	Sağ uç (alt)	-99,30		-	-	-	132,60	Φ10/10
	Ssağ uç (üst)	61,27	6,35	3Φ14	-	1Φ16(2,01)		

5. KOLONLARIN BETONARME HESABI

5.1 TS 500'e Göre Uyulması Gereken Koşullar

- Dikdörtgen kesitli kolonlarında kesit genişliği 250 mm'den az olamaz. Ancak I, T, L kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 200 mm seçilebilir. Kutu kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 120 mm olabilir. Dairesel kesitli kolonlarda ise en küçük kolon çapı 300 mm'den az olamaz.
- Tüm kolonlarda aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$N_d \leq 0,9 \times f_{cd} \times A_c \tag{5.1}$$

- Net beton örtüsü c_c dıştaki elemanlarda 25 mm, içteki elemanlarda 20 mm'den az olamaz.
- Kolonlarda minimum toplam donatı oranı ρ_{min}=0,01'dir. Ancak gerekli donatının en az 1,3 katının sağlanmasıyla bu değer 0,005 değerine kadar azaltılabilir.
- Kolonlarda boyuna donatı oranı aşağıda verilen değerlerden fazla olamaz.
  $P_t \leq 0,04$ (bindirme bölgeleri dışında)
  $P_t \leq 0,06$ (bindirmeli ek bölgelerinde)
- Etriyeli kolonlarda her dış köşede en az bir boyuna donatı bulunmalıdır. Fretli kolon enkesitinde ise en az 6 boyuna donatı bulunmalıdır. Kolonlarda boyuna donatı çubuğu çapı Φ14'den az olamaz.
- Enine donatı çubuk çapı en küçük boyuna donatı çapının 1/3'ünden az olamaz.
- Enine donatı aralığı en küçük boyuna donatı çapının 12 katından ve 200 mm'den fazla olamaz.
- Dikdörtgen kesitli kolonlarda etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna donatı çubukları arasındaki uzaklık 300 mm'den fazla olamaz.

5.2 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Uyulması Gereken Koşullar

5.2.1 Enkesit Koşulları

- TS 500'de verilen enkesit koşulları aynen geçerli olmak üzere;
- Dikdörtgen kesitli kolonlarda en küçük boyut 7500 mm^2'den az olmayacaktır.
- Kolonun brüt enkesit alanı $A_c \geq N_{dmax}/(0,50 \times f_{ck})$ koşulunu sağlayacaktır.

5.2.2 Boyuna Donatı Koşulları

TS 500'de verilen boyuna Donatı koşulları aynen geçerli olmak üzere;

- Dikdörtgen kesitli kolonlarda 4Φ16 veya 6Φ14 dairesel kolonlarda 6Φ14 bulundurulacaktır.

5.2.3 Boyuna Donatının Düzenlenmesi

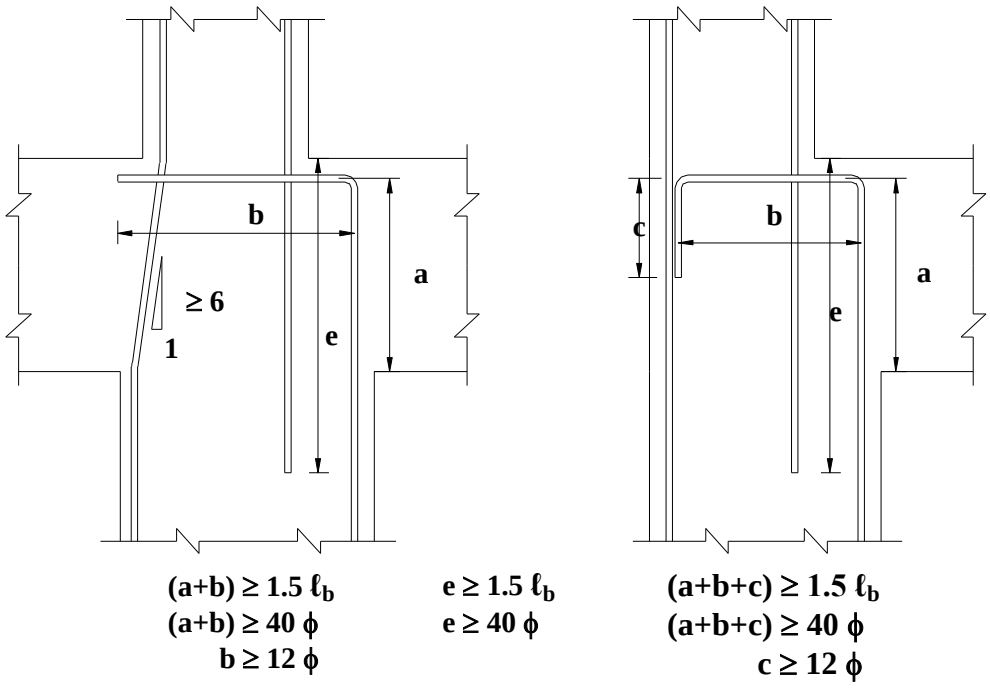
- Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, mümkün olabildiğince kolon orta bölgesinde yapılmalıdır. Bu durumda bindirmeli ek boyu, TS-500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu l_b'ye eşit olacaktır. (Şekil 5.1).
- Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ise, aşağıdaki koşullara uyulacaktır:

(a) Boyuna donatıların %50'sinin ya da daha azının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, l_b'nin en az 1,25 katı olacaktır.

(b) Boyuna donatıların %50den fazlasının kolon alt ucunda eklenmesi durumunda bindirmeli ek boyu, l_b'nin en az 1,5 katı olacaktır. Temelden çıkan kolon filizlerinde de bu koşula uyulacaktır.

- Katlar arasında kolon kesitinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi 1/6'dan fazla olmayacaktır. Kesit değişiminin daha fazla olması durumunda ve ya en üst kat kolonlarında; alttaki kolonun boyuna donatısının karşı taraftaki kirişin içindeki kenetlenme boyu, TS 500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyu l_b'nin 1,5 katından ve 40Φ'den daha az olmayacaktır. Karşı tarafta kiriş bulunmadığı durumda kenetlenme, gerekirse kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanacaktır. 90 derecelik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12Φ olacaktır.

- Yanyana boyuna donatılarda yapılan manşonlu veya kaynaklı eklerin arasındaki boyuna uzaklık 600 mm'den az olmayacaktır.



Şekil 5.1 Boyuna Donatının Düzenlenmesi

5.2.4 Enine Donatı Koşulları ve Kesme Güvenliğinin Sağlanması

- Kolonlarda kullanılacak minimum enine donatıya ilişkin koşullar, kolon sarılma bölgeleri için ve kolon orta bölgesi için Şekil 5.2' de verilmiştir. Tüm kolon boyunca, özel deprem etriyeleri ve özel deprem çirozları kullanılacaktır.
- Her bir kolonun alt ve üst uçlarında özel sarılma bölgeleri oluşturulacaktır. Sarılma bölgelerinin herbirinin uzunluğu, döşeme üst kotundan yukarıya doğru veya kolona bağlanan en derin kirişin alt yüzünden başlayarak aşağıya doğru ölçülmek üzere, kolon kesitinin büyük boyutundan, kolon serbest yüksekliğinin 1/6'sından ve 500 mm'den az olmayacaktır. Sarılma bölgelerinde kullanılacak enine donatıya ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir. Bu donatılar temelin içinde de, en az kolonun dar kenar boyutunun iki katı bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir.
  (a) Sarılma bölgelerinde ϕ8'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye ve çiroz aralığı en küçük kesit enkesit boyutunun 1/3'ünden ve 100 mm'den fazla, 50mm'den az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/ve ya çirozların arasındaki yatay uzaklık a, etriye çapının 25

katından fazla olmayacaktır. Sürekli dairesel spirallerinin adımı, göbek çapının 1/5'inden ve 80 mm'den fazla olmayacaktır.

(b) Etriyeli kolonlarda $N_d > 0{,}20 \times A_c \times f_{ck}$ olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, Denklem 5.2' de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.

$$A_{sh} \geq 0.30\ s\ b_k\ [(A_c / A_{ck}) - 1]\ (f_{ck} / f_{ywk}) \qquad (5.2a)$$

$$A_{sh} \geq 0.075\ s\ b_k\ (f_{ck} / f_{ywk}) \qquad (5.2b)$$

(c) $N_d \leq 0.20\ A_c\ f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde Denklem 5.2 ile verilen enine donatıların en az 2/3'ü, minimum enine donatı olarak kullanılacaktır.

- Kolon orta bölgesinde $\phi 8$'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm'den daha fazla olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a, etriye çapının 25 katından fazla olmayacaktır.
- M_{ra} **;** $M_{rü} \Rightarrow$ Sırası ile kolonun alt ve üst ucundaki Denklem 5.3 ile hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momentleridir.

$$N_d = 0{,}85 * f_{cd} * b * a \qquad (5.3a)$$

$$a = N_d / (0{,}85 * f_{cd} * b)$$

$$M_r = N_d * (h / 2 - a / 2) + A_s * b_k * f_{yd} \qquad (5.3b)$$

$$M_r = N_d * [h / 2 - 0{,}59 * N_d / (f_{cd} * b)] + A_s * b_k * f_{yd}$$

Bu denklemlerde,

N_d : Taşıma gücü momentlerini maksimum yapan eksenel kuvvet değeridir.

A_s : Kolonun bir yüzündeki toplam donatı alanıdır.

M_{pa} **;** $M_{pü} \Rightarrow$ Sırası ile kolonun alt ve üst ucundaki pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momentleridir. ($M_{pa} = 1{,}4 * M_{ra}$; $M_{pü} = 1{,}4 * M_{rü}$)

$V_d = V_{G+Q+E} \Rightarrow$ Kolonun kiriş veya döşeme yüzündeki, yük katsayıları ile çarpılmamış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvvetidir.

Betonun kesme dayanımına katkısı Denklem 5.4' de hesaplanmıştır.

$$V_c = 0,8*V_{cr} \quad (5.4a)$$

$$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_w \quad (5.4b)$$

Kolonların enine donatı hesanına esas alınacak kesme kuvveti V_e, Denlem 5.5 ile hesaplanacaktır

$$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n \quad (5.5)$$

$V_e \leq V_r = 0,22* f_{cd}*A_w$ olmalıdır. Aksi taktirde kesit boyutları büyütülür.

$V_e \geq 0,5*(V_d = V_{G+Q+E})$ ve aynı zamanda $N_d \leq 0,05*A_c*f_{ck}$ olması durumunda $V_c = 0$ alınır.

V_e ile birlikte, yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler altında hesaplanan kolon yüzündeki kesme kuvveti, $V_{1,4G+1,6Q}$, ve V_{G+Q+E}'de dikkate alınmalı ve en elverişsiz değer tasarım kesme kuvveti ($V_{tasarım}$) olarak alınmalıdır.

Kesme donatısının kesme dayanımına katkısı V_w, Denlem 5.6 ile hesaplanacaktır.

$$V_w = V_{tasarım} - V_c \quad (5.6a)$$

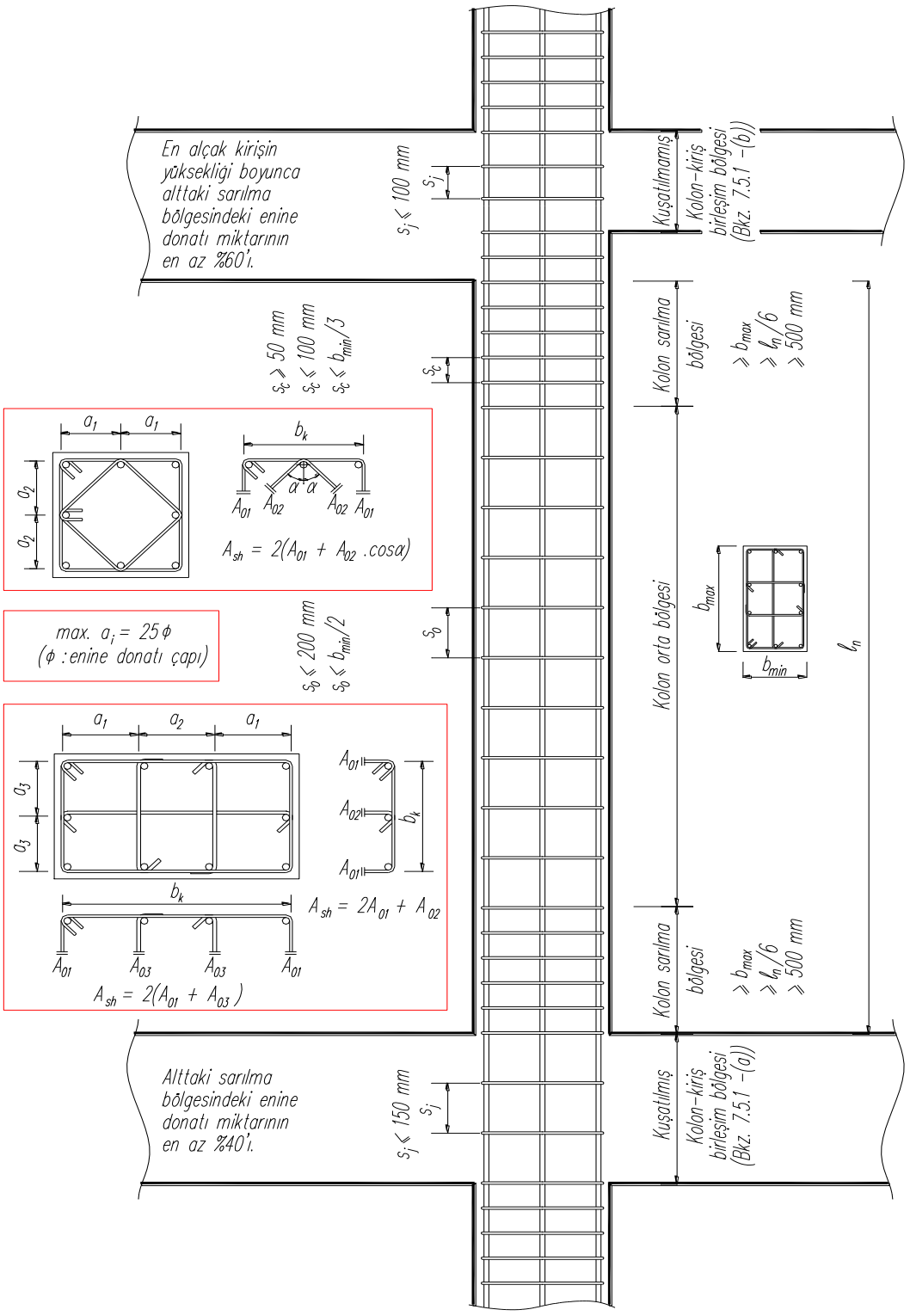
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} *f_{ywd}*b_k \quad (5.6b)$$

$V_{tasarım} \leq V_{cr} \Rightarrow$ Betonun kesit hesap kuvvetini tek başına karşıladığı kabul edilir. Sünek davranış sağlamak için minimum etriye yeterlidir.

$V_{tasarım} > V_r \Rightarrow$ Kesit boyutu artırılır.

$V_{cr} < V_{tasarım} \leq V_r \Rightarrow$ Kesit yeterlidir, kayma donatısı hesapla bulunur.

- Kolon sarılma bölgesine konulan enine donatı, aşağıdaki durumlarda kolon orta bölgesinde de aynen devam ettirlecektir.
  (a) Dayanım Düzensizliği katsayısının 0,60 ila 0,80 arasında değiştiği katta yer alan bütün kolonlar
  (b) B3 tipi düzensizlikte üst katlardaki perdelerin altta oturtulduğu tüm kolonlar



Şekil 5.2 Kolonlarda Enine Donatının Düzenlenmesi

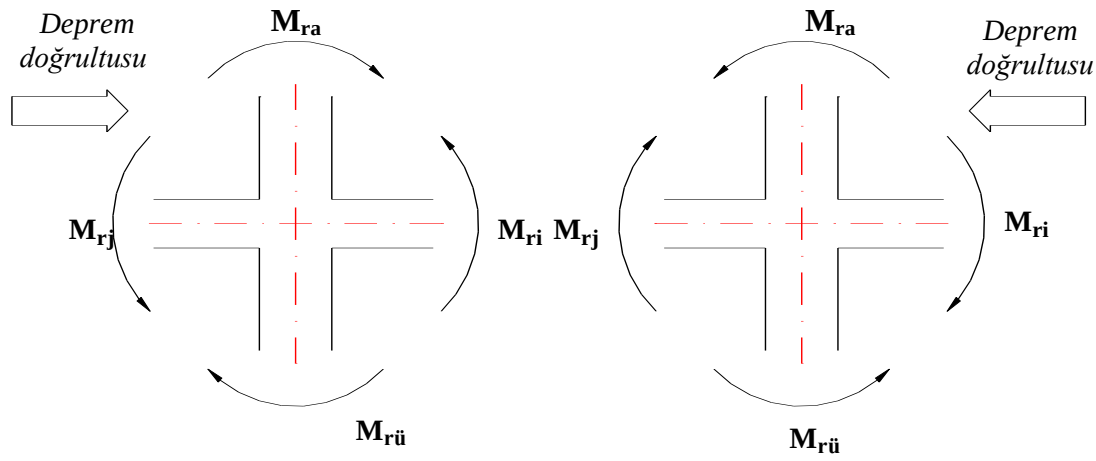
5.2.5 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

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

$$(M_{ra}+M_{rü})> 1{,}2\ (M_{ri}+M_{rj}) \qquad (5.7)$$

Denklem 5.7' in uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin verilen koşulları sağlaması zorunludur.

Denklem 5.7 her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır.(Şekil 5.3). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.



Şekil 5.3 Kolonları Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

5.2.6 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerinde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

- **Kuşatılmış ve Kuşatılmamış Birleşimler**

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon-kiriş birleşimleri, aşağıda tanımlandığı üzere, iki sınıfa ayrılacaktır.

(a) Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanacaktır.

(b) Yukarıdaki koşulları sağlamayan tüm birleşimler, kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanacaktır.

- **Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği**

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti, Denklem 5.8 ile hesaplanacaktır. (Şekil 5.4).

$$V_e = 1.25\, f_{yk}\, (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \qquad (5.8)$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2} = 0$ alınacaktır.

Herhangi bir birleşim bölgesinde Denklem 5.9 ile hesaplanan kesme kuvveti, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıda verilen sınırları aşmayacaktır. (Şekil 5.4). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyültülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

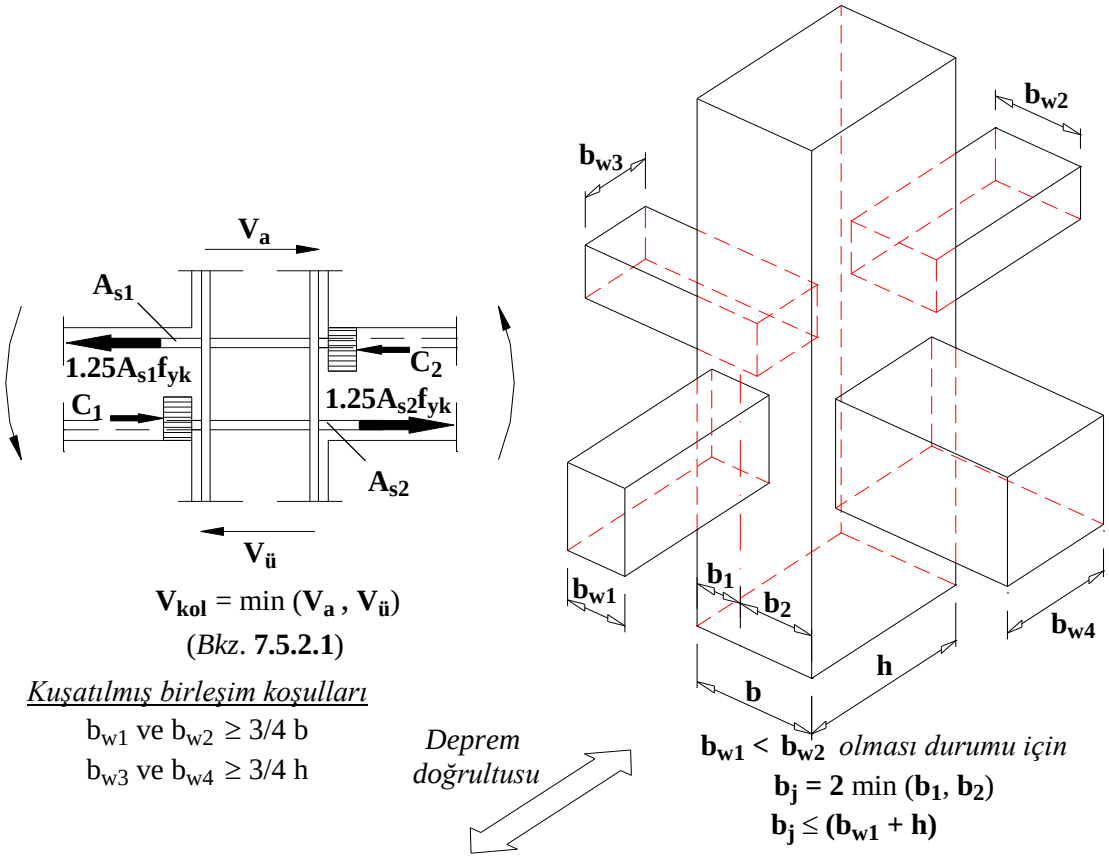
Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \le 0.60\, b_j\, h\, f_{cd}$ (5.9a)

Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \le 0.45\, b_j\, h\, f_{cd}$ (5.9b)

Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir;

(a) Kuşatılmış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 40'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 150 mm'yi aşmayacaktır.

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 100 mm'yi aşmayacaktır.



Şekil 5.4 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kuşatılmamış ve Kuşatılmamış Birleşimler

5.2.7 Kolonlarda Narinlik Etkisi

Yüksek dayanımlı betonların üretilmesi ve kolon boyutlarında bu sayede sağlanan kesit küçülmesi narinliğin önemli bir sorun olarak ortaya çıkmasına neden olmuştur. Narinlik bir kolonun iki ucunun mesnetlenme durumuna, kesitine ve kolonun içinde bulunduğu çerçevenin yerdeğiştirme durumuna bağlıdır. Narinlik hesabında iki ucu mafsallı bir kolonun boyuna eşdeğer bir etkili boy tarifi esastır. Bu durumda her iki ucun birbirine göre relatif olarak hareket edip etmeyeceğide önemlidir.

Genel olarak söylenebilir ki;

Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş sistemlerde k<1.0

Yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş sistemlerde k>1.0 kabul edilebilir.

k : burkulma boyu katsayısı

Bu katsayıların belirlenmesinde kolonun iki ucunun bağlandığı noktalardaki elemanların relatif dönme rijitlikleri etkili olur. Kolonlar kirişlere göre çok daha rijit ise mafsalllı birleşime yaklaşılırken kirişlerin rijit olması ankastre birleşime yaklaşır.

k=(yerdeğiştirme durumu)

$$\alpha = (\sum \frac{EI}{l})kolon/(\sum \frac{EI}{l})kiriş \quad (5.10)$$

Kolonun narinliği atalet yarıçapına da bağlıdır.

$$i = \sqrt{(I/A)} \quad (5.11)$$

Narinliğin bir kolonun dayanımını önemli ölçüde etkileyip etkilemediği de aşağıda ki sınır değerlerle anlaşılır.

$l_k/i < 20$ ise narinliğin kolon dayanımına fazla bir etkisi olmaz

$l_k/i > 70$ ise narinliğin kolon dayanımına etkisi vardır, taşıma gücüne ulaşılmadan kolonun burkulma tehlikesi vardır.

TS 500 Madde 7.6.2.3'e göre yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda

$$l_k/i \le 34 - 12 \times (M_1 / M_2) \le 40 \quad (5.12)$$

koşulu sağlanıyorsa narinlik etkisi ihmal edilebilir.

5.3 Kolonların Statik ve Betonarme Hesabı

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

Üç boyutlu bilgisayar modelinde kolonlar çubuk eleman olarak tariflenmiştir.

Bu bölümde ise yapının zemin katında bulunan kolonların analizi yapılmıştır.

Yapının statik hesabında kullanılan yükleme durumları aşağıda verilmiştir.

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

Yapının zemin katında toplam 28 tane kolon bulunmaktadır. Yapı her iki yönde de simetrik olduğundan dolayı hesaplarda 8 adet kolon gözönüne alınmıştır. Yapıda ki kolon boyutları;

S1,S2,S3,S7,S8,S10,S11,S12 kolonları (zemin kat): 30cm×60cm

Kolonların betonarme hesabı yapıldıktan sonra, zemin katta en elverişsiz düğüm noktalarında güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolleri yapılmış ve buradan hareketle hesaplanan kesme kuvvetine göre kolonların enine donatısı hesaplanmıştır. Ayrıca kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kesme güvenliği kontrolü yapılmıştır.

Daha sonra, yapıdaki zemin ve 1.kat kolonlarında en fazla narinlik etkisinin olabileceği kesit bakımından küçük, narin kirişlerle kuşatılmış kolonlar dikkate alınarak narinlik etkisi incelenmiştir.

5.3.1 Zemin Kat Kolonlarının Betonarme Hesabı

S1 Kolonu (30×60)

Zemin kata ait S1 kolonunda yükleme durumlarına ait iç kuvvet değerleri Tablo 5.1' de verilmiştir.

Tablo 5.1 S1 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S1	1,4G+1,6Q	-1600,79	-0,60	8,15	10,421	-0,805
KAT Z	S1	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1099,69	4,93	5,83	8,008	11,370
KAT Z	S1	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1132,39	-5,77	5,35	6,277	-12,484
KAT Z	S1	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-730,91	1,03	22,83	71,623	1,306
KAT Z	S1	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1501,18	-1,87	-11,65	57,338	-2,420
KAT Z	S1	0,9G+Ex	-815,60	5,06	3,80	5,395	11,540
KAT Z	S1	0,9G-Ex	-848,30	-5,64	3,32	3,664	-12,314
KAT Z	S1	0,9G+Ey	-446,82	1,16	20,80	69,010	1,476
KAT Z	S1	0,9G-Ey	-1217,09	-1,74	-13,68	59,951	-2,250

- **1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1600,79 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=10,42 kNm, M_3=-0,81 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1600,79}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,627$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1042}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0068$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{81}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0011$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1132,39 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=6,28 kNm, M_3=-12,48 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1132,39}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,443$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{628}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0041$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1248}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0163$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1501,18 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=57,34 kNm, M_3=-2,42 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1501,18}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,588$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{5734}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,037$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{242}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0032$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi16 \rightarrow A_s = 24,12\ cm^2$

<u>Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;</u>

Kesit $\Rightarrow$ b / h = 30 / 60 ; Paspayı = 5 cm ; b_k = 50 cm

$$V_r = 0,22 \times f_{cd} \times b \times d = 0,22 \times 16700 \times 0,3 \times 0,55 = 606,21 kN$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 1150 \times 0,3 \times 0,5 = 123,34 kN$$

$$Vc = 0,8 \times Vcr = 98,67 kN$$

$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n$

$N_{d,alt} \approx N_{d,üst} = -1600,79$ kN ; $V_{G+Q+E} = 22,83kN$; A_s=6,03 cm^2

$M_{ra} = M_{rü} = N_d \times [h / 2 – 0,59 \times N_d / (f_{cd} \times b)] + A_s \times b_k \times f_{yd}$

$M_{ra} = M_{rü} = 1600,79 \times [0,60 / 2 – 0,59 \times 1600,79 / (16700 \times 0,30)] + 6,03 \times 10^{-4}$

$\times 0,50 \times 365000 = 288,51$ kNm

$M_{pa} = M_{pü} = 1,4 \times M_{ra} = 1,4*288,51 = 403,91$kNm

$V_e = (403,91+403,91) / 3,50 = 230,81$ kN

$V_{tasarım} = V_e = 230,81$ kN < V_r =606,21 kN

$V_e > 0,5 \times V_{G+Q+E} = 0,5 \times 22,83 = 11,42$ kN

$N_d > 0,05 \times A_c \times f_{ck} = 0,05 \times 0,18 \times 25000 = 225$ kN

Yukarıdaki eşitsizliklere göre $\Rightarrow V_c = 0,8 \times V_{cr}$ alınır.

$V_w = V_e – V_c = 230,81 – 98,67 = 132,14$ kN

Kolon orta bölgesi;

Seçilen etriye $\Rightarrow \phi 10 / 20$

Seçilen çiroz $\Rightarrow 2\phi 10$

$A_{sh} = (4+2) \times 0,79 = 4,74$ cm^2

$$V_w = \frac{A_{sh}}{s} \times f_{ywd} \times b_k = \frac{4,74 \times 10^{-4}}{0,20} \times 365000 \times 0,5 = 432,53 \text{ kN} > 132,14 \text{ kN}$$

Kolon sarılma bölgesi;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 1600,79kN > 0,2 \times 0,60 \times 0,30 \times 25000 = 900kN$$

O halde kolonun enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times \left[(A_c / A_{ck}) - 1\right] \times \left(f_{ck} / f_{ywk}\right)$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times \left(f_{ck} / f_{ywk}\right)$$

$$4,74cm^2 \geq 0,30 \times 10 \times 55 \times \left[\left(60 \times 30 / 55 \times 25) - 1\right)\right] \times \left(250/4200\right) = 3,04cm^2$$

$$4,74cm^2 \geq 0,075 \times 10 \times 55 \times \left(250/4200\right) = 2,46cm^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
$\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{Bmatrix} b_{max} = 60cm \\ l_n/6 = 400/6 = 66cm \\ 50cm \end{Bmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı kalınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 70 cm seçilmiştir.

S2-S3-S7-S8-S10-S11-S12 Kolonları (30×60)

S1 kolonunun donatı hesaplarıda donatı oranlarının minimum çıkması ve bu kolonlar aynı boyutta olup ve yapının geometrisi itibariyle yaklaşık aynı iç kuvvet değerlerine sahip olduklarından bu kolonlara ait yapılan süperpozisyonlar tablolarda gösterilerek maksimum değerlere göre kolonlar boyutlandırılmıştır.

Zemin kata ait S2, S3, S7, S8, S10, S11 ve S12 kolonlarının yükleme durumlarına ait iç kuvvet değerleri aşağıdaki tablolarda verilmiştir.

Tablo 5.2 S2 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S2	1,4G+1,6Q	-1535,88	-0,48	4,88	6,217	-0,640
KAT Z	S2	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-940,17	4,34	6,14	7,735	10,585
KAT Z	S2	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1203,17	-5,02	0,53	0,741	-11,489
KAT Z	S2	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-746,24	-0,11	21,33	69,822	-0,086
KAT Z	S2	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1397,10	-0,56	-14,67	-61,345	-0,817
KAT Z	S2	0,9G+Ex	-673,07	4,40	4,81	6,035	10,663
KAT Z	S2	0,9G-Ex	-936,08	-4,96	-0,80	-0,960	-11,410
KAT Z	S2	0,9G+Ey	-479,15	-0,05	20,61	68,121	-0,008
KAT Z	S2	0,9G-Ey	-1130,0	-0,50	-15,99	-63,046	-0,739

Tablo 5.3 S3 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S3	1,4G+1,6Q	-951,69	7,96	5,06	6,454	10,514
KAT Z	S3	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-464,46	8,60	6,31	8,188	16,210
KAT Z	S3	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-870,53	2,50	0,75	0,829	-1,552
KAT Z	S3	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-332,54	5,59	21,54	70,225	7,459
KAT Z	S3	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1002,44	5,50	-14,47	-61,208	7,199
KAT Z	S3	0,9G+Ex	-320,31	7,18	5,46	7,101	14,334
KAT Z	S3	0,9G-Ex	-726,38	1,08	-0,09	-0,257	-3,428
KAT Z	S3	0,9G+Ey	-188,39	4,17	20,69	69,139	5,583
KAT Z	S3	0,9G-Ey	-858,29	4,09	-15,32	-62,295	5,323

Tablo 5.4 S7 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S7	1,4G+1,6Q	-1918,51	0,31	-2,66	-3,535	0,411
KAT Z	S7	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1300,52	6,76	0,74	1,242	13,765
KAT Z	S7	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1351,91	-6,33	-4,45	-6,175	-13,207
KAT Z	S7	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-1280,45	1,85	24,58	73,907	2,480
KAT Z	S7	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1371,97	-1,42	-28,30	-78,841	-1,921
KAT Z	S7	0,9G+Ex	-889,74	6,67	1,21	1,854	13,646
KAT Z	S7	0,9G-Ex	-941,13	-6,42	-3,98	-5,562	-13,327
KAT Z	S7	0,9G+Ey	-869,68	1,76	25,05	74,520	2,360
KAT Z	S7	0,9G-Ey	-961,19	-1,51	-27,83	-78,228	-2,041

Tablo 5.5 S8 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S8	1,4G+1,6Q	-1741,64	-0,01	8,21	10,536	-0,024
KAT Z	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1217,22	7,89	5,62	7,229	15,262
KAT Z	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1217,37	-7,91	5,62	7,197	-15,297
KAT Z	S8	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-921,50	0,06	23,75	73,218	0,122
KAT Z	S8	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1513,09	-0,08	-12,50	-58,792	-0,157
KAT Z	S8	0,9G+Ex	-927,07	7,89	3,53	4,534	15,264
KAT Z	S8	0,9G-Ex	-927,22	-7,91	3,52	4,502	-15,295
KAT Z	S8	0,9G+Ey	-631,35	0,06	21,65	70,523	0,124
KAT Z	S8	0,9G-Ey	-1221,94	-0,08	-14,60	-61,487	-0,155

Tablo 5.6 S10 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S10	1,4G+1,6Q	-1809,99	-1,27	-0,57	-0,822	-1,676
KAT Z	S10	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1250,84	5,27	2,58	3,488	11,784
KAT Z	S10	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1252,88	-7,02	-3,34	-4,589	-14,101
KAT Z	S10	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-1141,55	-0,79	27,64	77,992	-1,033
KAT Z	S10	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1362,17	-0,96	-28,40	-79,093	-1,283
KAT Z	S10	0,9G+Ex	-867,41	5,54	2,80	3,774	12,142
KAT Z	S10	0,9G-Ex	-869,45	-6,75	-3,13	-4,303	-13,743
KAT Z	S10	0,9G+Ey	-758,12	-0,52	27,86	78,278	-0,675
KAT Z	S10	0,9G-Ey	-978,74	-0,69	-28,18	-78,806	-0,925

Tablo 5.7 S11 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S11	1,4G+1,6Q	-1934,62	-0,04	-0,49	-0,699	-0,059
KAT Z	S11	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1231,90	4,40	2,23	2,759	10,628
KAT Z	S11	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1444,04	-4,46	-2,86	-3,671	-10,712
KAT Z	S11	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-1224,06	-0,02	27,86	78,414	-0,014
KAT Z	S11	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1451,89	-0,04	-28,49	-79,326	-0,070
KAT Z	S11	0,9G+Ex	-821,52	4,40	2,47	3,075	10,632
KAT Z	S11	0,9G-Ex	-1033,65	-4,45	-2,62	-3,354	-10,709
KAT Z	S11	0,9G+Ey	-813,67	-0,02	28,10	78,731	-0,011
KAT Z	S11	0,9G-Ey	-1041,50	-0,04	-28,25	-79,010	-0,066

Tablo 5.8 S12 Kolon İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
KAT Z	S12	1,4G+1,6Q	-2045,08	0,0	-3,35	4,376	-0,005
KAT Z	S12	1,0G+1,0Q+1,0Ex	-1415,50	5,13	-2,31	-3,011	11,594
KAT Z	S12	1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1415,57	-5,13	-2,33	-3,049	-11,601
KAT Z	S12	1,0G+1,0Q+1,0Ey	-1289,93	0,01	25,63	75,664	0,027
KAT Z	S12	1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1541,14	-0,02	-30,26	-81,724	-0,034
KAT Z	S12	0,9G+Ex	-988,95	5,13	-1,62	-2,108	11,594
KAT Z	S12	0,9G-Ex	-989,02	-5,13	-1,63	-2,146	-11,601
KAT Z	S12	0,9G+Ey	-863,38	0,01	26,32	76,567	0,027
KAT Z	S12	0,9G-Ey	-1114,59	-0,02	-29,57	-80,821	-0,034

- **1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2045,08 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=10,54 kNm, M_3=10,51 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2045,08}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,80$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1054}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,00688$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1051}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0137$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1444,04 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=7,20 kNm, M_3=-15,30 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1444,04}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,57$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{720}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0047$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1530}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,02$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1541,14 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=-81,72 kNm, M_3=7,20 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1541,14}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,60$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{8172}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,053$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{720}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0094$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi16 \rightarrow A_s = 24,12\ cm^2$

<u>Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;</u>

Kesit $\Rightarrow$ b / h = 30 / 60 ; Paspayı = 5 cm ; b_k = 50 cm

$$V_r = 0,22 \times f_{cd} \times b \times d = 0,22 \times 16700 \times 0,3 \times 0,55 = 606,21 kN$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 1150 \times 0,3 \times 0,5 = 123,34 kN$$

$Vc = 0,8 \times Vcr = 98,67\ kN$

$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n$

$N_{d,alt} \approx N_{d,üst} = -2045,08\ kN$; $V_{G+Q+E} = -30,26 kN$; A_s=6,03 cm^2

$M_{ra} = M_{rü} = N_d \times [h / 2 – 0,59 \times N_d / (f_{cd} \times b)] + A_s \times b_k \times f_{yd}$

$M_{ra} = M_{rü} = 2045,08 \times [0,60 / 2 – 0,59 \times 2045,08 / (16700 \times 0,30)] + 6,03 \times 10^{-4}$

$\times 0,50 \times 365000 = 231,04\ kNm$

$M_{pa} = M_{pü} = 1,4 \times M_{ra} = 1,4*231,04 = 323,46 kNm$

$V_e = (323,46+323,46) / 3,50 = 184,83\ kN$

$V_{tasarım} = V_e = 184,83\ kN < V_r = 606,21\ kN$

$V_e > 0,5 \times V_{G+Q+E} = 0,5 \times 30,26 = 15,13\ kN$

$N_d > 0,05 \times A_c \times f_{ck} = 0,05 \times 0,18 \times 25000 = 225\ kN$

Yukarıdaki eşitsizliklere göre $\Rightarrow V_c = 0,8 \times V_{cr}$ alınır.

$V_w = V_e – V_c = 184,83 – 98,67 = 86,16\ kN$

Kolon orta bölgesi;

Seçilen etriye $\Rightarrow \phi 10 / 20$

Seçilen çiroz $\Rightarrow 2\phi 10$

$A_{sh} = (4+2) \times 0,79 = 4,74\ cm^2$

$$V_w = \frac{A_{sh}}{s} \times f_{ywd} \times b_k = \frac{4,74 \times 10^{-4}}{0,20} \times 365000 \times 0,5 = 432,53\ kN > 86,16\ kN$$

Kolon sarılma bölgesi;

$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 1600,79 kN > 0,2 \times 0,60 \times 0,30 \times 25000 = 900 kN$

O halde kolonun enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times \left[(A_c / A_{ck}) - 1\right] \times \left(f_{ck} / f_{ywk}\right)$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times \left(f_{ck} / f_{ywk}\right)$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,30 \times 10 \times 55 \times \left[\left(60 \times 30 / 55 \times 25) - 1\right)\right] \times \left(250 / 4200\right) = 3,04 cm^2$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,075 \times 10 \times 55 \times \left(250 / 4200\right) = 2,46 cm^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
$\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{pmatrix} b_{max} = 60cm \\ l_n / 6 = 400/6 = 66cm \\ 50cm \end{pmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı kalınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 70 cm seçilmiştir.

- 1.Kat,2.Kat,3.Kat,4.Kat ve 5.Kat kolonları için;

$$\text{kolon sarılma bölgesinin uzunluğu} \geq \begin{Bmatrix} b_{max} = 60cm \\ l_n/6 = 320/6 = 54cm \\ 50cm \end{Bmatrix}$$

Deprem Yönetmeliği'ndeki koşullara bağlı kalınarak, kolona bağlanan kirişin alt yüzünden başlayarak sarılma bölgesinin uzunluğu 60 cm seçilmiştir.

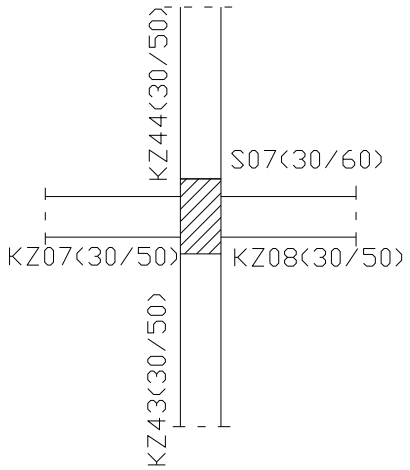
S1, S2, S3, S7, S8, S10, S11 ve S12 kolonlarının en elverişsiz yüklemelere göre donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 5.10' da gösterilmiştir.

Tablo 5.9 S1-S2-S3-S7-S8-S10-S11-S12 Kolonlarının Donatı Tablosu

Kat No	Boyut	$A_s(cm^2)$	Seçilen	Köşe	Kenar	$A_{s\ mevcut}$ (cm^2)	ρ=As/b.h	Seçilen Etriye
Z	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20
1	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20
2	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20
3	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20
4	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20
5	30/60	18	12Φ16	4Φ16	8Φ16	24,12	0,0134	Φ10/10-20

5.4 Kolonların Kirişlerden Güçlü Olması Koşulunun Kontrolü

- Zemin kat tabliyesi hizasında, S07 kolonu için kuvvetli kolon-zayıf kiriş kontrolü yapılırsa;



$(M_{ra}+M_{rü})> 1,2\ (M_{ri}+M_{rj})$ koşulunun kontrolü yapılırsa

X doğrultusu için

Kirişlerin taşıma gücü momentleri

Bir önceki bölümde kiriş eğilme momenti kapasiteleri zemin kattaki tüm kirişler için hesaplanmıştır. Bu durumda;

KZ07'in sağ mesneti $\Rightarrow M_{ri} = 116,35$ kNm (Bölüm 4.2.1.2'e bakınız)

KZ08'nın sol mesneti $\Rightarrow M_{rj} = 146,73$ kNm (Bölüm 4.2.1.2'e bakınız)

Üst Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ex)}$=-1076,09 kN

$M_{rü} = N_d*[h / 2 – 0,59*N_d / (f_{cd}*b)] + A_s*b_k*f_{yd}$

$M_{rü} = 1076,09 \times [0,60 / 2 – 0,59*1076,09 / (16700*0,30)] + 6,03*10^{-4}*0,50*365000$

$M_{rü} = 296,51$ kNm

Alt Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ex)}$= -1351,91kN

$M_{ra} = N_d*[h / 2 – 0,59*N_d / (f_{cd}*b)] + A_s*b_k*f_{yd}$

$M_{ra} = 1076,09 \times [0,60 / 2 – 0,59*1076,09 / (16700*0,30)] + 6,03*10^{-4}*0,50*365000$

$M_{ra} = 300,39$ kNm

$(M_{ra}+M_{rü})/ (M_{ri}+M_{rj}) =(296,51+300,39)/(116,35+146,73)=2,27>1,2$

Y doğrultusu için

Kirişlerin taşıma gücü momentleri

KZ44'in sağ mesneti $\Rightarrow M_{ri} = 93,08$ kNm (Bölüm 4.2.1.5'e bakınız)

KZ43'nın sol mesneti $\Rightarrow M_{rj} = 146,73$ kNm (Bölüm 4.2.1.5'e bakınız)

Üst Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ey)}$=-1091,36 kN

$M_{rü} = N_d*[h / 2 – 0,59*N_d / (f_{cd}*b)] + A_s*b_k*f_{yd}$

$M_{rü} = 1091,36 \times [0,60 / 2 – 0,59*1091,36 / (16700*0,30)] + 6,03*10^{-4}*0,50*365000$

$M_{rü} = 297,19$kNm

Alt Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ex)}$= -1371,97kN

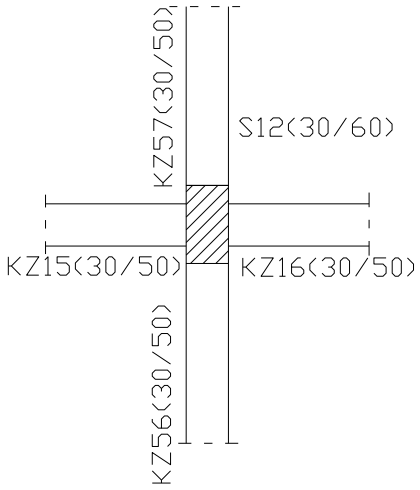
$M_{ra} = N_d*[h / 2 – 0,59*N_d / (f_{cd}*b)] + A_s*b_k*f_{yd}$

$M_{ra} = 1371,97 \times [0,60 / 2 – 0,59*1371,97 / (16700*0,30)] + 6,03*10^{-4}*0,50*365000$

$M_{ra} = 299,97$ kNm

$(M_{ra}+M_{rü})/ (M_{ri}+M_{rj})$ =(297,19+299,97)/(93,08+146,73)=2,49>1,2

- Zemin kat tabliyesi hizasında, S12 kolonu için kuvvetli kolon-zayıf kiriş kontrolü yapılırsa;



$(M_{ra}+M_{rü})$> 1,2 $(M_{ri}+M_{rj})$ koşulunun kontrolü yapılırsa ;

X doğrultusu için

Kirişlerin taşıma gücü momentleri

Bir önceki bölümde kiriş eğilme momenti kapasiteleri zemin kattaki tüm kirişler için hesaplanmıştır. Bu durumda;

KZ15'in sağ mesneti ⇒ M_{ri} = 93,08 kNm (Bölüm 4.2.1.3'e bakınız)

KZ16'nın sol mesneti ⇒ M_{rj} = 93,08 kNm (Bölüm 4.2.1.3'e bakınız)

Üst Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ex)}$=-1152,81 kN

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1152,81}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,45$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{6,03 \times 36,5}{30 \times 60 \times 0,85 \times 1,67} = 0,086$$

İlgili abaklardan, m_r=0,11

$$M_{r\,üst} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,11 \times (0,85 \times 16700 \times 0,3 \times 0,60^2) = 168,64 kNm$$

Alt Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+qe)}$= -1415,57kN

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1415,57}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,55$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{6,03 \times 36,5}{30 \times 60 \times 0,85 \times 1,67} = 0,086$$

İlgili abaklardan, m_r=0,09

$$M_{r\,üst} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,09 \times (0,85 \times 16700 \times 0,3 \times 0,60^2) = 137,98 kNm$$

$(M_{ra}+M_{rü})/ (M_{ri}+M_{rj})$ =(168,64+137,98)/(93,08+93,08)=1,65>1,2

Y doğrultusu için

Kirişlerin taşıma gücü momentleri

KZ57'in sağ mesneti ⇒ M_{ri} = 93,08 kNm (Bölüm 4.2.1.8'e bakınız)

KZ56'nın sol mesneti ⇒ M_{rj} = 100,19 kNm (Bölüm 4.2.1.8'e bakınız)

Üst Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ey)}$=-1262,23 kN

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1262,23}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,49$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{6,03 \times 36,5}{30 \times 60 \times 0,85 \times 1,67} = 0,086$$

İlgili abaklardan, m_r=0,10

$$M_{r\,üst} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,10 \times (0,85 \times 16700 \times 0,3 \times 0,60^2) = 153,31 kNm$$

Alt Kolon EğilmeMomenti Kapasitesi;

$N_{d(g+q-ex)}$= -1541,14kN

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1541,14}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,60$$

$$\rho_m = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{6,03 \times 36,5}{30 \times 60 \times 0,85 \times 1,67} = 0,086$$

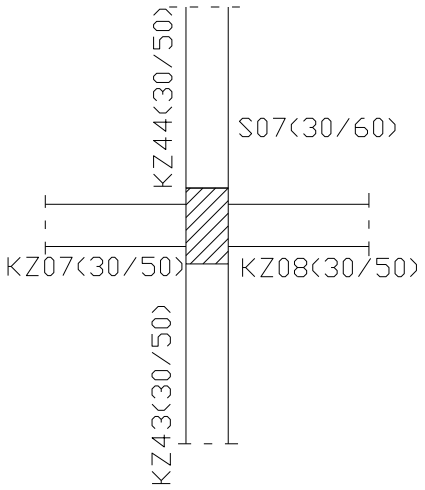
İlgili abaklardan, m_r=0,06

$$M_{r\,üst} = m_r \times (0,85 \times f_{cd} \times b \times h^2) = 0,06 \times (0,85 \times 16700 \times 0,3 \times 0,60^2) = 91,98 kNm$$

$(M_{ra}+M_{rü})/ (M_{ri}+M_{rj})$ =(153,31+91,98)/(93,08+100,19)=1,27>1,2

5.5 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin Kontrolü

- Zemin kat tabliyesi hizasında, S07 kolonu için kuvvetli kolon-zayıf kiriş kontrolü yapılırsa;



X doğrultusu için

30 cm < (3/4)*60 = 45 cm ⇒ Kuşatılmamış birleşim

Depremin soldan sağa etkimesi durumu

V_a = 34,22 kN ; $V_ü$ = 39,51 kN

V_{kol} = min (V_a, $V_ü$) = 34,22 kN

A_{s1} = 6,16*10^{-4} m^2 ; A_{s2} = 4,62*10^{-4} m^2

b_j = 0,30 m ; h = 0,60 m

$V_e = 1{,}25*f_{yk}*(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$

V_e = 1,25*420000*[(6,16 + 4,62)*10^{-4}] – 34,22 = 531,73 kN

531,73 kN < 0,45*0,3*0,6*16700 = 1352,70 kN

Depremin sağdan sola etkimesi durumu

V_a = 34,22 kN ; $V_ü$ = 39,51 kN

V_{kol} = min (V_a, $V_ü$) = 34,22 kN

A_{s1} = 4,62*10^{-4} m^2 ; A_{s2} = 6,16*$10^{-4}$$m^2$

$V_e = 1{,}25*f_{yk}*(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$

V_e = 1,25*420000*[(6,16 + 4,62)*10^{-4}] – 34,22 = 531,73 kN

531,73 kN < 0,45*0,3*0,6*16700 = 1352,70 kN

Y doğrultusu için

30 cm < (3/4)*30 =22,5 cm ⇒ Kuşatılmış birleşim

Depremin soldan sağa etkimesi durumu

V_a = 85,88 kN ; $V_ü$ = 101,73 kN

$V_{kol} = \min (V_a, V_ü) = 85,88$ kN

$A_{s1} = 6,16*10^{-4}$ m^2 ; $A_{s2} = 4,62*10^{-4}$ m^2

$b_j = 0,30$ m ; $h = 0,60$ m

$V_e = 1,25*f_{yk}*(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$

$V_e = 1,25*420000*[(6,16 + 4,62)*10^{-4}] - 85,88 = 480,07$ kN

480,07 kN < 0,60*0,3*0,6*16700 = 1803,60 kN

Depremin sağdan sola etkimesi durumu

$V_a = 85,88$ kN ; $V_ü = 101,73$ kN

$V_{kol} = \min (V_a, V_ü) = 85,88$ kN

$A_{s1} = 4,62*10^{-4}$ m^2 ; $A_{s2} = 6,16*10^{-4}$m^2

$V_e = 1,25*f_{yk}*(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol}$

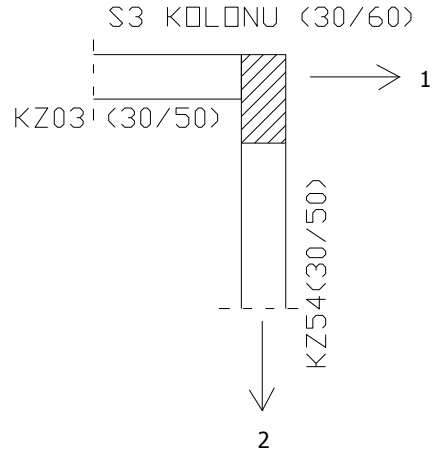
$V_e = 1,25*420000*[(6,16 + 4,62)*10^{-4}] - 85,88 = 480,07$ kN

480,07 kN < 0,60*0,3*0,6*16700 = 1803,60 kN

5.6 Kolonlarda Narinlik Etkisinin Kontrolü

Yapıdaki kolonlarda narinlik etkisinin kontrolü için zemin kat ve 1.katta bulunan, kesit bakımından küçük ve narin kirişlerle kuşatılmış S3 (30/60) kolonu gözönüne alınacaktır. Yapının taşıyıcı sistemi içinde yeterli rijitliği sağlayacak betonarme perdeler bulunduğundan yatay ötelenme önlenmiştir.

- **Zemin Kat S3 Kolonunda Narinlik Etkisi**



$i = 0,30 \times h = 0,30 \times 0,60 = 0,18$ m

$$\text{KZ03 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kiriş} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,5^3}{12}}{5}\right) = 18906,3$$

$$\text{KZ54 kirişi için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kiriş} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,5^3}{12}}{4}\right) = 23632,81$$

$$\text{S3 kolonu için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kolon} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,30 \times 0,60^3}{12}}{4}\right) = 40837,5 \text{ (zemin kat}$$

kolonu)

$$\text{S3 kolonu için} \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kolon} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,30 \times 0,50^3}{12}}{3,2}\right) = 51046,88 \text{ (1. kat)}$$

<u>1 doğrultusunda hesap;</u>

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (40837,5 + 51046,88) / 18906,25 = 4,86$$

$$\alpha_B = 1$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(4,86 + 1) = 0,993$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 1) = 0,9$$

$$l_k = k \times l_n = 0,9 \times (4 - 0,5) = 3,15m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{3,15}{0,18} = 17,50 < 20$$ Narinliğin etkisi yoktur.

Burada l_k; etkili kolon boyudur. L_n, kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

<u>2 doğrultusunda hesap;</u>

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (40837,5 + 51046,88) / 23632,81 = 3,89$$

$$\alpha_B = 1$$

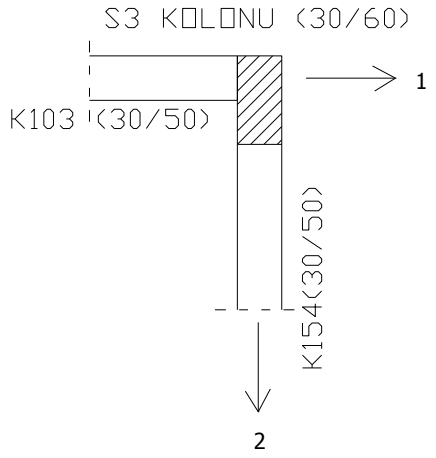
$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(3,89 + 1) = 0,95$$

$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 1) = 0,9$

$l_k = k \times l_n = 0,9 \times (4 - 0,5) = 3,15m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{3,15}{0,18} = 17,50 < 20$ Narinliğin etkisi yoktur.

Burada l_k; etkili kolon boyudur. L_n, kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

- **1.Kat S3 Kolonunda Narinlik Etkisi**



$i = 0,30 \times h = 0,30 \times 0,60 = 0,18\ m$

$$KZ03\ kirişi\ için \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kiriş} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,5^3}{12}}{5}\right) = 18906,3$$

$$KZ54\ kirişi\ için \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kiriş} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,3 \times 0,5^3}{12}}{4}\right) = 23632,81$$

$$S3\ kolonu\ için \rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kolon} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,30 \times 0,60^3}{12}}{4}\right) = 40837,5$$ (zemin kat kolonu)

S3 kolonu için $\rightarrow \left(\frac{Ec \times I}{l}\right)_{kolon} = \left(\frac{30,25 \times 10^6 \times \frac{0,30 \times 0,50^3}{12}}{3,2}\right) = 51046,88$ (1.ve2. kat kolonu)

<u>1 doğrultusunda hesap;</u>

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (51046,88 + 51046,88) / 18906,25 = 5,40$$

$$\alpha_B = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (40837,5 + 51046,88) / 18906,25 = 4,86$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(5,40 + 4,86) = 1,213 \leq 1,0$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 4,86) = 1,093 \leq 1,0$$

$l_k = k \times l_n = 1,0 \times (3,2 - 0,5) = 2,70m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{2,70}{0,18} = 15 < 20$ Narinliğin etkisi yoktur.

Burada l_k; etkili kolon boyudur. L_n, kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

<u>2 doğrultusunda hesap;</u>

$$\alpha_A = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (51046,88 + 51046,88) / 23632,81 = 4,32$$

$$\alpha_B = (\sum \frac{EI}{l})_{kolon} / (\sum \frac{EI}{l})_{kiriş} = (40837,5 + 51046,88) / 23632,81 = 3,89$$

$$k = 0,7 + 0,05(\alpha_A + \alpha_B) = 0,7 + 0,05(4,32 + 3,89) = 1,11 \leq 1,0$$

$$k = 0,85 + 0,05\alpha_{min} = 0,85 + (0,05 \times 3,89) = 1,045 \leq 1,0$$

$l_k = k \times l_n = 1,0 \times (3,2 - 0,5) = 2,70m \rightarrow \frac{l_k}{i} = \frac{2,70}{0,18} = 15 < 20$ Narinliğin etkisi yoktur.

Burada l_k; etkili kolon boyudur. L_n, kolon serbest yüksekliği olup döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

6. PERDELERİN BETONARME HESABI

6.1 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Süneklik Düzeyi Yüksek Perdelerdeki Koşullar

6.1.1 Enkesit Koşulları

- Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanıdır. Aşağıda belirtilen özel durum dışında perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/15'inden ve 200 mm'den az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliği boyunca perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/12'sinden az olmayacaktır.
- Deprem yüklerinin tümünün bina yüksekliği boyunca sadece perdeler tarafından taşındığı binalarda aşağıda verilen koşulların her ikisinin de sağlanması durumunda perde duvar kalınlığı, binadaki en yüksek katın yüksekliğininin 1/20'sinden ve 150mm'den az olmayacaktır.

$$\sum A_g / \sum A_p \geq 0.002 \qquad (6.1a)$$

$$V_t / \sum A_g \leq 0.5\, f_{ctd} \qquad (6.1b)$$

Bu koşul; bodrum katlarının çevresinde çok rijit betonarme perdelerin bulunduğu binalarda zemin kat düzeyinde, diğer binalarda ise temel üst kotu seviyesinde uygulanacaktır.

6.1.2 Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği.

- $H_w / \ell_w > 2.0$ olan perdelerin planda her iki ucunda perde uç bölgeleri oluşturulacaktır. Perde uç bölgeleri, perdenin kendi kalınlığı içinde oluşturulabileceği gibi, perdeye birleşen diğer bir perdenin veya perdenin ucunda genişletilmiş bir kesitin içinde de düzenlenebilir.
- Temel üstünden itibaren kritik perde yüksekliği, $2\ell_w$ değerini aşmamak üzere, aşağıda verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak biçimde belirlenecektir.

$$H_{cr} \geq \ell_w \qquad (6.2a)$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \qquad (6.2a)$$

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

- Dikdörtgen kesitli perdelerde, yukarıda tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır. Kritik perde yüksekliğinin üstünde kalan perde kesimi boyunca ise, perde uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır. (Şekil 6.1).

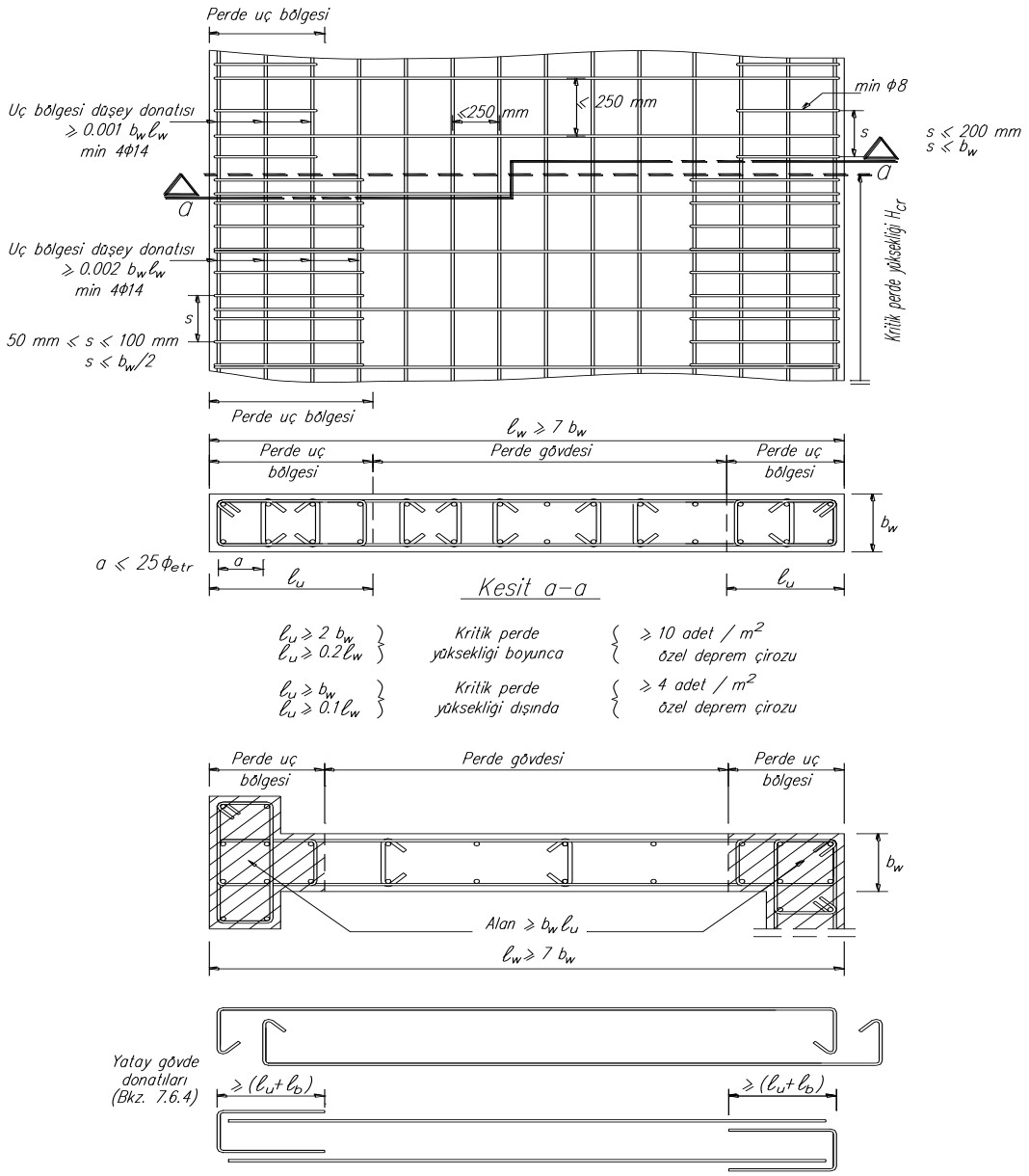
- Perde uç bölgelerinin, perdeye birleşen diğer bir perdenin veya perdenin ucunda genişletilmiş bir kesitin içinde düzenlenmesi durumunda; her bir perde uç bölgesinin enkesit alanı, en az dikdörtgen kesitli perdeler için yukarıda tanımlanan alana eşit olacaktır.

6.1.3 Gövde Donatısı Koşulları

- Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0,0025'inden az olmayacaktır. $H_w / \ell_w \leq 2{,}0$ olması durumunda perde gövdesi, perdenin tüm kesiti olarak gözönüne alınacaktır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmayacaktır.

- Yukarıda verilen koşulların her ikisinin de sağlandığı binalarda, düşey ve yatay toplam gövde donatısı oranlarının herbiri 0,0015'e indirilebilir. Ancak bu durumda donatı aralığı 300 mm'yi geçmeyecektir.

- Uç bölgeleri dışında, perde gövdelerinin her iki yüzündeki donatı ağları, beher metrekare perde yüzünde en az 4 adet özel deprem çirozu ile karşılıklı olarak bağlanacaktır. Ancak, kritik perde yüksekliği boyunca, uç bölgeleri dışındaki beher metrekare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılacaktır. Çirozların çapı, en az yatay donatının çapı kadar olacaktır. (Şekil 6.1).



Şekil 6.1 Perdelerde Enine ve Boyuna Donatı Yerleşimi

6.1.4 Gövde Donatılarının Düzenlenmesi

- Yatay gövde donatıları etriyelerle sarılı perde uç bölgesinin sonunda 90 derece kıvrılarak karşı yüzde köşedeki düşey donatıya 135 derecelik kanca ile bağlanacaktır.
- Yatay gövde donatılarının perde ucunda 90 derece kıvrım yapılmaksızın bitirilmesi durumunda, perdenin her iki ucuna gövde donatısı ile aynı çapta olan ⊃ biçiminde yatay donatılar yerleştirilecektir. Bu donatılar, perde uç bölgesinin iç sınırından itibaren perde gövdesine doğru en az kenetlenme boyu kadar uzatılacaklardır.

6.1.5 Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları

- Perde uç bölgelerinin her birinde, düşey donatı toplam alanının perde brüt enkesit alanına oranı 0.001'den az olmayacaktır. Ancak, kritik perde yüksekliği boyunca bu oran 0.002'ye çıkarılacaktır. Perde uç bölgelerinin her birinde düşey donatı miktarı 4∅14'ten az olmayacaktır.

- Perde uç bölgelerindeki düşey donatılar, aşağıdaki kurallara uyularak, kolonlarda olduğu gibi etriyeler ve/veya çirozlardan oluşan enine donatılarla sarılacaktır.

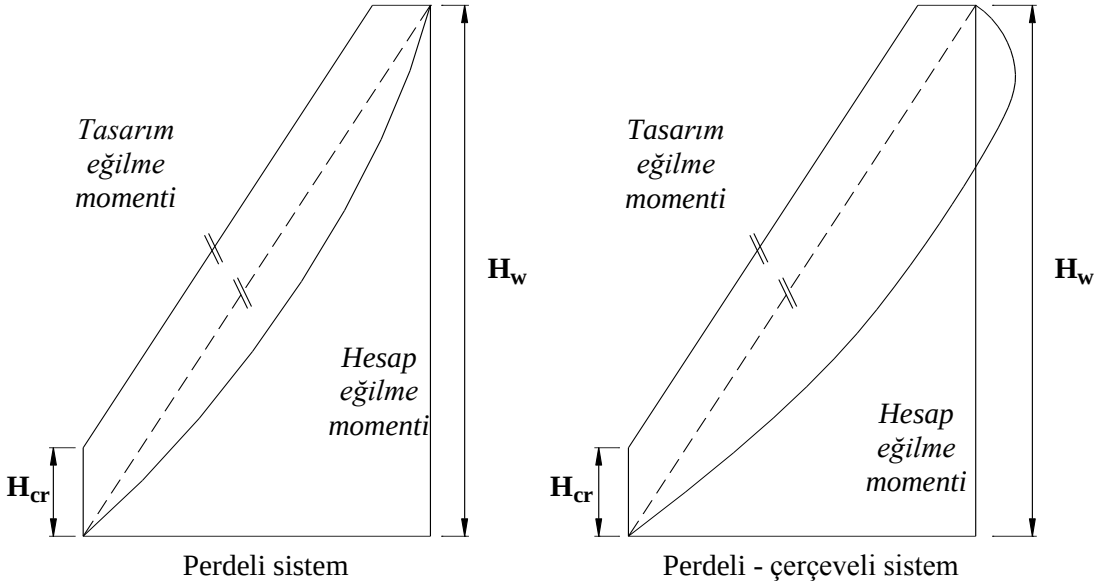
  (a) Uç bölgelerinde kullanılacak enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık, a, etriye ve çiroz çapının 25 katından fazla olmayacaktır.

  (b) Düşey doğrultuda etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmayacaktır. (Şekil 6.1). Bu donatılar, temelin içinde de en az perde kalınlığının iki katı kadar bir yükseklik boyunca devam ettirilecektir.

  (c) Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde uç bölgelerinde düşey doğrultudaki etriye ve/veya çiroz aralığı, perde duvar kalınlığından ve 200 mm'den daha fazla olmayacaktır. (Şekil 6.1). Ancak, perde uç bölgelerindeki enine donatının çapı ve aralığı, hiçbir zaman perde gövdesindeki yatay donatıdan az olmayacaktır.

6.1.6 Tasarım Eğilme Momentleri

$H_w / \ell_w > 2.0$ koşulunu sağlayan perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri, kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında hesaplanan eğilme momentine eşit alınacaktır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır. Çevresinde rijit perdeler bulunan bodrumlu binalarda sabit perde momenti, kritik perde yüksekliği boyunca gözönüne alınacaktır. (Şekil 6.2).



Şekil 6.2 Perdelerde Tasarım Eğilme Momenti Diyagramları

6.1.7 Perdelerin Kesme Güvenliği

Perde veya perde parçalarındaki enine donatının hesabında V_d kesme kuvveti esas alınacaktır. Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r, Denklem 6.3 ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{yd}) \quad (6.3)$$

V_d kesme kuvveti Denklem 6.4' de tanımlanan koşulları sağlayacaktır:

$$V_d \leq V_r \quad (6.4a)$$

$$V_d \leq 0.22 A_{ch} f_{cd} \quad (6.4a)$$

Aksi durumda, perde kesit boyutları bu koşullar sağlanmak üzere arttırılacaktır.

6.2 Perdelerin Statik ve Betonarme Hesabı

Yapıda bulunan betonarme perdelerin hesabı, TS 500 ve Deprem yönetmeliğinde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Perdelerin betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli ETABS 8.06'dan alınmıştır.
[1, 3, 13, 14].

Üç boyutlu bilgisayar modelinde perdeler sistemde kabuk eleman olarak modellenmiştir.

Perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında oluşan eğilme momentine eşit olarak alınmıştır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır ve bu değerlere göre donatı hesabı yapılmıştır.

± 0.00 kotundan itibaren yapıda her katta 12 adet perde bulunmaktadır. Yapı, her iki doğrultuda simetrik olduğundan 3 adet perde gözönüne alınmıştır. Bu perdelerin boyutları aşağıdaki Tablo 6.1' de gösterilmiştir.

Tablo 6.1 Perde Kalınlıkları

Perde adı	Uzunluk (cm)	Kalınlık (cm)	Oran
P1	430	35	12,29
P3	530	35	15,14
P5	530	35	15,14

Tüm perdeler zemin katta 35 cm kalınlığındadır. Diğer katlarda Deprem Yönetmeliğinde ki kurallara bağlı kalınarak perde kalınlığı 30 cm'e indirilmiştir.

Betonarme perdelerin hesabında kolon ve kirişlerin hesabında da belirtilen 10 tane yükleme kombinasyonu kullanılmıştır. En elverişsiz yük kombinasyonları kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır.

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

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

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

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

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

COMBO 6: 0,9G+E_x

COMBO 7: 0,9G-E_x

COMBO 8: 0,9G+E_y

COMBO 9: 0,9G-E_y

COMBO10: G+Q

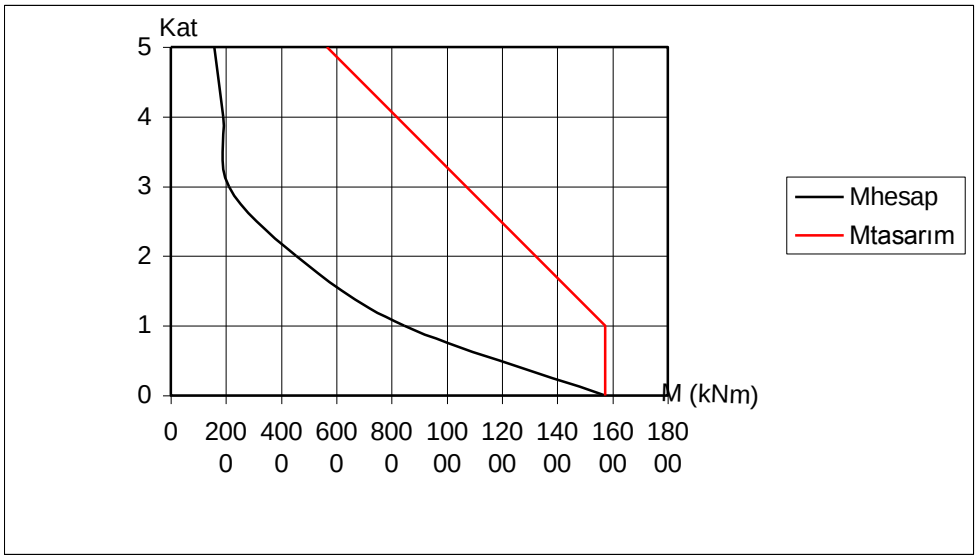
Perdelerin Betonarme Hesabı

- **P1 Perdesinin Betonarme Hesabı**

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri Tablo 6.2' de gösterilmiştir.

Tablo 6.2 P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ey Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	15723,82	7961,96	15723,82	15723,82	-1355,98	1985,95
1	8460,49	3930,43	8460,49	15723,82	-1049,32	1518,92
2	4547,92	1634,03	4547,92	13208,01	-833,78	1177,69
3	2104,13	1596,47	2104,13	10692,20	-627,89	841,17
4	1898,41	1471,55	1898,41	8176,39	-419,07	537,89
5	1572,71	305,07	1572,71	5660,58	-201,67	418,28



Şekil 6.3 P1 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği

Hw=20 m

Lw=430 m

$$\left.\begin{array}{l} Hcr < 2Lw = 8,60m \\ Hcr > Lw = 4,30m \\ Hcr > \dfrac{Hw}{6} = \dfrac{20}{6} = 3,33m \end{array}\right\} \rightarrow Hcr = 7,2m \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left.\begin{array}{l} Luç > 2 \times b_w = 70cm \\ Luç > 0,2 \times Lw = 86cm \end{array}\right\} \rightarrow Luç = 90 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b)Kritik yükseklik dışında;

$$\left.\begin{array}{l} \text{Luç} > b_w = 30\text{cm} \\ \text{Luç} > 0{,}1 \times \text{Lw} = 43\text{cm} \end{array}\right\} \rightarrow \text{Luç} = 45\,\text{cm seçilmiştir.}$$

• Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{1355{,}98}{35 \times 430 \times 1{,}67} = 0{,}054$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1572382}{35 \times 430^2 \times 1{,}67} = 0{,}145$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$$\rho_m = 0{,}15$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0{,}15 \times \frac{35*430}{365/16{,}7}. = 103{,}288\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0{,}002 \times 35 \times 430 = 30{,}1\ \text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow 24\phi 24 \rightarrow A_s = 108{,}57\ \text{cm}^2$$

Betonarme kesit hesabında perde gövde donatısını da hesaba katmak üzere her iki ucta bulunan donatılarının 1/6 sının iki kenarda gövdede bulunduğu kabul edilmiş ve kesit hesabında bu kabule uygun boyutlama tabloları kullanılmıştır.

$$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 103{,}288/6 = 17{,}22\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\,min,gövde} = 0{,}5 \times 0{,}0025 \times 35 \times 250 = 10{,}95\ \text{cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow \phi 12/15 \rightarrow A_s = 7{,}54/\text{m} \times 2{,}5 = 18{,}85\ \text{cm}^2$$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0{,}22*f_{cd}*A_{ch} = 0{,}22*16700*0{,}35*4{,}3 = 5529{,}37$ kN

$V_{cr} = 0{,}65*f_{ctd}*A_{ch} = 0{,}65*1150*0{,}35*4{,}3 = 1124{,}99$ kN

$V_c = 0{,}8*V_{cr} = 0{,}8*1124{,}99 = 899{,}99$kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4{,}53*2{,}5) / (35*250) = 0{,}0026 > \rho_{min} = 0{,}0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0{,}65*f_{ctd}+\rho_{sh}*f_{yd}) = 0{,}35*4{,}3*(0{,}65*1150 + 0{,}0026*365000) = 2553{,}23$ kN

$V_d = 1985{,}95$ kN $< V_{r1} = 5529{,}37$ kN ; $V_{r2} = 2553{,}23$ kN

$V_d = 1985{,}95$ kN $> V_{cr} = 1124{,}99$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabı gerekiyor.

$V_w = V_d - V_c = 1985{,}95 - 899{,}99 = 1085{,}96$ kN

Gövdedeki yatay donatının kesme dayanımına katkısını hesaplarsak,

$$V_{w,gövde} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * b_k = \frac{2 * (1{,}13 * 10^{-4})}{0{,}25} * 365000 * 4{,}2 = 1385{,}83 \text{ kN}$$

$V_{w,gövde} = 1385{,}83 \text{ kN} > V_w = 1085{,}96 \text{ kN}$

Yukarıda görüleceği üzere gövdedeki yatay donatı kesme kuvvetinin karşılanmasına yetmektedir. Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etriye)

- Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{833{,}79}{30 \times 430 \times 1{,}67} = 0{,}039$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1320801}{30 \times 430^2 \times 1{,}67} = 0{,}143$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0{,}14$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0{,}14 \times \frac{30*430}{365/16{,}7} = 82{,}63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0{,}001 \times 30 \times 430 = 13{,}77 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow 20\phi 24 \rightarrow A_s = 90{,}48 \text{ cm}^2$

$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 82{,}63/6 = 13{,}77 \text{ cm}^2$

$$A_{s\,min,gövde} = 0{,}5 \times 0{,}0025 \times 30 \times 340 = 12{,}75 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow \phi 12/25 \rightarrow A_s = 4{,}52/\text{m} \times 3{,}40 = 15{,}36 \text{ cm}^2$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0{,}22 * f_{cd} * A_{ch} = 0{,}22 * 16700 * 0{,}30 * 4{,}3 = 4739{,}46 \text{ kN}$

$V_{cr} = 0{,}65 * f_{ctd} * A_{ch} = 0{,}65 * 1150 * 0{,}30 * 4{,}3 = 930{,}28 \text{ kN}$

$V_c = 0{,}8 * V_{cr} = 0{,}8 * 930{,}28 = 744{,}22 \text{kN}$

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2 * 4{,}53 * 3{,}40) / (30 * 340) = 0{,}0030 > \rho_{min} = 0{,}0025$

$V_{r2} = A_{ch} * (0{,}65 * f_{ctd} + \rho_{sh} * f_{yd}) = 0{,}30 * 4{,}3 * (0{,}65 * 1150 + 0{,}0030 * 365000) = 2376{,}83 \text{ kN}$

$V_d = 1177{,}69 \text{ kN} < V_{r1} = 4739{,}46 \text{ kN}$; $V_{r2} = 2376{,}83 \text{ kN}$

$V_d = 1177{,}69 \text{ kN} > V_{cr} = 930{,}28 \text{ kN} \Rightarrow$ Enine donatı hesabı gerekiyor.

$V_w = V_d - V_c = 1177{,}69 - 744{,}22 = 433{,}47 \text{ kN}$

Gövdedeki yatay donatının kesme dayanımına katkısını hesaplarsak,

$$V_{w,gövde} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * b_k = \frac{2 * (1{,}13 * 10^{-4})}{0{,}25} * 365000 * 4{,}2 = 1385{,}83 \text{ kN}$$

$V_{w,gövde} = 1385{,}83 \text{ kN} > V_w = 433{,}47 \text{ kN}$

Yukarıda görüleceği üzere gövdedeki yatay donatı kesme kuvvetinin karşılanmasına yetmektedir. Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

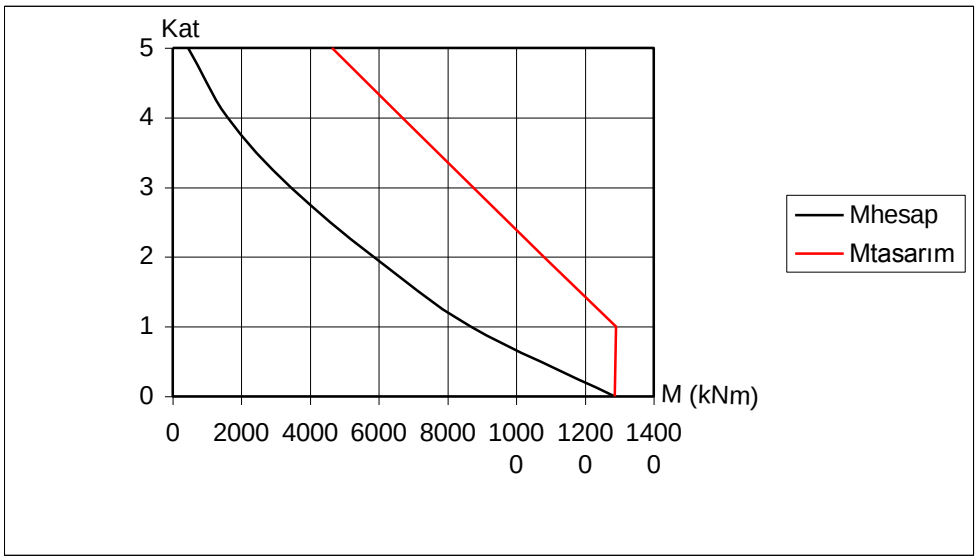
Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/20$ (etriye)

P3 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri Tablo 6.3' de gösterilmiştir.

Tablo 6.3 P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	12857,78	8288,04	12857,78	12857,78	3863,14	1161,29
1	8667,76	5234,60	8667,76	12897,78	-3172,65	1098,59
2	583680	2733,70	5836,80	10800,54	-2548,98	1000,46
3	3441,50	909,57	3441,50	8743,29	-1907,39	842,72
4	1595,59	492,48	1595,59	6686,05	-1253,35	626,62
5	445,92	555,55	445,92	4628,80	-589,60	323,16



Şekil 6.4 P3 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği

Hw=20 m

Lw=530 m

$$\left.\begin{array}{l} Hcr < 2Lw = 10,60m \\ Hcr > Lw = 5,30m \\ Hcr > \dfrac{Hw}{6} = \dfrac{20}{6} = 3,33m \end{array}\right\} \rightarrow Hcr = 7,2m \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left.\begin{array}{l} Luç > 2 \times b_w = 70cm \\ Luç > 0,2 \times Lw = 106cm \end{array}\right\} \rightarrow Luç = 110 \text{ cm seçilmiştir.}$$

b)Kritik yükseklik dışında;

$$\left.\begin{array}{l} Luç > b_w = 30cm \\ Luç > 0,1 \times Lw = 53cm \end{array}\right\} \rightarrow Luç = 55 \text{ cm seçilmiştir.}$$

- Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{3863,14}{35 \times 530 \times 1,67} = 0,125$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1285778}{35 \times 530^2 \times 1,67} = 0,078$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,05$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,05 \times \frac{35*530}{365/16,7} . = 42,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,002 \times 35 \times 530 = 37,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow 16\phi 20 \rightarrow A_s = 50,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 42,44/6 = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 35 \times 310 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow \phi 12 / 20 \rightarrow A_s = 5,65 / \text{m} \times 3,10 = 17,52 \text{ cm}^2$$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,35*5,3 = 6815,27$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,35*5,3 = 1386,61$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1386,61 = 1109,29$ kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

ρ_{sh} = (2*4,53*3,1) / (35*310) = 0,0026 > ρ_{min} = 0,0025

V_{r2} =A_{ch}*(0,65*f_{ctd}+ρ_{sh}*f_{yd})=0,35*5,3*(0,65*1150 + 0,0026*365000) = 3147,00 kN

V_d = 1161,29 kN < V_{r1} = 6815,27 kN ; V_{r2} = 3147,00 kN

V_d = 1161,29 kN < V_{cr} = 1386,61 kN ⇒ Enine donatı hesabına gerek yoktur.

Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde → ϕ10/10 (etriye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2548,98}{30 \times 530 \times 1,67} = 0,096$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1080054}{30 \times 530^2 \times 1,67} = 0,077$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

ρ_m =0,06

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,06 \times \frac{30*530}{365/16,7} . = 43,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,001 \times 30 \times 530 = 15,90 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı → 16ϕ20 → A_s = 50,28 cm^2

$A_{gövde}$ =A_{s1}/6=43,65/6=7,28 cm^2

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 30 \times 420 = 15,75 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı → ϕ12/25 → A_s = 4,52/m × 4,20=18,98 cm^2

Enine donatı hesabı;

V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,30*5,3 = 5841,66 kN

V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,30*5,3 = 1188,53 kN

V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1188,53 = 950,82 kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı ⇒ ϕ12 / 25 (4,53 cm^2/m)

ρ_{sh} = (2*4,53*4,2) / (30*420) = 0,0030 > ρ_{min} = 0,0025

V_{r2} =A_{ch}*(0,65*f_{ctd}+ρ_{sh}*f_{yd})=0,30*5,3*(0,65*1150 + 0,0030*365000) = 2929,58 kN

V_d = 1000,46 kN < V_{r1} = 5841,66 kN ; V_{r2} = 2929,58 kN

V_d = 1000,46 kN < V_{cr} = 1188,53 kN ⇒ Enine donatı hesabına gerek yoktur.

Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

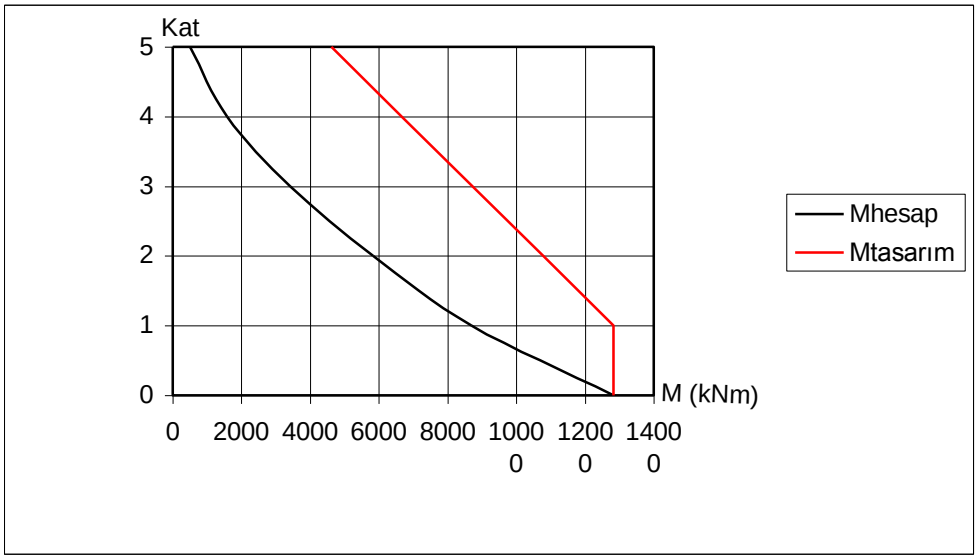
Uç bölgesinde → ϕ10/20 (etriye)

P5 Perdesinin Betonarme Hesabı

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre en olumsuz değerleri veren kombinasyona ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri Tablo 6.4' de gösterilmiştir.

Tablo 6.4 P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	-12828,74	-8238,64	-12828,74	-12828,74	-3052,43	-1166,73
1	-8687,64	-5249,45	-8687,64	-12828,74	-2499,76	-1100,47
2	-5829,79	-2665,57	-5829,79	-10776,14	-2002,07	-986,61
3	-3421,23	-917,60	-3421,23	-8723,54	-1491,20	-821,69
4	-1581,52	-197,13	-1581,52	-6670,95	-972,50	-605,32
5	-497,97	-2,490	-497,97	-4618,35	-448,12	-311,73



Şekil 6.5 P5 Perdesi Eğilme Momenti Değişim Grafiği

Hw=20 m

Lw=530 m

$$\left.\begin{array}{l} Hcr < 2Lw = 10,60m \\ Hcr > Lw = 5,30m \\ Hcr > \dfrac{Hw}{6} = \dfrac{20}{6} = 3,33m \end{array}\right\} \rightarrow Hcr = 7,2m \text{ seçilmiştir.}$$

Perde uç bölgesi uzunluklarını hesaplayalım;

a) Kritik perde yüksekliğince;

$$\left.\begin{array}{l} \text{Luç} > 2 \times b_w = 70\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,2 \times \text{Lw} = 106\text{cm} \end{array}\right\} \rightarrow \text{Luç} = 110\ \text{cm seçilmiştir.}$$

b)Kritik yükseklik dışında;

$$\left.\begin{array}{l} \text{Luç} > b_w = 30\text{cm} \\ \text{Luç} > 0,1 \times \text{Lw} = 53\text{cm} \end{array}\right\} \rightarrow \text{Luç} = 55\ \text{cm seçilmiştir.}$$

- Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{3052,43}{35 \times 530 \times 1,67} = 0,099$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1282874}{35 \times 530^2 \times 1,67} = 0,078$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,06$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,06 \times \frac{35*530}{365/16,7}. = 50,92\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,002 \times 35 \times 530 = 37,1\ \text{cm}^2$$

$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow 18\phi 20 \rightarrow A_s = 56,56\ \text{cm}^2$

$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 50,92/6 = 8,49\ \text{cm}^2$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 35 \times 310 = 13,56\ \text{cm}^2$$

$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow \phi 12 / 25 \rightarrow A_s = 4,52 / \text{m} \times 3,10 = 14,043\ \text{cm}^2$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,35*5,3 = 6815,27$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,35*5,3 = 1386,61$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1386,61 = 1109,29$ kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4,53*3,1) / (35*310) = 0,0026 > \rho_{min} = 0,0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0,65*f_{ctd} + \rho_{sh}*f_{yd}) = 0,35*5,3*(0,65*1150 + 0,0026*365000) = 3147,00$ kN

$V_d = 1166,73$ kN $< V_{r1} = 6815,27$ kN ; $V_{r2} = 3147,00$ kN

$V_d = 1166,73$ kN $< V_{cr} = 1386,61$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabına gerek yoktur.

Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

$\text{Uç bölgesinde} \rightarrow \phi 10 / 10$ (etriye)

• Kritik perde yüksekliği dışında boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2002,07}{30 \times 530 \times 1,67} = 0,075$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1077614}{30 \times 530^2 \times 1,67} = 0,077$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,07$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,07 \times \frac{30*530}{365/16,7} = 50,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,001 \times 30 \times 530 = 15,90 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow 18\phi 20 \rightarrow A_s = 56,56 \text{ cm}^2$

$$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 50,93/6 = 8,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 30 \times 420 = 15,75 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow \phi 12 / 25 \rightarrow A_s = 4,52 / \text{m} \times 4,20 = 18,98 \text{ cm}^2$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,30*5,3 = 5841,66$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,30*5,3 = 1188,53$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1188,53 = 950,82$ kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4,53*4,2) / (30*420) = 0,0030 > \rho_{min} = 0,0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0,65*f_{ctd} + \rho_{sh}*f_{yd}) = 0,30*5,3*(0,65*1150 + 0,0030*365000) = 2929,58$ kN

$V_d = 986,61$ kN $< V_{r1} = 5841,66$ kN ; $V_{r2} = 2929,58$ kN

$V_d = 986,61$ kN $< V_{cr} = 1188,53$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabına gerek yoktur.

Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10 / 20$ (etriye)

P1, P3 ve P5 perdelerinin en elverişsiz yüklemelere göre donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 6.5' da gösterilmiştir.

Tablo 6.5 Perdelerinin Donatı Tablosu

Perde Adı	Bölge	Yükleme Cinsi	$V_d < V_r$	Perde Uc Kısmı					Perde Gövde Kısmı			
				ρ_m	A_{s1} (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	Etriye	$A_{s,düş}$	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	$A_{s,yat}$
P1	Kritik Perde Y.	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,15	103,29	24Φ24	108,57	Φ10/10	17,22	Φ12/15	18,85	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,14	82,63	20Φ24	90,48	Φ10/20	13,77	Φ12/25	15,36	Φ12/25
P3	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,05	42,44	16Φ20	50,28	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,06	43,65	16Φ20	50,28	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25
P5	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,06	50,92	18Φ20	56,56	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,07	50,93	18Φ20	56,56	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25

7. KİRİŞSİZ RADYE TEMEL BETONARME HESABI

Bina temelleri, taşıyıcı sistemin yüklerinin zemine aktaran kısımlardır. Yüklerin uygun şekilde zemine aktarılması sırasında, taşıyıcı sistemde ek etkiler meydana getirecek çökmelerin ve dönmelerin meydana gelmemesi önemlidir. Ayrıca farklı oturmaların elden geldiğince önlenmesiyle taşıyıcı sistemin gereksiz yere zorlanmasının önüne geçilmiş olunur. Bu koşulları sağlayan temel düzeninin belirlenmesinden sonra, betonarme temel elemanlarının iç kesit etkilerinin belirlenmesi ve bunların uygun donatı düzeni ile karşılanması gerekir [1].

Temel düzen ve boyutlarını, taşıyıcı sistemden gelen etkiler yanında, temel zemininin taşıma kapasitesini kontrol eder. Bu nedenle temel sisteminin belirlenmesinden önce, zeminin taşıma kapasitesi hakkında güvenilir bilginin elde edilmesi gerekir. Geoteknik bilgiler ışığında, inşaat alanındaki zeminin yakından incelenmesi ve yapılan sondajların değerlendirilmesiyle zemin için güvenlik gerilmesi belirlenir. Zemin güvenlik gerilmesi, betonarme yapıların emniyet gerilmeleri ilkelerine göre boyutlanması durumunda doğrudan kullanılabilir. Ancak taşıma gücü ilkelerinin kullanılması durumunda, zemin gerilmelerinin hesap edilip verilen zemin güvenlik gerilmesi ile karşılaştırılması için, kullanma durumuna karşı gelen G+Q yükleme durumunun gözönüne alınması gerekir. Bunun yanında diğer bir önemli yükleme deprem etkisini de içeren G+Q+E yükleme durumudur. Ancak bu durumun kullanma durumuna göre oldukça ender ortaya çıktığı ve kısa süre devam ettiği düşünülerek Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin emniyet gerilmesinin % 50 arttırılabileceği öngörülmüştür. Buna göre zemin gerilmelerinin kontrolü bakımından iki yükleme durumunun gözönüne alınması gerekir.

G+Q yüklemesi $\rightarrow$ zemin gerilmesi $\leq$ zemin emniyet gerilmesi

G+Q+E yüklemesi $\rightarrow$ zemin gerilmesi $\leq$ 1,50$\times$ zemin emniyet gerilmesi

Bu projede seçilen temel tipi, kirişsiz radye plak temeldir.

Özellikle plak temel gibi büyük boyuttaki temellerin boyutlandırılmasında temelin yanyana gelmiş elastik yaylardan ibaret olduğunu kabul etmek daha anlamlı sonuç verir.

Zemin Gerilmesi: K_o(yatak katsayısı)×Düşey çökme (7.1)

7.1 Radye Temel Kalınlığının Belirlenmesi (Zımbalama Tahkiki)

Sınırlı bir alana yayılmış yükler veya kolonlar tarafından yerel olarak yüklenen plakların zımbalama dayanımı hesaplanarak bunun tasarım zımbalama kuvvetine eşit veya ondan büyük olduğu kanıtlanacaktır.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \tag{7.2}$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alan d/2 kadar uzaklıkta yer alan zımbalama çevresi ile belirlenen kesit gözönüne alınır. (Şekil 7.1).

Tasarım zımbalama kuvveti, zımbalama çevresi ile sınırlanan plak bölümüne etkiyen ve plak düzlemindeki kuvvetlerin cebirsel toplamıdır. Şekilde gösterilen F_a, zımbalama çevresi içinde kalan yüklerin toplamıdır.

Zımbalama dayanımı V_{pr}, Denklem 7.3 ile hesaplanmalıdır.

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d \tag{7.3}$$

Burada u_p zımbalama çevresidir. γ ise eğilme etkisini yansıtan bir katsayıdır. Bu değer dikdörtgen ve dairesel kolonlar için Denklem 7.4 ile hesaplanır.

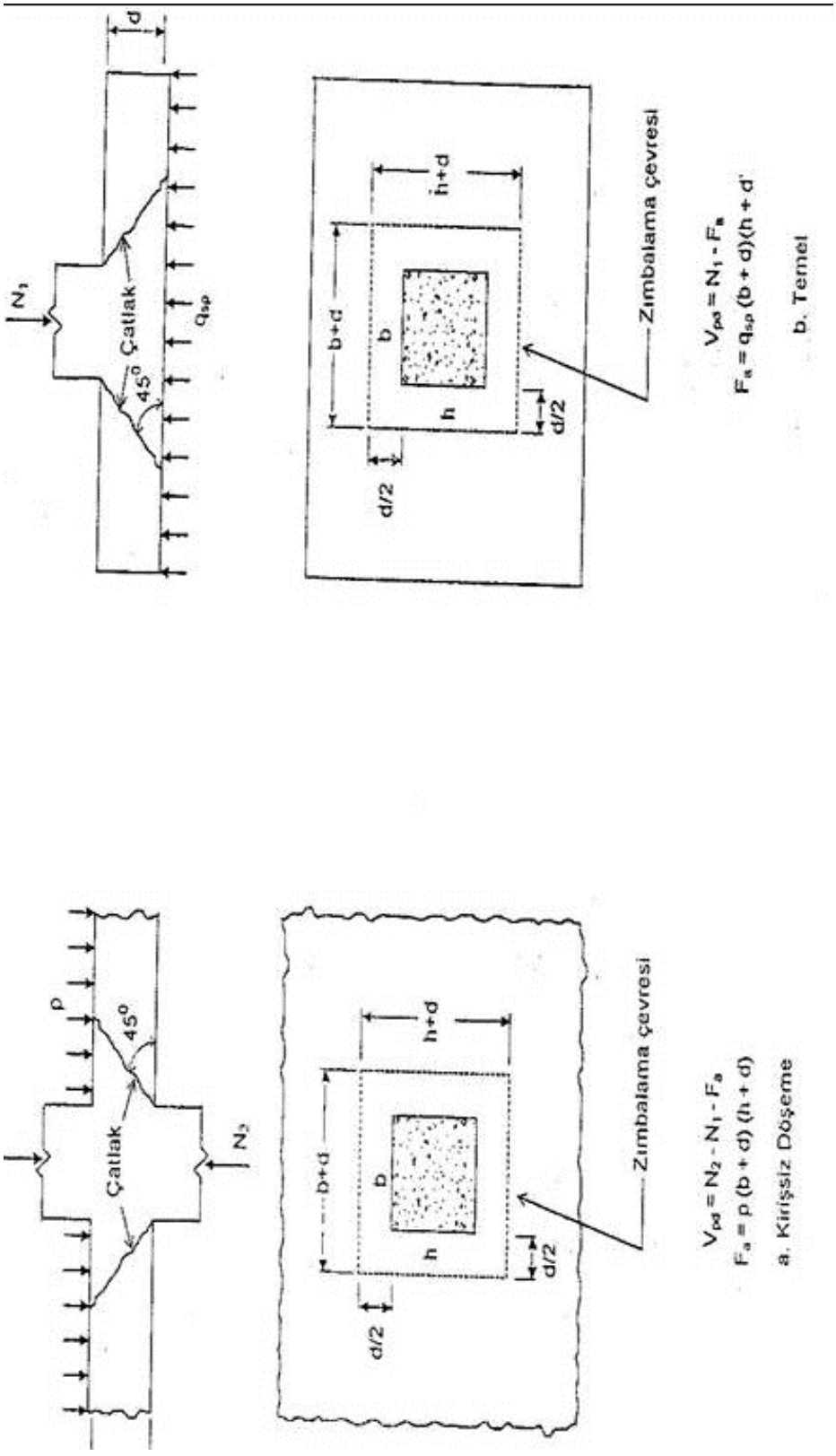
$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \tag{7.4a}$$

$$e_{min} = 15mm + 0,03h \tag{7.4b}$$

$$V_{pd}=N-F_a \tag{7.4c}$$

$$F=q_{sp}\times(b+d)\times(h+d) \tag{7.4d}$$

$V_{pr} \geq V_{pd}$ ise yapıda kullanılan temel sistemi zımbalama dayanımına karşı dayanıklıdır.



Şekil 7.1 Zımbalama Bölgesi Özellikleri ve Tasarım Zımbalama Kuvvetleri

En büyük normal kuvvet değerine sahip olan kolona bakıldığında C-5 aksları kesişiminde yer alan 30cm/60cm boyutlu S12 kolon (N_{max}=2045,08 kN) olduğu görülür.

d=55cm, d'=5 cm h=60 cm seçilirse;

zımbalama çevresi;

u_p=2×[(30+55)+(60+55)]=400cm

$e_{min} = 15mm + 0,03h$ =1,5+0,03×60=3,3 cm

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} = \frac{1}{1 + 1,5 \times \frac{3,3 + 3,3}{\sqrt{85 \times 115}}} = 0,91$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d = 0,91 \times 0,115 \times 400 \times 55 = 2302,3kN$$

V_{pd}=N-F_a

F=q_{sp}×(b+d)×(h+d)

q_{sp}=2045,08/(3,5*5)=116,86

F=116,86×(0,30+0,55)×(0,60+0,55)=114,23

V_{pd}=2045,08-114,23=1930,85kN

$V_{pr} \geq V_{pd}$ koşulu sağlanmıştır.

Görüldüğü gibi temelin zımbalamaya karşı güvenli olduğu görülmektedir.
Sonuç olarak radye temel kalınlığı 60 cm seçilmiştir.

7.2 Zemin Gerilmesi Kontrolü

Binanın temel yüksekliği yapılan zımbalama dayanımı kontrolü sonucunda 0,6 m olarak hesaplanmıştır. Ayrıca temel altında oluşan gerilmelerin, zemin emniyet gerilmesini aşmaması için tüm bina çevresinden dışa doğru 1,0m konsol çıkması yapılmıştır.

Sonuç olarak tasarlanan temel tipi, 850 m^2 alana sahip, 0,6 m derinlikli kirişsiz radye plak şeklindedir.

1,0G+1,0Q yüklemesinden elde edilen normal kuvvet değerleri Tablo 7.1'de gösterilmiştir.

Tablo 7.1 Yapı Elemanlarına Gelen Normal Kuvvet Değerleri

Kat	Eleman Adı	Gelen Yük(kN)	Adet	Toplam Yük (kN)
1	P1	-2006,80	4	8027,2
1	P2	-3956,14	4	15824,56
1	P3	-2871,82	4	11487,28
1	S1	-1272,14	4	5088,56
1	S2	-1235,17	4	4940,68
1	S3	-830,06	4	3320,24
1	S7	-1340,98	4	5363,92
1	S8	-1217,29	2	2434,58
1	S10	-1251,86	4	5007,44
1	S11	-1337,97	4	5351,88
1	S12	-1415,53	2	2831,06
				∑Nd=69677,40kN

Temelin ağırlığıda hesaba katılırsa;

$$W_{temel} = 850 \times 0,6 \times 25 = 12750kN$$

$$W_{toplam} = W_{yapı} + W_{temel} = 69677,40kN + 12750kN = 82427,40kN$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{8242740}{850} = 96,97kN/m^2 \leq 300kN/m^2$$

7.3 Kirişsiz Radye Temelin Statik ve Betonarme Hesabı

Radye temelin statik ve betonarme hesabı TS 500'de verilen kurallar dahilinde yapılmıştır. Radye temel Etabs 8.06 paket programı ile çökmeye karşı tanımlanan düşey yatak katsayıları ile tanımlı sonlu eleman ağı oluşturularak çözülmüştür. Sonlu eleman düğüm noktalarında tanımlanan çökmeye karşı yay sabiti değerleri, düşey yatak katsayısının ilgili sonlu elemanın etkili yük alanı ile çarpılmasından oluşan tekil kuvvetler şekilde tanımlanmıştır. Bu işlemler Etabs 8.06 paket programı tarafından otomatik olarak gerçekleştirilmiştir.

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan zemin parametreleri aşağıda verilmiştir.

Deprem Bölgesi: I. sınıf

Zemin Sınıfı: Z2

Zemin Emniyet Gerilmesi (σ_{em}): 300 kN/m^2

Zemin Düşey Yatak Katsayısı (k_0): 60000kN/m^3

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan yük kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

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

7.3.1 Statik Analiz Sonrası Zemin Emniyet Gerilmesinin Kontrolü

Etabs 8.06 paket programı ile yapılan statik analiz sonucu radye temelde oluşan en büyük çökme değerinden hareketle zemin gerilmesi hesabı yapılırsa;

Maksimum oturma miktarının 0,0052m olduğu hesaplanmıştır. Bu değerden hareketle;

Zemin Gerilmesi: k_o(yatak katsayısı)×Düşey çökme

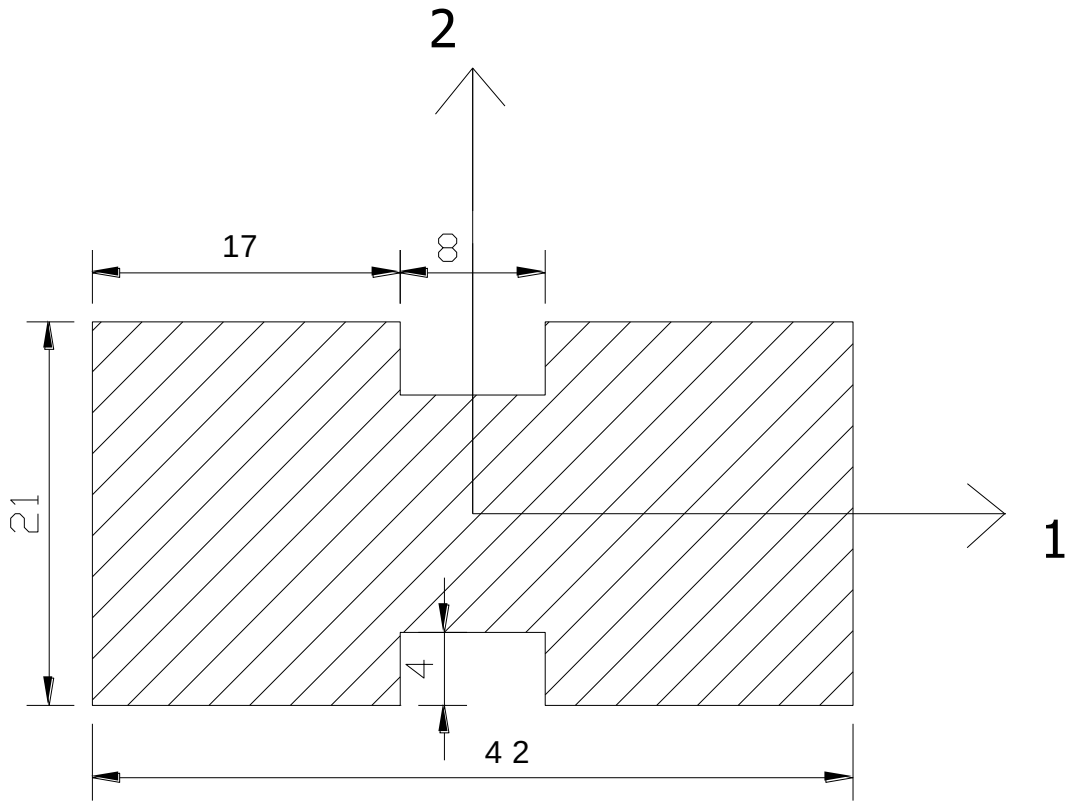
σ_{zemin}=60000×0,0052=312 kN/$m^2 \leq 1,5\times\sigma_{em}$(zemin gerilmesi)

$$312 \text{ kN/m}^2 \leq 1,5\times300=450\text{kN/m}^2$$

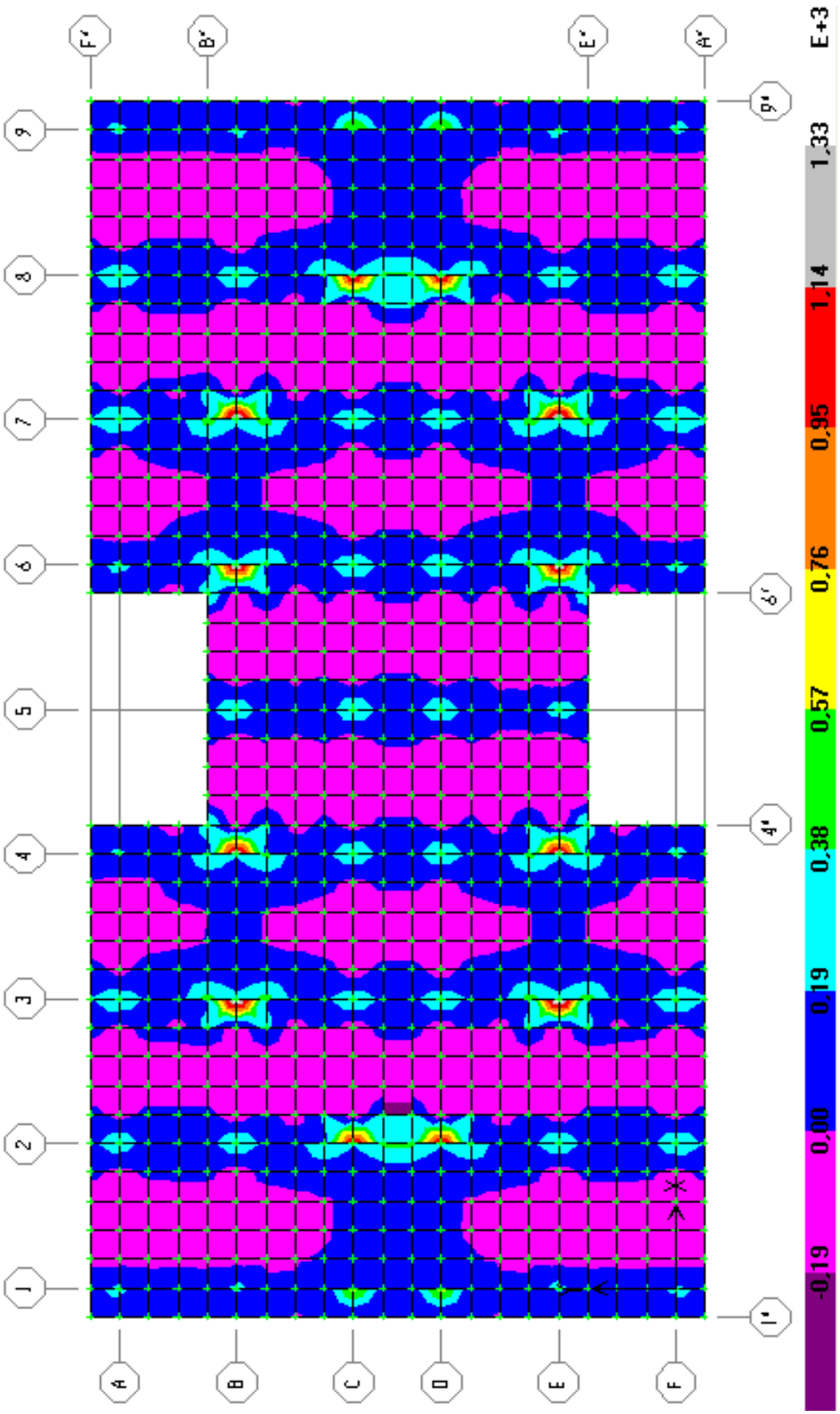
Kontrolden de görüldüğü gibi bina temelinin plandaki boyutları ve temel yüksekliği, zemin emniyeti bakımından yeteri kadar güvenlidir.

7.3.2 Radye Temelin Betonarme Hesabı

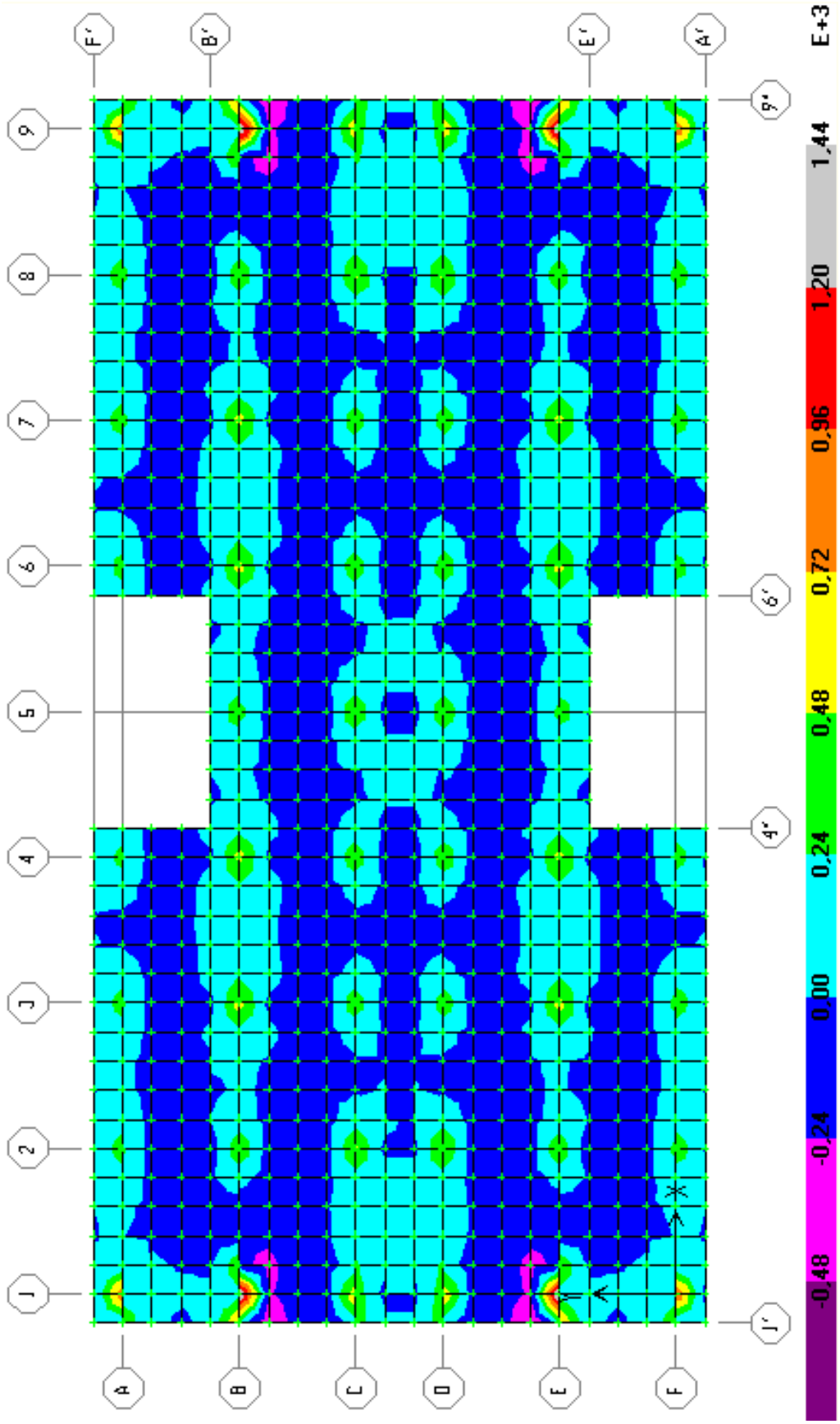
Radye temelin betonarme hesabı Etabsv8.06 bilgisayar modeli üzerinde boyutlamaya esas olan yükleme kombinasyonlarında oluşan moment diyagramlarının değerlendirilmesi ile yapılmıştır. Her iki yön içinde en büyük moment değerleri kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır. Bu değerlere ait moment diyagramları Şekil 7.3 ve 7.4' de gösterilmiştir. İlk olarak radye temellerde, tüm temelin altlı üstlü her iki doğrultuda minimum donatı ile donatılandırılması, momentlerin minimum sınırı aştığı bölgelere ek donatı konulması aşamalarıyla yapılmıştır.
Yapının temel planı Şekil 7.2' de basit bir biçimde gösterilmiştir.



Şekil 7.2 Temel Planı



Şekil 7.3 Radye Temel M11 Moment Dağılımı



Şekil 7.4 Radye Temel M22 Moment Dağılımı

Radye temel, çift doğrultuda çalışan plak gibi düşünülürse;

$A_{s\,min}=\rho_{min}\times b\times d$

$A_{s\,min}=0{,}002\times 100\times 55=11\ cm^2/m$

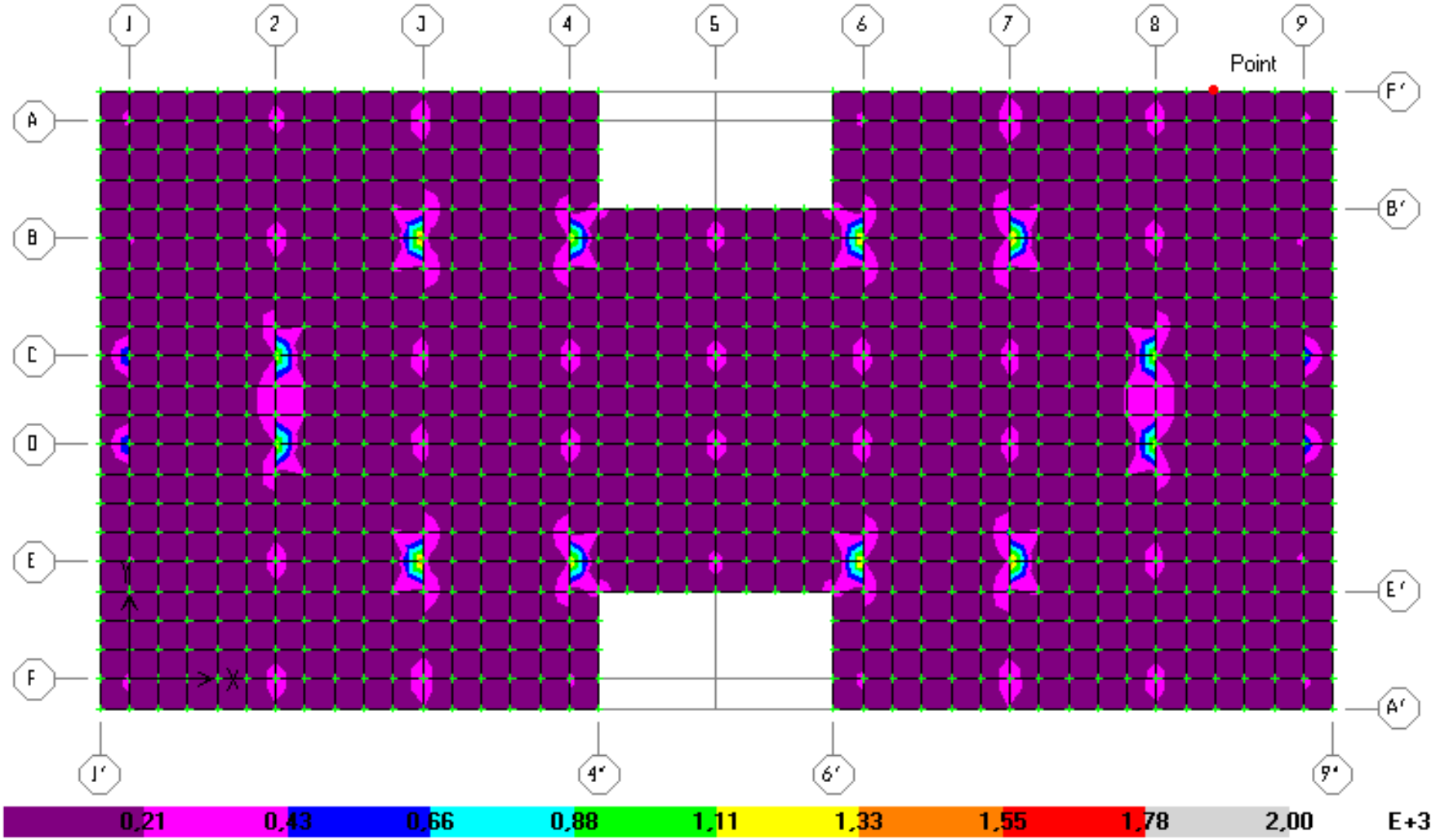
Bu donatıya karşılık gelen moment değeri hesaplanırsa

$M_{min}=11\times 55/0{,}0287=21080\ kNcm \rightarrow 210{,}80\ kNm$

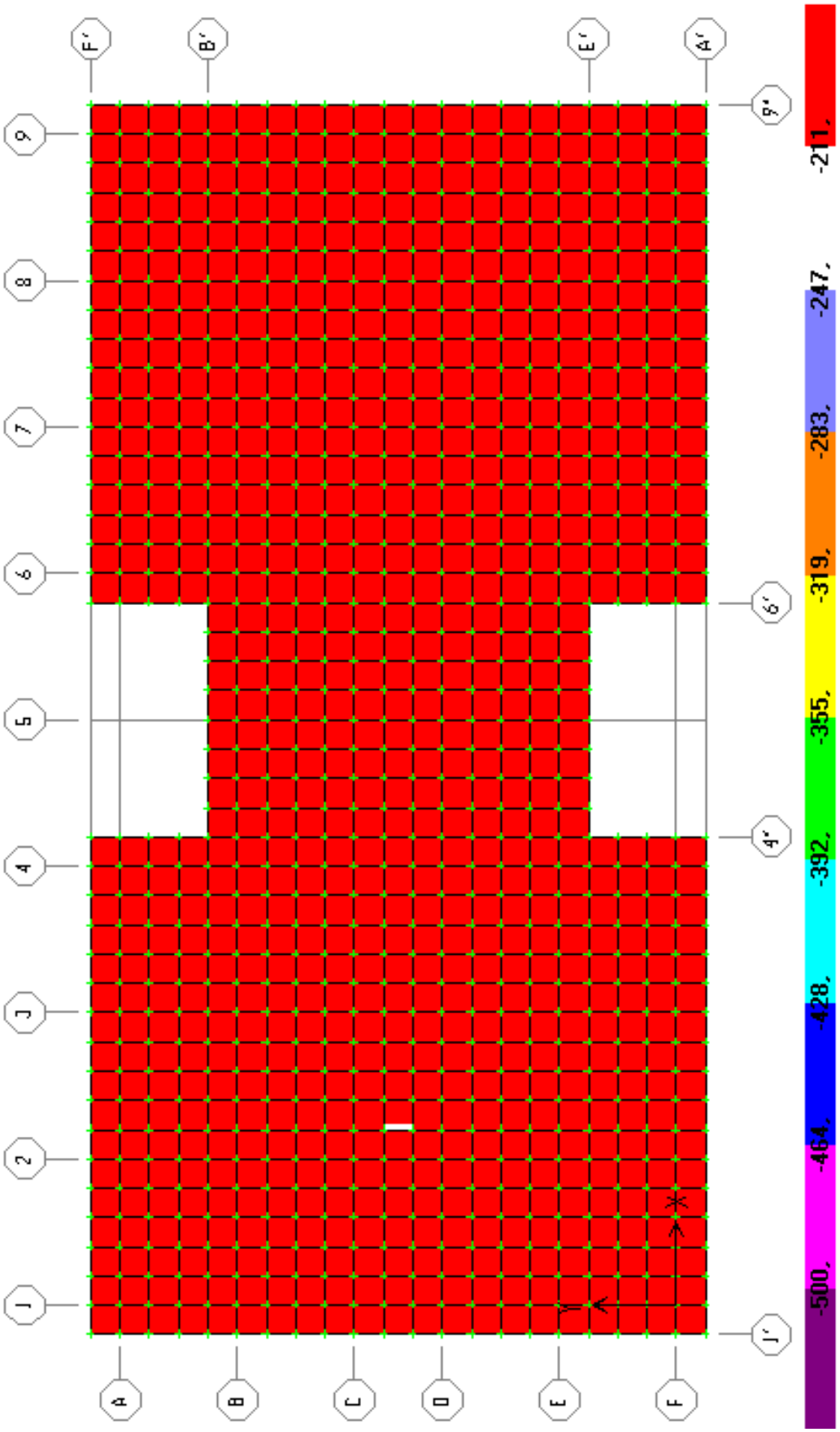
Hesaplanan bu değere göre radye temel altta ve üstte olmak üzere 210,80 kNm değerine göre donatılandırılacak, bu değerin aşıldığı bölgelere ek donatı yerleştirilecektir. Şekil 7.5, 7.6, 7.7 ve 7.8' de her iki yön için altta ve üstte 210,80 kNm değerinin aşıldığı bölgeler gösterilmiştir.

Şeçilen minimum donatı $\rightarrow \phi 18/20$ (12,72 cm^2/m)

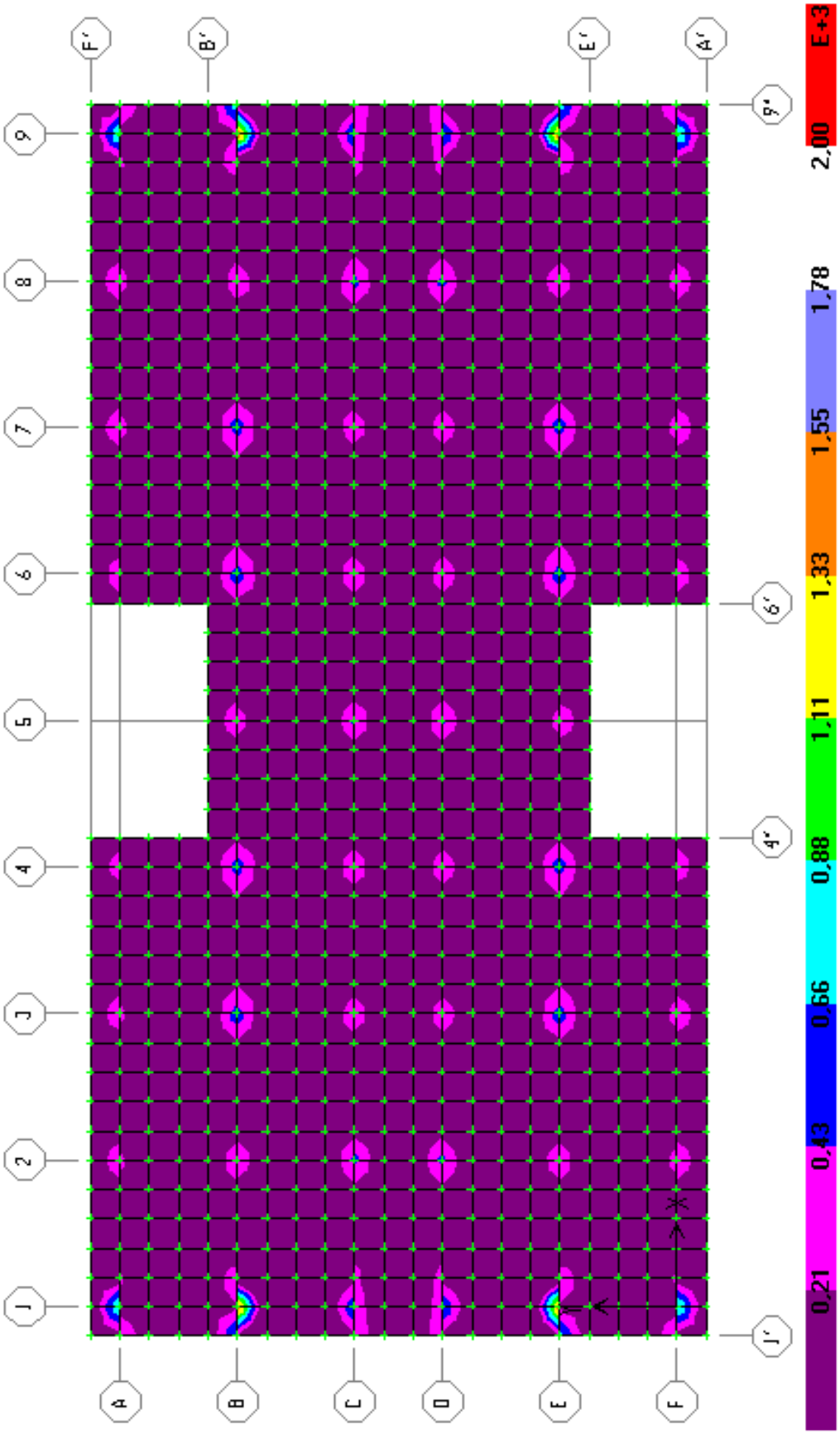
$\phi 18/20$ donatısı her iki yönde, altta ve üstte yerleştirilmiştir.


1
2
3
4
5
6
7
8
9
Point
A
B
C
D
E
F
F'
B'
E'
A'
1'
4'
6'
9'
Y
X
0,21
0,43
0,66
0,88
1,11
1,33
1,55
1,78
2,00
E+3

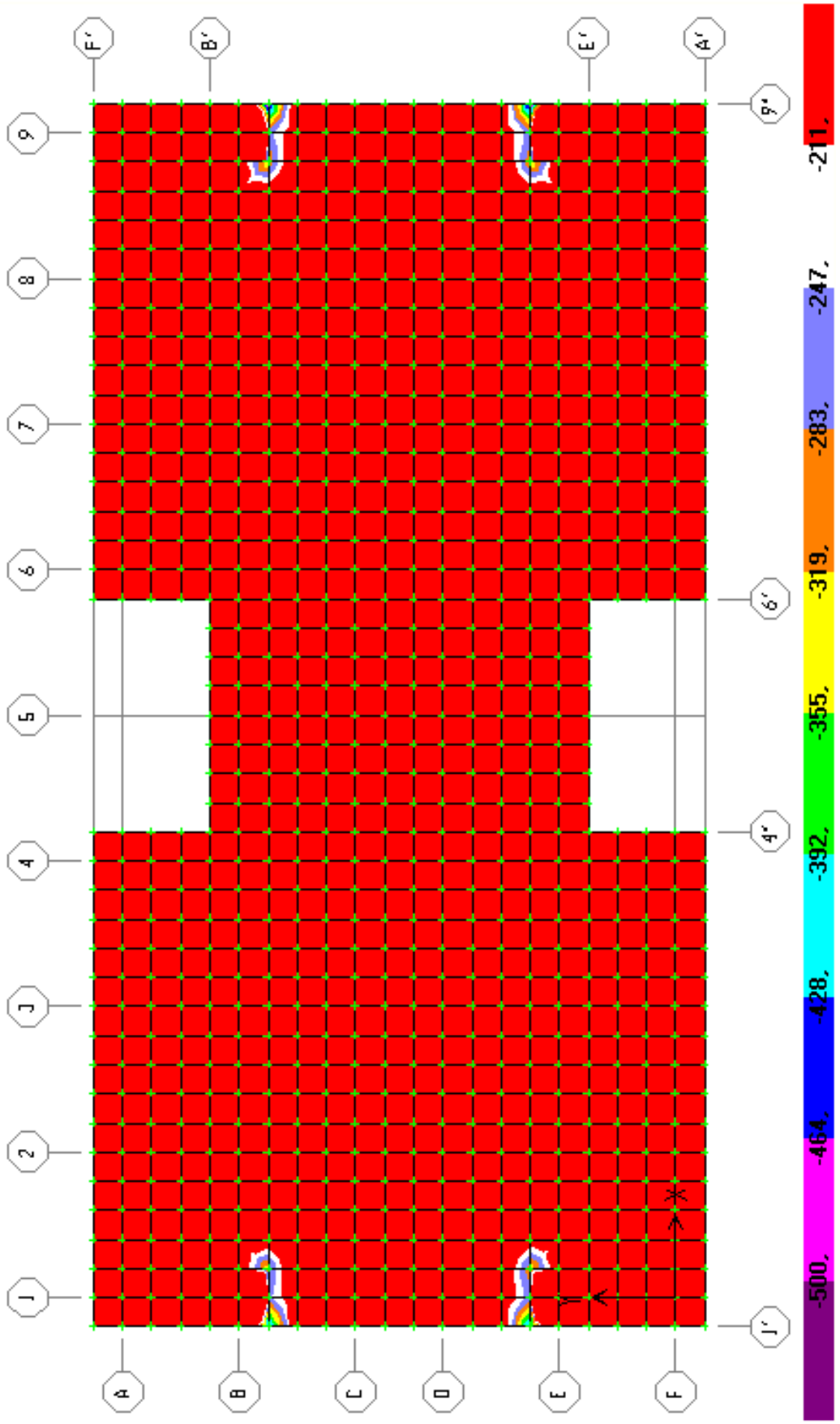
Şekil 7.5 M11 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Altta çekme)



Şekil 7.6 M11 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Üstte çekme)



Şekil 7.7 M22 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Altta çekme)



Şekil 7.8 M22 Moment için 210,80 kNm yi aşan bölgeler (Üstte çekme)

Ek Donatı Hesabı

Moment diyagramları incelendiğinde;

- M_{11} moment diyagramında A-1, B-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=289,10 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{28910} = 10,46 \rightarrow k_d = 3,23 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0289 \times 28910}{55} = 15,19\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 15,19 - 12,72 = 2,47\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 12/20\ (A_s = 5,65 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında C-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=648,85 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{64885} = 4,66 \rightarrow k_d = 2,16 \rightarrow k_s = 0,030$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,030 \times 64885}{55} = 35,39\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 35,39 - 12,72 = 22,67\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 28/20\ (A_s = 30,76 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında A-2, B-2 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=398,11 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{39811} = 7,60 \rightarrow k_d = 2,76 \rightarrow k_s = 0,0291$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0291 \times 39811}{55} = 21,06\ cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 21,06 - 12,72 = 12,7\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20\ (A_s = 10,05 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında C-2 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=1274,63 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{127463} = 2,37 \rightarrow k_d = 1,54 \rightarrow k_s = 0,034$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,034 \times 127463}{55} = 78,80\ cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 78,80 - 12,72 = 66,08\ cm^2/m$$

Gerekli donatı alanı çok büyük olduğundan dolayı bu bölgedeki mevcut donatı miktarı artırılacaktır.

$$A_{s\,mevcut} \rightarrow \phi 28/15 \rightarrow A_{s\,mevcut} = 41,04\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 78,80 - 41,04 = 37,76\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 28/15\ (A_s = 41,04 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında A-3 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=419,67 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{41967} = 7,21 \rightarrow k_d = 2,68 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0292 \times 41967}{55} = 22,28\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 22,28 - 12,72 = 8,56\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20\ (A_s = 10,05 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında B-3 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=1496,45 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{149645} = 2,02 \rightarrow k_d = 1,42 \rightarrow k_s = 0,0345$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0345 \times 14945}{55} = 93,87 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 93,87 - 12,72 = 81,15\ cm^2/m$$

Gerekli donatı alanı çok büyük olduğundan dolayı bu bölgedeki mevcut donatı miktarı artırılacaktır.

$$A_{s\ mevcut} \rightarrow \phi 28/12 \rightarrow A_{s\ mevcut} = 51,32\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 93,87 - 51,32 = 43,23\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 28/12\ (A_s = 51,32 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında C-3 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=387,54 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{38754} = 7,81 \rightarrow k_d = 2,79 \rightarrow k_s = 0,029$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,029 \times 38754}{55} = 20,4\ cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 20,40 - 12,72 = 7,68\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 14/20\ (A_s = 7,69 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında A-4 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=277,45 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{27745} = 10,90 \rightarrow k_d = 3,30 \rightarrow k_s = 0,0289$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0289 \times 27745}{55} = 14,58\ cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 14,58 - 12,72 = 1,86\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 12/20\ (A_s = 5,65 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında B-4 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=1394,4 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{139440} = 2,17 \rightarrow k_d = 1,47 \rightarrow k_s = 0,0347$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0347 \times 139440}{55} = 87,97 cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 87,97 - 12,72 = 75,25\ cm^2/m$

Gerekli donatı alanı çok büyük olduğundan dolayı bu bölgedeki mevcut donatı miktarı artırılacaktır.

$A_{s\,mevcut} \rightarrow \phi 28/12 \rightarrow A_{s\,mevcut} = 51,32\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 87,97 - 51,32 = 36,65\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 24/12\ (A_s = 37,70 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında C-4 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=390,56 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{39056} = 7,75 \rightarrow k_d = 2,78 \rightarrow k_s = 0,0291$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0291 \times 39056}{55} = 20,66\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 20,66 - 12,72 = 7,94 cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20\ (A_s = 10,05 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında B-5,C-5 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=356,41 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{35641} = 8,49 \rightarrow k_d = 2,91 \rightarrow k_s = 0,029$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,029 \times 35641}{55} = 18,79 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 18,79 - 12,72 = 6,07\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 14/20\ (A_s = 7,69 cm^2/m)$

- M_{11} moment diyagramında C-2 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}= -229,40 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{22940} = 13,19 \rightarrow k_d = 3,63 \rightarrow k_s = 0,0288$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0288 \times 22940}{55} = 12,01 cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

Ek donatıya ihtiyaç yoktur.

- M_{22} moment diyagramında A-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=953,09 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{95309} = 3,17 \rightarrow k_d = 1,78 \rightarrow k_s = 0,0316$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0316 \times 95309}{55} = 54,76\ cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 54,76 - 12,72 = 41,04\ cm^2/m$

Gerekli donatı alanı çok büyük olduğundan dolayı bu bölgedeki mevcut donatı miktarı artırılacaktır.

$A_{s\,mevcut} \rightarrow \phi 28/15 \rightarrow A_{s\,mevcut} = 41,04\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 54,76 - 41,04 = 13,72\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 18/15\ (A_s = 16,97 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında B-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=1514,46 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{151446} = 2,0 \rightarrow k_d = 1,41 \rightarrow k_s = 0,0343$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0343 \times 151446}{55} = 94,45 cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 94,45 - 12,72 = 81,73\ cm^2/m$

Gerekli donatı alanı çok büyük olduğundan dolayı bu bölgedeki mevcut donatı miktarını artırolacaktır.

$$A_{s\,mevcut} \rightarrow \phi 28/12 \rightarrow A_{s\,mevcut} = 51,32\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 93,87 - 51,32 = 43,23\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 28/12\ (A_s = 51,32 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında C-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=698,66 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{69866} = 4,33 \rightarrow k_d = 2,08 \rightarrow k_s = 0,0303$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0303 \times 69866}{55} = 38,49\ cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 38,49 - 12,72 = 25,77\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 28/20\ (A_s = 30,76 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında A-2, B-2 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=450,71 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{45071} = 6,71 \rightarrow k_d = 2,59 \rightarrow k_s = 0,0293$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0293 \times 45071}{55} = 24,01\ cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 24,01 - 12,72 = 11,29\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 18/20\ (A_s = 12,72 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında C-2 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=536,63 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{53633} = 5,64 \rightarrow k_d = 2,37 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0297 \times 53663}{55} = 28,98\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 28,98 - 12,72 = 16,26\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 22/20\ (A_s = 19,01 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında A-3 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=447,14 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{44714} = 6,77 \rightarrow k_d = 2,60 \rightarrow k_s = 0,0293$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0293 \times 44714}{55} = 23,82\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 23,82 - 12,72 = 11,10\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 18/20\ (A_s = 12,72 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında B-3 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=605,25 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{60525} = 5,00 \rightarrow k_d = 2,24 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0299 \times 60525}{55} = 32,90\ cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 32,90 - 12,72 = 20,18\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 24/20\ (A_s = 22,62 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında C-3 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=433,80 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{43380} = 6,97 \rightarrow k_d = 2,64 \rightarrow k_s = 0,0293$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0293 \times 43380}{55} = 23,11 cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 23,11 - 12,72 = 10,39\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 18/20\ (A_s = 12,72 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında A-4 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=388,75 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{38875} = 7,78 \rightarrow k_d = 2,79 \rightarrow k_s = 0,0290$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0290 \times 38875}{55} = 20,50 cm^2/m$$

$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$

$A_{s\,gerekli} = 20,50 - 12,72 = 7,78\ cm^2/m$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20\ (A_s = 10,05 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında B-4 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=615,12 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{61512} = 4,92 \rightarrow k_d = 2,22 \rightarrow k_s = 0,0299$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0299 \times 61512}{55} = 33,44\ cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 33,44 - 12,72 = 20,72\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 24/20\ (A_s = 22,62 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında C-4 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=456 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{45600} = 6,63 \rightarrow k_d = 2,58 \rightarrow k_s = 0,0294$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0294 \times 45600}{55} = 24,38 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 24,38 - 12,72 = 11,66\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 18/20\ (A_s = 12,72 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında B-5 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=414,47 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{41447} = 7,30 \rightarrow k_d = 2,70 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0292 \times 41447}{55} = 22,0 cm^2/m$$

$$A_{s\ mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\ gerekli} = 22,0 - 12,72 = 9,28\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 16/20\ (A_s = 10,05 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında C-5 ve simetriklerinin bulunduğu kolon altlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}=486,48 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{41447} = 6,22 \rightarrow k_d = 2,49 \rightarrow k_s = 0,0295$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0295 \times 48648}{55} = 26,09 cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 26,09 - 12,72 = 13,37\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 20/20\ (A_s = 15,72 cm^2/m)$

- M_{22} moment diyagramında B-1 ve simetriklerinin bulunduğu perde uçlarında oluşan momentin minimum moment değerini (210,80 kNm) aştığı gözlenmiştir.

M_{max}= -537,96 kNm

b=100 cm

d=55 cm

$$k_d^2 = \frac{b \times d^2}{M} = \frac{100 \times 55^2}{53796} = 5,62 \rightarrow k_d = 2,37 \rightarrow k_s = 0,0297$$

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d} = \frac{0,0297 \times 537 + +}{55} = 29,05\ cm^2/m$$

$$A_{s\,mevcut} = 12,72\ cm^2/m$$

$$A_{s\,gerekli} = 29,05 - 12,72 = 16,33\ cm^2/m$$

seçilen $\rightarrow \phi 22/20\ (A_s = 19,01 cm^2/m)$

Radye temel ek donatıları Tablo 7.2' de gösterilmiştir.

Tablo 7.2 Radye Temel Ek Donatı Tablosu

Yön	Aks Aralığı	Moment (kNm)	A_s	$A_{s,mevcut}$	$A_{s,gerekli}$	$A_{s,seç}$
MM1	A-1;B-1	289,1	15,19	12,72(Φ18/20)	2,47	Φ12/20
MM1	C-1	648,85	35,39	12,72(Φ18/20)	22,67	Φ24/20
MM1	A-2;B-2	398,11	21,06	12,72(Φ18/20)	8,34	Φ16/20
MM1	C-2	1274,63	78,56	41,04(Φ28/15)	37,52	Φ28/15
MM1	A-3	419,67	22,28	12,72(Φ18/20)	9,56	Φ16/20
MM1	B-3	1496,45	93,87	51,32(Φ28/12)	42,55	Φ28/12
MM1	C-3	387,54	20,43	12,72(Φ18/20)	7,71	Φ14/20
MM1	A-4	277,45	14,58	12,72(Φ18/20)	1,86	Φ12/20
MM1	B-4	1394,4	87,97	51,32(Φ28/12)	36,65	Φ24/12
MM1	C-4	390,56	20,66	12,72(Φ18/20)	7,94	Φ16/20
MM1	B-5;C-5	356,41	18,79	12,72(Φ18/20)	6,07	Φ14/20
MM1	C-2 ÜST	229,4	12,01	12,72(Φ18/20)	-	-
MM2	A-1	953,09	54,76	41,04(Φ28/15)	13,72	Φ18/15
MM2	B-1	1514,46	94,45	51,32(Φ28/12)	43,13	Φ28/12
MM2	C-1	698,66	38,49	12,72(Φ18/20)	25,77	Φ28/20
MM2	A-2;B-2	450,71	24,01	12,72(Φ18/20)	11,29	Φ18/20
MM2	C-2	536,63	28,98	12,72(Φ18/20)	16,26	Φ22/20
MM2	A-3	447,14	23,82	12,72(Φ18/20)	11,10	Φ18/20
MM2	B-3	605,25	32,90	12,72(Φ18/20)	20,18	Φ24/20
MM2	C-3	433,8	23,11	12,72(Φ18/20)	10,39	Φ18/20
MM2	A-4	388,75	20,50	12,72(Φ18/20)	7,78	Φ16/20
MM2	B-4	615,12	33,44	12,72(Φ18/20)	20,72	Φ24/20
MM2	C-4	456	24,38	12,72(Φ18/20)	11,66	Φ18/20
MM2	B-5	414,47	22,00	12,72(Φ18/20)	9,28	Φ16/20
MM2	C-5	486,48	26,09	12,72(Φ18/20)	13,37	Φ20/20
MM2	B-1 ÜST	-537,96	29,05	12,72(Φ18/20)	16,33	Φ22/20

8.YAPININ KAT SAYISININDAKİ ARTIŞIN KOLONLAR VE PERDELER ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Yapıda ki kat sayısını artırılarak yapı sırasıyla 8, 10 ve 12 katlı binalar haline getrilerek, binaların kolonları ve perdeleri üzerinde kat sayısının artırılması ile bu elamanların kesitlerinin yeterliliğinin ve kesitlerdeki donatı oranlarındaki değişimlerin nasıl olacağı incelenecektir. Daha sonra kolonlar ve perdelere ait elde edilen tüm sonuçlar ilk yapıyla ve birbiriyle karşılaştırılacaktır.

Kat sayısı artırılan binalar üzerinde, daha önce çözümü yapılan binaya ait özelliklerle ilgili hiçbir değişiklik yapılmamıştır. Daha önceki bina ile ilgili seçilen ve ya belirlenen tüm özellikler bu yapılar için de kullanılmıştır.

Yapının yatay ve düşey yükler altında çözümünde, ETAPS (Nonlinear Version 8.06) paket programı kullanılmıştır.

8.1 Kat Sayısındaki Artışın Kolonlar Üzerindeki Etkisi

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

Elde edilen bu iç kuvvetlere göre yapılarda ki kolonların kesitlerinin yeterli olup olmadığı ve kesitteki donatı miktarların da artış olup olmadığı hesap edilmiştir.

Yapı her iki yönde de simetrik olduğundan dolayı hesaplarda 8 adet kolon gözönüne alınmıştır. Yapıda göz önüne alınan kolonlar ve boyutları;
S1, S2, S3, S7, S8, S10, S11, S12 kolonları (zemin kat): 30cm×60cm

8.1.1 Sekiz Katlı Yapı

Zemin kata ait kolonlarda seçilen en elverişsiz yükleme durumlarına ait iç kuvvet değerleri Tablo 8.1' de verilmiştir.

Tablo 8.1 Sekiz Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
Zemin Kat	S1	1,4G+1,6Q	-2067,76	-0,87	8,09	18,02	1,89
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1457,98	-6,28	5,25	5,93	-13,47
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1985,18	-2,12	-12,44	-61,68	-2,75
Zemin Kat	S2	1,4G+1,6Q	-1965,84	-0,32	4,38	5,52	-0,44
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1556,32	-5,10	0,02	0,03	-11,91
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1845,06	-0,47	-15,80	-66,17	-0,72
Zemin Kat	S3	1,4G+1,6Q	-1249,37	8,08	4,81	6,10	10,67
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1181,69	2,58	0,53	0,51	-1,75
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1358,69	5,58	-15,43	-65,82	7,27
Zemin Kat	S7	1,4G+1,6Q	-2345,99	0,24	-3,31	-4,42	0,31
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1653,89	-6,77	-5,10	-7,11	-14,10
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1652,73	-1,62	-30,24	-84,70	-2,19
Zemin Kat	S8	1,4G+1,6Q	-2253,67	-0,03	8,47	10,85	-0,04
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1573,46	-8,46	5,79	7,40	-16,33
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1986,13	-0,11	-13,25	-63,16	-0,21
Zemin Kat	S10	1,4G+1,6Q	-2269,05	-1,59	-0,07	-0,22	-2,11
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1571,15	-7,58	-3,23	-4,50	-15,16
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1705,99	-1,21	-29,81	-84,29	-1,61
Zemin Kat	S11	1,4G+1,6Q	-2486,57	-0,14	0,18	0,13	-0,19
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1875,57	-4,76	-2,54	-3,30	-11,43
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1862,60	-0,13	-29,80	-84,41	-0,18
Zemin Kat	S12	1,4G+1,6Q	-2671,53	0,00	-3,14	-4,13	-0,01
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1848,34	-5,49	-2,19	-2,90	-12,39
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2018,00	-0,02	-31,71	-87,00	-0,05

Kolonlarının Betonarme Hesabı

S10 Kolonu

- **1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2269,05 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN → kesit yetersiz

Kesit yetersiz kesit buyutlarının artıtılması gerekmektedir, fakat bu kesit ölçülerinde elde edilen iç kuvvetlere göre donatı hesabını yapalım.

M_2=0,22kNm, M_3=-2,11 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2269,05}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,888$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{22}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0001$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{211}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0028$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1571,15 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=4,5 kNm, M_3=-15,16 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1571,15}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,6149$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{450}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0029$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1516}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0198$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-1705,99 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=84,29 kNm, M_3=-1,61 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{1705,99}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,668$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{8429}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,055$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{161}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0021$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi16 \rightarrow A_s = 24,12\ cm^2$

<u>Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;</u>

Kesit $\Rightarrow$ b / h = 30 / 60 ; Paspayı = 5 cm ; b_k = 50 cm

$V_r = 0,22 \times f_{cd} \times b \times d = 0,22 \times 16700 \times 0,3 \times 0,55 = 606,21\,kN$

$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 1150 \times 0,3 \times 0,5 = 123,34\,kN$

$Vc = 0,8 \times Vcr = 98,67\,kN$

$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n$

$N_{d,alt} \approx N_{d,üst} = -2269,05\,kN$; $V_{G+Q+E} = 29,81kN$; A_s=6,03 cm^2

$M_{ra} = M_{rü} = N_d \times [h / 2 - 0,59 \times N_d / (f_{cd} \times b)] + A_s \times b_k \times f_{yd}$

$M_{ra} = M_{rü} = 2269,05 \times [0,60 / 2 - 0,59 \times 2269,05 / (16700 \times 0,30)] + 6,03 \times 10^{-4}$

$\times 0,50 \times 365000 = 184,62\,kNm$

$M_{pa} = M_{pü} = 1,4 \times M_{ra} = 1,4*184,62 = 258,47\,kNm$

$V_e = (258,47+258,47) / 3,50 = 147,70\,kN$

$V_{tasarım} = V_e = 230,81\,kN < V_r = 606,21\,kN$

$V_e > 0,5 \times V_{G+Q+E} = 0,5 \times 29,81 = 14,91\,kN$

$N_d > 0,05 \times A_c \times f_{ck} = 0,05 \times 0,18 \times 25000 = 225\,kN$

Yukarıdaki eşitsizliklere göre $\Rightarrow V_c = 0,8 \times V_{cr}$ alınır.

$V_w = V_e - V_c = 147,70 - 98,67 = 49,03\,kN$

Kolon orta bölgesi;

Seçilen etriye $\Rightarrow \phi 10 / 20$

Seçilen çiroz $\Rightarrow 2\phi 10$

$A_{sh} = (4+2) \times 0,79 = 4,74\,cm^2$

$$V_w = \frac{A_{sh}}{s} \times f_{ywd} \times b_k = \frac{4,74 \times 10^{-4}}{0,20} \times 365000 \times 0,5 = 432,53\,kN > 49,03\,kN$$

Kolon sarılma bölgesi;

$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 2269,05kN > 0,2 \times 0,60 \times 0,30 \times 25000 = 900kN$

O halde kolonun enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times [(A_c / A_{ck}) - 1] \times (f_{ck} / f_{ywk})$

$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times (f_{ck} / f_{ywk})$

$4,74cm^2 \geq 0,30 \times 10 \times 55 \times [(60 \times 30 / 55 \times 25) - 1)] \times (250/4200) = 3,04cm^2$

$4,74cm^2 \geq 0,075 \times 10 \times 55 \times (250/4200) = 2,46cm^2$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
$\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

S10 kolonunun en elverişsiz yüklemelere göre donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. Yapıda bulunan diğer kolonların donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.2' de gösterilmiştir.

Tablo 8.2 Sekiz Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu

Kolon Adı	Yükleme Cinsi	Boyut	$N_d < 0,5*f_{ck}*A_c$	$\rho = A_s/b.h$	A_s (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mevcut}$ (cm^2)	Seçilen Etriye
S1	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yeterli	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S2	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yeterli	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S3	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yeterli	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S7	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S8	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S10	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S11	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S12	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			

Tablo 8.2' deki sonuçlara baktığımızda 30/60 kesit olçüleri, S1, S2 ve S3 kolonları için yeterli gelirken, S7, S8, S10, S11 ve S12 kolonları için yetersiz geldiği görülmektedir. Kolon kesitlerindeki donatı miktarı ise, bazı kolonların kesitlerinin yetersiz gelmesine rağmen tüm kolonlarda minimum değerler de olduğu hesap edilmiştir.

8.1.2 On Katlı Yapı

Zemin kata ait kolonlarda seçilen en elverişsiz yükleme durumlarına ait iç kuvvet değerleri Tablo 8.3' de verilmiştir.

Tablo 8.3 On Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
Zemin Kat	S1	1,4G+1,6Q	-2482,19	-1,10	7,97	10,08	-1,48
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1746,36	-6,73	5,13	5,58	-14,36
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2421,55	-2,34	-13,22	-65,61	-3,03
Zemin Kat	S2	1,4G+1,6Q	-2361,41	-0,21	4,00	4,99	-0,29
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1872,61	-5,22	-0,39	-0,59	-12,35
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2262,91	-0,41	-16,80	-70,38	-0,66
Zemin Kat	S3	1,4G+1,6Q	-1543,99	8,17	4,62	5,83	10,78
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1479,98	2,60	0,36	0,27	-2,01
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1705,59	5,63	-16,29	-69,89	7,32
Zemin Kat	S7	1,4G+1,6Q	-2703,49	0,15	-3,84	-5,15	0,19
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1902,54	-7,19	-5,62	-7,82	-14,94
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-1882,53	-1,80	-31,95	-89,83	-2,44
Zemin Kat	S8	1,4G+1,6Q	-2729,45	-0,04	8,71	11,13	-0,06
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1903,86	-8,96	5,95	7,58	-17,28
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2419,64	-0,13	-13,94	-67,02	-0,25
Zemin Kat	S10	1,4G+1,6Q	-2669,88	-1,87	0,27	0,18	-2,48
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1853,49	-8,10	-3,17	-4,45	-16,13
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2004,74	-1,41	-31,15	-88,95	-1,89
Zemin Kat	S11	1,4G+1,6Q	-2986,86	-0,26	0,71	0,78	-0,35
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2265,14	-5,08	-2,31	-3,05	-12,14
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2232,28	-0,22	-31,02	-88,94	-0,31
Zemin Kat	S12	1,4G+1,6Q	-3249,71	-0,01	-2,95	-3,91	-0,02
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2247,89	-5,83	-2,06	-2,76	-13,14
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2454,18	-0,03	-33,03	-91,67	-0,06

Kolonlarının Betonarme Hesabı

S12 Kolonu

- **1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-3249,71 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN → kesit yetersiz

Kesit yetersiz kesit buyutlarının artıtılması gerekmektedir, fakat bu kesit ölçülerinde elde edilen iç kuvvetlere göre donatı hesabını yapalım.

M_2=3,91kNm, M_3=-0,02 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{3249,71}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 1,272$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{391}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0025$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{2}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,00001$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$\rho = 0,0116 > \rho_{min} = 0,01$

$A_s = \rho \times b \times h = 0,0116 \times 60 \times 30 = 20,93 cm^2$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi 16 \rightarrow A_s = 24,12\ cm^2$

- **G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2247,89 kN<0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN

M_2=2,76 kNm, M_3=-13,14 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2247,89}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,880$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{276}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0018$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1314}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0171$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$\rho < \rho_{min} = 0,01$

$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$

- **G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2454,18 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN $\rightarrow$ kesit yetersiz

M_2=91,67 kNm, M_3=-0,06 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2454,18}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 0,961$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{9167}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,060$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{6}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0001$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$\rho < \rho_{min} = 0,01$

$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi16 \rightarrow A_s = 24,12\ cm^2$

<u>Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;</u>

Kesit $\Rightarrow$ b / h = 30 / 60 ; Paspayı = 5 cm ; b_k = 50 cm

$V_r = 0,22 \times f_{cd} \times b \times d = 0,22 \times 16700 \times 0,3 \times 0,55 = 606,21 kN$

$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 1150 \times 0,3 \times 0,5 = 123,34 kN$

$Vc = 0,8 \times Vcr = 98,67 kN$

$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n$

$N_{d,alt} \approx N_{d,üst}$ = -3249,71 kN ; $V_{G+Q+E} = 33,03 kN$; A_s=6,03 cm^2

$M_{ra} = M_{rü} = N_d \times [h / 2 – 0,59 \times N_d / (f_{cd} \times b)] + A_s \times b_k \times f_{yd}$

$M_{ra} = M_{rü} = 3249,71 \times [0,60 / 2 – 0,59 \times 3249,71 / (16700 \times 0,30)] + 6,03 \times 10^{-4}$

$\times 0,50 \times 365000 = 158,52$ kNm

$M_{pa} = M_{pü} = 1,4 \times M_{ra} = 1,4*158,52 = 221,93$ kNm

$V_e = (221,93+221,93) / 3,50 = 126,82$ kN

$V_{tasarım} = V_e = 126,82 kN < V_r = 606,21 kN$

$V_e > 0,5 \times V_{G+Q+E} = 0,5 \times 33,03 = 16,52 kN$

$N_d > 0,05 \times A_c \times f_{ck} = 0,05 \times 0,18 \times 25000 = 225 kN$

Yukarıdaki eşitsizliklere göre $\Rightarrow V_c = 0,8 \times V_{cr}$ alınır.

$V_w = V_e – V_c = 126,82 – 98,67 = 33,03$ kN

Kolon orta bölgesi;

Seçilen etriye $\Rightarrow \phi10 / 20$

Seçilen çiroz $\Rightarrow 2\phi10$

$A_{sh} = (4+2) \times 0,79 = 4,74\ cm^2$

$V_w = \frac{A_{sh}}{s} \times f_{ywd} \times b_k = \frac{4,74 \times 10^{-4}}{0,20} \times 365000 \times 0,5 = 432,53 kN > 33,03 kN$

Kolon sarılma bölgesi;

$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 3249,71 kN > 0,2 \times 0,60 \times 0,30 \times 25000 = 900 kN$

O halde kolonun enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times \left[(A_c / A_{ck}) - 1 \right] \times \left(f_{ck} / f_{ywk} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times \left(f_{ck} / f_{ywk} \right)$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,30 \times 10 \times 55 \times \left[\left(60 \times 30 / 55 \times 25) - 1 \right) \right] \times \left(250 / 4200 \right) = 3,04 cm^2$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,075 \times 10 \times 55 \times \left(250 / 4200 \right) = 2,46 cm^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
$\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

S12 kolonunun en elverişsiz yüklemelere göre donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. Yapıda bulunan diğer kolonların donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.4' de gösterilmiştir.

Tablo 8.4 On Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu

Kolon Adı	Yükleme Cinsi	Boyut	$N_d < 0,5*f_{ck}*A_c$	$\rho = A_s/b.h$	A_s (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mevcut}$ (cm^2)	Seçilen Etriye
S1	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S2	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S3	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yeterli	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S7	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S8	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S10	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S11	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S12	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,0116	20,93	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			

Tablo 8.4' deki sonuçlara baktığımızda 30/60 kesit olçüleri, S3 kolonu için yeterli gelirken, S1, S2, S7, S8, S10, S11 ve S12 kolonları için yetersiz geldiği görülmektedir. Kolon kesitlerindeki donatı miktarı ise, S12 kolonunda minimum değerin üzerinde olmasına karşın mevcut donatı bu oran için yeterli gelmiştir, diğer

kolonlar da ise kolonların kesitlerinin yetersiz gelmesine rağmen tüm kolonlarda minimum değerler de olduğu hesap edilmiştir.

8.1.3 On İki Katlı Yapı

Zemin kata ait kolonlarda seçilen en elverişsiz yükleme durumlarına ait iç kuvvet değerleri Tablo 8.5' de verilmiştir.

Tablo 8.5 On İki Katlı Yapı Zemin Kat Kolonları İç Kuvvet Değerleri

Kat	Kolon Adı	Yükleme Cinsi	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
Zemin Kat	S1	1,4G+1,6Q	-2848,72	-1,3	7,85	9,891	-1,747
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2006,67	-7,15	5,01	5,284	-15,184
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2816,17	-2,54	-14,09	-69,549	-3,292
Zemin Kat	S2	1,4G+1,6Q	-2729,92	-0,13	3,72	4,589	-0,201
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2158,86	-5,36	-0,74	-1,125	-12,82
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2655,6	-0,38	-17,8	-74,509	-0,627
Zemin Kat	S3	1,4G+1,6Q	-1839,31	8,24	4,47	5,602	10,87
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-1766,42	2,57	0,19	0,05	-2,312
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2046,4	5,67	-17,21	-73,911	7,357
Zemin Kat	S7	1,4G+1,6Q	-3015,39	0,06	-4,26	-5,744	0,062
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2115,51	-7,6	-6,04	-8,394	-15,762
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2125,14	-1,98	-33,63	-94,816	-2,682
Zemin Kat	S8	1,4G+1,6Q	-3174,98	-0,05	8,9	11,359	-0,083
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2212,95	-9,44	6,08	7,725	-18,194
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2821,6	-0,16	-14,71	-70,876	-0,289
Zemin Kat	S10	1,4G+1,6Q	-3030,69	-2,11	0,5	0,446	-2,794
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2109,51	-8,58	-3,17	-4,449	-17,047
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2274,53	-1,59	-32,56	-93,62	-2,118
Zemin Kat	S11	1,4G+1,6Q	-3443,83	-0,37	1,13	1,291	-0,501
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2618,7	-5,4	-2,16	-2,905	-12,843
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2570,18	-0,31	-32,32	-93,47	-0,425
Zemin Kat	S12	1,4G+1,6Q	-3780,19	-0,01	-2,79	-3,726	-0,022
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ex	-2614,59	-6,16	-1,96	-2,645	-13,846
Zemin Kat		1,0G+1,0Q-1,0Ey	-2852,77	-0,03	-34,41	-96,315	-0,066

Kolonlarının Betonarme Hesabı

S12 Kolonu

- **1,4G+1,6Q yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-3780,19 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN → kesit yetersiz

Kesit yetersiz kesit buyutlarının artıtılması gerekmektedir, fakat bu kesit ölçülerinde elde edilen iç kuvvetlere göre donatı hesabını yapalım.

M_2=-3,73 kNm, M_3=-0,02 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{3780,19}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 1,480$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{373}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0024$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{2}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,00001$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho = 0,0203 > \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0,0203 \times 60 \times 30 = 36,52 cm^2$$

Seçilen donatı $\rightarrow 12\phi 20 \rightarrow A_s = 37,68\ cm^2$

- **G+Q-Ex yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2614,59 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN $\rightarrow$ kesit yetersiz

M_2=-2,65 kNm, M_3=-13,85 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2614,59}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 1,023$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{265}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,0017$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{1385}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0181$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho < \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0,01 \times 60 \times 30 = 18 cm^2$$

- **G+Q-Ey yüklemesine göre donatı hesabı;**

N_d=-2852,77 kN>0,5×f_{ck}×A_c=0,5×25000×0,30×0,60=2250 kN $\rightarrow$ kesit yetersiz

M_2=-96,32 kNm, M_3=-0,07 kNm

$$n_r = \frac{N_d}{0,85 \times b \times h \times f_{cd}} = \frac{2852,77}{0,85 \times 30 \times 60 \times 1,67} = 1,12$$

$$M_{2d} = \frac{M_2}{0,85 \times b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{9632}{0,85 \times 30 \times 60^2 \times 1,67} = 0,063$$

$$M_{3d} = \frac{M_3}{0,85 \times b^2 \times h \times f_{cd}} = \frac{7}{0,85 \times 30^2 \times 60 \times 1,67} = 0,0001$$

bu değerler kullanılarak ilgili abağa bakıldığında;

$$\rho = 0,0118 > \rho_{min} = 0,01$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0,0118 \times 60 \times 30 = 21,20 cm^2$$

<u>Kolonda kullanılacak enine donatı hesabı yapılırsa;</u>

Kesit $\Rightarrow$ b / h = 30 / 60 ; Paspayı = 5 cm ; b_k = 50 cm

$$V_r = 0,22 \times f_{cd} \times b \times d = 0,22 \times 16700 \times 0,3 \times 0,55 = 606,21 kN$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b \times d = 0,65 \times 1150 \times 0,3 \times 0,5 = 123,34 kN$$

$$Vc = 0,8 \times Vcr = 98,67 kN$$

$V_e = (M_{pa} + M_{pü}) / \ell_n$

$N_{d,alt} \approx N_{d,üst}$ = -3780,19 kN ; $V_{G+Q+E} = 34,41 kN$; A_s=9,42 cm^2

$M_{ra} = M_{rü} = N_d \times [h / 2 – 0,59 \times N_d / (f_{cd} \times b)] + A_s \times b_k \times f_{yd}$

$M_{ra} = M_{rü} = 3780,19 \times [0,60 / 2 – 0,59 \times 3780,19 / (16700 \times 0,30)] + 9,42 \times 10^{-4}$

$\times 0,50 \times 365000$= 376,86 kNm

$M_{pa} = M_{pü}$ =1,4 $\times M_{ra}$=1,4*376,86=527,61 kNm

V_e = (527,61+527,61) / 3,50=301,49 kN

$V_{tasarım} = V_e$ = 301,49 kN < V_r =606,21 kN

$V_e > 0,5 \times V_{G+Q+E} = 0,5 \times 34,42 = 17,21$ kN

$N_d > 0,05 \times A_c \times f_{ck} = 0,05 \times 0,18 \times 25000 = 225$ kN

Yukarıdaki eşitsizliklere göre $\Rightarrow V_c = 0,8 \times V_{cr}$ alınır.

$V_w = V_e – V_c = 301,49 – 98,67 = 202,82$ kN

Kolon orta bölgesi;

Seçilen etriye $\Rightarrow \phi 10 / 20$

Seçilen çiroz $\Rightarrow 2\phi 10$

A_{sh} = (4+2) $\times$ 0,79 = 4,74 cm^2

$$V_w = \frac{A_{sh}}{s} \times f_{ywd} \times b_k = \frac{4,74 \times 10^{-4}}{0,20} \times 365000 \times 0,5 = 432,53 kN > 202,82 kN$$

Kolon sarılma bölgesi;

$$N_d > 0,2 \times A_c \times f_{ck} \rightarrow 3780,19 kN > 0,2 \times 0,60 \times 0,30 \times 25000 = 900 kN$$

O halde kolonun enine donatısı; aşağıdaki denklemlerden elde edilen minimum donatı oranlarından en elverişsizi alınarak hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0,30 \times s \times b_k \times \left[(A_c / A_{ck}) - 1 \right] \times \left(f_{ck} / f_{ywk} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0,075 \times s \times b_k \times \left(f_{ck} / f_{ywk} \right)$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,30 \times 10 \times 55 \times \left[(60 \times 30 / 55 \times 25) - 1) \right] \times (250/4200) = 3,04 cm^2$$

$$4,74 cm^2 \geq 0,075 \times 10 \times 55 \times (250/4200) = 2,46 cm^2$$

Seçilen enine donatı: $\phi 10/10$ (kolon sarılma bölgesinde)
$\phi 10/20$ (kolon orta bölgesinde)

S12 kolonunun en elverişsiz yüklemelere göre donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. Yapıda bulunan diğer kolonların donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.6' da gösterilmiştir.

Tablo 8.6 On İki Katlı Yapı Kolonlarının Donatı Tablosu

Kolon Adı	**Yükleme Cinsi**	**Boyut**	**$N_d < 0,5*f_{ck}*A_c$**	**$\rho = A_s/b.h$**	**A_s (cm^2)**	**Seçilen**	**$A_{s,mevcut}$ (cm^2)**	**Seçilen Etriye**
S1	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S2	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S3	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yeterli	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S7	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S8	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,011	19,75	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S10	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,01	18	12Φ16	24,12	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S11	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,0145	26,14	12Φ18	30,52	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,01	18			
S12	1,4G+1,6Q	30/60	Kesit Yetersiz	0,0203	36,52	12Φ20	37,68	Φ10/10-20
	1,0G+1,0Q-1,0Ex			0,01	18			
	1,0G+1,0Q-1,0Ey			0,0118	21,2			

Tablo 8.6’ daki sonuçlara baktığımızda 30/60 kesit olçüleri, S3 kolonu için yeterli gelirken, S1, S2, S7, S8, S10, S11 ve S12 kolonları için yetersiz geldiği görülmektedir. Kolon kesitlerindeki donatı miktarı ise, S11 ve S12 kolonlarında minimum değerin üzerinde bulunmuş ve mevcut donatı yeterli gelmediği için donatı oranının miktarı artırılmıştır, S08 kolonunda minimum değerin üzerinde olmasına karşın mevcut donatı bu oran için yeterli gelmiştir, diğer kolonlar da ise kolonların kesitlerinin yetersiz gelmesine rağmen tüm kolonlarda minimum değerler de olduğu hesap edilmiştir.

Tüm yapılardaki kolonlara ait sonuçların karlılaştırılması;

- S1 ve S2 kolonları, 8, 10 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yeterli gelirken, 12 katlı yapıda bu kesit boyutları yetersiz gelmiştir. Ayrıca tüm yapılarda, kolon kesitlerindeki donatı oranı elde edilen iç kuvvet sonuçlarına göre minimum bulunmuştur.
- S3 kolonu, 8, 10 ve 12 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yeterli gelmiştir.Ayrıca tüm yapılarda, kolon kesitindeki donatı oranı elde edilen iç kuvvet sonuçlarına göre minimum bulunmuştur.
- S7 ve S10 kolonları, 8, 10 ,12 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yetersiz gelmiştir. Fakat tüm yapılarda, kesit boyutları yetersiz gelmesine rağmen kolon kesitlerindeki donatı oranı elde edilen iç kuvvet sonuçlarına göre minimum bulunmuştur.
- S8 kolunu, 8, 10 ve 12 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yetersiz gelmiştir. Kolon kesitindeki donatı oranı ise 8, 10 katlı yapılarda minumum değerin altında kalmıştır. 12 katlı yapıda ise minumum değerin üzerinde çıkmasına rağmen, daha önce ki hesaplarda 6 katlı yapı için seçilen donatı miktarı yeterli gelmiştir.
- S11 kolunu, 8, 10 ve 12 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yetersiz gelmiştir. Kolon kesitindeki donatı oranı ise 8, 10 katlı yapılarda minumum değerin altında kalmıştır. 12 katlı yapıda ise minumum değerin üzerinde çıkmış, daha önce ki hesaplarda 6 katlı yapı için seçilen donatı miktarı yeterli gelmemiştir ve bu sebeple donatı miktarı artırılmıştır.

- S12 kolunu, 8, 10 ve 12 katlı yapılarda 30/60 olan kesit boyutları yetersiz gelmiştir. Kolon kesitindeki donatı oranı ise 8 katlı yapıda minumum değerin altında kalmıştır. 10 katlı yapıda ise minumum değerin üzerinde çıkmasına rağmen, daha önce ki hesaplarda 6 katlı yapı için seçilen donatı miktarı yeterli gelmiştir. 12 katlı yapıda ise minumum değerin üzerinde çıkmış, daha önce ki hesaplarda 6 katlı yapı için seçilen donatı miktarı yeterli gelmemiştir ve bu sebeple donatı miktarı artırılmıştır.

8.2 Kat Sayısındaki Artışın Perdeler Üzerindeki Etkisi

Yapılarda bulunan betonarme perdelerin hesabı; TS500 ve Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen kurallar çerçevesinde yapılmıştır. Perdelerin betonarme hesabına esas olan iç kuvvet değerleri üç boyutlu bilgisayar modeli (ETABS 8.06)'den alınmıştır.

Perdelerde tasarıma esas eğilme momentleri kritik perde yüksekliği boyunca sabit bir değer olarak, perde tabanında oluşan eğilme momentine eşit olarak alınmıştır. Kritik perde yüksekliğinin sona erdiği kesitin üstünde ise, perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır ve elde edilen bu sonuçla göre yapılarda ki perdelerin kesitlerinin yeterli olup olmadığı ve kesitteki donatı miktarların da artış olup olmadığı hesap edilmiştir.

± 0.00 kotundan itibaren yapıda her katta 12 adet perde bulunmaktadır. Yapı, her iki doğrultuda simetrik olduğundan 3 adet perde gözönüne alınmıştır.

8.2.1 Sekiz Katlı Yapı

Yapıda hesap edilecek perdelere ait kesit ölçüleri, kritik perde yüksekliği ve perde uc ile gövde bölgesinin uzunluk ölçüleri Tablo 8.7' de verilmiştir.

Tablo 8.7 Sekiz Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar

Perde Adı	H_w (m)	L_w (m)	H_{cr} (m)	Kritik Perde			Kritik Perde Dışı		
				l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)	l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)

P1	26,40	4,30	7,20	0,90	2,50	0,35	0,45	3,40	0,30
P2	26,40	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30
P3	26,40	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre üç perde içinde en olumsuz değerleri veren kombinaslara ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki Tablo 8.8, 8.9 ve 8.10' de gösterilmiştir.

Tablo 8.8 P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ey Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	16938,47	9252,98	16938,47	16938,47	-3704,52	-1980,34
1	9453,14	5218,84	9453,14	16938,47	-3244,37	-1465,14
2	5583,27	2941,81	5583,27	14885,32	-2800,70	-1144,62
3	3229,23	2489,76	3229,23	12832,18	-2330,03	-870,84
4	1847,04	655,15	1847,04	10779,03	-2362,99	-2783,65
5	2322,19	2849,03	2849,03	8725,88	-1362,32	-475,94
6	2247,12	2477,21	2477,21	6672,73	-883,89	-332,15
7	1820,03	581,75	1820,03	4619,58	-410,96	-404,05

Tablo 8.9 P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	13758,06	9471,81	13758,06	13758,06	-5607,73	-1105,74
1	9759,30	6624,50	9759,30	13758,06	-4899,98	-1031,71
2	7114,04	4293,24	7114,04	12090,42	-4247,41	-951,96
3	4906,55	2510,00	4906,55	10422,77	-3566,33	-849,76
4	3135,15	1371,02	3135,15	8755,13	-2862,84	-730,75
5	1789,63	1076,01	1789,63	7087,49	2141,97	-592,06
6	877,78	1155,79	1155,79	5419,84	-1409,12	-423,23
7	378,98	799,80	799,80	3752,20	-666,53	-183,20

Tablo 8.10 P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	13701,61	9321,75	13701,61	13701,61	-4235,30	-1129,83
1	9794,52	6530,65	9794,52	13701,61	-3678,56	-1073,20

2	7157,41	4221,64	7157,41	12040,81	-3172,98	-986,70
3	4946,23	2426,42	4946,23	10380,00	-2650,12	-877,31
4	3186,36	1201,92	3186,36	8719,20	-2114,77	-756,63
5	1884,12	703,66	1884,12	7058,40	-1571,19	-623,37
6	1081,02	651,47	1081,02	5397,60	-1023,30	-468,07
7	735,29	14,40	735,29	3736,80	-471,10	-299,08

Tablolardaki sonuçlara baktığımızda ilk yapımıza göre P1 ,P3 ve P5 perdelerinde eksenel kuvvet değerlerinde, tasarım moment değerlerine göre daha fazla bir artış olduğu, kesme kuvveti değerlerinde de küçük bir azalma olduğu görülmüştür.

Perdelerin Betonarme Hesabı

P1 Perdesi

- Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{3704,52}{35 \times 430 \times 1,67} = 0,147$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1693847}{35 \times 430^2 \times 1,67} = 0,157$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,12$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,12 \times \frac{35*430}{365/16,7}. = 82,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,002 \times 35 \times 430 = 30,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow 20\phi 24 \rightarrow A_s = 90,48 \text{ cm}^2$$

Betonarme kesit hesabında perde gövde donatısını da hesaba katmak üzere her iki ucta bulunan donatılarının 1/6 sının iki kenarda gövdede bulunduğu kabul edilmiş ve kesit hesabında bu kabule uygun boyutlama tabloları kullanılmıştır.

$$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 82,63/6 = 13,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 35 \times 250 = 10,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen Donatı} \rightarrow \phi 12 / 20 \rightarrow A_s = 5,65 / \text{m} \times 2,5 = 14,13 \text{ cm}^2$$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,35*4,3 = 5529,37$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,35*4,3 = 1124,99$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1124,99 = 899,99$kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4,53*2,5) / (35*250) = 0,0026 > \rho_{min} = 0,0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0,65*f_{ctd}+\rho_{sh}*f_{yd}) = 0,35*4,3*(0,65*1150 + 0,0026*365000) = 2553,23$ kN

$V_d = 1980,34$ kN $< V_{r1} = 5529,37$ kN ; $V_{r2} = 2553,23$ kN

$V_d = 1980,34$ kN $> V_{cr} = 1124,99$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabı gerekiyor.

$V_w = V_d - V_c = 1980,34 - 899,99 = 1080,35$ kN

Gövdedeki yatay donatının kesme dayanımına katkısını hesaplarsak,

$$V_{w,gövde} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * b_k = \frac{2 * (1,13 * 10^{-4})}{0,25} * 365000 * 4,2 = 1385,83 \text{ kN}$$

$V_{w,gövde} = 1385,83$ kN $> V_w = 1080,35$ kN

Yukarıda görüleceği üzere gövdedeki yatay donatı kesme kuvvetinin karşılanmasına yetmektedir. Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etriye)

P1 perdesinin en elverişsiz yüklemelere göre elde edilen tasarım moment değerlerine, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerlerine göre kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. P1 perdesinin kritik perde yüksekliği dışındaki donatı hesabı ile P3 ve P5 perdelerinin donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.11' de gösterilmiştir.

Tablo 8.11 Sekiz Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu

Perde Adı	Bölge	Yükleme Cinsi	$V_d < V_r$	Perde Uc Kısmı					Perde Gövde Kısmı			
				ρ_m	A_{s1} (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	Etriye	$A_{s,düş}$	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	$A_{s,yat}$
P1	Kritik Perde Y.	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,12	82,63	20Φ24	90,48	Φ10/10	13,77	Φ12/20	14,125	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,13	76,73	18Φ24	81,44	Φ10/20	12,79	Φ12/25	15,402	Φ12/25
P3	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,03	37,10	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25

	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,04	31,80	12Φ20	37,68	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25
P5	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,05	42,44	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,06	43,65	14Φ20	43,98	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25

Tablo 8.11' e baktığımızda bütün perde kesitlerinin yeterli geldiği sonucu gözükmektedir. Donatı mikarları baktığımızda, bütün perdelerin uc bölgelerinde ki donatı miktarlarında azalma görülmüştür. P1 perdesinin kritik perde yüksekliğince düşey gövde donatısı miktarında azalma olurken, P3 ve P5 perdesinde düşey gövde donatısı miktarları artış olmamış, yine minumum değerlerde kalmıştır. P1, P3 ve P5 perdelerinin uc ve gövde bölgelerindeki yatay donatı miktarlarında da bir artış olmamış, yine minumum miktarlar kullanılmıştır.

8.2.2 On Katlı Yapı

Yapıda hesap edilecek perdelere ait kesit ölçüleri, kritik perde yüksekliği ve perde uc ile gövde bölgesinin uzunluk ölçüleri Tablo 8.12' de verilmiştir.

Tablo 8.12 On Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar

Perde Adı	H_w (m)	L_w (m)	H_{cr} (m)	Kritik Perde			Kritik Perde Dışı		
				l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)	l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)
P1	32,80	4,30	7,20	0,90	2,50	0,35	0,45	3,40	0,30
P2	32,80	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30
P3	32,80	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre üç perde içinde en olumsuz değerleri veren kombinaslara ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki Tablo 8.13, 8.14 ve 8.15' de gösterilmiştir.

Tablo 8.13 P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ey Yüklemesi						
Kat	M_{alt}(kNm)	$M_{üst}$(kNm)	M_{hesap}(kNm)	$M_{tasarım}$(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
Z	17981,95	10108,34	17981,95	17981,95	-4850,98	-2028,14
1	10333,08	6000,61	10333,08	17981,95	-4385,80	-1497,99
2	6411,39	3626,12	6411,39	16227,61	-3932,34	-1183,50

3	4007,39	2974,96	4007,39	14473,27	-3446,58	-925,63
4	3032,09	3216,36	3216,36	12718,94	-2942,58	-731,77
5	2933,77	3460,72	3460,72	10964,60	-2430,62	-594,04
6	2987,88	3457,74	3457,74	9210,27	-1918,39	-495,45
7	2882,19	3155,24	3155,24	7455,93	-1411,51	-401,06
8	2526,40	2544,38	2544,38	5701,59	-914,78	-307,83
9	1888,63	575,84	1888,63	3947,26	-424,62	-424,64

Tablo 8.14 P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	14546,29	10255,41	14546,29	14546,29	-7399,79	-1122,51
1	10564,80	7460,39	10564,80	14546,29	-6684,87	-1050,96
2	7991,48	5240,28	7991,48	13127,14	-6020,45	-978,27
3	5909,84	3620,43	5909,84	11707,99	-5322,74	-888,58
4	4310,89	2587,11	4310,89	10288,84	-4597,57	-792,88
5	3134,74	2051,10	3134,74	8869,69	-3849,75	-698,95
6	2273,01	1824,70	2273,01	7450,54	-3083,90	-606,60
7	1609,66	1694,76	1694,76	6031,39	-2304,10	-503,27
8	1066,88	1477,72	1477,72	4612,24	-1515,03	-369,75
9	564,57	865,99	865,99	3193,09	-716,97	-164,48

Tablo 8.15 P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	**M_{alt}(kNm)**	**$M_{üst}$(kNm)**	**M_{hesap}(kNm)**	**$M_{tasarım}$(kNm)**	**Nd(kN)**	**V(kN)**
Z	14496,05	10111,08	14496,05	14496,05	-5481,04	-1146,97
1	10602,39	7372,02	10602,39	14496,05	-4921,46	-1092,25
2	8032,51	5172,53	8032,51	13081,80	-4410,56	-1011,87
3	5943,82	3538,33	5943,82	11667,55	-3879,66	-913,30
4	4355,03	2443,60	4355,03	10253,30	-3333,28	-812,75
5	3217,26	1796,74	3217,26	8839,05	-2775,55	-719,55
6	2426,54	1446,20	2426,54	7424,81	-2210,00	-634,81
7	1862,66	1219,15	1862,66	6010,56	-1639,50	-546,74
8	1427,06	922,38	1427,06	4596,31	-1066,93	-438,18
9	996,08	5,84	996,08	3182,06	-490,79	-356,17

Tablolardaki sonuçlara baktığımızda 6 ve 8 katlı binalara göre P1 ,P3 ve P5 perdelerinin eksenel kuvvet değerlerinde, tasarım moment değerlerine göre daha fazla bir artış olduğu, kesme kuvveti değerlerinde de P1 perdesinde küçük bir azalma görülürken, P3 ve P5 perdelerinde az da olsa bir artış olduğu görülmüştür.

Perdelerin Betonarme Hesabı

P1 Perdesi

- Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{4850,98}{35 \times 430 \times 1,67} = 0,193$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{1798195}{35 \times 430^2 \times 1,67} = 0,166$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,12$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,12 \times \frac{35*430}{365/16,7}. = 82,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,002 \times 35 \times 430 = 30,1 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow 20\phi24 \rightarrow A_s = 90,48 \text{ cm}^2$

Betonarme kesit hesabında perde gövde donatısını da hesaba katmak üzere her iki ucta bulunan donatılarının 1/6 sının iki kenarda gövdede bulunduğu kabul edilmiş ve kesit hesabında bu kabule uygun boyutlama tabloları kullanılmıştır.

$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 82,63/6 = 13,77 \text{ cm}^2$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 35 \times 250 = 10,95 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow \phi12 / 20 \rightarrow A_s = 5,65 / \text{m} \times 2,5 = 14,13 \text{ cm}^2$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,35*4,3 = 5529,37$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,35*4,3 = 1124,99$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1124,99 = 899,99$kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4,53*2,5) / (35*250) = 0,0026 > \rho_{min} = 0,0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0,65*f_{ctd}+\rho_{sh}*f_{yd}) = 0,35*4,3*(0,65*1150 + 0,0026*365000) = 2553,23$ kN

$V_d = 2028,14$ kN $< V_{r1} = 5529,37$ kN ; $V_{r2} = 2553,23$ kN

$V_d = 2028,14$ kN $> V_{cr} = 1124,99$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabı gerekiyor.

$V_w = V_d - V_c = 2028,14 - 899,99 = 1128,15$ kN

Gövdedeki yatay donatının kesme dayanımına katkısını hesaplarsak,

$$V_{w,gövde} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * b_k = \frac{2 * (1,13 * 10^{-4})}{0,25} * 365000 * 4,2 = 1385,83 \text{ kN}$$

$V_{w,gövde} = 1385,83$ kN $> V_w = 1128,15$ kN

Yukarıda görüleceği üzere gövdedeki yatay donatı kesme kuvvetinin karşılanmasına yetmektedir. Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etriye)

P1 perdesinin en elverişsiz yüklemelere göre elde edilen tasarım moment değerlerine, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerlerine göre kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. P1 perdesinin kritik perde yüksekliği dışındaki donatı hesabı ile P3 ve P5 perdelerinin donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.16' da gösterilmiştir.

Tablo 8.16 On Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu

Perde Adı	Bölge	Yükleme Cinsi	$V_d < V_r$	Perde Uc Kısmı					Perde Gövde Kısmı			
				ρ_m	A_{s1} (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	Etriye	$A_{s,düş}$	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	$A_{s,yat}$
P1	Kritik Perde Y.	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,12	82,63	20Φ24	90,48	Φ10/10	13,77	Φ12/20	14,125	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,13	76,73	18Φ24	81,44	Φ10/20	12,79	Φ12/25	15,402	Φ12/25
P3	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,01	37,10	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,01	31,80	12Φ20	37,68	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25
P5	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,03	37,10	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,03	31,80	12Φ20	37,68	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25

Tablo 8.16' a baktığımızda eksenel kuvvet değerindeki artışa rağmen, kesme kuvveti değerlerinde fazla bir artış gerçekleşmediği için bütün perde kesitlerinin yeterli geldiği sonucu gözükmektedir. Donatı mikarları baktığımızda, bütün perdelerin uc

bölgelerinde ki donatı miktarlarında azalma daha fazla olmuştur. P1 perdesinin kritik perde yüksekliğince düşey gövde donatısı miktarında bir değişme olmamış, P3 ve P5 perdelerinde de artış olmamış, yine minumum değerlerde kalmıştır. P1, P3 ve P5 perdelerinin uc ve gövde bölgelerindeki yatay donatı miktarlarında da bir artış gerçekleşmemiş, yine minumum miktarlar kullanılmıştır.

8.2.3 On İki Katlı Yapı

Yapıda hesap edilecek perdelere ait kesit ölçüleri, kritik perde yüksekliği ve perde uc ile gövde bölgesinin uzunluk ölçüleri Tablo 8.17' de verilmiştir.

Tablo 8.17 On İki Katlı Yapı Perdelerine Ait Uzunluklar

Perde Adı	H_w (m)	L_w (m)	H_{cr} (m)	Kritik Perde			Kritik Perde Dışı		
				l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)	l_{uc} (m)	$l_{gövde}$ (m)	b_w (m)
P1	39,20	4,30	7,20	0,90	2,50	0,35	0,45	3,40	0,30
P2	39,20	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30
P3	39,20	5,30	7,20	1,10	3,10	0,35	0,55	4,20	0,30

Yapılan yükleme kombinasyonlarına göre üç perde içinde en olumsuz değerleri veren kombinaslara ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki Tablo 8.18, 8.19 ve 8.20' de gösterilmiştir.

Tablo 8.18 P1 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ey Yüklemesi						
Kat	M_{alt}(kNm)	$M_{üst}$(kNm)	M_{hesap}(kNm)	$M_{tasarım}$(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
Z	18999,84	10867,09	18999,84	18999,84	-6061,17	-2093,68
1	11114,87	6642,88	11114,87	18999,84	-5592,46	-1542,96
2	7094,24	4167,72	7094,24	17448,83	-5132,28	-1223,52
3	4618,31	3378,77	4618,31	15897,82	-4636,26	-966,82
4	3559,07	3557,64	3559,07	14346,82	-4117,95	-776,95
5	3413,31	3851,83	3851,83	12795,81	-3587,03	-645,92
6	3508,29	3967,35	3967,35	11244,80	-3050,51	-562,15
7	3510,02	3881,46	3881,46	9693,79	-2513,80	-506,85
8	3347,52	3626,80	3626,80	8142,79	-1981,39	-457,40
9	3034,15	3185,04	3185,04	6591,78	-1456,88	-386,12
10	2554,58	2517,73	2554,58	5040,77	-943,91	-299,63
11	1866,85	569,88	1866,85	3489,77	-437,53	-418,35

Tablo 8.19 P3 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi

Kat	M_{alt}(kNm)	$M_{üst}$(kNm)	M_{hesap}(kNm)	$M_{tasarım}$(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
Z	15299,52	10940,42	15299,52	15299,52	-9295,77	-1144,14
1	11271,60	8117,60	11271,60	15299,52	-8575,57	-1075,59
2	8689,49	5893,55	8689,49	14050,58	-7902,84	-1010,24
3	6620,91	4306,22	6620,91	12801,64	-7193,75	-930,03
4	5070,60	3345,98	5070,60	11552,70	-6453,92	-844,14
5	3994,25	2883,79	3994,25	10303,76	-5687,96	-760,86
6	3276,30	2676,06	3276,30	9054,82	-4900,22	-685,55
7	2751,70	2518,73	2751,70	7805,88	-4094,62	-617,66
8	2279,18	2321,11	2321,11	6556,94	-3274,87	-549,10
9	1787,91	2049,55	2049,55	5308,00	-2444,16	-464,07
10	1264,95	1654,22	1654,22	4059,06	-1606,52	-345,10
11	680,72	891,40	891,40	2810,12	-760,58	-158,86

Tablo 8.20 P5 Perdesi Moment, Kesme kuvveti ve Eksenel Kuvvet Değerleri

G+Q±Ex Yüklemesi						
Kat	M_{alt}(kNm)	$M_{üst}$(kNm)	M_{hesap}(kNm)	$M_{tasarım}$(kNm)	Nd(kN)	V(kN)
Z	15257,66	10805,53	15257,66	15257,66	-6779,70	-1168,34
1	11312,93	8039,21	11312,93	15257,66	-6217,95	-1115,13
2	8728,67	5835,99	8728,67	14012,13	-5703,08	-1040,68
3	6648,37	4234,55	6648,37	12766,61	-5166,31	-950,61
4	5104,20	3218,13	5104,20	11521,09	-4612,01	-858,65
5	4061,74	2665,49	4061,74	10275,57	-4044,15	-773,62
6	3404,59	2361,84	3404,59	9030,04	-3466,10	-701,34
7	2956,40	2121,29	2956,40	7784,52	-2880,74	-642,05
8	2564,92	1855,44	2564,92	6539,00	-2290,60	-588,00
9	2154,79	1527,19	2154,79	5293,47	-1697,68	-523,65
10	1701,82	1066,12	1701,82	4047,95	-1104,22	-435,59
11	1155,30	16,26	1155,30	2802,43	-507,59	-401,42

Tablolardaki sonuçlara baktığımızda 6, 8 ve 10 katlı binalara göre P1 ,P3 ve P5 perdelerinin eksenel kuvvet değerlerinde, tasarım moment değerlerine göre daha fazla bir artış olduğu, kesme kuvveti değerlerinde bütün perdelerde az da olsa bir artış olduğu görülmüştür.

Perdelerin Betonarme Hesabı

P1 Perdesi

- Kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabını yapılırsa;

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{6061,17}{35 \times 430 \times 1,67} = 0,241$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{18999,84}{35 \times 430^2 \times 1,67} = 0,176$$

m ve n değerleri kullanılarak ilgili abağa bakılırsa;

$\rho_m = 0,11$

$$A_{s1} = A_{s2} = \rho_m \times \frac{A_c}{f_{yd} / f_{cd}} = 0,11 \times \frac{35*430}{365/16,7} . = 75,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,uç} = 0,002 \times 35 \times 430 = 30,1 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow 18\phi 24 \rightarrow A_s = 81,44 \text{ cm}^2$

Betonarme kesit hesabında perde gövde donatısını da hesaba katmak üzere her iki ucta bulunan donatılarının 1/6 sının iki kenarda gövdede bulunduğu kabul edilmiş ve kesit hesabında bu kabule uygun boyutlama tabloları kullanılmıştır.

$$A_{gövde} = A_{s1}/6 = 81,44/6 = 12,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min,gövde} = 0,5 \times 0,0025 \times 35 \times 250 = 10,95 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı $\rightarrow \phi 12 / 20 \rightarrow A_s = 5,65 / \text{m} \times 2,5 = 14,13 \text{ cm}^2$

Enine donatı hesabı;

$V_{r1} = 0,22*f_{cd}*A_{ch} = 0,22*16700*0,35*4,3 = 5529,37$ kN

$V_{cr} = 0,65*f_{ctd}*A_{ch} = 0,65*1150*0,35*4,3 = 1124,99$ kN

$V_c = 0,8*V_{cr} = 0,8*1124,99 = 899,99$kN

Gövdenin her iki yüzü için seçilen yatay donatı $\Rightarrow \phi 12 / 25$ (4,53 cm^2/m)

$\rho_{sh} = (2*4,53*2,5) / (35*250) = 0,0026 > \rho_{min} = 0,0025$

$V_{r2} = A_{ch}*(0,65*f_{ctd}+\rho_{sh}*f_{yd}) = 0,35*4,3*(0,65*1150 + 0,0026*365000) = 2553,23$ kN

$V_d = 2093,68$ kN $< V_{r1} = 5529,37$ kN ; $V_{r2} = 2553,23$ kN

$V_d = 2093,68$ kN $> V_{cr} = 1124,99$ kN $\Rightarrow$ Enine donatı hesabı gerekiyor.

$V_w = V_d - V_c = 2093,68 - 899,99 = 1193,69$ kN

Gövdedeki yatay donatının kesme dayanımına katkısını hesaplarsak,

$$V_{w,gövde} = \frac{A_s}{s} * f_{yd} * b_k = \frac{2 * (1,13 * 10^{-4})}{0,25} * 365000 * 4,2 = 1385,83 \text{ kN}$$

$V_{w,gövde} = 1385,83$ kN $> V_w = 1193,69$ kN

Yukarıda görüleceği üzere gövdedeki yatay donatı kesme kuvvetinin karşılanmasına yetmektedir. Bu yüzden uç bölgelerde minimum enine donatı kullanılması yeterlidir.

Uç bölgesinde $\rightarrow \phi 10/10$ (etriye)

P1 perdesinin en elverişsiz yüklemelere göre elde edilen tasarım moment değerlerine, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti değerlerine göre kritik perde yüksekliği boyunca donatı hesabı yukarıda gösterildiği gibi yapılmıştır. P1 perdesinin kritik perde yüksekliği dışındaki donatı hesabı ile P3 ve P5 perdelerinin donatı hesapları da benzer biçim de yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 8.21' de gösterilmiştir.

Tablo 8.21 On İki Katlı Yapı Perdelerinin Donatı Tablosu

Perde Adı	Bölge	Yükleme Cinsi	$V_d < V_r$	Perde Uc Kısmı					Perde Gövde Kısmı			
				ρ_m	A_{s1} (cm^2)	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	Etriye	$A_{s,düş}$	Seçilen	$A_{s,mev}$ (cm^2)	$A_{s,yat}$
P1	Kritik Perde Y.	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,11	75,74	18Φ24	81,44	Φ10/10	12,62	Φ12/20	14,125	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ey	Kesit Yeterli	0,13	76,73	18Φ24	81,44	Φ10/20	12,79	Φ12/25	15,402	Φ12/25
P3	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0	37,10	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0	31,80	12Φ20	37,68	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25
P5	Kritik Perde Y.	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,01	37,10	14Φ20	43,98	Φ10/10	13,56	Φ12/25	14,043	Φ12/25
	Kritik Perde Y. Dışı	G+Q±Ex	Kesit Yeterli	0,01	31,80	12Φ20	37,68	Φ10/20	15,75	Φ12/25	19,026	Φ12/25

Tablo 8.21' e baktığımızda kat sayısı arttıkça eksenel kuvvet değerinde meydana gelen artış daha fazla olmasına rağmen, kesme kuvveti değerlerinde fazla bir artış

olmadığı için bütün perde kesitlerinin yeterli geldiği sonucu gözükmektedir. Donatı mikarları baktığımızda, bütün perdelerin uc bölgelerinde ki donatı miktarlarında P1 perdesinde azalma daha fazla olurken, P3 ve P5 perdelerinde minumum değerlerde kalmıştır. Tüm perdelerin düşey gövde donatısı miktarında bir değişme olmamıştır, ayrıca uc ve gövde bölgelerindeki yatay donatı miktarlarında da bir artış gerçekleşmemiş, yine minumum miktarlar kullanılmıştır.

Genel olarak bakacak olursak, kat sayısı artıkça eksenel kuvvet ve tasarım momenti değerlerinde daha fazla bir artış olurken, kesme kuvveti değerlerinde fazla bir artış olmamış, aksine küçük azalmalarda görülmüştür. Bu sebeple tüm yapılarda ki perdelerin kesit ölçüleri yeterli gelmiştir.

Donatı miktarları ise eksenel kuvvet değerinde ki artış oranının, tasarım momentindeki artış oranına göre daha fazla olması nedeniyle, kat sayısındaki artışa rağmen bir artış gerçekleşmemiş, aksine azaldığı gözlenmiştir.

8, 10 ve 12 katlı yapılara ait perdelerin eğilme momentine ait değişimlerin daha net incelenebilmesi için, eğilme momenti değişim grafikleri Ek B' de verilmiştir.

9. SONUÇLAR

Tasarımı yapılan binada, perdeler yeterli rijitliğe sahip oldukları için , yatay deprem yükleri altında toplam momentin yaklaşık %90'ini almaktadır. Bu da kolonların çok fazla deprem momenti almaması ve neredeyse sadece düşey yüklere maruz kalması anlamına gelip, ekonomik olarak boyutlandırılmasını sağlamıştır.

Yapıda her iki yönde simetrik perde yerleşimi tasarlandığından, ağırlık merkezi ile düşey taşıyıcıların rijitlik merkezi birbirine çok yakın oluşturulmuştur. Bu sayede yapının burulma etkilerine maruz kalması önlemiştir. Buradan çıkarılacak sonuç; perdeler mümkün olduğunca yapıya en büyük burulma rijitliğini sağlayacak şekilde dış hatlara ve her iki yönde simetrik olacak şekilde yerleştirilmelidir. Perdelerin eksen doğrultularının aynı noktada keşismesi sonucu ortaya çıkabilecek olan ani dönme noktası oluşturmaktan şiddetle kaçınılmalıdır.

Perdelere saplanan kirişlerde çok büyük eğilme momenti etkileri ortaya çıkmıştır. Bu etkilere göre donatı yerleştirmek yerine, perdelere saplanan kirişlerin deprem esnasında mafsallaşarak çatladığı ve toplam atalet momentlerinin yarısını yitirdikleri kabuluyle analiz yapılmıştır. Elde edilen azaltılmış eğilme momentleri, betonarme hesaplarda kullanılmıştır.

Yapıda kat sayısının artırırılması sonucunda, kolonlara gelecek eksenel kuvvet değerlerinde artıştan dolayı kolon kesitleri yeterli gelmemiştir. Fakat yapıya gelen yatay kuvvetlerin çoğu perdeler tarafından karşılandığından kolonlardaki donatı oranlarında fazla artışlar görülmemiştir. Buda yatay deprem kuvvetlerini karşılamak bakımından perdelerin yapıdaki önemini göstermektedir.

Ayrıca kat sayısının artırılması ile yapıdaki perdelerin eksenel kuvvet değerlerinde, tasarım momentine oranla daha fazla artış olmuştur. Bu sebeple perdelerin kesitlerinde ki donatı oranında artış değil azalma görülmüştür. Kesme kuvveti değerlerinde ise fazla bir artış olmadığı için kesit boyutları üç yapıda da yeterli gelmiştir.

KAYNAKLAR

[1] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 2001. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.

[2] **Odabaşı, Y.** 1997. Betonarme İnşaat Elamanları, Beta Dağıtım, İstanbul.

[3] **Celasun, H.** 1988. Betonarme Kesit Hesapları, Doğan Matbaası, İstanbul.

[4] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

[5] **Kasumov, A.,** 1998. Sonlu Elemanlar Metodu ile Yapı Statiği, Dinamiği, Plastik Analizi Uygulamaları, Beta Dağıtım, İstanbul.

[6] **Celep, Z.,** 2001. Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin Belirlenmesi ve Güçlendirilmesinde Performans Kavramı, İ.M.O İstanbul Şubesi.

[7] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 2001. Yapı Dinamiği, Beta Dağıtımı, İstanbul.

[8] **Hasgür, Z., Gündüz,A. N.,** 1996.Betonarme Çok Katlı Yapılar, İstanbul.

[9] **Ersoy, U., Özcebe, G.,** 2001.Betonarme, Ankara.

[10] **Atımtay, E.,** 2000. Çerçeveli ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı, Ankara.

[11] **Özmen, G., Orakdöğen , E., Darılmaz, K .,** Örneklerle SAP 2000, Birsen Yayınevi, İstanbul.

[12] **ETABS User's Manual,** Computers and Structures Inc.Berkeley,California 1998

[13] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,** 1998. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[14] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[15] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

EKLER

EK A –KOLONLARIN ÖNBOYUTLANDIRMA TABLOLARI

Kesit Alanı Ac (cm^2)	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800

Tablo A.1 5. Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Kat No	Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen	
								Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)
BEŞİNCİ KAT	S1, S6, S23 ve S36	108,6	15	176,04	0	176,04	140,83	30	60
	S2, S5, S24 ve S27	108,6	15	176,04	0	176,04	140,83	30	60
	S3, S4, S25 ve S26	74,21	7,5	115,89	0	115,89	92,71	30	60
	S7, S9, S20 ve S22	135,9	30	238,26	0	238,26	190,61	30	60
	S8 ve S21	108,6	15	176,04	0	176,04	140,83	30	60
	S11, S13, S16 ve S18	122,78	26,25	213,89	0	213,89	171,11	30	60
	S10, S14, S15 ve S19	122,78	26,25	213,89	0	213,89	171,11	30	60
	S12 ve S17	122,78	26,25	213,89	0	213,89	171,11	30	60

Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen		Kesit Alanı Ac (cm^2)
							Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)	
S1, S6, S23 ve S36	153,6	35	271,04	176,04	447,08	357,66	30	60	1800
S2, S5, S24 ve S27	153,6	35	271,04	176,04	447,08	357,66	30	60	1800
S3, S4, S25 ve S26	102,56	17,5	171,58	115,89	287,46	229,97	30	60	1800
S7, S9, S20 ve S22	196,65	70	387,31	238,26	625,57	500,46	30	60	1800
S8 ve S21	153,6	35	271,04	176,04	447,08	357,66	30	60	1800
S11, S13, S16 ve S18	180,15	74,38	371,21	213,89	585,1	468,08	30	60	1800
S10, S14, S15 ve S19	180,15	74,38	371,21	213,89	585,1	468,08	30	60	1800
S12 ve S17	180,15	74,38	371,21	213,89	585,1	468,08	30	60	1800

Kat No	DÖRDÜNCÜ KAT

Tablo A.2 4. Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Tablo A.3 3. Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Kat No	Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen		Kesit Alanı Ac (cm^2)
								Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)	
ÜÇÜNCÜ KAT	S1, S6, S23 ve S36	153,6	35	271,04	447,08	718,12	574,5	30	60	1800
	S2, S5, S24 ve S27	153,6	35	271,04	447,08	718,12	574,5	30	60	1800
	S3, S4, S25 ve S26	102,56	17,5	171,58	287,46	459,04	367,23	30	60	1800
	S7, S9, S20 ve S22	196,65	70	387,31	625,57	1012,88	810,3	30	60	1800
	S8 ve S21	153,6	35	271,04	447,08	718,12	574,5	30	60	1800
	S11, S13, S16 ve S18	180,15	74,38	371,21	585,1	956,31	765,04	30	60	1800
	S10, S14, S15 ve S19	180,15	74,38	371,21	585,1	956,31	765,04	30	60	1800
	S12 ve S17	180,15	74,38	371,21	585,1	956,31	765,04	30	60	1800

Tablo A.4 2. Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Kat No	Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen		Kesit Alanı Ac (cm^2)
								Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)	
İKİNCİ KAT	S1, S6, S23 ve S36	153,6	35	271,04	718,12	989,16	791,33	30	60	1800
	S2, S5, S24 ve S27	153,6	35	271,04	718,12	989,16	791,33	30	60	1800
	S3, S4, S25 ve S26	102,56	17,5	171,58	459,04	630,62	504,49	30	60	1800
	S7, S9, S20 ve S22	196,65	70	387,31	1012,88	1400,19	1120,15	30	60	1800
	S8 ve S21	153,6	35	271,04	718,12	989,16	791,33	30	60	1800
	S11, S13, S16 ve S18	180,15	74,38	371,21	956,31	1327,52	1062,01	30	60	1800
	S10, S14, S15 ve S19	180,15	74,38	371,21	956,31	1327,52	1062,01	30	60	1800
	S12 ve S17	180,15	74,38	371,21	956,31	1327,52	1062,01	30	60	1800

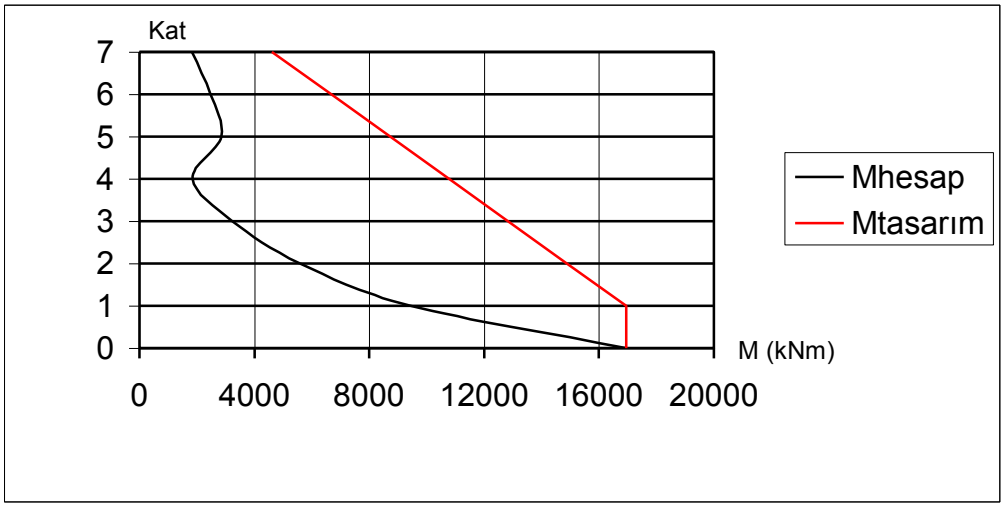
Tablo A.5 1. Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Kat No	Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen		Kesit Alanı Ac (cm^2)
								Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)	
BİRİNCİ KAT	S1, S6, S23 ve S36	153,6	35	271,04	989,16	1260,2	1008,16	30	60	1800
	S2, S5, S24 ve S27	153,6	35	271,04	989,16	1260,2	1008,16	30	60	1800
	S3, S4, S25 ve S26	102,56	17,5	171,58	630,62	802,2	641,76	30	60	1800
	S7, S9, S20 ve S22	196,65	70	387,31	1400,19	1787,5	1430	30	60	1800
	S8 ve S21	153,6	35	271,04	989,16	1260,2	1008,16	30	60	1800
	S11, S13, S16 ve S18	180,15	74,38	371,21	1327,52	1698,73	1358,98	30	60	1800
	S10, S14, S15 ve S19	180,15	74,38	371,21	1327,52	1698,73	1358,98	30	60	1800
	S12 ve S17	180,15	74,38	371,21	1327,52	1698,73	1358,98	30	60	1800

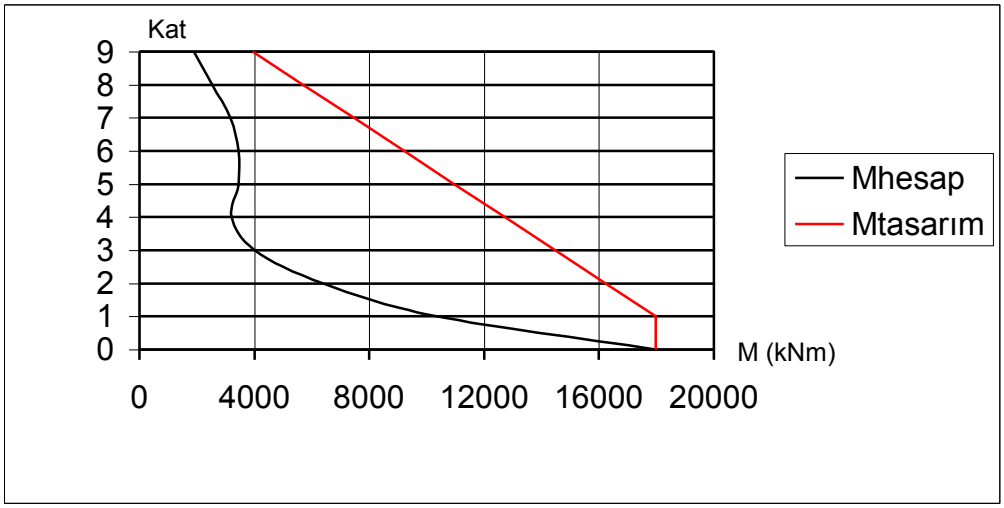
Tablo A.6 Zemin Kat Kolonları Önboyut Tablosu

Kat No	Kolon No	Toplam G (kN)	Toplam Q (kN)	P_d= 1.4G+1.6Q (kN)	P_d Üst Kattan Gelen (kN)	Toplam P_d (kN)	Ac (cm^2)	Seçilen		Kesit Alanı Ac (cm^2)
								Genişlik b (cm)	Yükseklik h (cm)	
ZEMİN KAT	S1, S6, S23 ve S36	83,4	35	172,76	1260,2	1432,96	1146,37	30	60	1800
	S2, S5, S24 ve S27	71,25	35	155,75	1260,2	1415,95	1132,76	30	60	1800
	S3, S4, S25 ve S26	39,38	17,5	83,13	802,2	885,32	708,26	30	60	1800
	S7, S9, S20 ve S22	123,75	70	285,25	1787,5	2072,75	1658,2	30	60	1800
	S8 ve S21	71,25	35	155,75	1260,2	1415,95	1132,76	30	60	1800
	S11, S13, S16 ve S18	110,63	74,38	273,88	1698,73	1972,6	1578,08	30	60	1800
	S10, S14, S15 ve S19	110,63	74,38	273,88	1698,73	1972,6	1578,08	30	60	1800
	S12 ve S17	110,63	74,38	273,88	1698,73	1972,6	1578,08	30	60	1800

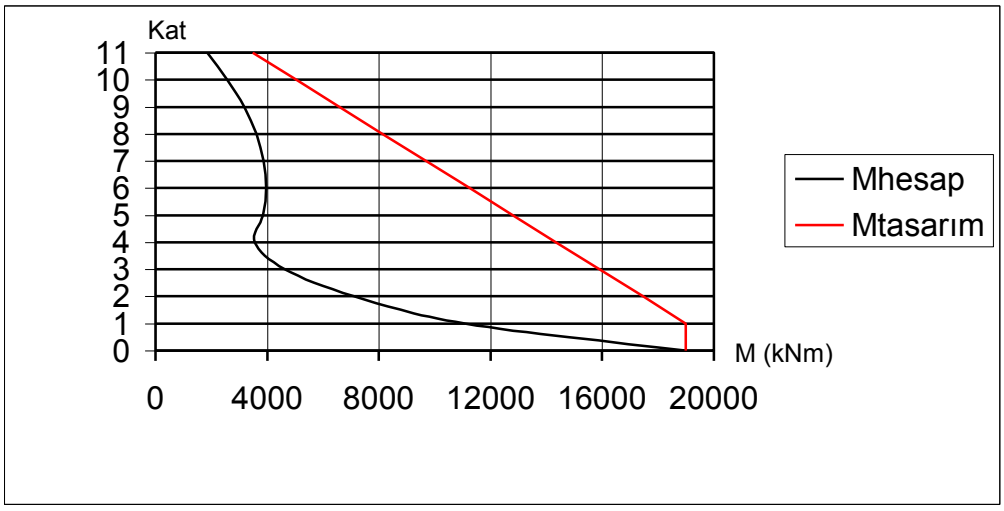
EK B – 8, 10 ve 12 KATLI YAPILARA AİT PERDELERİN EĞİLME MOMENTİ DEĞİŞİM GRAFİKLERİ



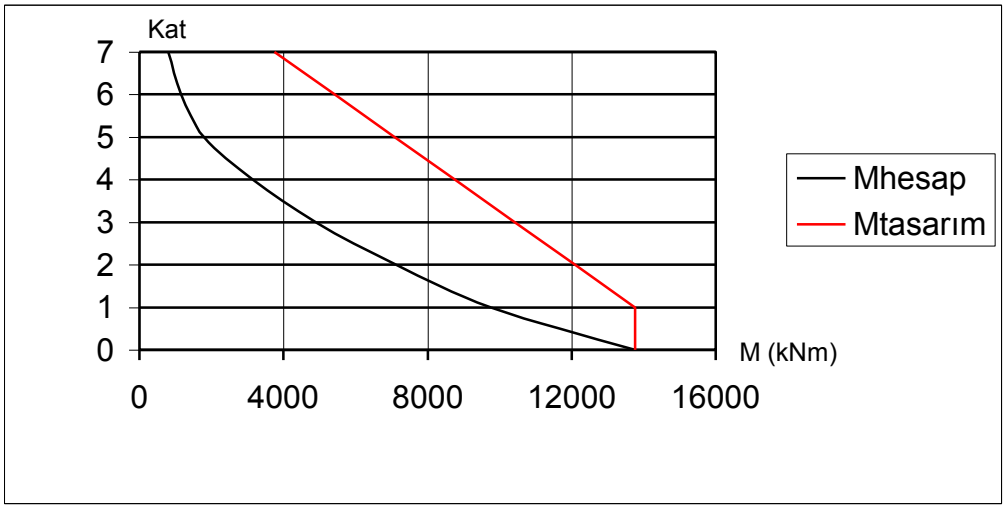
Şekil B.1 8 Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



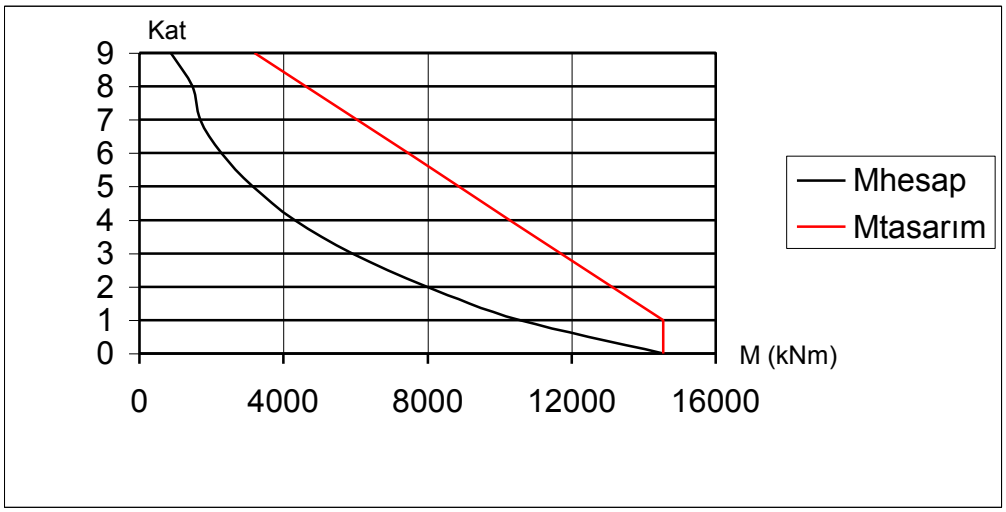
Şekil B.2 10 Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



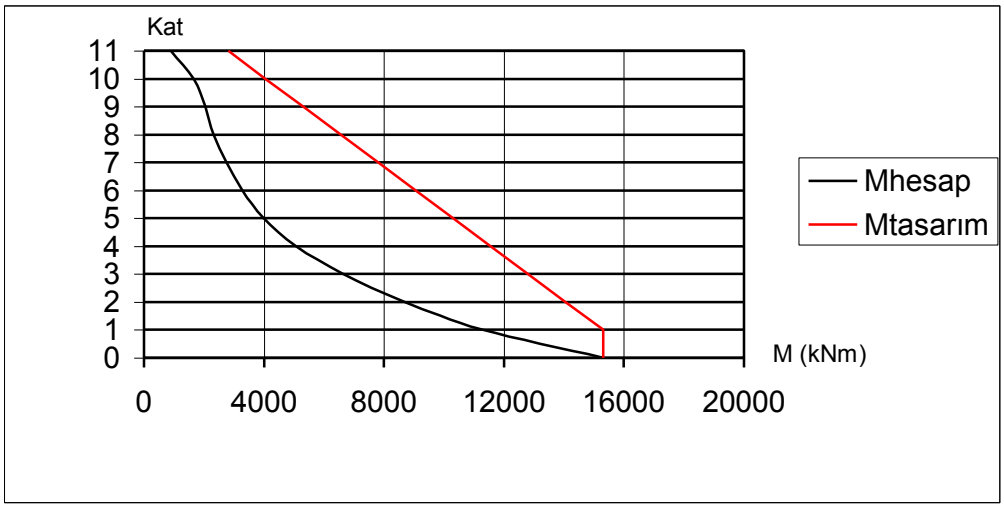
Şekil B.3 12 Katlı Yapıda P1 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



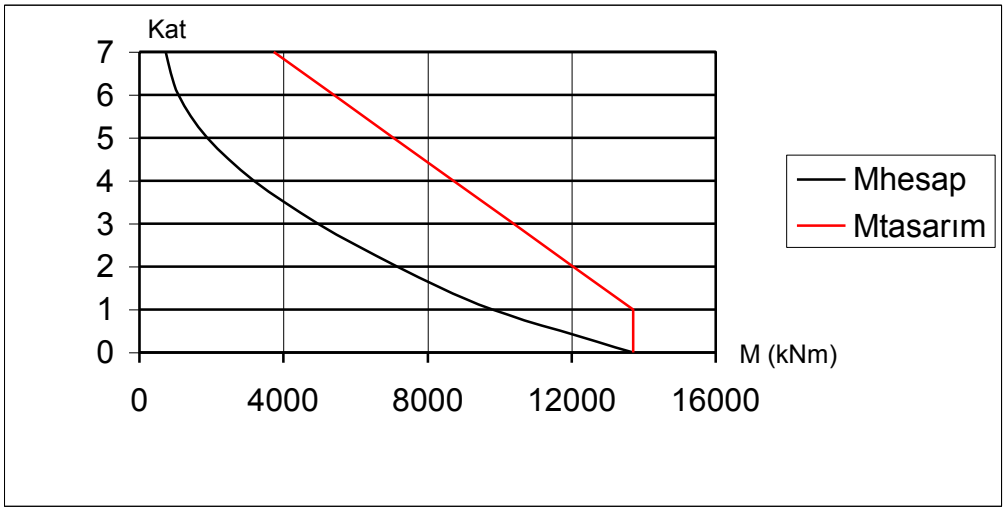
Şekil B.4 8 Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



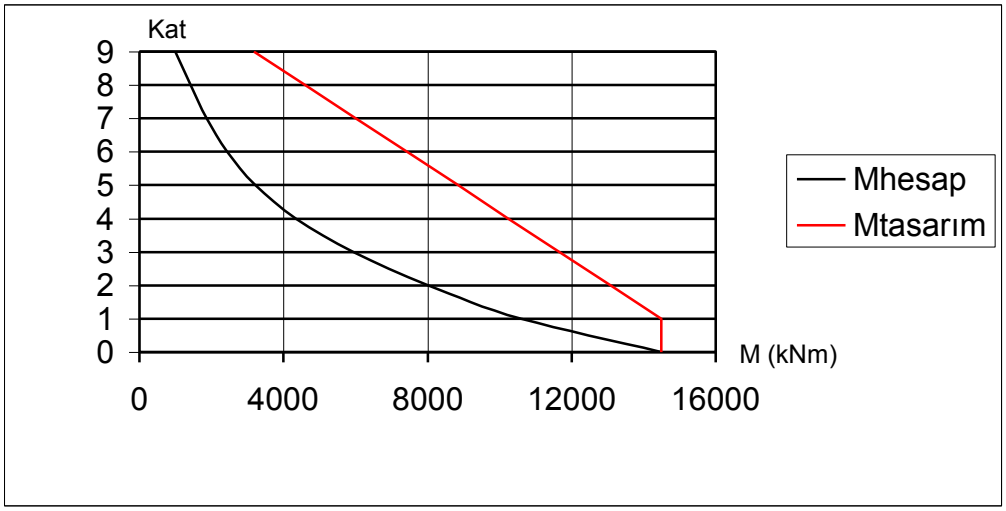
Şekil B.5 10 Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



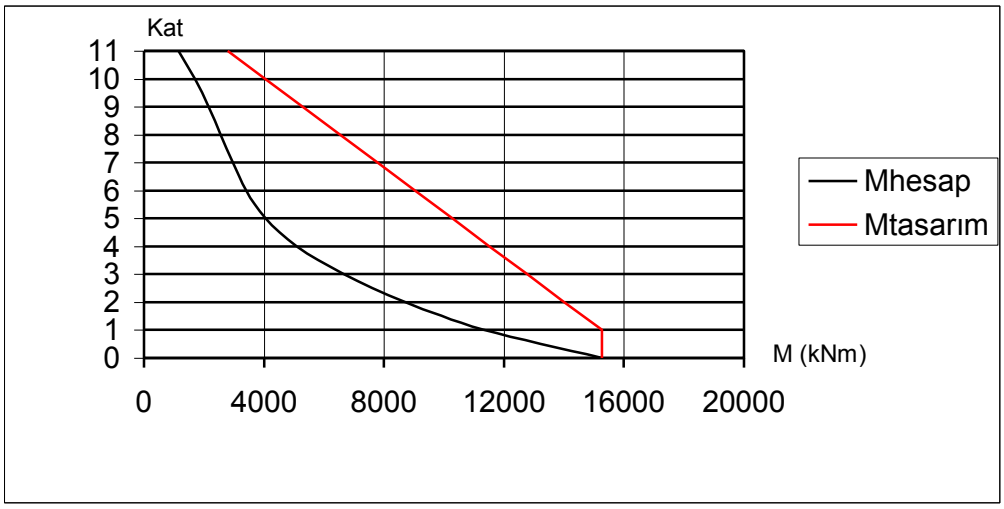
Şekil B.6 12 Katlı Yapıda P3 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



Şekil B.7 8 Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



Şekil B.8 10 Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi



Şekil B.9 12 Katlı Yapıda P5 Perdesinin Eğilme Momenti Değişimi

ÖZGEÇMİŞ

Bilgin Köseoğlu, 06 Ağustos 1980 yılında Sivas'ın Zara kazasında doğdu. İlk öğrenimi Zara Mehmet Akif İlköğretim okulunda, lise öğrenimi Zara Çok Programlı Lisesi'nde tamamladı. 1997 yılında başladığı Samsun Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliğini bölümünden 2001 yılında mezun oldu. Aynı yıl İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı (Deprem) Mühendisliği programında yüksek lisans eğitimine hak kazandı. İ.T.Ü Dil ve İnkılap Tarihi Bölümü'nde bir sene ingilizce hazırlık eğitimi alarak yeterlilik sınavını başarıyla geçti.