İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

PREFABRİKE YAPI TASARIMINDA TAŞIYICI SİSTEM DÜZENLEME ESASLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tolga BAŞKAN

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

PREFABRİKE YAPI TASARIMINDA TAŞIYICI SİSTEM DÜZENLEME ESASLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tolga BAŞKAN
(501071112)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20 Nisan 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 01 Haziran 2009

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Metin AYDOĞAN (İTÜ)
Doç. Dr. Necdet TORUNBALCI (İTÜ)

HAZİRAN 2009

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, prefabrike taşıyıcı sistemlerden çerçeve ve panolu yapıların genel olarak tasarım esaslarına, bunların birleşimlerine, depremde sergiledikleri davranışlara ve gözlenen deprem hasarlarının onarım ve güçlendirilmesine, ayrıca ele alınan bu konuların daha iyi kavranabilmesi amacıyla iki yapı türüne de ait sayısal örneklere yer verilmiştir.

Çalışmalarımın her aşamasında benden yardımlarını esirgemeyen, bana her konuda destek olan değerli hocam Sayın Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK'e çalışmama vermiş olduğu destekten ötürü teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca hayatım boyunca beni her zaman destekleyen ve maddi manevi hiçbir fedakarlıktan kaçınmayarak başarılarımda büyük pay sahibi olan aileme sonsuz teşekkür ederim.

Nisan 2009

Tolga Başkan

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **iii**
İÇİNDEKİLER ..... **v**
KISALTMALAR ..... **ix**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xi**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xiii**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xvii**
ÖZET ..... **xix**
SUMMARY ..... **xxi**
1. GİRİŞ **1**
2. PREFABRİKASYON **3**
2.1 Prefabrikasyon Kavramı 3
2.2 Gelişen Prefabrikasyon 4
2.3 Prefabrikasyonun Önemi ve Yararları 4
2.4 Prefabrikasyonda Kullanılan Çeşitli Malzemeler 5
2.5 Beton ile Yapılan Prefabrikasyonun Avantajları ve Sakıncaları 6
3. TAŞIYICI ELEMANLAR **7**
3.1 Çubuk Elemanlar 8
3.2 Yüzeysel Elemanlar 10
3.3 Kabuk Elemanlar 14
3.4 Bağ Elemanları 14
3.5 Kompozit Elemanlar 15
4. PREFABRİKE TAŞIYICI SİSTEMLER **17**
4.1 Prefabrike Çerçeve Sistemler 17
4.2 Prefabrike Panolu Sistemler 19
4.3 Hücre Sistemler 20
4.4 Duvarlı Döşeme-Kolon Sistemler 21
4.5 Döşeme Duvar Sistemler 22
4.6 Karışık Sistemler 22
5. BİRLEŞİMLER **23**
5.1 Çubuk Eleman Birleşimleri 24
5.1.1 Basınç birleşimleri 24
5.1.1.1 Ara malzemesiz basınç birleşimleri 24
5.1.1.2 Harç veya beton ara malzemeli birleşimler 25
5.1.1.3 Elastomerik ara malzemeli birleşimler 26
5.1.1.4 Donatısız kiriş uçları 27
5.1.1.5 Özel donatılı kiriş uçları 27
5.1.1.6 Betonarme kısa konsollar 29
5.1.1.7 Çelik kısa konsollar 31
5.1.1.8 İnceltilmiş uçlu kirişler 32
5.1.1.9 Gövde kısa konsolları 34
5.1.2 Moment aktaran birleşimler 35

5.1.2.1 Kuru birleşimler 35
5.1.2.2 Islak birleşimler 36
5.2 Panolar Arası Birleşimler 36
5.2.1 Taşıyıcı panolar arasındaki kayma birleşimleri 36
5.2.1.1 Kuru kayma birleşimleri 36
5.2.1.2 Islak kayma birleşimleri 37
5.2.2 Panolar arasındaki basınç birleşimleri 40
5.2.3 Taşıyıcı duvarlar ile rijitlik duvarlar arasındaki düşey birleşim 41
6. TASARIM ESASLARI 43
6.1 Proje Kriterleri ve İç Kuvvetlerin Hesabı 44
6.2 Yük Katsayıları 45
6.3 Kesme Sürtünmesi 46
6.4 Genleşme Derzi Aralıkları 47
6.5 Saplamalar ve Korniyerler 48
6.5.1 Kesme kuvveti taşıyan saplamalar 48
6.5.2 Çekme kuvveti taşıyan saplamalar 49
6.5.3 Kesme ve çekme kuvveti taşıyan başlıklı saplamalar 49
6.5.4 Korniyerler 49
6.6 Panolar Arasındaki Kuvvetler 50
6.6.1 Panolar arası düşey kayma güvenliği 51
6.6.2 Panolar arasındaki yatay kayma güvenliği 53
6.6.2.1 Yalnız basınç gerilmelerine göre yatay kayma güvenliği 53
6.6.2.2 Yalnız çekme gerilmeleri etkisindeki birleşimler 54
6.6.2.3 Hem çekme hem basınç gerilmelerinin etkisindeki birleşimler 54
6.6.3 Pano basınç birleşimlerinde sınırlamalar 55
6.6.4 Birleşim ve duvar panosundaki dışmerkezlikler 56
6.6.5 Pano basınç birleşiminin mukavemeti 58
6.7 Temeller 62
6.7.1 Yuvalı temeller 62
6.7.2 Yuvalı tekil temellerde limit durumlar ve soyutlandırma 63
6.7.3 Yuvalı tekil temellerin hesap esasları 64
6.7.4 Yuvalı sürekli temeller 66
7. PREFABRİKE ÇERÇEVE SİSTEMLER 69
7.1 Çerçeve Sistemlerin Davranışı 69
7.2 Prefabrike Çerçeveli Yapı Seçenekleri 71
7.3 Tek Katlı ve Çok Katlı Çerçeveler 71
7.4 Prefabrike Çerçeveli Yapıların Bağlantıları 73
7.4.1 Temel - kolon bağlantısı 73
7.4.2 Kolon - kiriş bağlantısı 76
7.4.3 Kolon - kolon bağlantısı 78
8. PREFABRİKE PANOLU SİSTEMLER 81
8.1 Monolitik Yapı Tasarımı 81
8.2 Prefabrike Panolu Sistemlerde Stabilite 82
8.3 Panolu Sistemlerde Birleşimler 85
8.3.1 Düşey birleşimler 86
8.3.2 Yatay birleşimler 86
9. TAŞIMA VE MONTAJ 89
9.1 Prefabrike Elemanların Taşınması 89
9.2 Prefabrike Elemanların Montajı 90
9.2.1 Montaj toleransları 91

10. PREFABRİKE YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞI 93
10.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı 93
10.2 Depremin Prefabrike Yapılar Üzerindeki Etkisi 95
10.3 Prefabrike Betonarme Yapıların Deprem Performansı 97
10.4 Depremlerde Prefabrike Betonarme Yapılarda Oluşan Hasarlar 98
10.5 Yeni Binalar İçin Görülen Kusurların Giderilmesine Yönelik Çözümler 103
11. ONARIM VE GÜÇLENDİRME 105
11.1 Onarım ve Güçlendirme Kavramları 105
11.2 Onarım ve Güçlendirmede Yöntem Belirlenmesi 105
11.3 Güçlendirme İlkeleri 106
11.4 Eleman Bazında Yapılacak Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri 107
11.4.1 Panolardaki çatlakların onarılması 107
11.4.2 Kolonların güçlendirilmesi 108
11.5 Taşıyıcı Sistem Bazında Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri 109
11.5.1 Sisteme yeni perdeler eklenmesi 109
11.5.2 Bölme duvarların perdeleştirilmesi 110
11.5.3 Çelik diyagonal elemanlarla güçlendirme 111
11.5.4 Panolu yapılarda mevcut duvarın güçlendirilmesi 112
11.5.5 Kırıklı prefabrike betonarme çerçeve güçlendirmesi 112
11.5.6 Temellerin güçlendirilmesi 113
11.5.7 Bağlantı yerlerinin güçlendirilmesi 114
12. SAYISAL ÖRNEKLER 117
12.1 Prefabrike Çerçeveli Endüstri Yapısı Örneği 117
12.1.1 Yapı hakkında bilgiler 118
12.1.2 Taşıyıcı sistem elemanları 118
12.1.3 Yüklemeler 119
12.1.4 Kolon boyutlarının tahkiki 123
12.1.5 Deprem ön hesabı 125
12.1.6 Aşık (omega) kirişi hesabı 138
12.1.7 Çatı makası hesabı 144
12.1.8 Yuvalı temel hesabı 151
12.2 Prefabrike Panolu Konut Yapısı Örneği 160
12.2.1 Taşıyıcı duvar panolarının hesabı 163
12.2.1.1 Bağ elemanlarının hesabı 163
12.2.1.2 Panolar arası düşey kayma güvenliği 166
12.2.1.3 Panolar arası yatay kayma güvenliğinin sağlanması 168
12.2.1.4 Duvar panolarının ve birleşimlerin eksantrisite hesabı 170
12.2.1.5 Duvar panolarının burkulma hesabı 175
12.2.1.6 İkinci mertebe etkileri 178
12.2.1.7 Panoda diyagonal çatlak tahkiki 179
12.2.1.8 Pano basınç birleşimi mukavemet hesabı 180
12.2.1.9 Taşıyıcı olmayan dış cephe panosu 181
12.2.1.10 Çekme bulonu hesabı 182
12.2.2 Bağlantı kirişlerinin hesabı 183
12.2.3 Döşeme panoları hesabı 184
13. SONUÇ 191
KAYNAKLAR 193
EKLER 197

KISALTMALAR

ABYYHY	**:** Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
DBYBHE	**:** Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar
PCI	**:** Precast Prestressed Concrete Institute
TPB	: Türkiye Prefabrik Birliği
TS 500	**:** Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TS 9967	: Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar - Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan - Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1: Prefabrike kolonlarda enkesitin en az boyutu 9
Çizelge 3.2 : Prefabrike kolonlarda en az boyuna donatı çapı..... 10
Çizelge 3.3 : Boşluklu döşeme minimum boyutları..... 11
Çizelge 3.4 : Prefabrike taşıyıcı panolarda toplam donatı yüzdesi 13
Çizelge 6.1 : Sürtünme katsayıları 46
Çizelge 6.2 : Genleşme derzi aralıkları 47
Çizelge 6.3 : β değerleri..... 52
Çizelge 6.4 : η_i değerleri..... 59
Çizelge 6.5 : η_s değerleri..... 59
Çizelge 6.6 : η_{mo} değerleri 60
Çizelge 6.7 : η_{II} değerleri..... 60
Çizelge 6.8 : V_0 ve V_u değerleri 64
Çizelge 7.1 : Endüstri ile konut binalarının karşılaştırması..... 72
Çizelge 10.1 : Farklı deprem etkilerinde hedeflenen performans düzeyleri..... 94
Çizelge 10.2 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)..... 96
Çizelge 10.3 : Türkiye Prefabrik Birligi üyesi firmalar bölgesel yapı envanteri.. 99
Çizelge 12.1 : Motoru yerden kumandalı 12.5 tonluk kren köprüleri..... 121
Çizelge 12.2 : Kolon boyutları için k katsayısı..... 123
Çizelge 12.3 : Süperpozisyon 124
Çizelge 12.4 : Yatay yüklerin dağıtılması 125
Çizelge 12.5 : Özel periyot hesabı 125
Çizelge 12.6 : Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q)..... 127
Çizelge 12.7 : Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (0.9G)..... 128
Çizelge 12.8 : A ve C aksları yatay yüklerin dağıtılması 129
Çizelge 12.9 : A ve C aksları özel periyot hesabı 129
Çizelge 12.10 : B aksı yatay yüklerin dağıtılması..... 131
Çizelge 12.11 : B aksı özel periyot hesabı..... 131
Çizelge 12.12 : Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (A,C aksı)132
Çizelge 12.13 : Çerçeve Düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (B aksı).. 133
Çizelge 12.14 : Kolon betonarme hesapları (S_A, S_C) 136
Çizelge 12.15 : Kolon betonarme hesapları (S_B) 137
Çizelge 12.16 : Aşık kirişi öngerme hesabı..... 141
Çizelge 12.17 : Temel için süperpozisyon..... 150
Çizelge 12.18 : Temele etkiyen kesit zorları 151
Çizelge 12.19 : Yuvalı T1 temeli donatıları 156
Çizelge 12.20 : Temele etkiyen kesit zorları 157
Çizelge 12.21 : Yuvalı T2 temeli donatıları 157
Çizelge 12.22 : Zemin gerilmeleri..... 158
Çizelge 12.23 : Donatı hesabı 158
Çizelge 12.24 : Kesme kontrolü..... 158
Çizelge 12.25 : Zımbalama kontrolü..... 158

Çizelge 12.26 : Kat toplam ağırlıkları 160
Çizelge 12.27 : Eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması 160
Çizelge 12.28 : Pano ağırlıklarının hesabı 162
Çizelge 12.29 : k ve λ değerleri 176
Çizelge 12.30 : e_0 / t_w değerleri 176
Çizelge 12.31 : Pano Φ değerleri 176
Çizelge 12.32 : Moment ve kesme kuvvetleri süperpozisyonu 183
Çizelge 12.33 : Döşeme momentleri için m_i katsayıları 185

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Prefabrike fabrika binası 3
Şekil 3.1 : Prefabrike elemanlar [8] 7
Şekil 3.2 : Ana taşıyıcı kiriş kesitleri 8
Şekil 3.3 : Dikdörtgen, çift kiriş, ters u ve omega kiriş örnekleri 8
Şekil 3.4 : Çeşitli kolon kesitleri ve vinç kirişli kolon 9
Şekil 3.5 : Π kesitli döşeme panosu 11
Şekil 3.6 : Boşluklu döşeme kesiti 11
Şekil 3.7 : a) Tek doğrultuda çalışan pano b) Çift doğrultuda çalışan pano 12
Şekil 3.8 : Taşıyıcı duvar 13
Şekil 3.9 : a)Tek eğrilikli b)Düz yüzeyli panolardan oluşan kabuk eleman 14
Şekil 3.10 : Bağ elemanları 15
Şekil 4.1 : Prefabrike çerçeve sistemler 17
Şekil 4.2 : Çerçeve sistemi kesit görünüşü [10] 18
Şekil 4.3 : Duvar ve döşeme panosu örnekleri 19
Şekil 4.4 : Prefabrike panolu sistem 20
Şekil 4.5 : Hücre sistem örnekleri 21
Şekil 4.6 : Kaldırılan döşemeli ve perdeli sistem 21
Şekil 4.7 : Menteşeli kaldırmalı kat sistemi 22
Şekil 5.1 : Harç veya beton yataklı birleşim 26
Şekil 5.2 : Elastomerik ara malzeme 26
Şekil 5.3 : Özel donatılı kiriş ucu 28
Şekil 5.4 : Betonarme kısa konsol donatısı 30
Şekil 5.5 : Betonarme kısa konsollar [11] 30
Şekil 5.6 : Çelik profilli kısa konsollar 31
Şekil 5.7 : Çelik profilli konsollar 32
Şekil 5.8 : İnceltilmiş uçlu kirişte çatlaklar 33
Şekil 5.9 : İnceltilmiş uçlu kirişler 34
Şekil 5.10 : Kuru birleşim örnekleri 37
Şekil 5.11 : Pano birleşim kesitleri 37
Şekil 5.12 : Islak birleşim örnekleri 38
Şekil 5.13 : Dolu panolar için kenet detayları 38
Şekil 5.14 : Dolu panolar için kenet detayı 39
Şekil 5.15 : Birleşim kontrol kesitleri 40
Şekil 5.16 : Taşıyıcı duvar - rijitlik duvarı birleşimi 41
Şekil 6.1 : Çatlak yüzeyi için örnek 47
Şekil 6.2 : a) Çekme kuvveti, b) kesme kuvveti taşıyan başlıklı saplama 48
Şekil 6.3 : Düşey ve yatay yük taşıyan korniyer 50
Şekil 6.4 : Pano aralarındaki kuvvetler 51
Şekil 6.5 : Gerilme dağılımı 54
Şekil 6.6 : Kenetleme boyu için kesit 55

Şekil 6.7 : Dış merkezlikler 56
Şekil 6.8 : Panolar arasındaki basınç birleşimleri 59
Şekil 6.9 : Gerilme dağılımı 61
Şekil 6.10 : Yuvalı tekil temel 62
Şekil 6.11 : Yuvalı temele etkiyen kuvvet diyagramı 64
Şekil 6.12 : Yuvalı tekil temel donatı yerleşim detayı 65
Şekil 6.13 : İkinci tip tekil temellerde kritik kesitler 66
Şekil 6.14 : Donatı detayları 66
Şekil 6.15 : Yuvalı sürekli temel 67
Şekil 7.1 : Monolitik ve mafsallı sistemler 69
Şekil 7.2 : Prefabrikede plastik mafsal ve kiriş-kolon birleşimi kombinasyonları 70
Şekil 7.3 : Plastik mafsal oluşturulan prefabrike kiriş detayı 70
Şekil 7.4 : Yuvalı kolon-temel birleşimi 74
Şekil 7.5 : Ankraj çubuklu temel-kolon birleşimi 75
Şekil 7.6 : Çelik taban plakalı temel-kolon birleşimi 75
Şekil 7.7 : Mafsallı temel-kolon birleşimleri a) neopren altlıklı, b) çelik pimli ... 76
Şekil 7.8 : Kısa konsollu kolon-kiriş birleşimleri 77
Şekil 7.9 : Yerinde dökme betonlu kolon-kiriş birleşimi 78
Şekil 7.10 : Donatıların bindirilerek kaynaklanmsıyla kolon-kolon birleşimi 79
Şekil 7.11 : Çelik lamalara kaynaklı kolon-kolon bağlantısı 79
Şekil 7.12 : Ankraj çubuklu kolon-kolon birleşimi 80
Şekil 8.1 : Taşıyıcı cephe duvarlı sistemlerde duvar düzenlemeleri 83
Şekil 8.2 : Yapının üst ucunda müsaade edilen maksimum yer değiştirme 84
Şekil 8.3 : Boşluklu perdelerin statik hesaplarda kabul şekilleri 85
Şekil 8.4 : Düşey birleşim örnekleri 86
Şekil 8.5 : Yatay birleşim örnekleri 87
Şekil 9.1 : a) Köprü vinç b) Araçlı vinç c) Kule vinç d) Tekerlekli köprü vinç .. 90
Şekil 9.2 : Prefabrike elemanların son konuma yerleştirilip, desteklenmesi 91
Şekil 10.1 : Depremde prefabrike yapılarda oluşan hasarlar 93
Şekil 10.2 : Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri 94
Şekil 10.3 : Hasar gören prefabrik çerçeve sistemin ayrıntıları 99
Şekil 10.4 : Yapının Kocaeli depreminden önce ve sonraki durumu 100
Şekil 10.5 : Konsoldaki demirlerin bükülmesi sonucu kiriş ucundan çıkması .. 100
Şekil 10.6 : Prefabrike çerçeve yapıların yıkılma biçimleri 101
Şekil 10.7 : Prefabrike yapıda kolon altında meydana gelen kırılma 101
Şekil 10.8 : Romanya depreminde lentolardaki hasarlar 102
Şekil 10.9 : Panoların Karadağ depreminde davranışı 102
Şekil 11.1 : Yatay ve düşey birleşimler ile kenetlerdeki hasarlar 107
Şekil 11.2 : Kolonun dört taraftan mantolanarak güçlendirilmesi 108
Şekil 11.3 : Perdelerin çerçeveyle birlikte çalışması için detay 111
Şekil 11.4 : Bulonlu ve kaynaklı çelik diyagonal elemanlar yerleştirilmesi 111
Şekil 11.5 : Panolu yapıda mevcut duvarın güçlendirilmesi detayı 112
Şekil 11.6 : Kırıklı prefabrike betonarme çerçeve güçlendirmesi 113
Şekil 11.7 : Kolonda boyuna doğrultuda depremden oluşan eğilme momentleri 113
Şekil 11.8 : Temelin kolonla birlikte mantolanması 114
Şekil 11.9 : Filiz uçlarının bulonlu yapılması 114
Şekil 11.10 : Kiriş yan levhalarının mesnet levhalarına kaynaklanması 115
Şekil 11.11 : Kirişin çelik bir yuvaya oturması, ortasında bir pimle bağlanması 115
Şekil 11.12 : Kirişin mesnede oturduktan sonra kaynaklı levhalarla sarılması .. 115
Şekil 11.13 : Kiriş ucu ve konsolun kimyasal dübel ve çelik levha ile birleşimi 116

Şekil 11.14 : Pano birleşim yerlerinin köşebentlerle güçlendirilmesi..... 116
Şekil 12.1 : Prefabrike endüstri yapısı sistem planı 117
Şekil 12.2 : Prefabrike endüstri yapısı sistem kesiti..... 117
Şekil 12.3 : Prefabrike endüstri yapısı detayı 118
Şekil 12.4 : G_1 yükleme şekli..... 119
Şekil 12.5 : G_1 eğilme momentleri 120
Şekil 12.6 : G_2 yükleme şekli..... 120
Şekil 12.7 : G_2 eğilme momentleri 120
Şekil 12.8 : Kar eğilme momentleri 121
Şekil 12.9 : K_1 yükleme şekli..... 122
Şekil 12.10 : K_2 yükleme şekli..... 122
Şekil 12.11 : Kren1 eğilme momentleri..... 122
Şekil 12.12 : Kren2 eğilme momentleri..... 123
Şekil 12.13 : Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri..... 126
Şekil 12.14 : Çerçeve düzleminde deprem momentleri..... 126
Şekil 12.15 : Çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri (A, C aksları) 130
Şekil 12.16 : Çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri (B aksı)..... 131
Şekil 12.17 : Kolon etriyeleri..... 134
Şekil 12.18 : Aşık kirişi kesiti..... 138
Şekil 12.19 : Makas kiriş 144
Şekil 12.20 : Makas kiriş kesitleri..... 144
Şekil 12.21 : Çatı makası yükleme 1 145
Şekil 12.22 : Makas kiriş yükleme 2 146
Şekil 12.23 : Makas kiriş donatı planı 149
Şekil 12.24 : Yuvalı T2 temeli donatı planı..... 159
Şekil 12.25 : Yuvalı T2 temeli kesiti..... 159
Şekil 12.26 : Prefabrike panolu sistem kalıp planı..... 161
Şekil 12.27 : (1–1) aksı bodrum kat perdeleri..... 163
Şekil 12.28 : P_{21} perdesi gerilme diyagramı 164
Şekil 12.29 : P_{22} perdesi gerilme diyagramı 165
Şekil 12.30 : P_{21} perdesi kesme kuvvetleri 166
Şekil 12.31 : P_{22} perdesi kesme kuvvetleri 167
Şekil 12.32 : Çekme ve basınç bölgesindeki gerilmeler..... 168
Şekil 12.33 : Dışmerkezlik hesabı..... 171
Şekil 12.34 : Duvar panoları kenar detayları 174
Şekil 12.35 : Burkulmaya maruz duvar panoları 175
Şekil 12.36 : k katsayıları 175
Şekil 12.37 : Φ burkulma fonksiyonu diyagramı..... 176
Şekil 12.38 : A panosu alt gerilme diyagramı..... 177
Şekil 12.39 : C panosu alt gerilme diyagramı..... 177
Şekil 12.40 : P_{21} perdesi σ_{cd} gerilmesi..... 180
Şekil 12.41 : P_{21} perdesi σ_{cd} gerilmesi..... 180
Şekil 12.42 : Cephe panosu..... 181
Şekil 12.43 : M30 Bulonu..... 182
Şekil 12.44 : Bağlantı kirişi enkesiti 183
Şekil 12.45 : Bağlantı kirişi donatı planı 184
Şekil 12.46 : D101 Panosu..... 185
Şekil 12.47 : Merdiven panosu 186
Şekil 12.48 : Merdiven panosu donatıları..... 187
Şekil 12.49 : İnceltilmiş uç 187

Şekil 12.50 : İnceltilmiş uç donatıları 189
Şekil A.1 : Yüksekliğin üst 1/3'ünde x yönündeki plak momenti..... 199
Şekil A.2 : Yüksekliğin alt 2/3'ünde x yönündeki plak momenti 200
Şekil A.3 : Y yönündeki plak momenti..... 201
Şekil A.4 : Şerit kesme kuvveti 202
Şekil B.1 : İkinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması 203
Şekil C.1 : Dış duvar panosu düşey kenet tipi..... 205
Şekil C.2 : Duvar panoları yatay kenet tipleri 206
Şekil C.3 : Duvar panoları enkesiti..... 206
Şekil C.4 : Taşıyıcı dış duvar panosu ile iç duvar panosunun düşey birleşimi.. 207
Şekil C.5 : Taşıyıcı iki dış duvar panosu ile iç duvar panosu düşey birleşimi... 207
Şekil C.6 : Taşıyıcı iki dış duvar panosunun düşey birleşimi 208
Şekil C.7 : Taşıyıcı dış duvar panosu ile cephe panosunun düşey birleşimi 208
Şekil C.8 : Taşıyıcı iki duvar panosu ile döşeme panosunun yatay birleşimi.... 209
Şekil C.9 : İki döşeme panosunun açıklıktaki yatay birleşimi 209
Şekil C.10 : İki cephe panosu ile döşeme panosunun yatay birleşimi..... 210
Şekil C.11 : Taşıyıcı iki duvar panosu ile iki döşeme panosu yatay birleşimi... 210
Şekil C.12 : Bodrum katta taşıyıcı dış duvar panosu - radye temel birleşimi.... 211
Şekil C.13 : Bodrum katta taşıyıcı iç duvar panosunun temelle birleşimi..... 211
Şekil C.14 : Çekme bulonunun temelle ankraj detayı 212
Şekil C.15 : Prefabrike merdiven panosunun radye temelle birleşimi 212

SEMBOL LİSTESİ

$\mathbf{A_b}$: Saplamanın en kesit alanı
$\mathbf{A_c}$: Beton alanı
$\mathbf{A_{cr}}$: Çatlak yüzeyi
$\mathbf{A_j}$: Birleşim kesit alan
$\mathbf{A_{ke}}$: Kenetlerin kesit alanı toplamı
$\mathbf{A_n}$: Temas yüzeyine dik donatı alanı
$\mathbf{A_{sf}}$: Kesme sürtünme donatı alanı
$\mathbf{A_{sh}}$: Yatay çatlaklara karşı donatı
$\mathbf{A_s}$: Çekme donatısı alanı
$\mathbf{A_{vf}}$: Ana çekme donatısı
$\mathbf{A_{vh}}$: Yatay donatılar
$\mathbf{A_w}$: Pano yatay kesitinin alanı
$\mathbf{A_0}$: Etkin yer ivmesi
$\mathbf{A(T)}$: Spektral ivme katsayısı
$\mathbf{b_j}$: Düşey birleşimde ek genişliği
$\mathbf{b_{ke}}$: Kenet genişliği
$\mathbf{C}$: Yuvalı temelde diyagonal basınç mukavemeti
$\mathbf{d_e}$: Saplamanın serbest kenara mesafesi
$\mathbf{e}$: Dışmerkezlik
$\mathbf{f_{cd}}$: Betonun hesap basınç mukavemeti
$\mathbf{f_{ck}}$: Betonun karakteristik mukavemeti
$\mathbf{f_{ctd}}$: Betonun hesap kesme mukavemeti
$\mathbf{f_s}$: Saplama malzemesinin karakteristik akma mukavemeti
$\mathbf{F_s}$: Eğilme donatısı çekme kuvveti
$\mathbf{f_{yk}}$: Donatı çeliği karakteristik akma mukavemeti
$\mathbf{f_{ywk}}$: A_{sh} donatısının karakteristik akma mukavemeti
$\mathbf{G}$: Ara malzemenin kayma modülü
$\mathbf{G_\infty}$: Sünme etkili kayma modülü
$\mathbf{H_d}$: Temas yüzeyine dik çekme kuvveti
$\mathbf{h_k}$: Burkulma boyu
$\mathbf{h_{ke}}$: Kenet yüksekliği
$\mathbf{H_{res}}$: Çekme mukavemeti
$\mathbf{h_w}$: Pano yüksekliği
$\mathbf{H_1}$: Yüke bağlı kısa süreli yatay kuvvet
$\mathbf{H_2}$: Empoze edilmiş deformasyonlara bağlı yatay kuvvet
$\mathbf{I}$: Bina önem katsayısı
$\mathbf{l_b}$: Donatı çubuğu kenetlenme boyu, kolonun yuvalı temele giren kısmı
$\mathbf{l_e}$: Çelik profilin kolon içinde kalan kısmının uzunluğu
$\mathbf{l_j}$: Birleşimin uzunluğu
$\mathbf{l_v}$: Kolonun guse tarafındaki donatıya mesafesi
$\mathbf{l_w}$: Pano kalınlığı
$\mathbf{n}$: Birleşim boyundaki kenet sayısı

$\mathbf{N}$: Çatlak yüzeyine dik eksenel kuvvet
$\mathbf{N_d}$: Birleşime dik normal kuvvetin hesap değeri
$\mathbf{N_\gamma}$: Rijitleştirilen taşıyıcı duvarın, rijjtlik duvarı bölgesindeki toplam düşey kuvveti
$\mathbf{P_d}$: Hesap tekil yükü, döşeme mesnet reaksiyonu
$\mathbf{R}$: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$\mathbf{R_a(T)}$: Deprem yükü azaltma katsayısı
$\mathbf{R_{Nd}}$: Pano basınç birleşim mukavemeti
$\mathbf{R_p}$: Bileşke kuvvet
$\mathbf{s}$: N_d'nin en yakın serbest kenara olan mesafesi
$\mathbf{S(T)}$: Spektrum katsayısı
$\mathbf{t}$: Korniyer kalınlığı
$\mathbf{T}$: Bina doğal titreşim periyodu
$\mathbf{T_A}$ $\mathbf{T_B}$: Spektrum karakteristik periyotları
$\mathbf{T_d}$: Elastometrik malzemenin enine deformasyonunun doğurduğu çekme kuvveti
$\mathbf{t_{ke}}$: Kenet derinliği
$\mathbf{Tu}$: Amerikan yönetmeliğinde azami eksenel gerilme
$\mathbf{t_w}$: Pano taşıyıcı tabaka kalınlığı
$\mathbf{V_d}$: Çatlak yüzeyine paralel kesme kuvveti
$\mathbf{V_{dy}}$: Panolar arasındaki kayma kuvveti
$\mathbf{V_{dz}}$: Panolar arasındaki düşey kuvveti
$\mathbf{V_{fd}}$: Duvar panosu mesnedinde kesme kuvveti hesap değeri
$\mathbf{V_{res}}$: Kesme kuvveti altındaki kesitin taşıma gücü
$\mathbf{V_t}$: Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü
$\mathbf{Vu}$: Amerikan yönetmeliğinde kesitte azami kesme kuvveti
$\mathbf{V^*}$: Arttırılmış kesme kuvveti
$\mathbf{w}$: Serbest kenara dik mesnet veya oturma alam genişliği
$\mathbf{w_s}$: Kayma donatısı oranı
$\mathbf{\beta}$: Katsayı
$\mathbf{\gamma_i}$: Ek emniyet katsayısı
$\mathbf{\eta_i}$: Birleşim nedeniyle duvar mukavemetinin azaldığını hesaba katan katsayı
$\mathbf{\eta_s}$: Katsayı
$\mathbf{\mu}$: Sürtünme katsayısı
$\mathbf{\delta_i}$: Etkin göreli kat ötelemesi

PREFABRİKE YAPI TASARIMINDA TAŞIYICI SİSTEM DÜZENLEME ESASLARI

ÖZET

Teknolojik ve toplumsal gelişmeler sonucu yapı alanında da yeni inşaat sistem arayışları doğduğu bir gerçektir. Bu doğrultuda önceden üretme ve seri üretim çözümlerine gidilerek prefabrikasyon uygulamaları başlamıştır. Tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de prefabrike betonarme sistemlerin kullanımı hızla yaygınlaşmaktadır. Betonarme prefabrike eleman ve sistemler ile değişik yapılar inşa edilebilmektedir.

Betonarme prefabrike elemanlar yüksek malzeme kalitesi ve dayanım gücüne sahip olarak üretilmektedir. Ancak birleşim noktalarındaki zayıflıklar, bu elemanların oluşturduğu prefabrike taşıyıcı sistemde çoğu zaman beklenmedik hasarlara neden olabilmektedir. Bu tez çalışmasında prefabrike çerçeve sistemler ile panolu sistemler incelenmiş, tasarımında TS 9967'de belirtilen hükümlere yer verilmiştir. Ayrıca son deprem yönetmeliği olan D.B.Y.B.H.E 2007'deki esaslara uygun olarak iki yapı örneği incelenmiştir.

Bu çalışma toplam oniki bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde prefabrikasyon tanımı üzerinde durulmuş ve kısaca çalışmanın amacından bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, prefabrikasyon kavramı daha ayrıntılı bir şekilde ele alınmış. Gelişme süreçleri, önemi, prefabrikasyonda kullanılan bazı malzemeler anlatılmış. Beton malzemesi ile yapılan prefabrikasyonun avantaj ve dezavantajlarından bahsedilmiştir.

Üçüncü bölümde, prefabrike sistemlerde kullanılan elemanlar tanıtılmıştır.

Dördüncü bölümde, prefabrike taşıyıcı sistemler genel hatlarıyla ele alınmıştır.

Beşinci bölümde, prefabrike çerçeve ve panolu sistemlerde kullanılan birleşimler anlatılmıştır. Burada ve altıncı bölümde TS 9967'de belirtilen hükümlerden yararlanılmıştır.

Altıncı bölümde, prefabrike çerçeve ve panolu sistemlerin tasarım esaslarından ve ülkemizde yaygın olarak kullanılan yuvalı temellerden bahsedilmiştir.

Yedinci bölümde, prefabrike çerçeve sistemler ayrıntılı bir şekilde ele alınmış. Ayrıca bu yapıların davranışı ve bağlantıları incelenmiştir.

Sekizinci bölümde, prefabrike panolu yapılar ayrıntılı bir şekilde ele alınmış, monolitik tasarımı, stabilitesi ve birleşimleri incelenmiştir.

Dokuzuncu bölümde, prefabrike elemanların şantiye sahasına taşınması, bu işlemde kullanılan çeşitli araçlar, taşıma işleminin maliyeti, burada montajı ve montaj toleranslarından bahsedilmiştir.

Onuncu bölümde, prefabrike yapıların deprem davranışı incelenmiştir. Depremin yapılar üzerindeki etkisi, bu etki sonucu prefabrike yapılarda oluşan hasarlar ve yeni yapılacak binalar için depremde görülen kusurların giderilmesine yönelik çözümlerden bahsedilmiştir. Ayrıca DBYBHE 2007'de prefabrike sistemler için yapılan değişiklikler gösterilmiştir.
Onbirinci bölümde, onarım ve güçlendirme kavramları üzerinde durulmuş ve eleman bazında yapılacak onarım, güçlendirme yöntemlerine yer verilmiştir.
Onikinci bölümde, önceki bölümlerde anlatılanları daha iyi kavrayabilmek amacıyla bir prefabrike çerçeveli endüstri yapısı örneği ile prefabrike panolu konut yapısı örneğinin hesapları gösterilmiştir.
Çalışmada elde edilen sonuç ve değerlendirmeler son bölümde özetlenmiştir.

THE PRINCIPLES OF STRUCTURAL SYSTEMS IN PREFABRICATED STRUCTURE DESIGN

SUMMARY

As a result of the technological and public developments, it is a reality that new construction system searches would be appeared. In this respect, by prefabricating and serial production solutions, prefabrication applications have been started. As in the whole world, in our country the use of prefabricated systems were become commonplace. With reinforced concrete prefabricated elements and systems, various structures be able to constructed.

Reinforced prefabricated elements are fabricated having high material quality and strength. Provided that, weaknesses at the connections usually be able to cause unexpected damages in the prefabricated structural systems which formed by these elements. In this thesis study, prefabricated frame structures and prefabricated panel structures are investigated, the design principles which are specified in TS 9967 were discussed. Also, in accordance with the last earthquake code which is DBYBHE 2007, two structure examples were examined.

This study consists of twelve parts. In the first section, prefabrication definition was emphasized and shortly the purpose of this study was mentioned.

In the second section, the prefabrication definition was explained with further details. Development processes, consequences and some materials were mentioned which used in prefabrication. Advantages and disadvantages of the prefabrication with concrete material were explained.

In the third section, the elements used in the prefabrication systems were introduced.

In the fourth section, in general terms, prefabricated structural systems were discussed.

In the fifth section, the connections used in prefabricated frame and panel structures were defined. Here and in sixth section benefited from the principles in TS 9967.

In the sixth section, the design principles of the prefabricated frame and panel structures and socket foundations commonly used in our country were mentioned.

In the seventh section, prefabricated frame structures were explained with further details. Also the behaviour and the connections of these structures were examined.

In the eighth section, prefabricated panel structures were explained with further details. Monolithic design, stability and connections were examined.

In the ninth section, transportation of the prefabricated elements to the construction site, various vehicles used in this process, cost of the transportation process, montage and the montage tolerances were discussed.

In the tenth section, the behaviour of the prefabricated structures under the influence of earthquake were examined. The effect of the earthquake on structures, as the results of this effect the damages appeared on prefabricated structures and the solutions against these damages on the new structures were discussed. Also the changes which were made in DBYBHE 2007, were presented.

In the eleventh section, strengthen/repair concepts were emphasized and strenghen/repair methods in terms of elements were discussed.

In the twelfth section, calculations of a prefabricated frame industry structure and a prefabricated panel dwelling house structure examples were presented to cognize principles mentioned in previous sections.

The results obtained from this study and the evaluations were summarized in the last section.

1. GİRİŞ

Dünyada yaşanan ekonomik krizler, çoğu alanda olduğu gibi yapı sektöründe de yeni çalışmalar yapılmasını gerektirmiştir. Özellikle yapı maliyetlerindeki artış diğer endüstriyel ürünlere oranla büyük miktarda olmuş ve bunun sonucu olarak çok sayıda şantiye işçisinin şantiyelerde bulundurulması zorunluluğu, sektörü bu çalışmalara yöneltmiştir. Bu durum karşısında, prefabrikasyon yaklaşımı geliştirilmiş, standart kolon, kiriş ve döşeme elemanları, duvar panelleri gibi çok sayıda elamanın seri olarak üretimine geçilerek maliyetten tasarruf yapmak, iklim şartlarına bağlı olmadan imalat ve inşaatın birlikte sürdürülebilmesi ile inşaa süresini kısaltmak olanaklı hale gelmiştir. Bunun sonucunda fabrika koşullarında standartlara uygun, yüksek kalitede elemanlar üretilerek çok büyük işlerde prefabrike üretimin, inşaat sahasında veya yakınında yapılması sağlanmıştır.

Türkiye'de prefabrikasyon uygulamaları, 1960'lı yıllardan itibaren kullanılmaya başlanmış ve ilk örnekleri endüstriyel yapılarda görülmüştür. Ülkemizde prefabrikasyonun ilk maliyeti yüksek olmasına rağmen hızlı yapılaşmaya imkan tanıması sebebiyle üretimi ve yapılarda kullanımı cazip hale gelmiştir. Son yıllarda sanayileşmedeki hızın artışı ile birlikte günümüzde endüstri yapılarının tamamına yakını prefabrikasyon tekniği ile yapılmaktadır. Uygulamalar bununla da kalmamış, özellikle ülkemiz Toplu Konut Yasası'nın yürürlüğe girmesi ile tek katlı yapı sistemlerinin yanısıra, çok katlı prefabrike uygulamaları da gerçekleştirilmiştir.

Deprem gerçeği ile yaşayan ülkemizde, hızlı bir gelişme alanı bulan prefabrike endüstrisinin deprem etkisinde ne kadar güvenli olduğu da çok önemli bir gerçektir. 1998 Ceyhan ve 1999 Düzce depremleri sonucu prefabrike yapılarda meydana gelen hasarlar bu yapılara kuşkuyla bakılmasına sebep olmuştur. Bu duruma, ilk zamanlarda Amerika Birleşik Devletleri gibi deprem kuşağındaki ülkelerde prefabrike yapıların inşasına izin verilmemesine rağmen ülkemizdeki prefabrike sektörünün uzun yıllar boyunca deprem kuşaklarında olmayan ülkelerin prefabrike sektörünü örnek alarak üretim yapması etkili olmuştur. Yapılan çalışma ve araştırmalar sonucunda Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde bazı değişiklikler yapılarak prefabrike yapılar daha güvenli hale getirilmiştir. Gün geçtikçe depreme

dayanıklı prefabrike yapılar konusunda kapsamlı çalışmalar yapılmakta ve özellikle prefabrike yapıların en zayıf noktası olan birleşimler için yeni sistemler geliştirilmekte böylece deprem bölgelerinde de bu yapıların yapımı hız kazanmaktadır. Bu çalışmalar gösteriyor ki birleşim bölgeleri bilinçli tasarlanmış sistemler monolitik yapılar kadar dayanıklı olabilmektedir.

Bu çalışmanın amacı, ülkemizde en fazla uygulama alanı bulan prefabrike çerçeveli ve prefabrike panolu sistemleri oluşturan elemanları, taşıyıcı sistemleri ve prefabrike yapıların en hassas noktası olan birleşimleri, temel tasarım ilke ve kuralları yürürlükte olan yönetmelikler ışığında ortaya koymak, bu iki yapının depremde gösterdikleri davranışları ve onarım güçlendirme yöntemlerini irdelemek ve iki tür yapıya ait hesapları incelemektir.

2. PREFABRİKASYON

Prefabrikasyona, ilk bakışta bazı yapı elemanlarını önceden hazırlayıp yerinde monte etmek gibi genel bir tanım akla gelir. Ancak, önceden hazırlama kavramı inşaat işlerinde çok büyük bir alanı kapsar. Örneğin kapı, pencere, dolap, korkuluk, denizlik gibi ince işçilik elemanları da önceden bir yerlerde hazırlanıp nakliye edilip şantiyede yerlerine konurlar. Bu yapı elemanlarını zaten, fonksiyonel nitelikleri ve kullanılan malzemenin özellikleri dolayısıyla şantiyede imal etmek elverişli değildir [1].

2.1 Prefabrikasyon Kavramı

Ön üretimle yapım (prefabrikasyon) kavramı, spesifik bir anlam taşımaktadır. Prefabrikasyon, yapıyı oluşturan elemanların önceden fabrikalarda yoğun olarak üretilip stoklanması, bu elemanların şantiyede bir araya getirilerek birleştirilmesi ile sağlanan endüstrileşmiş bir yapım yöntemidir. Bazı yapı elemanlarını çeşitli malzeme kullanımıyla şantiyedeki işlemlerle tamamlayabilme imkanı olduğu gibi, bunları önceden hazırlayıp yerine büyük parçalar halinde yerleştirebilme olanağı da bulunmaktadır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : Prefabrike fabrika binası

2.2 Gelişen Prefabrikasyon

Ülkemizde inşaat sektöründe ilk prefabrikasyon uygulamalarının eskilere dayanmasına rağmen, sistemin yaygınlaşması sağlanamamıştır. Bu doğrultuda 1980'li yılların ortalarında sistem örgütlenme gereksinimi duymuştur. Prefabrike beton sanayisinin 1980'li yılların başındaki gelişimi çerçevesinde eksikliği hissedilen standartların hazırlanması, türkçe literatür eksikliğinin giderilmesi ve prefabrikasyonun tanıtılıp, yaygınlaştırılmasına yönelik çalışmaları yürütmek üzere 1984 yılında Türkiye Prefabrik Birliği (T.P.B.) kurulmuştur. Yirmiyi aşkın firmayı bünyesinde toplayan birlik ülkemizde ender görülen bir araştırma–geliştirme, teknik kamuoyuna bilgilendirme, yayın gibi çalışmaların içine girmiştir.

Birlik yönetimi, özellikle kamu işlerinde ve ihalelerinde, bu alandaki standart ve yönetmelik eksikliğini gidermek amacıyla başlangıçta birlik teknik komitesine bir dizi yönetmelik hazırlatmıştır. Beton örnek hazırlama, beton deneyleri, kür uygulaması, kabul deneyleri, toleranslar, teknik şartname gibi konuları kapsayan kitapçıklar basılmıştır. Ardından daha ayrıntılı bir yönetmelik ihtiyacıyla "Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar - Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan - Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları" adıyla TS 9967 yönetmeliği hazırlanmış, böylece prefabrikasyonun inşaat sektöründe olması gereken iş hacmine kavuşması henüz sağlanamadıysa da, bilgi ve teknolojik düzeyinin dünya standartlarına ulaşması sağlanmıştır.

2.3 Prefabrikasyonun Önemi ve Yararları

Prefabrikasyon ile her türlü katlı konut, sanayi ve fabrika yapıları, depolar, eğitim ve spor tesisleri, katlı otoparklar, hipermarketler, ticaret merkezleri, elektrik dağıtım hatları yapılabilmektedir. Büyük konut veya okul binaları açığı gibi sorunlar yapıların prefabrike yöntemlerle üretimi yoluyla daha kısa sürelerde çözümlenebilir. Afet bölgelerinde uygulanabilecek olan uygun prefabrike sistemlerin geliştirilmesiyle acil durumlarda yapım sorunlarına kısmen de olsa çözüm getirilebilir.

Prefabrikasyonda; yapı maliyetinin önceden hesaplanabilir olmasıyla, tahmin edilen maliyet ile gerçekleşen maliyet arasındaki fark en aza indirilebilir. Geleneksel yapım sürecinde, çeşitli işlerin farklı ekipler tarafından yürütülmesi ve birbirlerini izleme zorunluluğu, koordinasyon güçlükleri, önceden tahmin edilemeyen süre ve maliyet

artışları getirmektedir. Prefabrikasyonda yapının en kısa sürede kullanıma hazır olması nedeniyle, yatırılan sermayenin çabuk kazanca dönüşmesi sağlanabilir.

Prefabrike uygulama, bir anlamda sadece montaj işleminin tamamlanmasını gerektiren zahmetsiz ve az giderli bir girişimdir. Bu amaçla kullanılan çeşitli elemanlar fabrikadaki yapım ve hazırlık dönemi sırasında taşıyacakları ağırlıklara ve karşı koyacakları iklim koşullarına göre ayarlanmıştır. Prefabrike yapı üreten kuruluşlar, seri üretim sayesinde daha az emekle, yüksek bir verim ve kazanç sağlayabilmektedir. Malzeme miktarının minimum olması ve üründe sağlanan yüksek kalitenin yanısıra maliyetin de düşmesiyle, üreticinin piyasada serbest rekabete girmesi kolaylaşarak, ülke ekonomisi önemli bir kazanç elde edebilecektir.

Ağır yük taşımak, büyük yükler altında geniş açıklıkları geçmek, yangına ve depreme dirençli yapılar imal etmek, pratik ve ekonomik boşluklu döşeme panelleri üretmek için prefabrikasyon uygun bir çözümdür. Boşluklu ve öngermeli elemanlarla, yüzlerce metre açıklıklı köprüleri daha narin boyutlarla geçmek olanaklıdır. Yapı içinde olabilecek patlamalardan yalnız bir bölümün etkilenmesi, diğer bölümlerin sağlam kalması olanaklı olmakta, böyle bir tehlikenin olabileceği yapılarda, özellikle prefabrike sistemlerin uygulanması yoluna gidilebilmektedir [2-4].

2.4 Prefabrikasyonda Kullanılan Çeşitli Malzemeler

Endüstrileşme süreci ile prefabrike elemanların imalatında kullanılacak malzemede bazı nitelik ve koşullar aranmaktadır. Bunları şu şekilde sıralayabiliriz.

- Şekil verilebilir ve makine ile üretime elverişli olmalı.
- Isı, ses, su yalıtımı sağlanabilmeli, yangına dayanımı olmalı.
- Çürüme, bozulma ve yıpranmaya karşı dayanıklı olmalı, şekil ve hacim değişikliği olmamalı.
- Yüksek mukavemete sahip ve ekonomik olmalı.
- Bağlantılar kolaylıkla ve kısa sürede gerçekleştirilebilmeli.
- Hem taşıma, hem bölme işlevlerini yerine getirebilmeli.

Günümüzde önyapım bileşenlerinin üretiminde ahşap, plastik, çelik ve beton kullanımı sürdürülmektedir. Fakat bütün bu niteliklerin hepsini birden taşıyan ideal bir malzeme henüz mevcut değildir [5].

2.5 Beton ile Yapılan Prefabrikasyonun Avantajları ve Sakıncaları

Prefabrikasyonun en yaygın uygulamasına, "beton ve türevleri" olarak adlandırılan "beton, betonarme ve öngerilmeli beton" adlarını taşıyan malzemelerin kullanıldığı yapı elemanlarının imalatında rastlanmaktadır. Betonarme yapı bileşenlerinin fabrikada dökülmesinin getireceği avantajlar ;

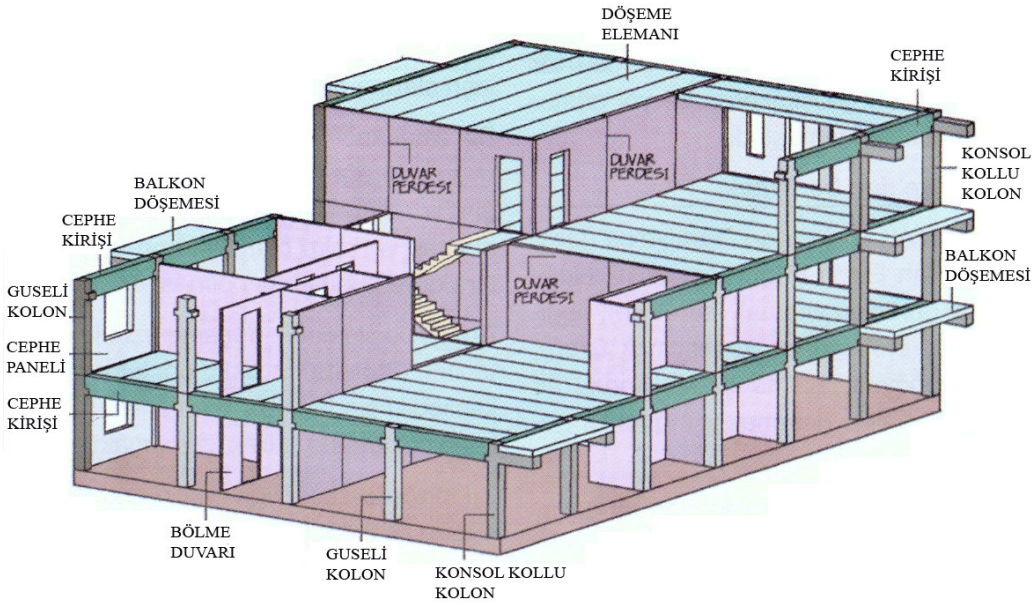
- Kalıp, iskele malzemesi ve işçiliğinden tasarruf sağlanır. Geleneksel yapımda 3-5 kez kullanılan kalıbın yerini, fabrikada 50-60 kez kullanılan kalıplar alır. Önyapımda kullanılan düzgün kalıplar, seri üretimin yanısıra, kaliteli ve kontrollü bir imalat sağlar.
- Donatı kontrolü, sıkıştırma, sertleştirme gibi işlemler en iyi şartlar altında yapılabilmektedir.
- Bileşenlere, statiğe en uygun kesitlerin verilebilmesiyle beton tasarrufu ve ölü yükün azalması sonucunda, çelik tasarrufu sağlanır. Elemanların ince kesitli ve hafif olması, yapıya gelen deprem yükünü de önemli ölçüde azaltır.
- Ayrıca öngerme olanaklarının kullanılması, beton ve çelik tasarrufunu daha da arttırır ve en ince kesitlere imkan verir.
- Montaj zamanına kadar betonun rötresinin tamamlanmasıyla, rötreden doğacak deformasyonlar önlenmiş olur.
- Montajdan hemen sonra yükleme yapılabilip, bina kullanılabilmektedir.
- Bağlantı türü, gerekirse elemanların demontajı ve yeniden kullanılması veya binanın büyütülmesine imkan verecek şekilde seçilebilmektedir.

Önyapım betonarme elemanlarla gerçekleştirilen prefabrikasyonun getirdiği sorunlar;

- Önyapım betonarme bileşenlerle kurulan sistemlerde, monolitik konstrüksiyonun rijitliğini sağlamak zordur.
- Düğüm noktalarının, özellikle büyük yatay kuvvetlere göre hesaplanması ve detaylandırılması oldukça güç sorunlar yaratmaktadır.
- Statik hesapların yanısıra, deneylerin de yapılması gerekmektedir.
- Beton bileşenlerdeki ağırlık sorunu ve buna bağlı nakliye ve montaj güçlükleri nedeniyle, bütün avantajlarına rağmen, çelik sistemlerle her zaman rekabet edememektedir [6].

3. TAŞIYICI ELEMANLAR

Birleştirildiklerinde bir taşıyıcı sistemi meydana getiren ve fabrikalarda önceden imal edilmiş olan betonarme veya öngerilmeli beton parçalara prefabrike eleman denir. Prefabrike elemanlar şekil 3.1'de görüldüğü üzere kiriş, kolon, çerçeve, kemer gibi çubuk elemanlar ile döşeme ve duvar yapmak için kullanılan ve pano denen düzlemsel elemanlar ve kabuk kısımlarından oluşan kabuk elemanlar şeklinde olabilirler [7]. Elemanlar diğer elemanlarla birleşim yerlerinde, gerekli iç kuvvet aktarılmasına imkan verecek form ve donatıya sahip olmalıdırlar. Prefabrike taşıyıcı elemanlar çubuk, yüzeysel, kabuk, kompozit ve bağ elemanları başlıkları altında incelenebilirler.

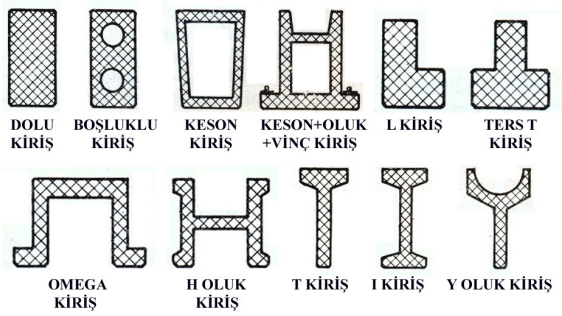


Şekil 3.1 : Prefabrike elemanlar [8]

3.1 Çubuk Elemanlar

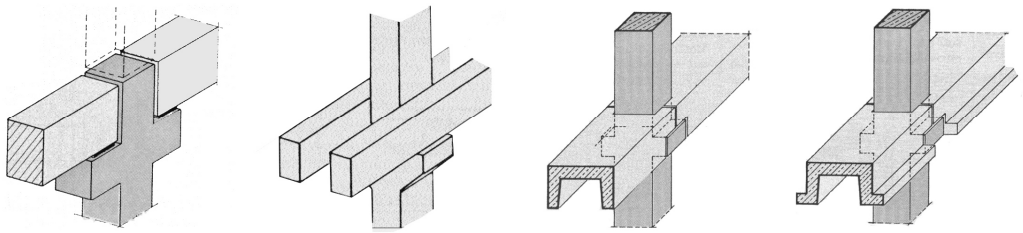
Çubuk elemanlar, iki boyutu diğer boyutuna göre küçük olan elemanlardır. Bu elemanlar, prefabrike yapılarda kiriş, kolon, aşık olarak kullanılırlar.

Kiriş elemanlar, kolonları birleştirip sürekliliği sağlayan, bir basit kirişi, bir sürekli kirişi veya bir çerçeve kirişini oluşturmak için kullanılan elemanlardır (Şekil 3.2). Prefabrike yapılarda kullanılan kirişler genellikle kompozit eleman şeklindedirler. Birbirleri ve kolon elemanlarla birleşimleri mafsallı veya rijit olabilir. Kirişlerin boyutları taşıdıkları yüke göre hesap edilip tasarlanır. [9].



Şekil 3.2 : Ana taşıyıcı kiriş kesitleri

Dikdörtgen enkesitli kirişler prefabrike yapılarda kalıp ve donatı açısından üretimi kolay olduğu için oldukça yaygın kullanım alanına sahiptir. Ancak büyük açıklıklarda kiriş yüksekliği fazla olması, ağırlık ve yapısal yüksekliği çok arttırır. Ayrıca bu kirişlerle konsol çıkma yapılamamaktadır. Çift olarak uygulandığı takdirde (Şekil 3.3) konsol çıkmasına olanak vermektedir.



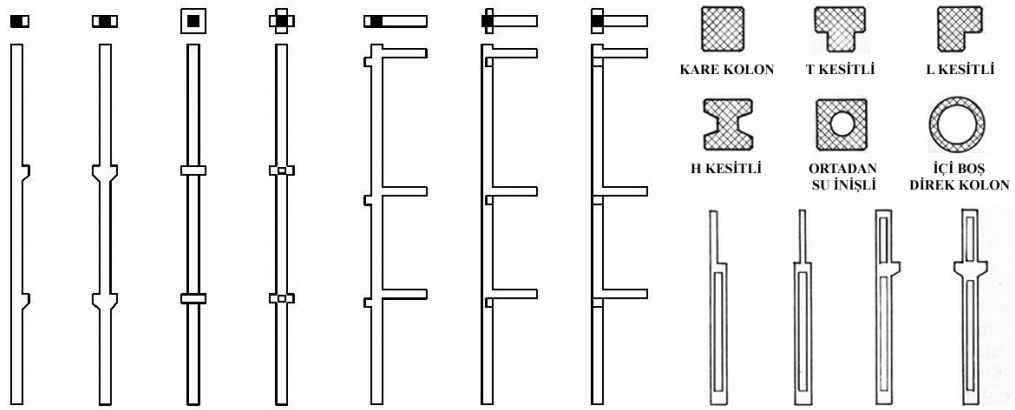
Şekil 3.3 : Dikdörtgen, çift kiriş, ters u ve omega kiriş örnekleri

Ters T kirişler kalıp ve donatı açısından dikdörtgen enkesitliye kıyasla üretimi biraz daha zordur fakat 7–8 metre açıklıklarda büyük yapısal yüksekliklere neden olmaz ve boşluklu, nervürlü döşeme bağlantıları kolay olur. Bu yüzden en çok kullanılan kiriş türüdür. Kolon konsollarına oturdukları için kiriş uçlarında büyük kesme kuvvetleri oluştururlar. Yatay ve eğik donatılar, sık sargı donatıları ile bu kuvvetler karşılanır.

Boşluklu ve keson kirişler kiriş kalınlığı içerisinde boşluklar düzenleyerek ölü yükü azaltmak ve böylece daha büyük açıklıkların geçilmesini sağlamak fikri prefabrikasyonun gelişmiş teknikleri ile gerçekleştirilebilmektedir. Söz konusu boşluklar silindirik veya keson kesitli olabilir.

Ters U ve omega kirişler konsol çıkabilme özelliğine sahiptir fakat üretim zorluğundan bu tür kirişler yaygınlık kazanamamıştır (Şekil 3.3).

Yapılarda kolonlar, döşeme ve kirişlerden gelen yükleri temele aktaran elemanlardır. Kendileri ve kirişlerle birleşimleri mafsallı veya rijit olabilir. Kolonlar kirişlerin oturmaları için şekil 3.4'de görüldüğü üzere inceltilmiş uçlu konsollar, kısa konsollar veya uzun konsollar içerebilirler. Ayrıca şekil 3.4'deki gibi vinç kirişli olarak da düzenlenebilir.



Şekil 3.4 : Çeşitli kolon kesitleri ve vinç kirişli kolon

Tasarımda dikkat edilmesi gereken en önemli hususlar, hesap kesme kuvvetinin arttırılmış değerinin kullanılması ve betonun faydalı etkisinin kayma donatısı hesabında göz ardı edilmesidir. Çizelge 3.1 ve çizelge 3.2'de TS 9967'ye göre prefabrik kolonlarda uyulması gereken minimum şartlar belirtilmiştir.

Çizelge 3.1: Prefabrike kolonlarda enkesitin en az boyutu

	Enkesit En Az Boyutu
Dikdörtgen ve benzeri kesitlerde	20 cm.
Profilli kesitlerde - Başlık ve gövde kalınlığı - Başlık genişliği	 7 cm. 20 cm.

Çizelge 3.2 : Prefabrike kolonlarda en az boyuna donatı çapı

	En Az Boyuna Donatı Çapı
S220	14 mm.
S420	12 mm.

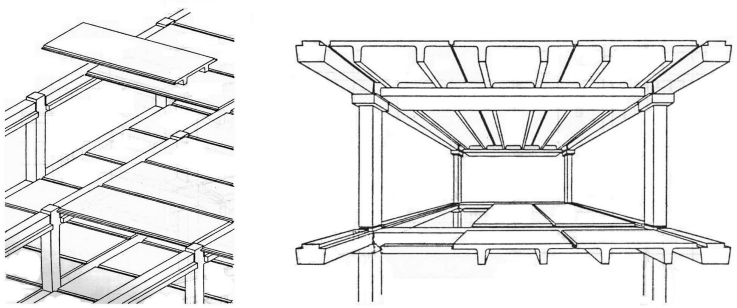
3.2 Yüzeysel Elemanlar

Bir boyutu diğer boyutuna göre küçük olan elemanlardır. Düzlemine paralel yük taşıyan yüzeysel elemanlar levha, düzlemine dik doğrultuda yük taşıyan ise döşeme elemanı olarak kullanılırlar.

Prefabrike binalarda döşemeler, kapladıkları hacimlerin boyutuna ve taşıyıcı sisteme bağlı olarak çeşitli şekillerde oluşturulabilir. Bir hacmi bütünüyle kaplayan döşeme panolarının kenarlarından kiriş veya duvar gibi taşıyıcı elemanlara oturtulmasıyla, tek doğrultuda çalışan, Π (Şekil 3.5), fi, T ya da kaset veya nervürlü döşeme panolarının, sabit kalınlıklı, dolu veya boşluklu döşeme panolarının yan yana oturtulması ve birleştirilmesiyle veya kompozit döşemeler şeklinde yapılabilir [9].

Prefabrike döşemeler, kat döşemeleri, çatı döşemeleri ve benzeri yapılarda bazı şartlar aranmaktadır. Düşey yüklerin dinamik etkisi olmamalı, bu yükler düzgün yayılı olmalı, tekil yük varsa yayılışı için gereken önlemler alınmalı, tekerlek yükü değeri en fazla 7.5 kN/m^2 olmalıdır. Birden fazla döşeme panosu ile oluşturulan döşemede elemanların arasında çökme farkı olmaması için panoların bu kenarları uygun biçim ve donatı ile kesme kuvveti aktaracak şeklide düzenlenmelidir [7].

Kompozit döşemeler genişliği en fazla 150 cm olan prefabrike ince döşeme panolarının veya Π, fi, T, dolu veya boşluklu döşeme panolarının üzerine yerinde beton dökülmesiyle veya prefabrike kirişlerin üzerine yerinde beton dökülmesiyle yapılabilir. Bu döşemelerde yerinde dökme beton kalınlığı prefabrike kısmın kalınlığından ve 5 cm'den az olamaz. Prefabrike panoların genişliği ise en az 150 cm olmalıdır. Genişliği 150 cm'den az olan panolar ancak yerinde dökme betonda TS.500'e göre düzenlenmiş sürekli bir donatı olması halinde kullanılabilirler.

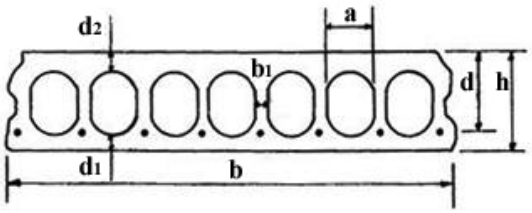


Şekil 3.5 : Π kesitli döşeme panosu

Boşluklu döşemelerde boşlukların boyut ve biçimleri yuvarlak oval, kare gibi değişmektedir (Şekil 3.6). Öngerilmeli veya normal donatılı üretilebilen bu panoların çalışma doğrultusu boşluklara paraleldir. Bu döşemelerde etriye kullanılmayabilir. Zorunlu durumlarda elemanın kesme mukavemetini arttırmak için boşluklardan bir kısmı ya tamamen ya da kısmi olarak beton plastik kıvamda iken doldurulabilir. Çizelge 3.3'de boşluklu döşemelerin minimum boyutları verilmiştir.

Çizelge 3.3 : Boşluklu döşeme minimum boyutları

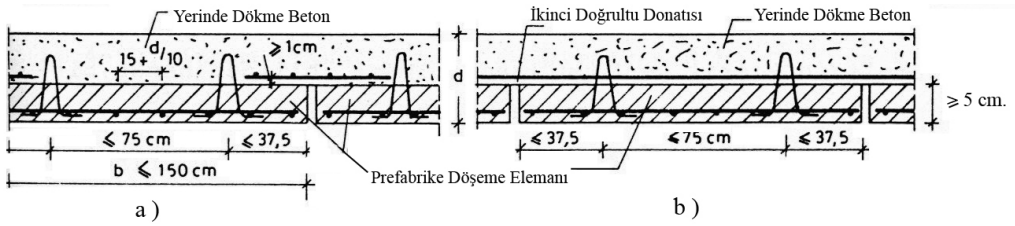
Boyutlar		Betonarme Döşemelerde
h kalınlığı		
- kat döşemelerinde	≥	6 cm.
- üzerine onarım vs. için		
çıkılan çatı döşemelerinde	≥	5 cm.
d_1 kalınlığı	≥	h/4
d_2 kalınlığı	≥	h/5
b_w (b_w=b-∑a)	≥	b/3



Şekil 3.6 : Boşluklu döşeme kesiti

Döşemeler taşıyıcı sistem ve bina planına bağlı olarak tek ve çift doğrultuda çalışan elemanlar olarak ayrılabilir. Tek doğrultuda çalışan panolarda esas donatı prefabrike panonun içinde olmalıdır. Enine donatı ise TS 500'e göre düzenlenmeli ve prefabrike veya yerinde dökme betonun içinde bulunabilir. Çift doğrultuda çalışan panolarda

açıklık donatısı, bir doğrultuda prefabrike pano içinde ise diğer doğrultuda yerinde dökme beton içinde olmalıdır. Kapladığı hacmin boyutlarındaki prefabrike panolarda iki doğrultudaki donatı da prefabrike pano içine konabilir (Şekil 3.7).



Şekil 3.7 : a) Tek doğrultuda çalışan pano b) Çift doğrultuda çalışan pano

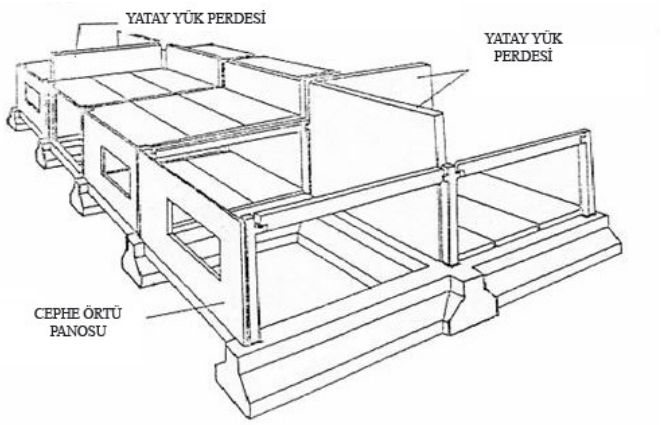
Duvar panoları düşey duran düzlemsel yapı elemanlarıdır (Şekil 3.8). Esas olarak basınç etkisindedirler. Duvarlar işlevlerine göre üç gruba ayrılırlar [9]:

Taşıyıcı duvarlar, döşeme yükü gibi düşey yükleri taşıyan duvarlarla, yatay yükleri karşılayan ve eni kalınlığının 4 katından fazla olan panolardır.

Rijitlik duvarları, taşıyıcı duvarların burkulmasını engellemek amacıyla kullanılan elemanlardır.

Taşıyıcı olmayan duvarlar, yalnız kendi ağırlıklarını taşıyan ve yüzeylerine etkiyen yatay yükleri taşıyıcı elemanlara aktaran elemanlardır.

Taşıyıcı duvarlar ve rijitlik duvarları kat yüksekliğinden kısa olamazlar ancak merdiven sahanlıkları seviyesindeki ayarlama parçaları daha kısa olabilir. Taşıyıcı duvarlar ile rijitlik duvarlarının yapımında kullanılan panoların genişlikleri, bu panolar arasındaki düşey ek yerleri panolara dik bir taşıyıcı duvarı veya bir rijitlik duvarı ile ara kesit çizgisine gelecek şekilde olmalıdır. Daha küçük genişlikli panolar kat yüksekliği üç ve daha az olan binalarda kullanılabilir. Üç kattan daha yüksek binalarda dar panolu duvarların yatay yük aldığı kabul edilebilir ancak bu binalarda yerinde dökme beton kullanılarak yapılan döşemeler kullanma zorunluluğu vardır. Bu durumda duvar hesap genişliği beş metreyi geçmemelidir [7].



Şekil 3.8 : Taşıyıcı duvar

Dolu kesitli prefabrike duvar panoları için taşıyıcı duvarlarda kullanılan duvar panolarının taşıyıcı kısmının en az kalınlığı, tek katlı yükü hafif binalarda 120 mm diğerlerinde ise 150 mm veya h_s / 25'den küçük olamaz. Burada h_s panonun alt ve üst kenarındaki yatay mesnetler arasındaki uzaklıktır.

Profilli veya boşluklu panolarda taşıyıcı kısmın kalınlığı, bu kısmın atalet momenti en az kalınlıktaki dolu pano atalet momenti kadar olacak şekilde tasarlanmalıdır. Bu panoların en kesit elemanlarının en küçük kalınlığı 50 mm'den veya en kısa pano nervür veya kiriş aralığının 1/10'u kadar olmalıdır.

Prefabrike taşıyıcı panolarda kesitin her iki yüzündeki yatay ve düşey ayrı ayrı donatı yüzdeleri çizelge 3.4'de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : Prefabrike taşıyıcı panolarda toplam donatı yüzdesi

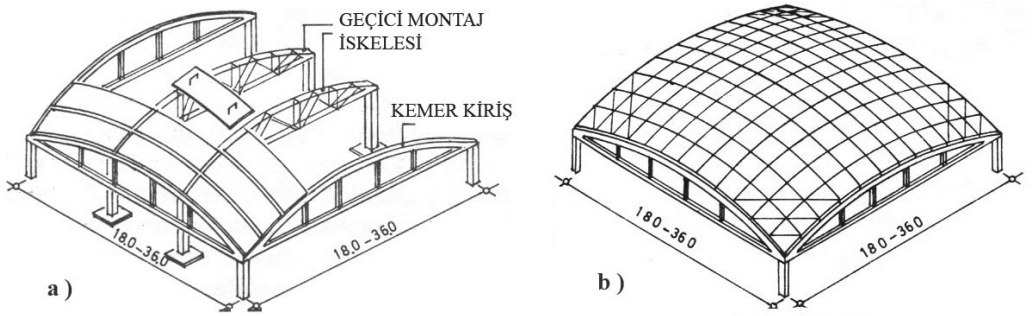
	S220 - S420	**S500**
Alttan bina yüksekliğinin üçte birinde	0,002	0,0015
Daha üst katlarda	0,0015	0,00133
Minimum düşey donatı çapı Düşeyde Yatayda	 10 mm. 6 mm.	 - -
Maksimum donatı aralığı	250 mm.	150 mm.

Kalınlığı 15 cm ve daha küçük olan panolarda, bileşke basınç kuvveti pano kalınlığının çekirdek noktası içinde kaldığı durumlarda, düşey ve yatay donatılar panonun orta düzlemine yerleştirilebilir. Eğer donatı her iki yüzeye de yerleştirilebiliyorsa donatılar metrekarede dört adet çiroz ile bağlanmalıdır.

Diyafram, (yatay perde) yatay yükleri düşey çerçeve, perde ve duvarlara aktaran yatay düzlemsel taşıyıcı elemanlardır. Bir döşeme panosunun diyafram gibi çalışabilmesi için döşeme panoları bir düzlem oluşturmalı ve panolar arasındaki derzler basınç aktaracak şekilde sıkıca bağlanmalı, yatay yüklere karşı gergili bir kemer veya kafes kiriş gibi çalışabilmelidir. Bunu sağlamak için kat döşemesinin çevresinde çekme kuvvetleri alabilen bağ elemanları ve döşemenin içine gereken yerlerde panolar arasındaki derzlere donatı çubukları konmalı ve bu ikisinin ankrajı yapılarak döşeme içi bağ elemanları oluşturulmalıdır. Ayrıca taşıyıcı duvar ve rijitlik duvarlarının üstünde döşeme içindeki bu donatılarla hiperstatik kirişlerin üstündeki donatılar, bir kaza sonucu taşıyıcı elemanlardan birinin yük taşıyamaz hale gelmesi halinde taşıyıcı sistemin göçmeden ayakta kalmasına yeterli olmalıdır.

3.3 Kabuk Elemanlar

Kabuklar, kalınlıkları diğer boyutlarına göre çok küçük olan eğrisel yüzeyli yapılardır (Şekil 3.9). Bu eğrisel yüzeyleri sayesinde üzerine etkiyen kuvvetleri yüzeye paralel yönlendirir ve membran gerilmeleri oluşturarak taşıma işini yaparlar. Kabuk elemanların kesitleri 3 cm'ye kadar inebildiği için malzeme tasarrufu ve hafiflik sağlar böylece donatı ve temellerde önemli bir ekonomi sağlanmış olur. Ayrıca bu elemanlar ile çok büyük açıklıkları geçmek mümkündür fakat hesapları oldukça karışıktır ve kalıplar çerçeve ve yüzeysel elemana kıyasla çok pahalıdır [6].



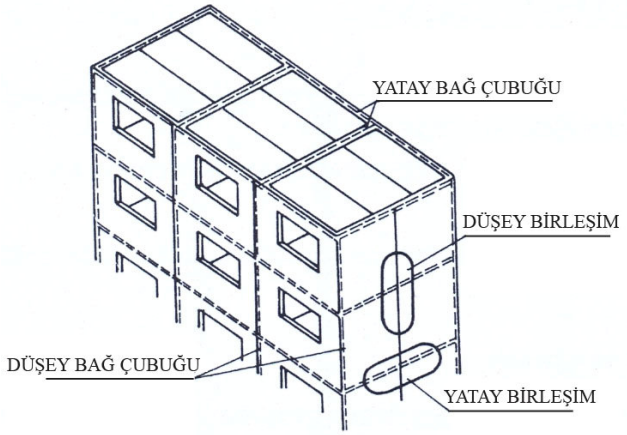
Şekil 3.9 : a)Tek eğrilikli b)Düz yüzeyli panolardan oluşan kabuk eleman

3.4 Bağ Elemanları

Bağ elemanları prefabrike yapılarda elemanları birleştirerek yapının düşey ve yatay yükler altında monolitik yapı gibi davranmasına yarayan elemanlardır. Bu elemanlar döşemeleri birleştirerek diyafram gibi çalışmalarını sağlamak için kat seviyesinde

çevresinde, büyük panolarla yapılan taşıyıcı duvarlarda duvar ile döşemelerin ara kesitlerinde yatay olarak ve düşey taşıyıcı elemanlarda düşey çekme kuvvetini karşılamak üzere bina köşelerinde ve eleman içlerinde yer alırlar (Şekil 3.10). Çerçeve sistemlerde bu görevi kiriş, kolonlar sağlayacak şekilde boyutlandırılır [7].

Bağ elemanlarının genel olarak görevleri; ısı farkı gibi etkenlerden doğacak komşu elemanlar arasındaki deformasyonları eşitlemek, duvar panolarında farklı temel göçmelerinden oluşacak çekme kuvvetlerini karşılamaktır. Ayrıca taşıyıcı duvar panolarından birinin herhangi bir sebepten yerinden çıkması veya taşıma gücünü kaybetmesi halinde yapının geri kalan kısmının basit veya konsol kiriş gibi çalışmasını sağlayarak ani veya aşamalı yıkılmayı önlemektir.



Şekil 3.10 : Bağ elemanları

3.5 Kompozit Elemanlar

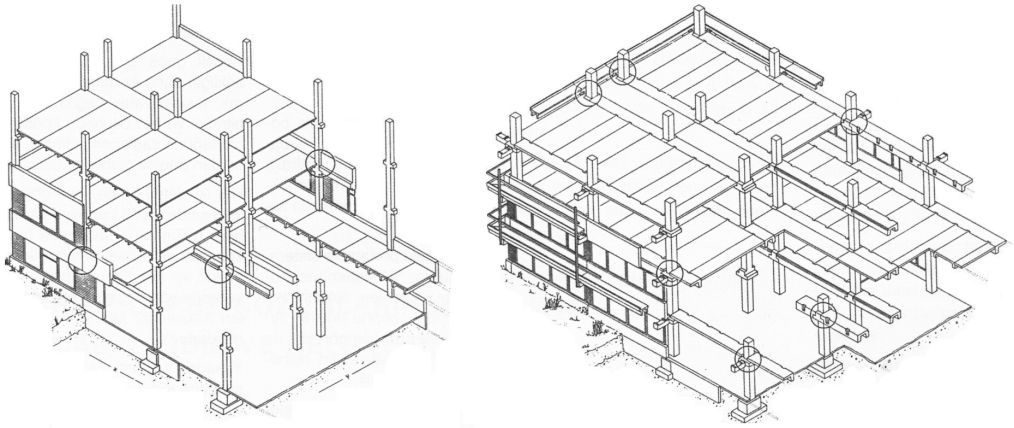
Kompozit elemanlar bir kısmı prefabrike, bir kısmı yerinde dökme betonla oluşturulmuş elemanlardır. Bu bölgelerin beraber çalışması sonucu ortaya çıkan dayanıma sahiptir. Bu iki kısım farklı zamanlarda dökülmüş ise kayma gerilmelerinin iç yüzlerince aktarılması kenetler yardımıyla ya da beton yüzünün yeterince pürüzlendirilmesi şartıyla dikiş donatısı ile sağlanır. İstenirse bu ikisi beraber de kullanılabilir.

4. PREFABRİKE TAŞIYICI SİSTEMLER

Prefabrike sistem denildiğinde çeşitli açılardan bakarak imalatın yapıldığı yer bakımından şantiye veya fabrika üretimi, bileşenlerin ağırlık ve boyutu bakımından ağır, orta veya hafif, üretim ve pazarlama bakımından kapalı, yarı kapalı veya açık sistem olarak sınıflandırmalar yapılabilir. TS 9967'de ise prefabrike yapıların taşıyıcı sistemleri, kolon-kirişlerden, kolon-döşemelerden, taşıyıcı panolardan, hücrelerden ve bunların birleşiminden oluşan sistemlerdir. Burada prefabrike olarak üretilen elemanlardan oluşan sistemler anlatılacaktır. Bu yönden sınıflandırdığımızda kolon, kiriş ve döşemelerden oluşan çerçeve sistemler, taşıyıcı duvarlardan oluşan panolu sistemler, temelinde panolardan oluşan fakat fabrikada birleştirilerek kutular yani hücreler oluşturulan hücre sistemler, duvarlı döşeme-kolon sistemler, döşeme-duvar sistemler ve karışık sistemler olarak incelemek mümkündür.

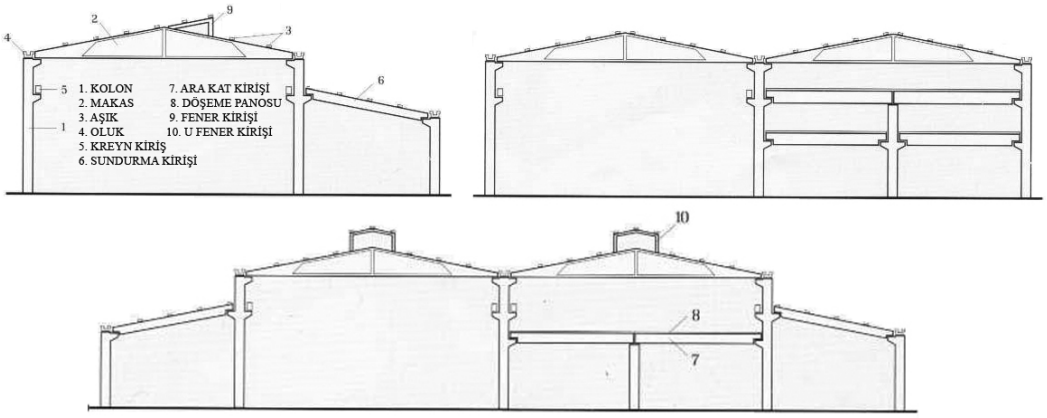
4.1 Prefabrike Çerçeve Sistemler

Prefabrike çerçeve sistemlerde yatay yükler bir ya da iki doğrultuda prefabrike veya yerinde dökme perdeler veya çekirdeklerle, düşey yükler ise kolonlar ile taşınır. Bu tür yapı sistemi büyük açıklıklara ve değişken bölme duvarlı çözümlere uygun bir sistemdir (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 : Prefabrike çerçeve sistemler

Bileşenlerin hafif elemanlardan oluşması üretim, taşıma ve kaldırılması diğer sistemlere kıyasla kolay ve ekonomik olduğundan büyük açıklıklı sanayi yapılarında en çok tercih edilen sistemdir. Taşınan, yerleştirilen ve birleştirilen eleman sayısının fazlalığı, bir düğüm noktasında çok sayıda ve değişik tipte elemanın bir araya gelmesi, kolonlarda yapılan ekler ile yapının yatay yüklere karşı direncinin azalması ve sürekliliği sağlamanın zor olması, bu sistemin çok katlı yapılarda uygulanmasını zorlaştıran etkenlerden sayılabilir. Fakat kolonlar 3-4 kata kadar tek parça halinde dökülebildiği için çok yüksek olmayan yapılarda sakınca yaratmamaktadır. Ayrıca yapıya etkiyen yatay yüklerin taşıyıcı cephe panelleri, yerinde dökülmüş veya hücre elemanlardan oluşturulan çekirdek ile karşılanması durumunda parçalı kolonlar bir soruna sebep olmazlar.



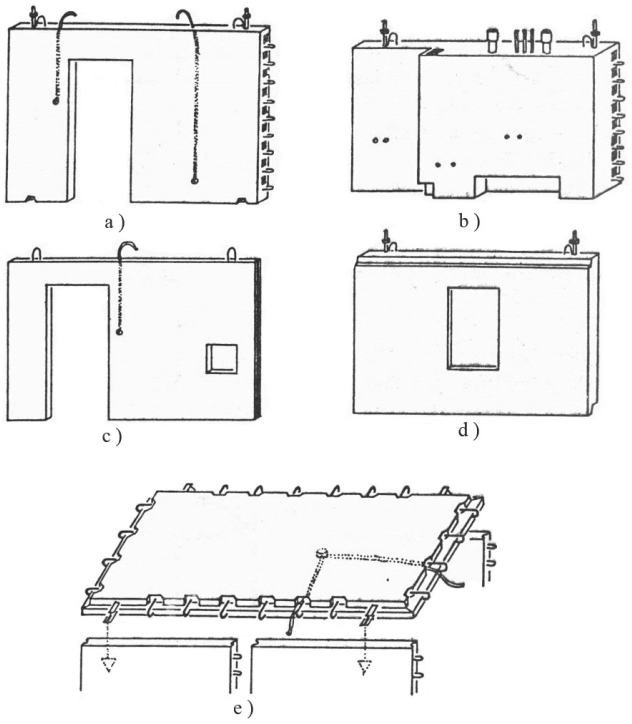
Şekil 4.2 : Çerçeve sistemi kesit görünüşü [10]

Bu grupta yer alan sistemler incelendiğinde büyük bir çoğunluğunun tek doğrultulu kirişlere oturan ve yine tek doğrultulu döşeme elemanlarından oluştuğu gözlenir. Bu durum üretim ve montaj açısından kolaylıklar getirse de bir doğrultuda elde edilen statik avantajlar diğer doğrultuda sağlanamaz, bunu ek perdeler düzenlemek suretiyle çözmek olanaklıdır. İki doğrultulu kirişli çözümlerde ise betonarme pano döşemeler yer aldığı için daha küçük açıklıkları geçebilmek mümkündür.

Ülkemizde endüstri yapılarının çoğunluğu prefabrikasyon sistemiyle inşa edilmektedir. Bu tür yapılar genelde 1–2 katlı büyük açıklıklıdırlar. Prefabrikasyon sektöründeki firmaların büyük bölümünde bu tür yapılar için gerekli elemanların üretimi yapılmaktadır. Şekil 4.2'de kesit görünüşleri verilmiştir.

4.2 Prefabrike Panolu Sistemler

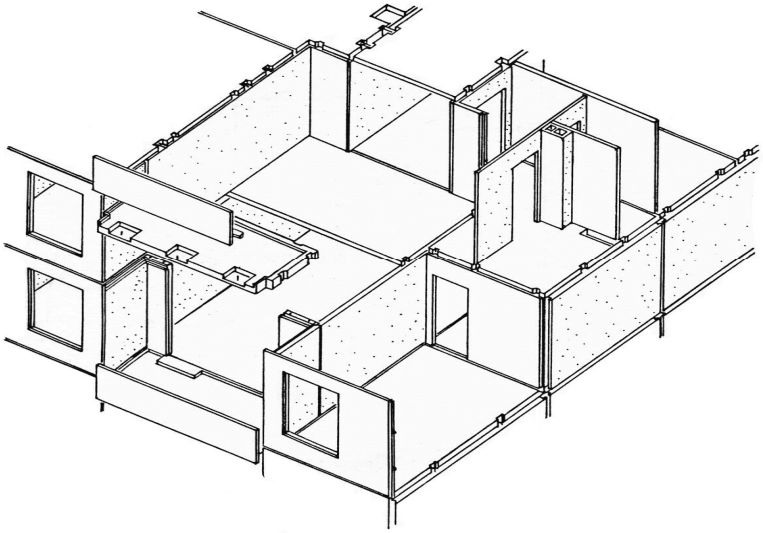
Prefabrike panolu sistemler, özellikle çok katlı konut binaların yapımında oldukça yaygın kullanılan bir sistemdir. Bu sistemin uygulamada tercih edilmesinin en büyük sebebi bölme, taşıma ve yalıtım görevlerinin taşıyıcı duvar ve döşeme bileşenleri ile aynı eleman tarafından sağlanmasıdır. Böylece eleman türünde ve bağlantı sayısında önemli bir azalma olmakta dolayısıyla üretim ve montaj maliyetleri düşmektedir. Şekil 4.3'de çeşitli elemanlar gösterilmiştir.



Şekil 4.3 : Duvar ve döşeme panosu örnekleri

Duvar panoları düşey kenarlarında diğer duvar panoları ile ve yatay kenarlarında yine diğer duvar panoları ile ve döşeme panoları ile birleşerek istenilen büyüklükteki odaları, hacimleri ve aynı zamanda taşıyıcı sistemi meydana getirirler. Panolardan bazıları yük taşıyıcı olmayabilir ve genel olarak bir kat yüksekliğindedirler. Panolu sistemler bina uzun kenarı veya kısa kenarına paralel duvarların veya her iki doğrultudaki duvarların taşıyıcı olmalarına göre sırasıyla boyuna duvarlı sistem, enine duvarlı sistem, iki yönlü sistem isimlerini alırlar. Bunların kat döşemeleri ilk iki sistemde bir doğrultuda ve 3. sistemde iki doğrultuda çalışan plak şeklindedir. Deprem bölgelerinde 3. tip en elverişli olan tiptir [7].

Prefabrike panolardan oluşturulmuş bir sistemde (Şekil 4.4) duvar panoları basit montaj araçları ile yan yana ve üst üste getirilir; montaj sırasında desteklenmelerine gerek yoktur. Birleşimler genelde çimento harçla ya da ek demir kenetler ile sağlanır. Panolu sistemler yığma yapılara benzer şekilde çalışırlar. Betonarme döşeme panoları yüklerini duvar panolarına aktarır ve bu şekilde düşey yönde taşınan yükler duvar temellerine iletilir. Temellerde ise genelde yerinde dökme betonarme temel sistemi uygulanır.

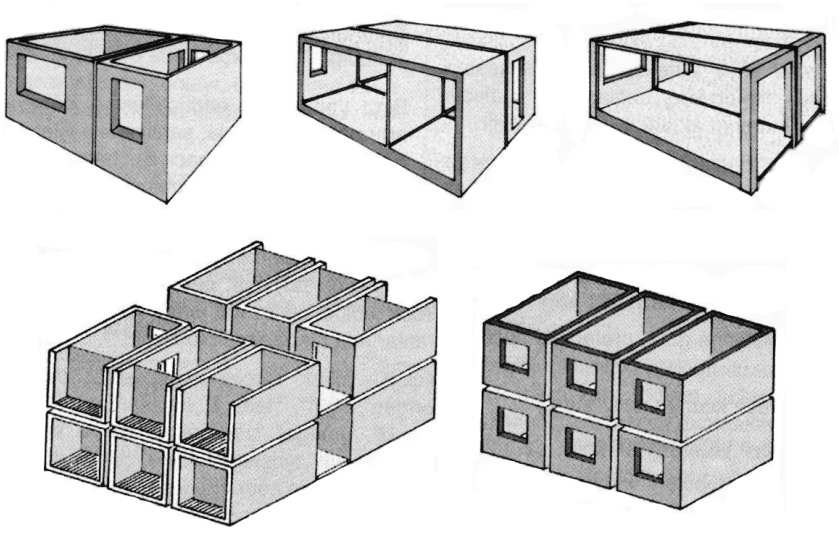


Şekil 4.4 : Prefabrike panolu sistem

4.3 Hücre Sistemler

Üç boyutlu prefabrike hücreler bina yapımında endüstrileşme düzeyini arttırmak, dolayısıyla şantiyedeki işlemleri en aza indirmek amacıyla fabrikalarda beton esaslı bitmiş veya kısmen tamamlanmış kutular ile uygulanan bir çözümdür. Hücreler yan yana, üst üste konarak birleşimleri yapılır ve bütün yapı taşıyıcı sistemi, duvarları ve döşemeleri ile meydana gelmiş olur (Şekil 4.5). Kat ve çatı döşemelerinden gelen düşey yükler ve yatay yükler duvarlar tarafından karşılanır.

Hücre sistemleri temelinde panolu sisteme benzemektedir ancak panolar fabrika ortamında birleştirilerek şantiyeye taşıma işlemi yapıldığı için genelde hızlı sonuçlandırılması istenen, yapının kurulacağı alanda şantiye olanaklarının bulunmadığı veya iklim şartlarının yapım koşullarına uygun olmadığı bölgelerde tercih edilir.

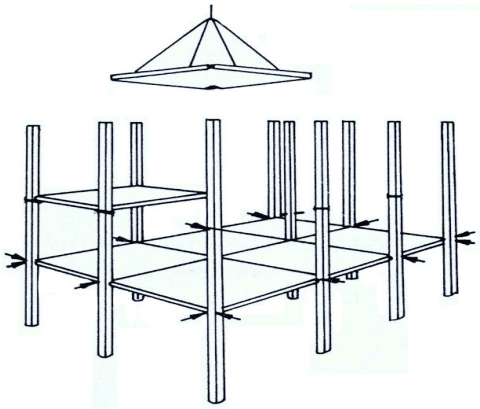


Şekil 4.5 : Hücre sistem örnekleri

4.4 Duvarlı Döşeme-Kolon Sistemler

Bu sistemde yatay yükler prefabrike ya da yerinde dökme betonla yapılan perdeler, çekirdekler tarafından karşılanır. Duvarlı döşeme–kolon sistemler, prefabrike kolonlar üzerine üst üste dökülmüş döşemelerin oturtulması veya öngerilme donatıları ile birleştirilen prefabrike döşeme ve kolonlardan oluşur.

Kaldırılan döşemeli ve perdeli sistemlerde zemin kat tavan döşemesi en altta ve döşemeler kat alanında yekpare olacak şekilde üst üste dökülürler. Prefabrike kolonlar kat yüksekliği kadardır, sadece düşey yükleri taşıyacak şekilde tasarlanmıştır. Döşemelerin hepsi kaldırılır (Şekil 4.6) ve kat yüksekliğinde kolonlar üzerine oturtulur. Ardından diğer katlara bu şekilde devam edilir.

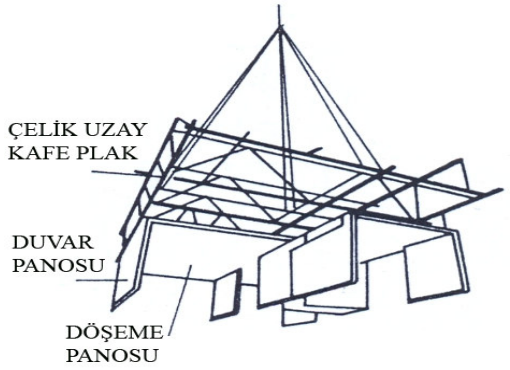


Şekil 4.6 : Kaldırılan döşemeli ve perdeli sistem

Öngerilmeli döşeme–kolon sistemde diğer sistemdeki tek kat yükseklikteki kolonlar yerine 2 veya 3 katlı kolonlar yapılabilir. Döşemeler ise kolonlar arasında açıklığa uygun boyutlandırılır. Kolon ve döşemeler konduktan sonra kat seviyesinde kolon içlerinden ve döşemelerin arasındaki boşluklardan geçen kablolara öngerilme verilerek yapı monolitik hale getirilir [7].

4.5 Döşeme Duvar Sistemler

Döşeme duvar sistemlerin diğer bir adı da menteşeli kaldırmalı kat sistemleridir. Bu adı almasının sebebi her kat duvarlarının altta kat döşemesinin üstte birbirleriyle menteşeli olarak dökülmesiyle oluşmasıdır. Katlar sırasıyla kaldırılıp birbiri üstüne konarak üst kat elemanlarıyla alt kat elemanlarının monolitik olarak birleşimi sağlanır (Şekil 4.8).



Şekil 4.7 : Menteşeli kaldırmalı kat sistemi

4.6 Karışık Sistemler

Şu ana kadar anlatılan taşıyıcı sistemlerin ikisi veya üçünün çeşitli şekillerde kombinasyonundan oluşan sistemlerdir. Her türlü binanın, beton prefabrikasyonu olanaklı olan kısımlarda prefabrikasyon teknolojileri kullanılması diğer kısımlarda farklı malzeme veya teknolojilere yönelinmesi olumlu sonuçlar doğurabilir. Örneğin, merdiven, asansör kuyusu, havalandırma gibi servis bölümleri en üst düzeyde hücre sistemiyle, yapının taşıyıcı sistemi kolon, kiriş ve döşemeden oluşan karkas sistemin prefabrikasyonuyla, dış cepheler ise prefabrike panellerle yapılarak karışık prefabrikasyon uygulamak mümkündür.

5. BİRLEŞİMLER

Prefabrike elemanlar arasında veya prefabrike elemanlarla yerinde dökme beton arasındaki birleşim ve mesnetlendirmelerin projelendirme ve tasarımında bazı noktalar dikkate alınmalıdır.

- Birleşim veya mesnetler, özelliklerine göre o yerde oluşabilecek normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti, burulma momenti gibi zorlamaları birleşen elemanların birinden diğerine güvenle aktarabilmelidir.
- Birleşim veya mesnetteki dönme, yer değiştirme ve deformasyonlar ile birleşime giren elemanların rölatif deformasyonları kabul edilebilir sınırlar içinde olmalıdır.
- Birleşim sünek olmalı, yani elastik deformasyondan sonra kırılma olmadan, elastik deformasyonun en az 4 katı plastik deformasyon meydana gelebilmelidir. Bu şartların sağlandığı hesapla ya da deneylerle gösterilmelidir.
- Eleman boyutlarının tolerans çerçevesinde fark edebilecekleri hususu dikkate alınmalıdır.
- Zaman alıcı birleşim ve mesnet şekillerinden kaçınılmalı, montaj süresi kısa olmalıdır.
- Birleşim ve mesnetlerde kontrol kolayca sağlanmalı ve gerektiğinde müdahale yapılabilmelidir.
- Birleşim ve mesnetler dış etkilerden kaynaklanan korozyona karşı korunmalı ve yangına dayanıklı olmalıdır.
- Projelendirme esnasında taşıma ve depolama şartları göz önüne alınarak elemanların birleşim yerinin şeklinin zorluk çıkarmaması, montajda yerleşimin kolaylıkla yapılabilmesi için önlemler alınmalıdır.
- Birleşim ve mesnetlerin maliyeti yapının toplam maliyeti yanında mümkün olduğu kadar az olması sağlanmalıdır. Moment aktaran birleşimlerin diğerlerine kıyasla daha pahalı olması nedeniyle yapının rijitlik ve stabilite gibi özelliklerine zarar vermeden moment aktaran birleşimlerden kaçınılmalıdır.

Döküm esnasında betona gömülmüş başlıklı çelik saplamalar, kesme kuvveti ve bunun doğurduğu eğilme momenti veya çekme kuvveti veya bu etkileri beraber taşıyabilirler. Bu elemanın söz konusu etkileri taşıma gücü, betonun ve çeliğin dayanımına bağlıdır. Her iki malzemenin durumu daima ayrı ayrı kontrol edilmelidir.

Birleşimler genel olarak kuru ve ıslak birleşim olarak ikiye ayrılırlar. Kuru birleşimler metal parçalarla, ıslak birleşimler ise donatısız beton, beton-betonarme donatısı veya beton-öngerme donatısı kullanılarak oluşturulurlar.

5.1 Çubuk Eleman Birleşimleri

Kolon, kiriş gibi çubuk elemanların birleşim ve mesnetlerindeki basınç, kesme sürtünmesi, eğilme momenti etkileri, mesnetlerdeki ara malzemenin cinsi ve mesnetlenme şekli hesapta dikkate alınmalıdır.

5.1.1 Basınç birleşimleri

Basınç birleşimleri basınç kuvvetlerini elemanlar arası aktaran birleşimlerdir. Bu tip birleşimler yatay prefabrike elemanların mesnetlerinde ve kolonlar ile taşıyıcı duvarların mesnetlerinde bulunur. Esas amaç, basınç birleşimlerinde gerilme yığılmalarını önlemek ve gerilmelerin bileşkesinin istenen noktalarda toplanmasını sağlamaktır. Ayrıca öteleme ve dönme şeklindeki mesnet hareketleri istendiği takdirde sağlanmalı, mevcut olması durumunda yatay kuvvetlerin karşılanması sağlanmalıdır.

Çubuk sistemlerin basınç birleşimlerinde, iki temas yüzeyi arasına bir ara malzeme konulması önerilir. Bu malzeme, basınç kuvvetinin istenilen bölgeye kadar yayılmasını sağlamalı ve birleşim yerindeki yer değiştirme ve dönmeleri sınırlamamalıdır.

5.1.1.1 Ara malzemesiz basınç birleşimleri

Bu tür birleşimlerde mesnetlenen elemanın yüzlerinden birinin belirli bölgesi, mesnet olan elemanın yüzlerinden birinin bir bölgesine doğrudan oturtulur. Böyle bir mesnetlendirme;

- Aktarılan mesnet kuvvetinin yarattığı gerilmenin 0.1 N/mm^2'den küçük olması, ($\sigma_{max} \leq 0{,}1$ N/mm^2)
- Mesnette eğilme dönmesi ve ötelemelerin ihmal edilebilecek şekilde olması,

- Oturma yüzeylerinin düzlemsel ve temasın tam olması
- Çatı plaklarının aşıklara ve aşıkların makaslara oturtulması durumlarında kullanılabilir. Kirişlerin kolonlara oturtulmasında kullanılmaz.

Bazı durumlarda temas yüzeyleri arasına gerilme yayılışını düzenlemek için uzun ömürlü ve korunması için önlem alınmış dağıtıcı bir malzeme konabilir. Bu halde basınç gerilmesi 1 N/mm^2'ye kadar yükseltilebilir.

5.1.1.2 Harç veya beton ara malzemeli birleşimler

Bu tür birleşimlerde mesnetle mesnede oturan elemanın temas bölgeleri arasında harç veya beton tabakası bulunmaktadır (Şekil 5.1). Bu tabaka iki eleman arasındaki boşluğun etrafını kapatıp bu bölgeye basınçla harç veya beton doldurarak elde edilir. Bu birleşimler sınırlı bir yatay kuvvetin dışında yalnız basınç kuvvetinin aktarıldığı hallerde kullanılmalıdır.

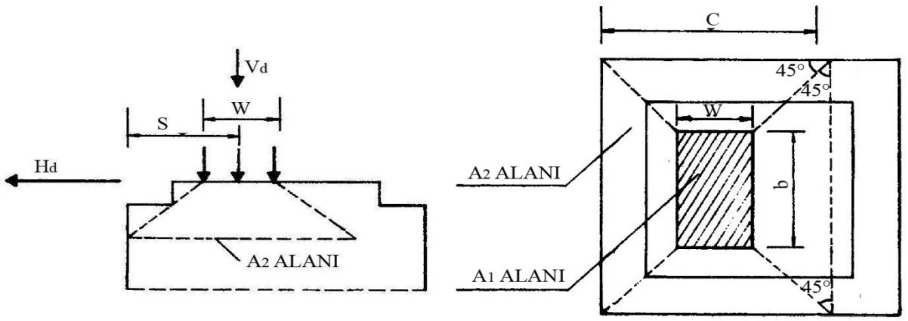
Yatak betonu veya harcı sertleşmeden temas yüzleri arasında hiçbir rölatif hareket meydana gelmemesi sağlanmalıdır. Bu çeşit mesnetlerde d ara malzemesi kalınlığı harç için 10 mm < d ≤ 40 mm ancak f_{ck} (harç) ≥ 15 Mpa olmalıdır. Harç kalınlığı arttıkça taşıdığı kuvvet hızla azalır. Ayrıca mesnede etkiyen basınç kuvveti mesnetin taşıyabileceğinden küçük olmalıdır ($V_d < V_{res}$ (5.1)). Ara malzeme üstünde etkiyen basınç kuvvetinin hesap değeri V_d ve etkime alanı A_1'dir. Kuvvetler (N), uzunluklar (mm), gerilmeler (MPa), cinsindendir.

$$V_{res} = 0{,}85 f_{cd} . A_1 . C_r \sqrt{A_2 / A_1 C_1} \le 1{,}2 f_{ck} . A_1 \qquad \textbf{(5.1)}$$

Burada s, N_d'nin en yakın serbest kenara olan mesafesi, w serbest kenara dik mesnet veya oturma alanı genişliğidir. (sw) ≤ 6000 mm^2 şartını sağlamalıdır.

$$A_1 = b.w \qquad \textbf{(5.2)}$$

$$C_r = (s.w/130000) H_d / V_d \qquad \textbf{(5.3)}$$

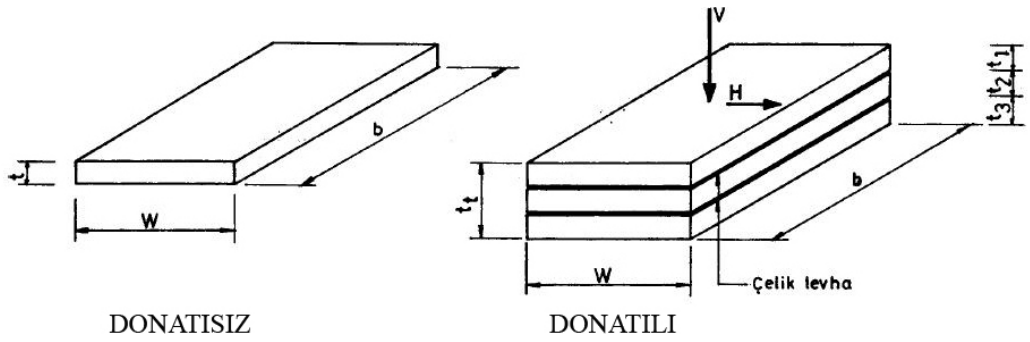


Şekil 5.1 : Harç veya beton yataklı birleşim

5.1.1.3 Elastomerik ara malzemeli birleşimler

Elastomerik ara malzemeli basınç birleşimleri yatay ve düşey yer değiştirme ve dönmeye sınırlı ölçüde imkan veren birleşimlerdir (Şekil 5.2). Bu tür birleşimler elemanın birinin mesnet bölgesine donatısız veya donatılı polimer levhayı yerleştirdikten sonra, diğer elemanı dökmek veya temas yüzleri basık ve birbirine paralel olan elemanların temas yüzleri arasına polimer levhayı yerleştirmekle oluşmaktadır.

Dikdörtgen prizma, silindir veya şerit şeklinde olan elastomerik malzemeler, taşıdıkları etkilerin boyutuna göre donatısız ve donatılı olmak üzere ikiye ayrılır.



Şekil 5.2 : Elastomerik ara malzeme

Elastomerik malzemeler aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

1. $\sigma_n \geq V_d / bw$ (kabul edilebilir.) **(5.4)**

2. $\frac{H_1}{G} + \frac{H_2}{G_\infty} \leq 0{,}6$ **(5.5)**

Burada, H_1 yüke bağlı kısa süreli yatay kuvvet, H_2 empoze edilmiş deformasyonlara bağlı yatay kuvvet, G ara malzemenin kayma modülü, G_∞ (sünme etkili kayma modülü) $\cong G/2$ 'dir.

3. Temas alanında kayma olmaması için

- Donatısız elemanlarda

$$H_1 + H_2 \leq 0{,}2\sigma_{n(\min)} wb \qquad \textbf{(5.6)}$$

- Donatılı elemanlarda

$$wb \leq 1200 cm^2 iken \sigma_{n(\min)} > 3MPa \qquad \textbf{(5.7)}$$

$$wb > 1200 cm^2 iken \sigma_{n(\min)} > 5MPa \qquad \textbf{(5.8)}$$

4. $$tg\gamma = \frac{H_1}{Gwb} + \frac{H_2}{G_\infty wb} \leq \gamma_z \qquad \textbf{(5.9)}$$

γ_z donatısız elemanlarda 0.5, donatılı elemanlarda 0.6

5. Elastomerin üst ve alt yüzlerinin eğimlerinin farkı olan dönme açısı donatısız elemanlarda, $\alpha \leq 0{,}2$ t/w, donatılı elemanlarda maks α, deney sonuçlarına göre önceden belirlenmiş değerdir.

5.1.1.4 Donatısız kiriş uçları

Donatısız kiriş uçlarına gelen basınç kuvveti, V_d

1. Dikdörtgen kesitli kirişlerde (5.10),

$$V_d \leq V_{res} \qquad \textbf{(5.10)}$$

2. Tablalı ve I profil kesitli kirişlerde (5.11),

$$V_d \leq V_{res}/2 \qquad \textbf{(5.11)}$$

olmalıdır.

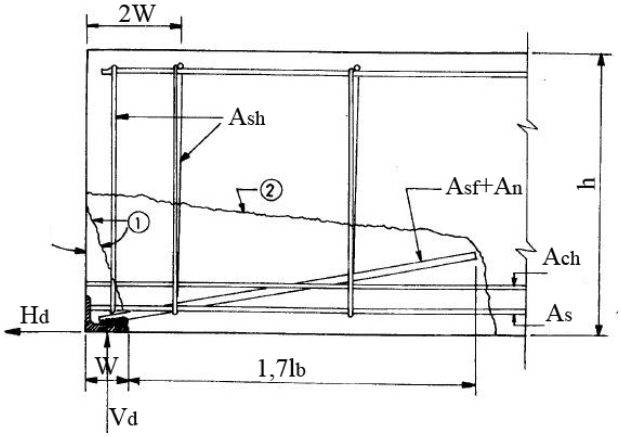
5.1.1.5 Özel donatılı kiriş uçları

TS 9967'ye göre bu tip kiriş uçları hesap kuvveti V_d'nin kesme altında kesitin taşıma gücünden (V_{res}) büyük olduğu durumlarda kirişin köşesini korniyerle donatmak ve oluşabilecek iki çeşit çatlağa karşı, A_{sf} çatlağa paralel, A_n çatlağa dik doğrultuda

(A_{sf}+A_n) ile donatılması gerekir. Donatı ve mukavemet hesabı yapılırken, arttırılmış hesap yükleri ilave olarak 1.15 katsayısıyla da arttırılmalıdır (Şekil 5.3).

$$V_d < V_{res} \text{ ise } [(1.4G + 1.6Q)x4/3] \quad \textbf{(5.12)}$$

$$V_d > V_{res} \text{ ise } [(1.4G + 1.6Q)x4/3x1{,}15] \quad \textbf{(5.13)}$$



Şekil 5.3 : Özel donatılı kiriş ucu

Yatay çatlaklara karşı A_{sh} donatısı konur ve (5.14) bağıntısındaki gibi hesaplanır. A_{sh} donatısı 2W bölgesine dağıtılır. Kirişin esas donatılarının korniyere kaynaklı kısmı (A_{sf}+A_n) donatısından düşülebilir.

$$A_{sh} = \frac{(A_{sf} + A_n) f_{yk}}{\mu_e f_{ywk}} \quad \textbf{(5.14)}$$

Buradaki μ_e hesabında (5.15) 1 nolu çatlak dikkate alınarak,

$$\mu_e = \frac{6{,}9\lambda^2 A_{cr}\mu}{(A_{sf} + A_n) f_{yk}} \quad \textbf{(5.15)}$$

$$A_{cr} = bw/\sin\theta \text{ veya } b.h/\cos\theta \quad \textbf{(5.16)}$$

değerlerinden küçük olanı alınmalıdır.

Burada, h kiriş yüksekliği (mm), b kirişin ortalama genişliği (mm), w serbest kenara dik mesnet genişliği (mm), l_b, A_{sf} donatısının kenetlenme boyudur (mm). μ değeri çizelge 6.1'den alınabilir. θ : 20°.

A_{sh} donatısının minimum değeri $0{,}97(1.7l_b)b/f_{yk}$'dır. Kiriş yüksekliği, kiriş serbest açıklığının 1/7'sinden daha yüksek ise (l/h<7) kiriş uç kesitine A_{ch} (5.17) donatısı konmalıdır. Firkete şeklinde olan bu donatılar, kiriş eksenine paralel olmak üzere,

kirişin alt yarısına dağıtılmalıdır. Ara malzeme elastomer olduğu ve mesnet genişliğinin özel bir donatıya gerek göstermediği durumlarda A_{ch} donatısı 5.18'deki bağıntı ile hesaplanır.

$$A_{ch} = \frac{V_d}{8 f_{yk}} (mm^2) \quad \textbf{(5.17)}$$

$$A_{ch} = \frac{T_d}{3 f_{yk}} (mm^2) \quad \textbf{(5.18)}$$

Bu donatıların 2/3'ü kiriş alt yüzünden 0,3w ile 0,9w uzaklığı arasına, 1/3'ü ise alt yüzeyle 0,3w arasına konmalıdır. Kiriş boyuna esas teçhizatının mesnette ankrajı sağlanırsa, A_{ch}'nin alttaki 1/3'lük bölümü konmayabilir.

5.1.1.6 Betonarme kısa konsollar

Kısa konsollar, prefabrike yapılarda döşemeleri oturtmak için duvar panolarında, kirişleri oturtmak için kolonlarda sıkça düzenlenirler (Şekil 5.4). Tasarım ve boyutlandırılması betonarmede belirtilen esaslara göredir.

Betonarme kısa konsollarda taşıma gücü (5.19),

$$V_{res} = 0{,}15 f_{ck} .b.h \quad \textbf{(5.19)}$$

$V_d \le V_{res}$ şartı sağlanmalıdır. Bu esasa göre A_s (5.20) ve (5.21)

$$A_s = A_{sf} + A_n = \frac{V_d a}{0{,}7 f_{yk} d} + \frac{H_d}{0{,}7 f_{yk}} \quad \textbf{(5.20)}$$

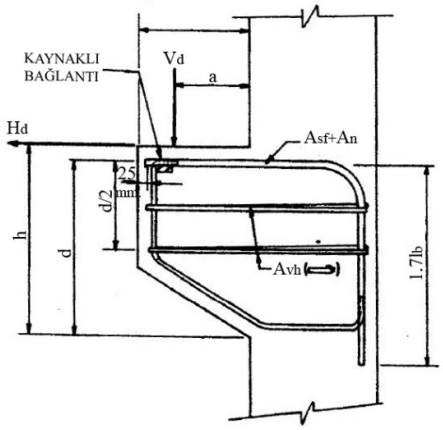
$$A_s = \frac{V_d}{f_{yk} \mu_e} + \frac{H_d}{0{,}7 f_{yk}} \quad \textbf{(5.21)}$$

denklemlerinden değeri büyük olan seçilmeli ve hesaplarda bu değer kullanılmalıdır.

$$A_{vh} \ge A_s / 2, f_{yk} / f_{ywk} \quad \textbf{(5.22)}$$

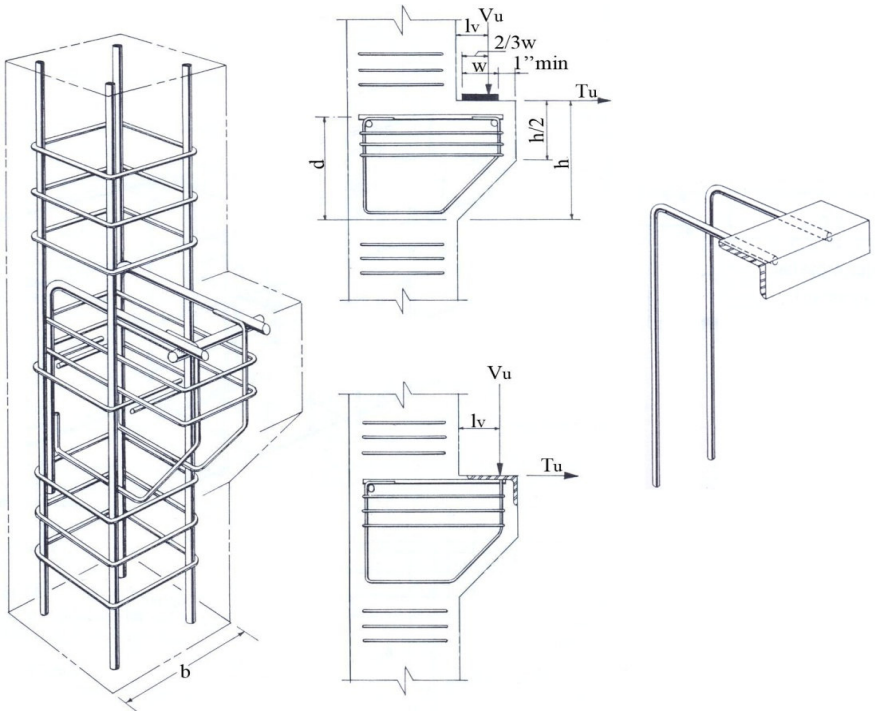
olmalıdır.

Ayrıca $F_s > 0{,}5V_d$ ve $A_s = F_s / f_{yk}$ şartlarını sağlamalıdır. Burada V_d, konsola gelen hesap yükü, F_s eğilme donatısı çekme kuvveti, b guse genişliği, h guse yüksekliğidir. μ_e hesaplanırken, $A_{cr} \rightarrow$ b.h alınmalıdır.



Şekil 5.4 : Betonarme kısa konsol donatısı

Amerikan yönetmeliğine göre T_u analizler sonucu belirlenir fakat $T_u \rightarrow 0{,}2V_u$ değerinden küçük olmaması tavsiye edilir. Ana çekme donatısı A_{vf} dış yüzeye yakın kaynaklanmalı ya da korniyerle bağlanmalıdır. Yatay donatılar A_{vh}, yaklaşık A_{vf}'nin yarısı kadardır ve konsolun üst 2/3'lük kısmına yerleştirilmelidir. Uygulanan düşey yükün taşıma temas alanının 1/3 noktasında yer aldığı kabul edilir. Ayrıca korniyersiz birleşimde nihai yatak gerilmesinin $0{,}5f_c$ değerini aşmaması gereklidir (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 : Betonarme kısa konsollar [11]

$$V_u = 0{,}85b.d\sqrt{f_c^{'}}C_1C_2 \quad \textbf{(5.23)}$$

$$C_1 = 6{,}5\left(1 - 0{,}5^{\frac{d}{l_v}}\right) \quad \textbf{(5.24)}$$

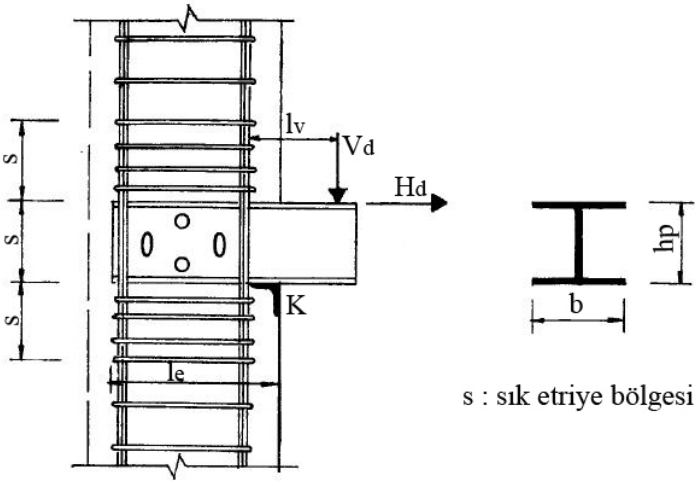
$$C_2 = \left(1000\rho_{vf}\right)^{\left(\frac{1}{3}+\frac{0{,}4T_u}{V_u}\right)} / 10^{(0{,}8T_u/V_u)} \quad \textbf{(5.25)}$$

5.1.1.7 Çelik kısa konsollar

Çelik kısa konsollar bir veya taraflı olarak düzenlenebilir. Geniş başlıklı I profil parçaları dökümden önce prefabrike kolonlara yerleştirilerek oluşturulan kısa konsolların hesap yükü (5.26) değerinden küçük olmalıdır,

$$V_{res} = \frac{\left(0{,}85f_{ck}/\gamma_{mc}\right)b.l_e}{3+4\left(l_v/l_e\right)} \quad \textbf{(5.26)}$$

Yatay bir H_d kuvveti varsa, ortalama kenetlenme gerilmesinin 1.5 Mpa'yı geçmesi durumunda, ince betonarme donatısını profile kaynatarak kayma önlenmelidir. Profilin "b" genişliğini artırmak için ek bir korniyer şekil 5.6'daki gibi konulabilir.



Şekil 5.6 : Çelik profilli kısa konsollar

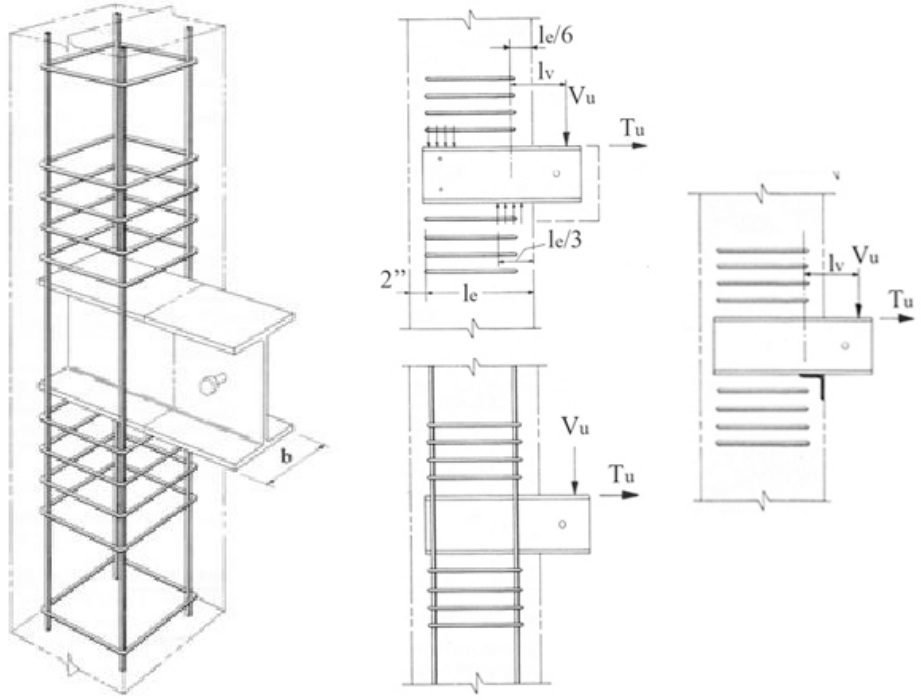
Tek taraflı çelik konsollarda konsolun üst ve altında ikişer ve iki taraflı olan konsollarda konsolun altında iki tane ek etriye konmalıdır.

Amerikan yönetmeliğine göre (Şekil 5.7) kolon veya başka bir elemana tek bir kenardan tutturulan çelik profiller için beton kapasitesi

$$V_u = (0{,}85f_c^{'}b.l_e)/(3+4l_v/l_e) \quad \textbf{(5.27)}$$

Eğer çelik profil elemanlar kolon veya diğer öndökümlü elemanların köşelerinden eşit mesafede tasarlandığında ve yaklaşık simetrik olarak yüklendiğinde beton kapasitesi (5.28) denklemiyle hesaplanır.

$$V_u = \left(\phi f_c^{'} b.l_e\right)/3 \qquad \textbf{(5.28)}$$



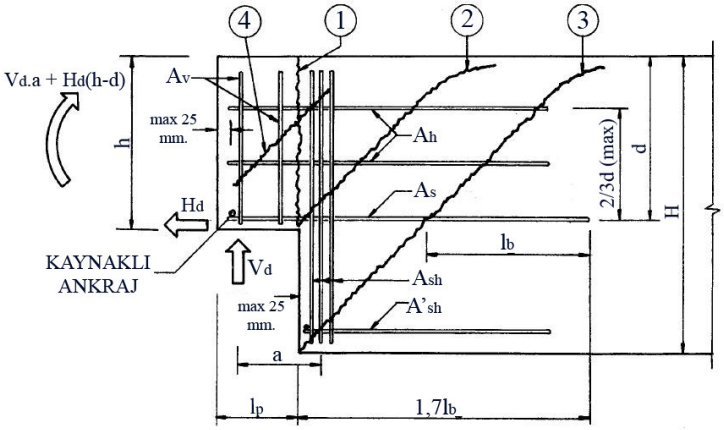
Şekil 5.7 : Çelik profilli konsollar

5.1.1.8 İnceltilmiş uçlu kirişler

İnceltilmiş uçlu kiriş birleşimleri, kiriş üst yüzünü belli bir düzeyde tutmak amacıyla kirişin mesnet yüksekliğinin azaltılması ile ortaya çıkar. TS 9967'de inceltilmiş ucun alt yüzüne pas payı uzaklığında yerleştirilmiş ve ucun hemen bitiminde firkete veya bir enine donatıya kaynakla kenetlenmiş olan A_s donatısı (A_{sf} + A_n) donatılarından oluşmaktadır ve (5.29) denklemiyle hesaplanır.

$$A_s = \left(A_{sf} + A_n\right) = \frac{1}{0{,}70 f_{yk} d}\left[V_d .a + H_d (h-d)\right] + \frac{H_d}{0{,}7 f_{yk}} \qquad \textbf{(5.29)}$$

Burada a, V_d'nin uygulama noktasının A_{sh} askı donatısı eksenine uzaklığı, h, inceltilmiş uçtaki kiriş yüksekliği, d inceltilmiş uçtaki faydalı kiriş yüksekliğidir. H_d değeri de en az V_d /10 olmalıdır.



Şekil 5.8 : İnceltilmiş uçlu kirişte çatlaklar

İnceltilmiş uçta kesme-sürtünme donatısı 1 nolu çatlak boyunca kayma güvenliğini sağlar ve A_s (5.30) ile A_h (5.31) donatılarının toplamından oluşur (Şekil 5.8).

$$A_s = \frac{V_d}{f_{yk}\mu_e} + \frac{H_d}{0{,}70 f_{yk}} \qquad \textbf{(5.30)}$$

$$A_h = \frac{V_d}{2{,}1 f_{yk}\mu_e} \qquad \textbf{(5.31)}$$

A_s donatısı (5.29) ile (5.30) denklemlerinden hesaplanır ve büyük olan seçilir. A_h donatısı inceltilmiş ucun alt 2/3d yüksekliği içine en az iki sıra yerleştirilir ve ince ucun başından açıklığa doğru en az $1.7l_b$ boyunda olmalıdır. μ_e çizelge 6.1' de verilen değerlerdir.

$$A_{cr} = b.h \qquad \textbf{(5.32)}$$

Burada, b kirişin genişliğidir. Ayrıca $A_s \geq 0{,}6b.h/f_{yk}$ ve $A_s \geq 0{,}3b.h/f_{ywk}$ şartlarını sağlamalıdır. Ancak konulan donatılar V_d ile hesaplanan donatıdan yüzde otuz daha fazla ise bu şarta uyulmayabilir. Ayrıca hesap kesme kuvvetinin, kesme kuvveti altındaki kesitin taşıma gücünden az olması gerekir.

$$V_{res} = 0{,}20(f_{ck}/1{,}3)b.d \qquad \textbf{(5.33)}$$

3 nolu çatlağa paralel eğik beton basınç çubuklarına mesnet oluşturan ve dolayısıyla bunun düşey bileşenini kirişin üstüne asmak için konulan A_{sh} askı donatısı, (5.34)

$$V_d / 0{,}70 f_{ywk} \qquad \textbf{(5.34)}$$

denklemiyle hesaplanır. Kapalı düşey etriye şeklinde veya kapalı eğik etriye şeklinde veya esas donatının bükülebilir çapta olması durumunda, bu donatının ucuna 60°'lik

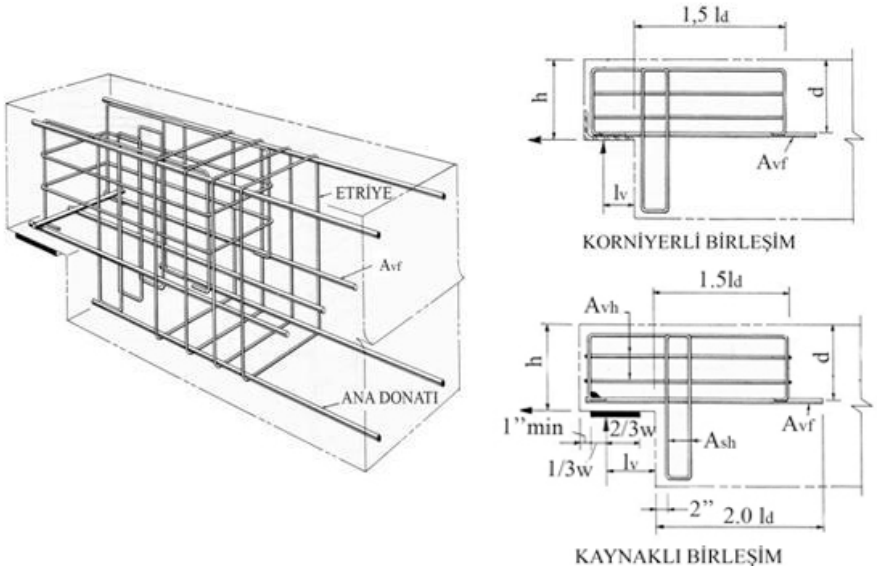
pilye ile yukarıya büküp, kirişin üst yüzünde bir çelik levhaya kaynaklanarak düzenlenebilir. A_{sh} donatısının düşey etriye şeklinde olması durumunda, bu donatılar kirişin inceltilmiş ucundan 0.30 - 0.40 d uzaklığa kadar yayılabilir.

4 nolu çatlağa karşı konan A_v donatısı ise (5.35) denklemindeki

$$A_v \geq \frac{1}{2 f_{ywk}} \left[\frac{V_d}{0{,}70} - 0{,}17 \sqrt{f_{ck}}\, b.d \right] \qquad \textbf{(5.35)}$$

şartı sağlamalıdır.

Amerikan yönetmeliğine göre şekil 5.9'da görüldüğü üzere kiriş ucunda inceltilmiş bir birleşim olduğunda ek önlemler alınmalıdır. A_{vf} ve A_{sh} hesapları daha önce belirtildiği gibi yapılmaktadır. A_{vf} yatay donatılarının korniyere kaynaklanması ile veya donatılara kaynaklanması ile ankrajı yapılmalıdır. Ek yatay donatılar A_{vh}, A_{vf}'nin yarısı kadar olmalı, l_v/d oranı da 0,40'ı geçmemeli, h yüksekliği ise kirişin uçtan uca derinliğinin yarısından az olmamalıdır.



Şekil 5.9 : İnceltilmiş uçlu kirişler

5.1.1.9 Gövde kısa konsolları

Ters T ve L kirişlerin ve taşıyıcı duvar panolarının taşıdığı elemanların mesnetlendiği ve genellikle kiriş veya pano boyunca uzanan kısa konsollarda, konsolun taşıdığı tekil yük $V_d < V_{res}$ olduğu durumlarda inceltilmiş uçlu kirişlerdeki hesaplar geçerlidir. Ancak V_{res} hesabında $s > b_o + h$ ise

$$V_{res} = 0{,}155h\sqrt{f_{ck}}(2l_c + b_0 + h) \quad \textbf{(5.36)}$$

$$V_{res} = 0{,}052h\sqrt{f_{ck}}(2l_c + b_0 + h + 2b_k) \quad \textbf{(5.37)}$$

değerlerinden küçük olan alınır.

Eğer $s < b_o + h$ ise

$$V_{res} = 0{,}078h\sqrt{f_{ck}}(2l_c + b_0 + h + s) \quad \textbf{(5.38)}$$

$$V_{res} = 0{,}052h\sqrt{f_{ck}}(l_c + (b_0 + h)/2 + b_k + s) \quad \textbf{(5.39)}$$

değerlerinden küçük olanı kullanılır. Konsolun boşluklu döşeme gibi sürekli veya çok sık tekil V_d (kN/m) yüküyle yüklenmesi durumunda

$$V_{res} = 0{,}15h\sqrt{f_{ck}} \quad \textbf{(5.40)}$$

kullanılır. Burada kesit boyutları mm, gerilmeler MPa, kuvvetler kN veya kN/m cinsindendir.

5.1.2 Moment aktaran birleşimler

Moment aktaran birleşimlerde yalnız eğilme momenti taşıyan kesitler pek görülmez. Bu tür kesitlerde moment yanında kiriş ve döşeme kesitlerindeki gibi kesme kuvveti ve kolon kesitlerindeki gibi basınç ve kesme kuvvetleri görülür. Bu yüzden birleşimlerde önemli olan elemanlara etkiyen moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvvetinin tersinir ve tekrarlanan yükler altında aktarılabilmesi ve istenen sünekliğin sağlanabilmesidir. Bunun için, birleşimlerde kullanılan çelik metal elemanların ve şantiyede yapılan kaynakların emniyet gerilmeleri yüzde 30 azaltılmalı veya malzeme katsayısı 1.5 alınmalıdır. Eğilme momenti aktaran birleşimler kuru ve ıslak birleşimler olabilir.

5.1.2.1 Kuru birleşimler

Kuru birleşimlerde kesitteki çekme kuvveti, çekme donatısını, sabit donatılara veya metal bir parçaya ve onu da sabit kabul edilebilen başka bir metal parçaya kaynakla veya manşonla birleştirerek veya çekme kuvvetinin etkidiği noktada bulonla, ardgerme ile birleştirerek aktarılabilir. Kesitteki basınç kuvveti ise kesit basınç bölgesine kenetlenmiş metal parçayı, başka bir metal parçaya kaynakla veya basınç bölgesi yüzünü, elemanın birleşim bölgesi yüzüne dayayarak temas düzlemine harç,

beton koyarak aktarılabilir. Basınç kuvveti büyük olduğunda ara malzeme olarak beton, harç yerine ince elastomer kullanılabilir. Kesme kuvveti de üst alt kolon yükseklik farkından oluşan çıkıntı ve kısa konsol ile aktarılır.

5.1.2.2 Islak birleşimler

Islak birleşimlerde kesitteki çekme kuvveti, iki elemanın çekme donatılarına fiyonglu bindirme veya kaynaklı ek tarafından aktarılır. Kesitteki beton basınç kuvveti, iki prefabrike elemanın arasına yerinde dökülen beton ile aktarılır. Kesme kuvveti aktarımı da prefabrike elemanın yerinde dökme beton bir eleman veya yerinde dökme beton bir bölge ile birleşiminde prefabrike elemanın birleşim yüzünde kenet dişleri ile sağlanır.

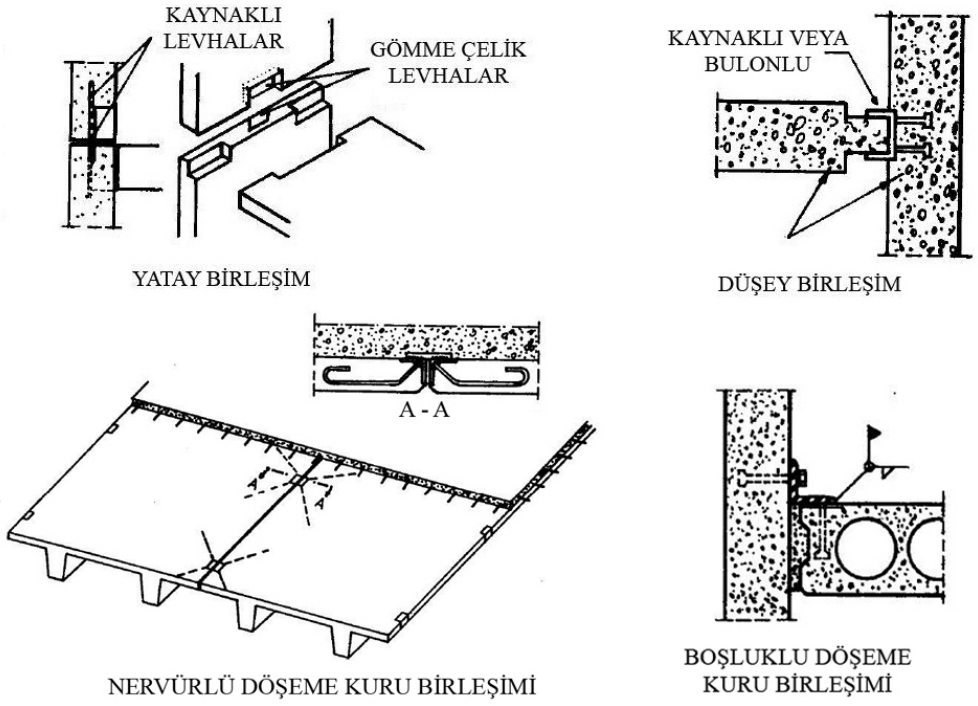
5.2 Panolar Arası Birleşimler

5.2.1 Taşıyıcı panolar arasındaki kayma birleşimleri

Taşıyıcı duvar panoları ile yapılan perdelerde, taşıyıcı duvarlarda ve rijitlik perdelerinde, panolar arasındaki düşey ve yatay birleşimlerde kayma olmaması, monolitik davranışın sağlanmış olması gerekir. Bu tür birleşimler pano kayma birleşimi olarak adlandırılırlar. Kuru ve ıslak olarak gruplandırılabilirler.

5.2.1.1 Kuru kayma birleşimleri

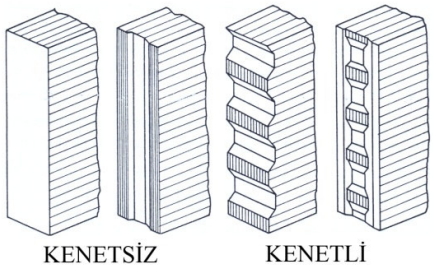
Kuru birleşimler, yerel olarak büyük etkilere sebep oldukları için, küçük kuvvetlerin aktarıldığı durumlarda kullanılması önerilir (Şekil 5.10). Kuru birleşimlerde birleşen elemanların kenarlarının iki veya üç yerine çelik birleşim parçaları yerleştirilir ve birleşim esnasında yan yana veya üst üste gelen bu parçalar birbirine kaynaklanarak kesme kuvvetinin aktarılması sağlanır. Bu tip birleşimlerde, çelik birleşim elemanları pano betonuna iyice kenetlenmeli ve kaynak emniyet gerilmesi yüzde 30 azaltılmalıdır.



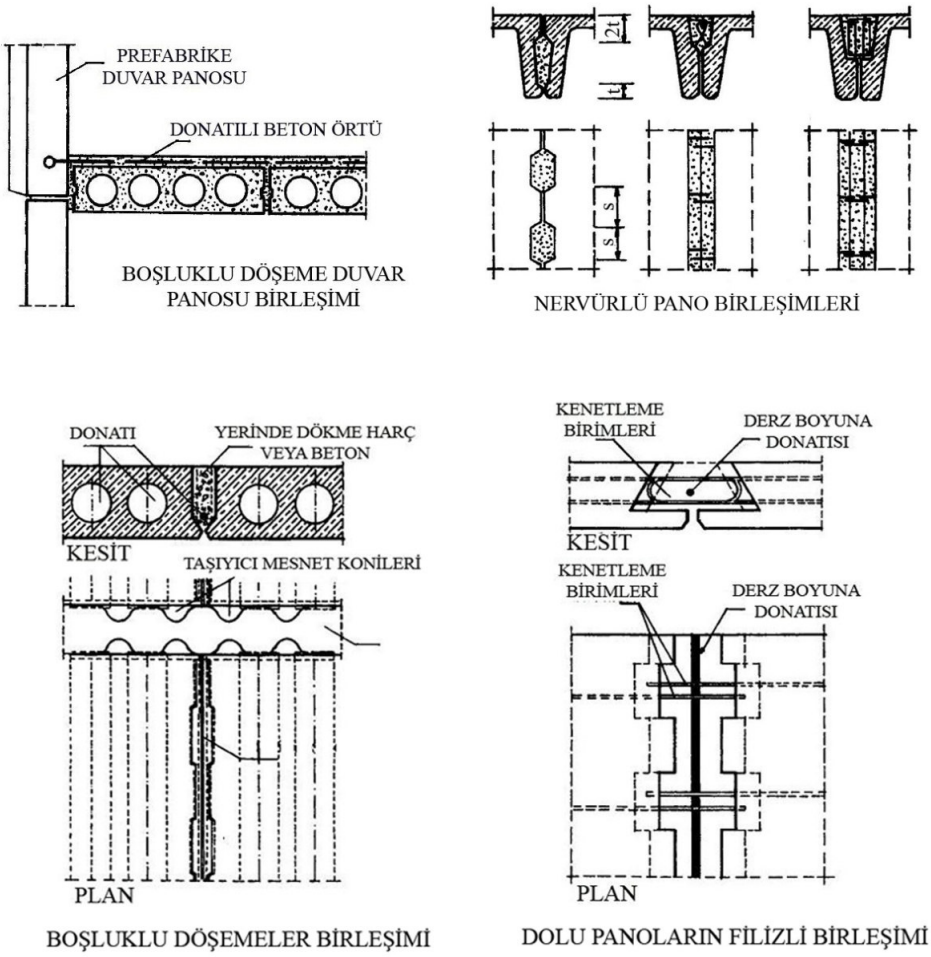
Şekil 5.10 : Kuru birleşim örnekleri

5.2.1.2 Islak kayma birleşimleri

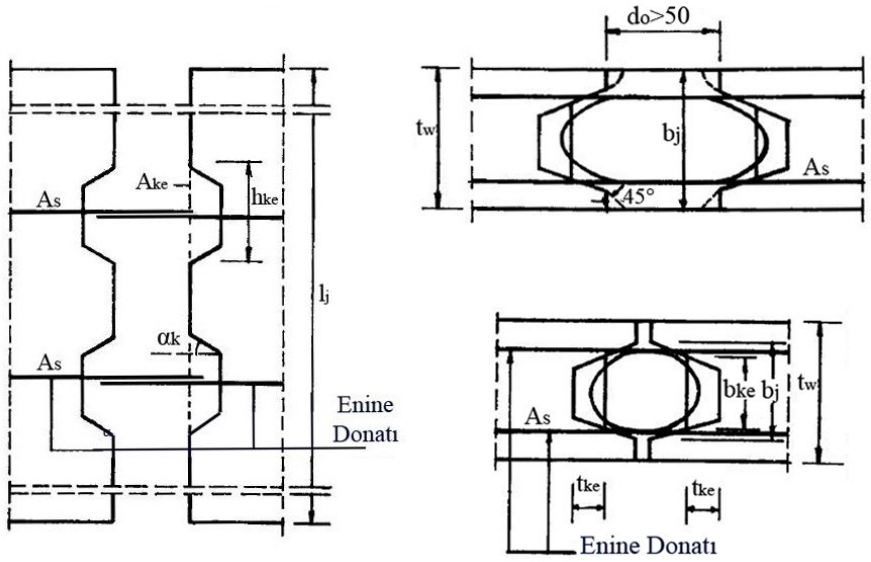
Islak birleşimlerde panoların birleşen kenar kesitleri kenetli veya kenetsiz olarak düzenlenebilir (Şekil 5.11). Birleşim kenetli ya da kenetsiz olsun, panoların birleşim kenar kesitlerinde kenara dik doğrultuda donatı filizleri bulunur. Enine donatı olarak adlandırılan bu donatılar kaynak veya fiyonglu bindirme ile eklenir. Kaynakla ek için aralık açık olmalıdır. İki pano aralığı daha sonra yerinde dökme beton ile doldurulur (Şekil 5.12).



Şekil 5.11 : Pano birleşim kesitleri



Şekil 5.12 : Islak birleşim örnekleri



Şekil 5.13 : Dolu panolar için kenet detayları

Kenetli birleşimlerde 1 m'de bir veya daha az kenet olması durumunda, birleşime tekil kenetli, kenet sayısı daha çok ise birleşime yayılı kenetli birleşim adı verilir (Şekil 5.13). Deprem bölgelerinde düşey ekleri kesinlikle yayılı kenetli yapılmalıdır. Tekil kenetler ancak aktarılacak kesme kuvvetinin küçük olduğu durumlarda yatay birleşimlerde kullanılabilir.

$$A_{ke} = b_{ke}.h_{ke}.n \le 0{,}2A_j \qquad \textbf{(5.41)}$$

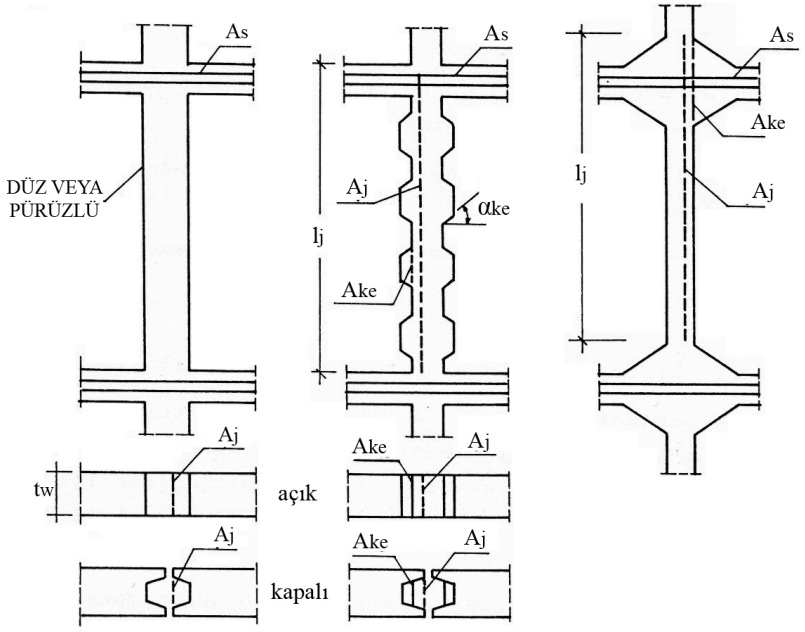
İse birleşim kenetsiz kabul edilmelidir.

$$A_j = b_j.l_j \qquad \textbf{(5.42)}$$

Kenetsiz birleşim yalnız yatay birleşimlerde ve V^* arttırılmış kesme kuvvetinin sürtünme kuvvetinden küçük olduğu durumlarda yapılabilir.

Kenetli ekte olması gereken geometrik özellikler;

$h_{ke} \ge 50mm.$ $f_{ke} \ge 10mm.$ $\frac{h_{ke}}{f_{ke}} < 8$ $\alpha_{ke} \ge 30^o$ $h_{ke} \le 500mm.$



Şekil 5.14 : Dolu panolar için kenet detayı

Kenetli veya kenetsiz bir ekte enine donatının sağlaması gereken şartlar:

$$\frac{A_s f_{yd} + N_d}{A_j f_{cd}} \ge 0{,}01 \qquad \textbf{(5.43)}$$

$$N_d \leq 0{,}01 A_j f_{cd} \quad \textbf{(5.44)}$$

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_j f_{cd}} \geq 0{,}01 \quad \textbf{(5.45)}$$

$$A_{ke} = b_{ke}.h_{ke}.n \quad \textbf{(5.46)}$$

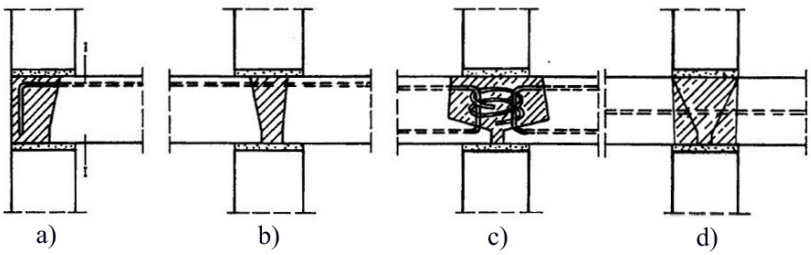
Enine donatı birleşim boyunca üniform olarak yayılmalıdır. Ancak düşey birleşimlerde V^* arttırılmış kesme kuvvetinin ve N_d'nin basınç olarak küçük olması durumunda enine donatı, bu panolara oturan döşemeler arasındaki yatay birleşim içine, kat hizasındaki çekme bağ çubukları artırılmak şartıyla konmuş olabilir. Enine donatı sürekli olmalı ve yerinde dökme betonla ankrajı yapıldığında, aderans bozukluğu olmadan donatı akma limitine erişebilmelidir.

5.2.2 Panolar arasındaki basınç birleşimleri

Panolarla oluşturulan taşıyıcı duvarlarda, bir üst kattaki N düşey kuvvetleri altındaki kata, alt duvar panosuna oturan döşeme panoları ile aralarındaki yerinde dökme beton tarafından ve üst duvar panosu ile alt duvar panosu arasında ise harç tarafından aktarılırlar. Bu tür birleşimlere panolar arası basınç birleşimi adı verilir.

Pano basınç birleşimleri, birleşimdeki döşeme panosu mesnedinin dönmeye karşı gösterdiği rijitliğe bağlı olarak sürekli, kısmen sürekli ve serbest birleşim olarak sınıflandırılır.

Mesnet momenti için gerekli donatısı olan şekil 5.15a ve b'deki birleşimler sürekli birleşimlerdir. Özel helisel teçhizat ile dönmeye karşı kısmen rijitliği sağlanmış, dolayısıyla sınırlı mesnet momenti taşıyabilen birleşim kısmen sürekli (şekil 5.15c) ve mesnet momenti donatısı olmayan, şekil 5.15d'deki birleşim ise serbest birleşimi göstermektedirler.



Şekil 5.15 : Birleşim kontrol kesitleri

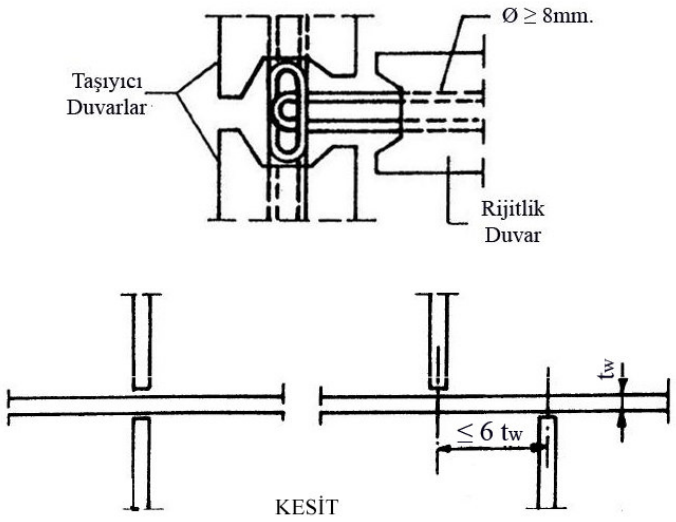
5.2.3 Taşıyıcı duvarlar ile rijitlik duvarlar arasındaki düşey birleşim

Duvarlar, kenarlarının duvar düzlemine dik yer değiştirmelerine engel olmak için döşemeler, ara taşıyıcı duvarlar, rijitlik duvarları veya yeterli rijitliğe sahip benzer yapı elemanlarıyla iki, üç veya dört kenarından tutturulmalıdır (Şekil 5.16).

Taşıyıcı duvarlar, kendilerini rijitleştiren duvarlara, kuru veya ıslak bağlantıyla, h/3 ve 2h/3'de olmak üzere en az iki noktada bağlanmalıdır. Her bir bağlantı (5.47)'de gösterildiği gibi,

$$T = N_r.h/30 \qquad \textbf{(5.47)}$$

değerinde bir çekme kuvvetine göre hesaplanmalıdır. Burada, h kat yüksekliği, N_γ rijitleştirilen taşıyıcı duvarın, rijitlik duvarı bölgesindeki toplam düşey kuvvetidir. Islak birleşimlerde donatı çapı en az 8 mm olmalıdır. Donatı eki fiyong veya kaynakla yapılabilir.



Şekil 5.16 : Taşıyıcı duvar - rijitlik duvarı birleşimi

Taşıyıcı duvarların iki taraftan aynı yerde kendisine dik iki rijitlik duvarı veya aralıkları taşıyıcı duvar kalınlığının en fazla 6 katı olan şaşırtılmış rijitlik duvarları ile tutulduğu yerlerde, derzlere donatı konmayabilir.

6. TASARIM ESASLARI

Hesaplar, kolay izlenebilir ve kontrol edilebilir olmalı, olabildiği kadar şekil içermeli ve aşağıdaki unsurları kapsamalıdır:

- Temel zemininin nitelikleri ve zemin emniyet gerilmesi,
- Kullanılacak donatı çeliği, beton sınıfı,
- Bina sistemi ve/veya münferit elemanların ölçüleri,
- Montaj planı ve gerektiğinde sırası,
- Elemanların kendi ağırlıkları,
- Varsa, öngerilme kuvvetleri ve öngerilme kayıpları,
- Elemanların kesitleri ve boyutları,
- Gerektiğinde birleşim detaylarının verilmesi,
- Eleman gerilmelerinin veya taşıma kapasitesinin, öngörülen yükler altında aşılmadığının gösterilerek, yapı güvenliğini sağlayacak sınırların içinde kalındığının kanıtlanması,
- Sehim, çatlak gibi şekil ve yer değiştirmelerin kabul edilebilir sınırlar içinde kaldığının gösterilmesi,
- Devrilme, kayma, mesnetlerden kalkma emniyetinin, mesnet deformasyonlarının, gerektiğinde birleşme noktalarının, kaldırma kancalarının ve montajda doğabilecek yüklere karşı tahkik,
- Hesapların bilgisayarla yapılması durumunda, programın dayandığı hesap esasları, veriler, çıkış bilgileri,

Prefabrike taşıyıcı sistemlerin yapımında, hesapta öngörülen özelliklerin sağlanması esastır. Bunun için,

a) Kat döşemelerinin diyafram davranışının sağlanması ve yatay kuvvetlerin yatay yük taşıyan elemanlara ve taşıyıcı sistemde düşey doğrultuda oluşabilecek çekme kuvvetlerinin de, çatıdan temele kadar aktarılması gereklidir. Bu amaçla, yatay ve düşey bağ elemanları ve bağ çubukları yapılmalıdır. Diyafram etkisi, donatısız veya donatılı yerinde dökme beton tabakası ile artırılabilir [9].

b) Taşıyıcı sistemin yapım gereği bir doğrultuda daha rijit olduğu sistemlerde yatay yüklerin bu doğrultuya dik etkileri, uygun yerlerde yapılacak prefabrike veya yerinde dökme perde duvarlarla veya çerçeve etkisi yaratan rijitlik kirişleriyle temele aktarılmalıdır [9].

c) Prefabrike taşıyıcı sistemlerde de, zamana ve ısıya bağlı şekil değiştirmelerinden meydana gelebilecek iç kuvvetler, genleşme derzleri ve sıcaklık etkisini azaltan örtü tabakalarıyla azaltılmaya çalışılmalıdır [9].

6.1 Proje Kriterleri ve İç Kuvvetlerin Hesabı

Prefabrike taşıyıcı sistem ve binalarda, TS 500 ve TS 3233'de verilen son ve kullanılabilirlik limit durumlarının yanısıra, hesapta dikkate alınması gereken bazı özel limit durumlar vardır [9].

Projelendirmede aşağıda belirtilen özel limit durumlar için de tahkik yapılmalıdır:

1. Elemanların kalıptan alma, taşıma ve montaj durumlarının tahkiki.

2. Gerektiğinde prefabrike eleman birleşimlerindeki şekil ve yer değiştirmelerle, süneklilik derecesinin tahkiki,

3. Özellikle panolu taşıyıcı sistemlerde, elemanlardan birinin yerinden çıkması veya kırılması durumunda ani ve aşamalı yıkılmaya karşı tahkik. Yapı yaşamı sırasında, gaz veya kazan patlaması, taşıt çarpması, deprem gibi etkiler nedeniyle bu tip bir yıkılmaya maruz kalabilir. Bu durumda yapıda meydana gelen hasarın sınırlı ve kısmi olması, yapının diğer bölümlerinin stabilitesine etkimemesi istenir. Bunun için de, yapının tasarımı sırasında, taşıyıcı sistemin düzenlenmesi ve bağ sistemlerinin teşkilinde bu husus dikkate alınmalı, normal olarak taşıyıcı olmayan elemanların bile sisteme katkısı hesaba katılmalıdır.

Mafsallı çerçeveler dışındaki monolitik olarak tasarlanmış prefabrike yapıların iç kuvvetlerinin hesabında, bu yönetmelikte belirtilen hususlara uyulmak koşuluyla, malzemenin doğrusal elastik olduğu ve döşemelerin diyafram gibi davrandığı kabul edilebilir. Bunu yaparken, birleşimlerde meydana gelebilecek her türlü rijitlik azalması ve bağ sistemlerinde en az donatı koşulları dikkate alınmalıdır.

Taşıyıcı sistem davranışının monolitik ve malzemenin doğrusal elastik davranıştan çok farklı olmasının beklendiği durumlarda düşey taşıyıcı sistemler için hesap, söz konusu eleman ve birleşimlerin,

1. Rijitlikleri azalmadığına göre,

2. Rijitlikleri öngörülen oranda azalmış olduğuna göre

iki kez yapılıp, boyutlandırma en kritik durum dikkate alınarak sonuçlandırılır.

Gerektiğinde, yapımın değişik aşamalarında, sistem özelliklerinin değişimine bağlı olarak yüklemeler ayrı ayrı hesaplanmalı ve yük kombinezonları buna göre yapılmalıdır.

Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında TS 500, TS 3233 ve "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" esaslarına uyulmalıdır. Ancak, bu standardın esasları da yerine getirilmelidir.

6.2 Yük Katsayıları

Yük katsayılarının seçiminde birleşimdeki elemanların güvenli yük katsayısından büyük olanının seçilmesi önerilir. Bunun sebebi ise limit yükler altında birleşen elemanlar arasında büyük dönmeler, deformasyonlar meydana gelme olasılığıdır. Bu yüzden yük şiddeti, yönü ve etkime noktası gibi küçük değişikliklerin oluşturacağı etkileri göz önüne almak yerine yük katsayılarını büyük seçmek daha mantıklı bir çözümdür.

TS 9967'de deprem etkilerinin hesap edilmediği durumlarda birleşimlere gelen, katsayıyla arttırılmış hesap yükleri (1.4G+1.6Q) ilave olarak 4/3 değerinde bir katsayıyla daha arttırılmalıdır. Deprem göz önüne alınarak yapılan hesapta ise katsayıyla arttırılmış yükler (G+Q), 4/3 katsayısı ile çarpılmalı ayrıca 1.2 veya 1.5 katsayısıyla arttırılmış deprem yükleri (E) ilave edilmelidir. Neopren gibi mesnet ara malzemelerinin hesabında da katsayıyla arttırılmamış yükler kullanılır. Korniyer, kaynak gibi malzemelerle gerçekleştirilen bazı özel birleşimlerde malzeme katsayıları da arttırılmalıdır.

Eğilme etkisindeki elemanların mesnetlerinde yatay yük varsa ve bu yükün değeri hesapla bulunmamışsa, düşey yükün en az 1/10'u yatay yük olarak hesaba katılabilir.

6.3 Kesme Sürtünmesi

Kesme sürtünmesinin uygulamadaki anlamı birleşim bölgelerindeki betonda istenmeyen çatlakların oluşumudur. Çatlakları engellemek için elemanlara süneklik kazandırmak gereklidir. Bu da çatlak yüzeyinden geçen donatı ile sağlanır. Betonarme veya öngerilmeli beton bir elemanda, beton ile birlikte veya sonradan dökülmüş bir parçanın, ilk dökülen bölümden ayrılmaması ve bu ara kesitte oluşacak çatlağın pürüzlü yüzündeki sürtünme kuvvetlerini almak için konacak kesme-sürtünme donatı alanı (A_{sf}) TS 9967'ye göre (6.1) ile hesaplanır. A_{sf} donatısı çatlak yüzeyine dik doğrultuda ve gerekirse çelik lamalarla kaynaklanarak iki parçaya tamamen kenetlenmiş olarak yerleştirilmelidir.

$$A_{sf} = \frac{V_d}{0{,}7 f_{yk} . \mu_e} (mm^2) \qquad \textbf{(6.1)}$$

$$\mu_e = \frac{6{,}9 \lambda^2 A_{cr} . \mu}{V_d} \qquad \textbf{(6.2)}$$

λ : 1 (Normal betonlar için) λ : 0.75 (hafif betonlar için)

μ : Çizelge 6.1'den alınacak değer,

Çizelge 6.1 : Sürtünme katsayıları

Temas Yüzeyi Durumu	μ (PCI)	μ (TS 9967)	Max μ_e
İki beton birlikte dökülmüş	1.4	1.4	3.4
Ek sonradan dökülmüş, eski betonun yüzü yeterince pürüzlü	1.0	1.0	2.9
Ek sonradan dökülmüş, eski betonun yüzü yeterince pürüzlü değil	1.0	0.4	2.2
Ek çelik üzerine dökülmüş	0.7	0.6	2.4

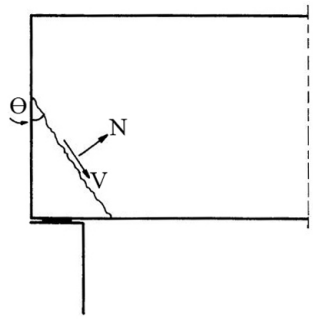
Ayrıca temas yüzeyine dik bir H_d çekme kuvveti varsa, A_{sf} yanı sıra (6.3)'deki A_n

$$A_n = \frac{H_d}{0{,}7 f_{yk}} (mm^2) \qquad \textbf{(6.3)}$$

donatısı eklenmelidir. H_d her durumda düşey mesnet reaksiyon kuvvetinin %10'undan küçük olmamalıdır.

Bunların yanında çatlak kontrolü de yapılmalı, çatlak oluşmaması durumunda donatı konmasına gerek kalmaz. Çatlak kontrolü, çatlaması olağan A_{cr} çatlak yüzeyinde oluşacak asal gerilmelerin belli bir değerden küçük olup olmadığı araştırılmalıdır. Aşağıdaki şart sağlanmıyorsa donatı gereklidir (Şekil 6.1). γ_{n1}: 1,2 alınabilir.

$$\gamma_{n1}.\sigma_1 \le \frac{0{,}75 f_{ck}}{1{,}4.12{,}5} \qquad \textbf{(6.4)}$$



Şekil 6.1 : Çatlak yüzeyi için örnek

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}\sigma_c - \sqrt{\frac{\sigma_c^{\,2}}{2} + \tau^2} \qquad \textbf{(6.5)}$$

$$\tau = (3/2).(V / A_{cr}) \qquad \textbf{(6.6)}$$

$$\sigma_c = (N / A_{cr}) \qquad \textbf{(6.7)}$$

6.4 Genleşme Derzi Aralıkları

Genleşme derzi aralıkları, taşıyıcı sisteme ve iklim koşullarına uygun olarak seçilmelidir. Gerekli konstrüktif önlemleri almak koşuluyla, hesap yapılmaksızın çizelge 6.2'de verilen ortalama değerleri aşmayan aralıklar uygundur.

Çizelge 6.2 : Genleşme derzi aralıkları

İklim Koşulları	Yapı Türü		
	Büyük panolu yapılar	Moment aktaran çerçeveli yapılar	Mafsallı çerçevelerden oluşan yapılar
Sıcaklık farkının az olduğu nispeten rutubetli ortamlarda	60	70	80
Sıcaklık farkının çok olduğu nispeten kuru ortamlarda	50	60	70

6.5 Saplamalar ve Korniyerler

Döküm sırasında betona gömülmüş başlıklı çelik saplamalar, kesme kuvveti ve kesme kuvvetinden oluşan eğilme momenti veya çekme kuvveti etkilerini beraber taşıyabilir. Ancak bu tür elemanların söz konusu etkileri taşıma gücü, betonun ve çeliğin dayanımına bağlıdır.

6.5.1 Kesme kuvveti taşıyan saplamalar

Bu tip saplamalar kesme kuvveti etki noktası gömülen betonun yüzü ve dolayısıyla kuvvet manivela kolu yaklaşık sıfır olan saplamalardır (Şekil 6.2b). Saplamanın serbest bir kenara yakın olmadığı durumda kayma mukavemeti (6.8),

$$V_{res} = 0{,}70 A_b . f_{yk} \qquad \textbf{(6.8)}$$

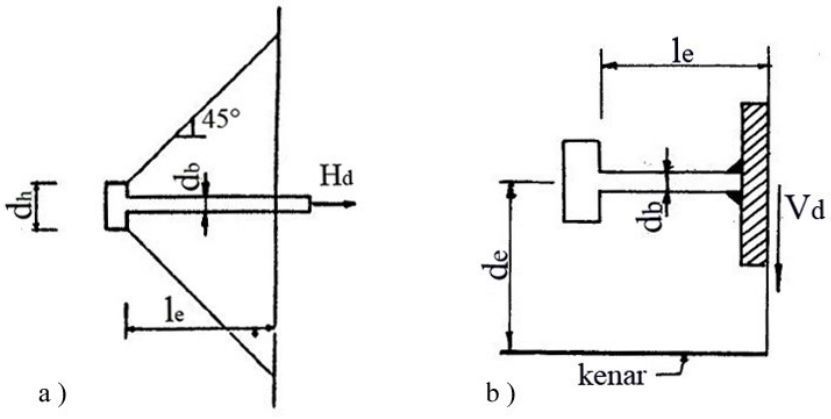
Burada, A_b saplamanın en kesit alanı, $f_{yk}=0{,}9f_{s,}$ f_s saplama malzemesinin karakteristik akma mukavemetidir (400MPa). Ayrıca $V_{res}<0{,}70V_d$ şartını sağlamalıdır.

Saplamanın serbest bir kenara yakın olduğu durumda kayma mukavemeti (6.9),

$$V_{res} = 0.111(d_e - 25).\lambda.\sqrt{f_{ck}} \qquad \textbf{(6.9)}$$

Burada d_e saplamanın serbest kenara mesafesidir ve 60 mm'den büyük olmalı, λ normal betonlar için 1, hafif betonlar için 0,75 alınır. Çeliğe bağlı olarak kayma kuvvetinin en büyük değeri ise (6.10),

$$V_{res,s} = 0{,}60 A_b . f_y \qquad \textbf{(6.10)}$$



Şekil 6.2 : a) Çekme kuvveti, b) kesme kuvveti taşıyan başlıklı saplama

6.5.2 Çekme kuvveti taşıyan saplamalar

$$H_{res} = 0{,}70A_0(0{,}333\sqrt{f_{ck}}) \quad \textbf{(6.11)}$$

$$A_0 = \sqrt{2}l_e\pi(l_e + d_h) \quad \textbf{(6.12)}$$

Kesik koni yanyüzü mm^2, f_{ck} MPa boyutundadır.

Tek bir saplamanın serbest kenara yakın olması durumunda H_{res} çekme mukavemeti, serbest kenara uzaklık olmak üzere (6.13),

$$C_{es} = (d_e / l_e) < 1{,}0 \quad \textbf{(6.13)}$$

katsayısı ile çarpılmalıdır. Saplama bir köşeye yakın ise (6.14),

$$C_{es} = (d_{e1} / l_e).(d_{e2} / l_e) \quad \textbf{(6.14)}$$

değeri kullanılmalıdır. Burada $d_{e1}>d_{e2}$ õn köşeyi teşkil eden her iki serbest kenara uzaklıklarıdır (Şekil 5.1a).

6.5.3 Kesme ve çekme kuvveti taşıyan başlıklı saplamalar

Bu tip saplamalarda,

Beton için $\left(\frac{V_d}{V_{res}}\right)^{4/3} + \left(\frac{H_d}{H_{res}}\right)^{4/3} \le 1$ **(6.15)**

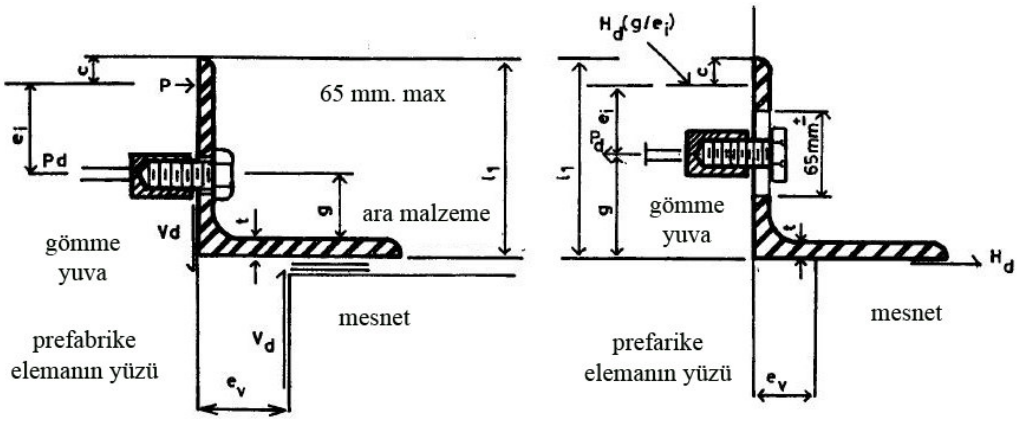
Çelik için $\left(\frac{V_d}{V_{res,s}}\right)^{4/3} + \left(\frac{H_d}{H_{res,s}}\right)^{4/3} \le 1$ **(6.16)**

$$H_{res,s} = 0{,}70A_b.f_{yk} \quad \textbf{(6.17)}$$

Koşulları sağlanmalıdır. Başlıklı saplamaların kaynakla birleştirildiği çelik plakanın t kalınlığı $t \ge (2/3)d_b$ olmalıdır, burada d_b saplamanın nominal çapıdır.

6.5.4 Korniyerler

Korniyerler prefabrike elemanların bir yere oturtulması ve oraya bir V_d düşey yükünün aktarılması veya prefabrike eleman üzerindeki H_d yatay kuvvetinin bir mesnede aktarılması için kullanılabilir. Şekil 6.3'te V_d düşey yükünün ve H_d yatay yükünün aktarılışı gösterilmiştir.



Şekil 6.3 : Düşey ve yatay yük taşıyan korniyer

Düşey kuvvet halinde bulondaki kuvvet (6.18)

$$P_d = V_d (e_v / e_i) \quad \textbf{(6.18)}$$

korniyerin alt kenarına gelen moment M_d (6.19)

$$M_d = e_v . V_d \quad \textbf{(6.19)}$$

korniyer t kalınlığı (6.20)

$$t = \sqrt{(4V_d . e_v)/(0{,}70 f_{yk} . b} \quad \textbf{(6.20)}$$

şeklinde hesaplanır.

Yatay kuvvet H_d olması halinde bulondaki kuvvet (6.21)

$$P_d = H_d (1 + (g / e_1)) \quad \textbf{(6.21)}$$

korniyere gelen moment (6.22)

$$M_d = H_d . g \quad \textbf{(6.22)}$$

korniyer t kalınlığı (6.23)

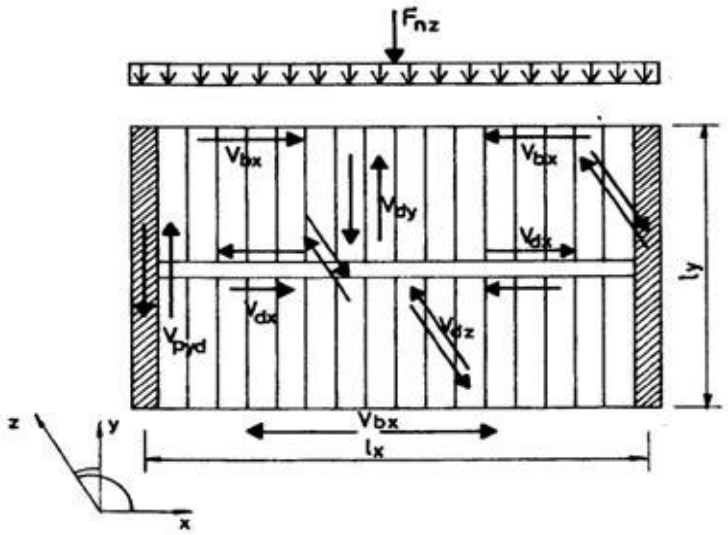
$$\min t = \sqrt{(4H_d . g)/(0{,}70 f_{yk} . b} \quad \textbf{(6.23)}$$

Burada b korniyer genişliğidir. t, e_v, b, g (mm), V_d , H_d (N), f_{yk} (MPa) alınır.

6.6 Panolar Arasındaki Kuvvetler

Üç kenarından veya karşılıklı iki kenarından mesnetli birden fazla pano ile oluşturulan döşemelerde, (Şekil 6.4) panolar arasındaki düşey V_{dz} kuvveti,

aralıklardaki kesit boşlukları harçla veya döşeme elemanlarından filiz olarak bırakılan donatıların kaynak veya fîyongla eklenmesiyle aktarılır.



Şekil 6.4 : Pano aralarındaki kuvvetler

Panolar arasındaki V_{dy} kayma kuvveti, döşeme tipi ve kuvvetin büyüklüğüne bağlı olarak, panolar arasını harçla doldurarak, panolar arası harçtaki kayma mukavemetinin taşıma gücüne göre 0.3 MPa'yı geçtiği durumlarda, bölüm 5.2'deki kesme sürtünmesine göre hesaplanan ve pano aralıklarına dik konan kesme-sürtünmesi donatısıyla, kayma mukavemetinin yetersiz kalması durumunda, boşluklu panoların veya nervürlü panoların üst yüzünde kenetler oluşturularak aktarılır.

Döşeme düzlemi içindeki yatay yükler V_{pdy} ise, ıslak veya kuru birleşimlerle taşıyıcı duvar panoları veya kirişlere aktarılmalıdır. Paralel olması durumunda taşıyıcı bir duvar veya kiriş ile boşluklu panolar arasında yatay yükler için en çok 4.80 metrede bir enine bağlantı yapılmalıdır.

Kat döşemesindeki başlık kuvvetleri V_{bx}, basınç durumunda, panolar arasındaki dolgu harçları veya çelik lama veya profil parçalarının kaynakla birleştirilmeli, çekme durumunda ise bağ elemanı donatıları ile aktarılmalıdır.

6.6.1 Panolar arası düşey kayma güvenliği

Düşey birleşimlerde güvenliğin sağlanması için $V_{res} > \gamma_{er} V_d$ olması gerekir. Burada, γ_{er} 4/3'dür ve lineer teori ile hesap sonucunda oluşan hatayı engellemek için getirilmiş bir katsayıdır.

$$w_s = \frac{A_s f_{yk}}{A_j f_{cd}} \quad \textbf{(6.24)}$$

$w_s \leq 0{,}15$ olduğunda,

$$V_{res} = \beta_1 . A_{ke} . f_{cd} + \beta_2 . A_s . f_{yk} \quad \textbf{(6.25)}$$

$w_s > 0{,}15$ olduğunda,

$$V_{res} = \beta_1 (A_{ke} + 0{,}02 A_j) f_{cd} + \beta_3 . A_s . f_{yk} \quad \textbf{(6.26)}$$

şeklinde hesaplanır.

$$A_j = b_j . l_j \quad \textbf{(6.27)}$$

Panolar arasındaki düşey kayma taşıma kapasitesi ise, $V_{res} < 0{,}30 A_j . f_{cd}$ olmalıdır.

Çizelge 6.3 : β değerleri

Birleşim Türü	Yayılı Enine Donatı			Konsantre Enine Donatı	
	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
Kenetsiz, Düz	0	0,6	0,5	0,5	0,4
Kenetsiz, Pürüzlü	0	0,6	0,75	0,7	0,6
Kenetli	0,07	0,9	0,75	0,9	0,6

Birleşimin üzerinde döşeme varsa, döşeme panoları arasındaki yerinde dökme beton alanı A_{tb}, A_{ke} alanına katılabilir.

Yayılı kenetli bir köşe birleşiminde kayma donatıları yalnız üst ve alt döşeme aralıklarına konmuş bağ çubukları ile sağlanmış ise, V_{res} yüzde 30 azaltılmalıdır. Tekil kenetler A_{ke} yerine A_j alınmalı, donatısı olmayan kenetli birleşimler kenetsiz kabul edilmelidir. Yerel basınç tahkiki yapmak şartıyla, tekil kenetlerin kayma kuvveti kesme-sürtünme donatısıyla artırılabilir. Yalnız basınç etkisindeki düşey bir birleşimde kayma donatısı oranı, $w_s \geq 0{,}01$ olmalıdır. A_s kayma donatısı birleşim boyunca eşit olarak dağıtılmalıdır. Ancak, artırılmış kesme kuvvetinin küçük olması durumunda kayma donatısı, bu panolara oturan döşemeler arasındaki yatay birleşimin içine de konulabilir. Kayma donatısı sürekli olmalı ve kenetlenme bozulmadan donatı akma sınırına erişmelidir.

6.6.2 Panolar arasındaki yatay kayma güvenliği

Panolar arasındaki yatay birleşimlere, düşey yüklerden gelen basınç kuvveti, yatay yüklerden gelen kesme kuvveti, normal kuvvet ve eğilme momenti etkimektedir. Bu yüzden yatay pano birleşimlerinin hesabı yalnız basınç gerilmelerine, yalnız çekme gerilmelerine, hem basınç hem çekme gerilmelerine göre yapılmaktadır.

Birleşimdeki pano yatay kesitleri, enine dışmerkezlilikler de gözönüne alınarak taşıma gücü metodu ile hesaplanmalıdır. Birleşimlere konulacak kayma donatısı, düşey çekme çubukları şeklinde panonun kenarlarına veya pano içine, komşu pano ile düşey birleşim yerlerine, ekler yapılmış olarak ya da kapı-pencere kenarlarındaki düşey donatıların ekleri yapılarak düzenlenmelidir.

Panonun her bir kenarındaki yatay birleşim için donatı $A_s > 0{,}0005 l_w.t_w$ şartını sağlamalıdır. Burada l_w pano genişliği, t_w pano kalınlığıdır.

6.6.2.1 Yalnız basınç gerilmelerine göre yatay kayma güvenliği

Yalnız basınç etkisindeki birleşimlerde, yatay yüklerden gelen N_d normal yükünün oluşturduğu sürtünme kuvveti, kayma güvenliğinin sağlanmasında hesaba katılmalıdır. Birleşimin kayma taşıma kapasitesi $V_{res} < 0{,}30 A_j.f_{cd}$ şartını sağlamalıdır..

$$w_s = \frac{A_s f_{yk} + N_d}{A_j . f_{cd}} \qquad \textbf{(6.28)}$$

$w_s \le 0{,}15$ olduğunda,

$$V_{res} = \beta_1 . A_{ke} . f_{cd} + \beta_2 (A_s . f_{yk} + N_d) \qquad \textbf{(6.29)}$$

$w_s > 0{,}15$ olduğunda,

$$V_{res} = (\beta_1 . A_{ke} + 0{,}02 A_j) f_{cd} + \beta_3 (A_s . f_{yk} + N_d) \qquad \textbf{(6.30)}$$

şeklinde hesaplanır. $V_d < \mu_e.N_d$ ise β_1, 0 alınabilir. β değerleri çizelge 6.3'den alınmalıdır.

Kenetsiz olup, $N_d > A_j.f_{cd}$ basınç kuvveti etkisindeki yatay birleşimlerin taşıma kapasitesi (6.31),

$$V_{res} = \beta_1 . A_{ke} . f_{cd} + \beta_2 . A_s . f_{yk} \qquad \textbf{(6.31)}$$

Yalnız basınç etkisindeki düşey bir birleşimde kayma donatısı oranı, $w_s > 0,01$ olmalıdır. Burada N_d yatay yükten gelen normal kuvvettir. Ağ kayma donatısı birleşim boyunca eşit olarak dağıtılmalıdır. Ancak, artırılmış kesme kuvvetinin küçük olması durumunda kayma donatısı, bu panolara oturan döşemeler arasındaki yatay birleşimin içine de konulabilir.

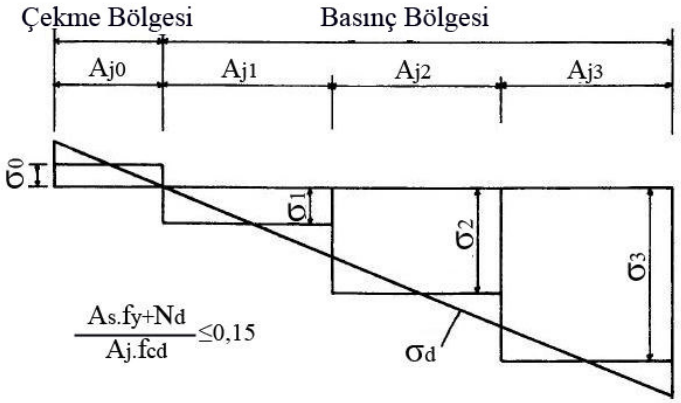
6.6.2.2 Yalnız çekme gerilmeleri etkisindeki birleşimler

N_d'nin çekme olduğu yatay birleşimlerde $N_d < A_s.f_{yk}$ ise V_{res} (6.32) ile hesaplanır.

$$V_{res} = \beta_1 A_{ke} f_{cd} + \beta_2 (A\ f_{yk} - N_d)\left[1 - \frac{N_d}{A_s f_{yk}}\right] \quad \textbf{(6.32)}$$

6.6.2.3 Hem çekme hem basınç gerilmelerinin etkisindeki birleşimler

Yatay birleşimler genellikle deprem gibi yatay kuvvetler altında hem basınç hem de çekme gerilmelerinin etkisine girer. Bu durumda, homojen, lineer elastik teori ile hesaplanan normal gerilme diyagramı, şekil 6.5'teki gibi yeterli sayıda dikdörtgen bölüme ayrılarak, her bölüme düşen normal kuvvet hesaplanır.



Şekil 6.5 : Gerilme dağılımı

$$N_m = t_w \sigma_m a_{jm} (m = 0,1,2...) \quad \textbf{(6.33)}$$

Burada, σ_m(m.) dikdörtgendeki gerilme değeri, a_{jm}(m.) dikdörtgendeki taban uzunluğudur.

$$V_{res} = \sum_{m=0}^{m} V_{res,m} \quad \textbf{(6.34)}$$

Kayma güvenliğinin sağlanması için $V_{res} > \gamma_{er}.V_d$ koşulu sağlanmalıdır. γ_{er} 4/3 alınmalıdır.

Hem basınç hem de çekme etkisindeki yatay bir birleşimde çekme bölgesindeki donatı alanı $A_{sç}$ (6.35),

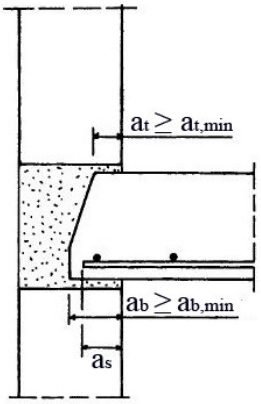
$$A_{sç} = \frac{N_d}{f_{yk}} \qquad \textbf{(6.35)}$$

$$A_{sç} = 0{,}0005 l_w.t_w \qquad \textbf{(6.36)}$$

M_d, N_d ile bulunan çekme donatısı alanlarının büyüğü kadar olmalıdır.

6.6.3 Pano basınç birleşimlerinde sınırlamalar

Döşeme alt donatısının a_s aderans boyu hasır donatı halinde kayma donatısı yoksa 4Ø'den az olmamalıdır. Döşeme panosunun duvar panosu üstüne oturması halinde, döşemenin bu doğrultudaki açıklığına bağlı olarak l ≤ 6m. ise $a_{b,min}$ oturma genişliği, en az, sürekli mesnetlerde 30 mm, karşılıklı iki kenarından serbestçe oturmada 50 mm, üç veya dört kenarından serbestçe oturmada 40 mm olmalıdır. l > 6m ise l ≤ 6m. olduğunda verilen değerler (l/6) katsayısıyla arttırılarak kullanılmalıdır (Şekil 6.6).



Şekil 6.6 : Kenetleme boyu için kesit

Duvar panosu mesnedinde, kesme kuvveti hesap değeri (6.37),

$$V_{fd} \le 0{,}25 f_{ctd} \chi (1 + 50\rho) b.d \qquad \textbf{(6.37)}$$

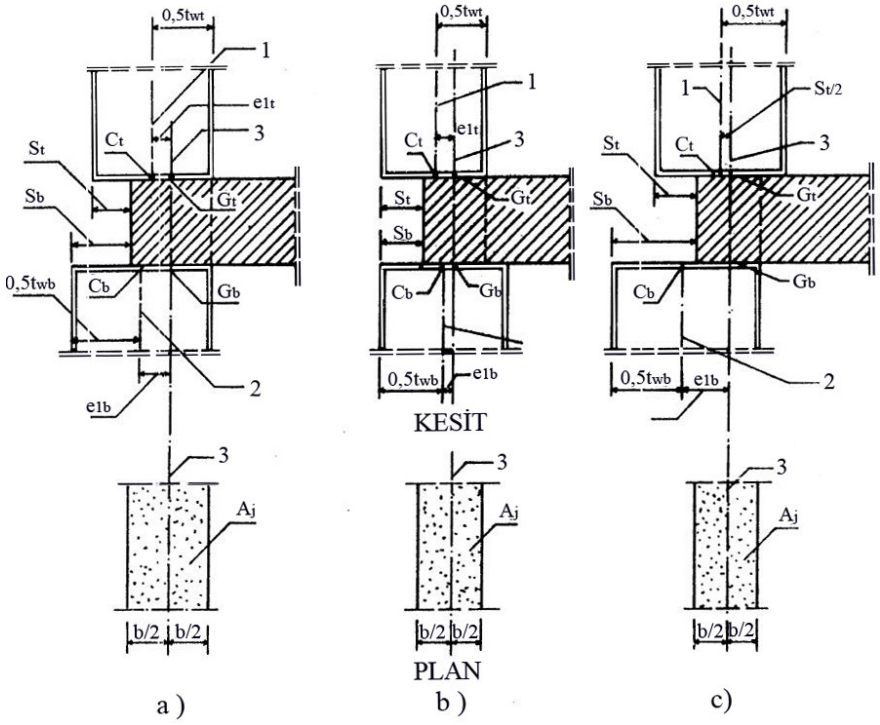
$$\chi = 1{,}6 - d \quad \text{(d'nin birimi m.)} \qquad \textbf{(6.38)}$$

Burada, d döşeme panosu faydalı yüksekliği, ρ döşeme donatısı oranı, b mesnet genişliğidir.

Döşeme panosu üst kenarı duvar panosu altına girdiğinde, birleşim sürekli değilse, a_t en az duvar panolarının enine donatı yoksa 40 mm, enine donatı varsa 30 mm. olmalıdır. Döşeme panolarının, üst donatı için filizleri varsa a_t bu filizlerin sonuna kadar olan boy olarak alınır. Serbest birleşim durumunda sıfır olarak kabul edilmelidir.

6.6.4 Birleşim ve duvar panosundaki dışmerkezlikler

Pano basınç birleşimlerinde, döşeme panosunun üst duvar panosundan alt duvar panosuna düşey yük aktaran bölümü, tabanı, duvar panolarının taşıyıcı tabakaları ile döşeme panosu kenarlarının yatay bir düzlemde belirttikleri ortak alan ve yüksekliği döşeme panosunun yüksekliği olan prizma olarak kabul edilebilir (Şekil 6.7).



Şekil 6.7 : Dış merkezlikler

Burada, (1) düşey ekseni, üst pano taşıyıcı kısım kesiti eksenini, (2) düşey ekseni, alt pano taşıyıcı kısım kesiti eksenini, (3) düşey ekseni, yük aktaran prizma kesiti eksenini göstermektedir.

t,b indisleri sırasıyla üst ve alt panoya ait büyüklükleri, G_t, G_b prizma ekseninin üst ve alt noktalarını, C_t, C_b sırasıyla üst ve alt pano taşıyıcı kısım eksenlerinin prizma üst ve alt tabanlarını kestiği noktaları, S_t, S_b üst ve alt pano taşıyıcı kısımlarının dış

kenarlarının döşeme panosu dış kenarına uzaklıklarını, A_j aktarma prizması enkesit alanını göstermektedir.

e_{1t}, e_{1b} uzaklıkları üst taşıyıcı düzlemle prizma ve alt taşıyıcı düzlemle prizma eksenlerinin üst üste gelmemesi sebebiyle

a) üst duvar alt kesitinde ve prizma alt kesitinde

b) alt duvar üst kesitinde ve prizma alt kesitinde

meydana gelmiş dış merkezliklerdir.

Ancak sözkonusu dış merkezliklerin, yerleştirmede beklenmeyen e_s, üst duvar panosundaki düşey yüklerin bileşkesinin taşıyıcı tabaka ekseni olan (1) ekseni dışında etkimesi sebebiyle e_{2t}, pano orta düzleminde e_3 gibi hataları vardır.

Duvar panosunun i. kat kesitinde dış merkezlik $e_{2t,i}$, şekilden

$$R_p = p_3 + p_2 + p_d \qquad \textbf{(6.39)}$$

İle e_{pi} bulunduktan sonra

$$e_{2t,i} = \frac{R_p . e_{pi}}{N + R_p} \qquad \textbf{(6.40)}$$

olarak hesaplanır.

Panonun (i-1). Kesitinde ilave yüklerden doğan $e_{2t,(i-1)}$ dış merkezliği şekilden

$$e_{2t,i-1} = \frac{R_p . e_{pi}}{N + R_p + P_i} \qquad \textbf{(6.41)}$$

olarak bulunur.

Burada, (1) taşıyıcı tabaka orta düzlemi ekseni, N duvar panosuna i. katın üstünden gelen düşey yük, p_3, p_2, p_1 dış, izolasyon ve taşıyıcı tabaka ağırlıkları, t bu tabakaların kalınlıkları, c bu reaksiyonun yayılma genişliğidir.

Buna göre panonun üst kesitinde dış merkezlik e_i, ele alınan örnekte $e_{1t,i}=0$ olduğundan,

$$e_i = 0 + e_{2ti} + e_3 \qquad \textbf{(6.42)}$$

ve aynı panonun (i-1). kattaki alt kesitindeki dış merkezlik e_{i-1},

$$e_{i-1} = e_{1t,(i-1)} + e_{2t,(i-1)} + e_s + e_3 \quad \textbf{(6.43)}$$

olarak hesaplanır.

Bu hesaplarda $e_{1t,i}$ ve $e_{2t,i}$'lerin zıt işaretli de olabilirler.

Bir duvar panosunun alt kesitindeki e_{i-1} eksantrisitesi, bu pano altındaki basınç birleşiminin hesabında gözönüne alınması gereken dış merkezliktir. Duvar panosunun yüksekliğinin orta kısmında ise e_0 ile gösterilecek olan bir dış merkezlik vardır. Bu dış merkezlik (6.44) ile hesaplanır.

$$e_0 = \sqrt{0,3\left(e_i^2 + e_{i-1}^2\right) + 0,4 e_i . e_{i-1}} + e_k + e_z \quad \textbf{(6.44)}$$

Burada, e_k, duvarların (l) ekseninin yerinde olmamasından ortaya çıkan 0.002 h_w mertebesinde beklenmeyen bir hata, e_2 pano düzlemine dik deprem etkilerinin doğurduğu bir dış merkezliktir. e_0 duvar panolarının stabilite hesaplarında kullanılır.

6.6.5 Pano basınç birleşiminin mukavemeti

Pano basınç birleşimlerinde basınç kuvveti, birleşime e_{i-1} dış merkezliği ile etkir. Birleşimin basınç dayanımının gerçeğe yakın hesabı zor olduğundan deney ve uzun hesaplar sonucunda bazı katsayılarla donatılmış yöntem kullanılmaktadır. Bu yönteme göre birleşimin basınç hesap mukavemeti (6.45) ile hesaplanır.

$$R_{Nd} = \eta_i . A_w . f_{cwd} . \frac{1}{\gamma_n} \quad \textbf{(6.45)}$$

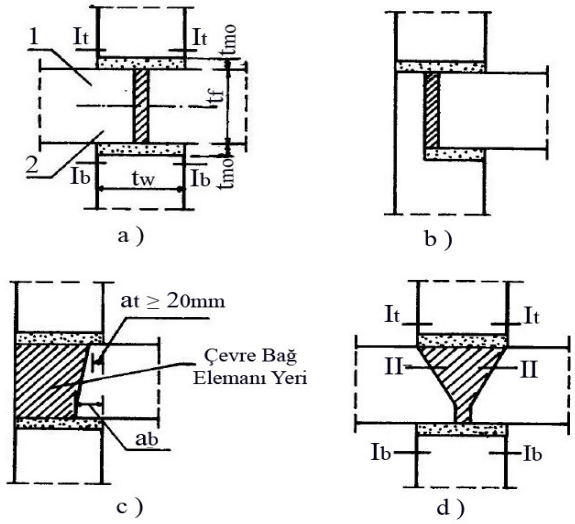
η_i katsayısı birleşimin dar veya geniş olmasına göre farklı değerler alır. Pano basınç birleşimleri, duvar üstüne oturan döşemelerin üst duvar altına girme boyu a_t'nin değerine göre $a_t > 20$mm ise dar, $a_t < 20$mm olduğunda da geniş birleşim olarak sınıflandırılır. Dar birleşimler için η_i ile gösterilecek olan bu katsayı şekil 6.8'deki I-I kesitlerinin kontrolünde kullanılacaktır.

η_i, l_f döşeme açıklığı ve birleşimde döşemelerin iki taraftan oturduğuna (Şekil 6.8a) veya tek taraftan oturduğuna (Şekil 6.8b) göre değerler çizelge 6.4'de verilmiştir.

Çizelge 6.4 : η_i değerleri

η_i	f (m)	Döşeme	
		Tek taraflı	İki taraflı
	$l_f \leq 4.80$ m	0.50	0.60
	$4.80 < l_f \leq 6.00$ m	0.45	0.55

Eğer döşeme panolarının üst teçhizat filizleri varsa bunların sağlayacağı süreklilik nedeniyle η_i, l_f'e bağlı olmadan tek taraftan oturan döşemelerde 0.55, iki taraftan oturan döşemelerde 0.65 değerlerini alabilir.



Şekil 6.8 : Panolar arasındaki basınç birleşimleri

Duvar panolarının birleşime komşu kesitlerinde Ø6'lık enine teçhizat bulunması halindeki η_i değerleri η_s.($\eta_i > 1$) gibi bir katsayı ile çarpılabilir. η_s' ler çizelge 6.5'de verilmiştir.

Çizelge 6.5 : η_s değerleri

η_s	Tabaka sayısı	Çubuk aralıkları		
		50	100	150
	2	1.33	1.24	1.19
	3	1.33	1.29	1.24

t_{mo} ile gösterilmiş olan harç kalınlığının $0.1t_w$ ve daha büyük olması, birleşimin mukavemetini azaltır. Bu durumlarda η_s'ler η_{mo} gibi ($\eta_{mo}<1$) bir katsayı ile

çarpılmalıdır. η_{mo} katsayısı ayrıca f_{mck} harç karakteristik mukavemetinin f_{cwk} pano karakteristik mukavemetine oranına da bağlıdır. Bu katsayı çizelge 6.6'da verilmiştir.

Çizelge 6.6 : η_{mo} değerleri

	f_{mck} / f_{cwk}	t_{mo} / t_w			
		0.10	0.15	0.20	0.25
η_{mo}	0.50	0.91	0.83	0.75	0.68
	0.75	0.93	0.86	0.80	0.73
	1.0	0.94	0.89	0.83	0.78

Geniş birleşimlerde II-II kesitinin kontrolünde R_{Nd} ifadesindeki η_I, η_{II} ile gösterilecektir.

$$\eta_H = (1 - \frac{e_{i-1}}{t_w}) \frac{f_{cjk}}{f_{cwk}} \qquad \textbf{(6.46)}$$

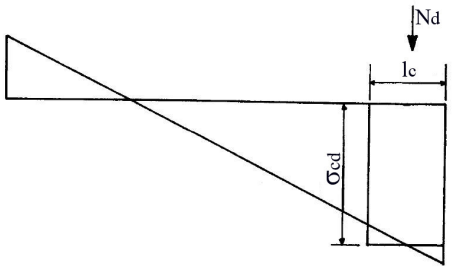
olarak hesaplanır. Yerinde dökme betonun yanal genişlemesinin önlendiği hallerde f_{cjk}, %15 artırılabilir. Ancak f_{cwk}'dan büyük alınmamalıdır. e_{i-1}'in hesabında bir endişenin olması halinde η_{II} olarak çizelge 6.7'deki ortalama değerler kullanılabilir.

Çizelge 6.7 : η_{II} değerleri

		Döşeme	
		Tek taraflı	İki taraflı
η_{II}	$f_{cj} > 0{,}80\ f_{cw}$	0.75	0.80
	$0{,}80 f_{cw} > f_{cj} > 0{,}6 f_{cw}$	0.50	0.65

γ_n ilave emniyet katsayısı için dar birleşimlerde I-I kesitinin kontrolünde, birleşime komşu duvar kesitlerinde kayma donatısı varsa 1.0, kayma donatısı yoksa 1.15, geniş birleşimlerde II-II kesitinin kontrolünde iki taraflı döşeme ve bir taraflı fakat l m'de en az üç filiz içeren döşeme durumlarında 1.0, tek taraflı oturma ve filizsiz durumda 1.25 alınmalıdır.

Uzunluğu boyunca σ_c beton basınç gerilmelerinin değişken olduğu pano basınç birleşimlerinde (perdelerin ve taşıyıcı duvarların yatay kesitlerinde olduğu gibi) birleşimin kontrolü σ_c beton basınç gerilmelerinin en büyük olduğu uçta, bir l_c uzunluğunda ortalama σ_{cd} gerilmesi ile yapılabilir. Birleşim boyunca σ_c'lerin yayılışı lineer alınabilir (Şekil 6.9).



Şekil 6.9 : Gerilme dağılımı

l_c boyu olarak 1.20 m ile basınca maruz bölge boyunun 1/6'sından küçüğü alınmalıdır.

$$N_d = \sigma_{cd} . A_w \le R_{Nd} = \eta_i . A_w . f_{cwd} \frac{1}{\gamma_n} \quad \textbf{(6.47)}$$

olmalıdır.

Birleşime N_d basınç kuvvetinden başka V_d kesme kuvveti de etkir.

$$V_d > 0{,}1 A_j \cdot f_{cwd} \quad \textbf{(6.48)}$$

$$N_d > 0{,}6 A_j . f_{cwd} \quad \textbf{(6.49)}$$

olduğu durumlarda birleşimin mukavemeti çok eksenli gerilme durumuna göre hesaplanmalıdır. A_j yatay birleşimin temas yüzeyi olup, kapalı kenetli durumda t_w yerine b_j kullanılmalıdır.

$$N_d < 0{,}6 A_j . f_{cwd} \quad \textbf{(6.50)}$$

$$V_d < 0{,}3 A_j f_{cwd} \quad \textbf{(6.51)}$$

olduğunda ise birleşimin R_{Ndv} mukavemeti (6.45) ve (6.47)'deki ilgili denklemlerde f_{cwd} yerine (6.52)'deki gibi

$$f_{cwd} \left[1 - 2 \left(\frac{V_d}{A_{j.} f_{cwd}} - 0{,}1 \right) \right] \quad \textbf{(6.52)}$$

alınarak hesaplanır.

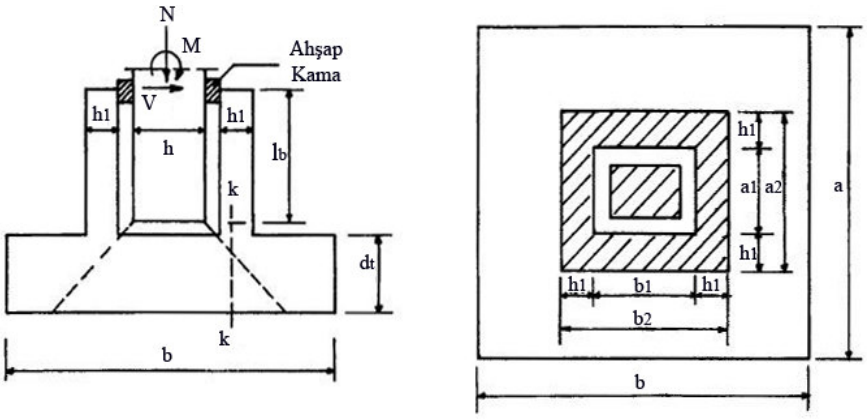
6.7 Temeller

Prefabrike binaların temeli, kat adedi ve zemin cinsine bağlı olarak, bir veya iki doğrultuda sürekli sömel, radye veya tekil sömel olabilir. Temellerin kolonlarla birleşimi yuvalı temellerle kuru birleşim ve ıslak birleşim şeklinde yapılabilir.

Temeller genelde belirli yüksekliğe kadar yerinde dökme beton uygulamasıyla yapılırlar. Tekil temellerle profil kesitli duvar panolarının sürekli temelleri yuvalı olarak yapılabilir.

6.7.1 Yuvalı temeller

Yuvalı temel, temel pabucu ile birlikte dökülen, kutu şeklinde kolon boyutlarından daha geniş bir kolon yuvası ve temel pabucundan oluşan, montajdan sonra kolonla kutu arasındaki boşluğun harçla doldurulduğu temel elemanıdır (Şekil 6.10).



Şekil 6.10 : Yuvalı tekil temel

Burada l_b kolonun yuva içindeki kısmının uzunluğu, h kolon kesitinin eğilme doğrultusundaki kenar boyutu, h_1 yuva kenar kalınlığı, N,M,V yuva üstünde kolon kesit kuvvetlerinin hesap değerleridir. b_1, a_1 yuvanın planda iç çevre kenar boyları, b_2, a_2 yuvanın planda dış çevre kenar boyları, d_t temel plağı kalınlığı, b,a temel tabanı kenarlarıdır.

Temel taban genişliği ve kesit kuvvetlerinin hesaplanması ve temelin boyutlandırılması normal tekil temellerdeki gibi yapılır. Ancak hesap kesiti olarak şekil 6.10'daki d_t kalınlıklı k-k kesiti alınmalıdır. Zımbalama kontrolü için yuva

kenarları mevcut değilmiş gibi, kolon alt kesit kenarlarından itibaren d_t /2 alınarak elde edilen yan yüzün alanı hesaba katılmalıdır.

Yuvalı bir temelde

a) $M/(N.h) \leq 0{,}15$ ise $l_b \geq 1.6h$ **(6.53)**

b) $M/(N.h) \geq 2$ ise $l_b = 2h$ **(6.54)**

olması önerilir.

(a) ve (b) arasında lineer interpolasyon yapılabilir. Eğer kolon ve yuva yüzlerinde en az 1 cm çıkıntılı kenetler varsa, kenetli gömülme boyu $l_{bk} = l_b /4$ olabilir. Ancak $h_1 \geq 12$ cm veya $b_1/3$ olmalıdır.

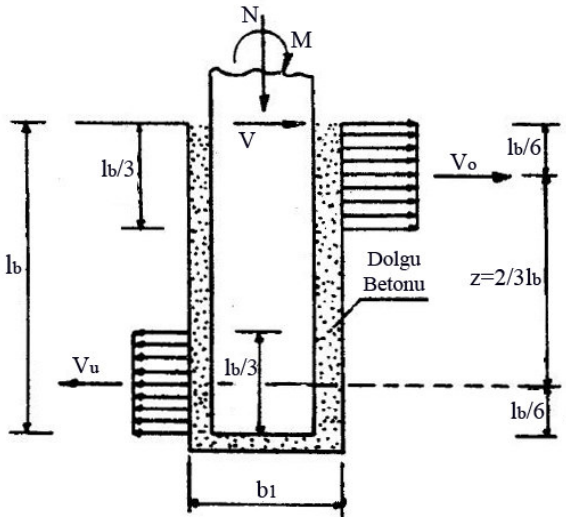
Kolon yuvaya oturtulup eksen kontrolü yapıldıktan ve ahşap kamalarla kamalandıktan sonra kolonla yuva iç yüzü arasındaki boşluk yuvanın betonu ile aynı kalitede betonla doldurulup çok iyi bir şekilde sıkıştırılmalıdır.

6.7.2 Yuvalı tekil temellerde limit durumlar ve soyutlandırma

Yuvalı tekil temellerde bazı limit durumlar göz önüne alınarak hesaplar yapılmalıdır.

- En büyük zemin gerilmesi, zemin emniyet gerilmesinden küçük kalmalı,
- Dolgu betonunda ezilme olmamalı,
- Eğilmede kolonun dayandığı yuva kenarının üst kısmının eğilme ve kayma kapasitesi aşılmamalı,
- Bu kenara mesnet olan ve ona dik bulunan iki kenarın kısa konsol olarak güvenliği sağlanmalıdır.

6.7.3 Yuvalı tekil temellerin hesap esasları



Şekil 6.11 : Yuvalı temele etkiyen kuvvet diyagramı

Bu metotta dolgu betonu ve yuva iç yüzüne etkiyen basınç gerilmelerinin yayılışı, bileşke değerleri ve yerleri şekil 6.11'daki gibi kabul edilmektedir.

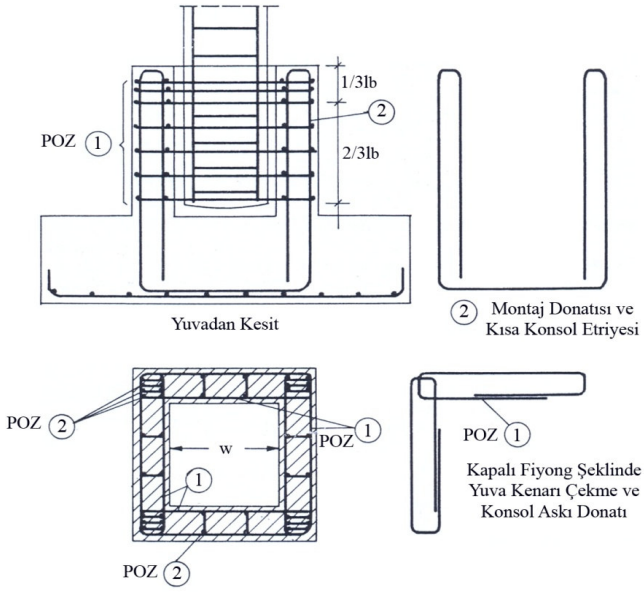
Çizelge 6.8 : V_0 ve V_u değerleri

Temel tipi	V_0 ve V_u değerleri	
1. tip temel, kenetsiz	$V_o \cong \frac{3}{2}.\frac{M}{l_b}+\frac{5}{4}V$	$V_u \cong \frac{3}{2}.\frac{M}{l_b}+\frac{1}{4}V$
1. tip temel kenetli ve 2. tip temel	$V_o \cong \frac{6}{5}.\frac{M}{l_b}+\frac{6}{5}V$	$V_u \cong \frac{6}{5}.\frac{M}{l_b}+\frac{1}{5}V$

1'nci Tip Temeller:

Kolonun dayandığı cidarın hesabı

Bu kenarın üst kısmı, yeteri yaklaşıklıkla ortasına Şekil 6.11'deki V_0 kuvvetinin etkidiği, açıklığı ($l = a_1 + h_1$) olan bir kiriş gibi kabul edilebilir. Eğilmeye göre hesapta kesitin, genişliği $l_b/4$, yüksekliği h_1 ve kesme emniyetinin sağlanmasında kesitin, genişliği $l_b/3$, yüksekliği h_1 olarak alınmalıdır. Bu kirişteki $V_0/2$ değerindeki mesnet kuvveti, bu yüze dik iki yüzün komşu kenarına etkiyen ve askı donatıları ile bu yüzlerin diğer düşey kenarına taşınmalıdır. Diğer kenarlarının da benzer durumda olduğu göz önüne alınınca, kenar eğilme donatıları, aynı zamanda askı donatısı olarak da çalışması için şekil 6.12'de gösterilen Poz 1 gibi olmalıdır.



Şekil 6.12 : Yuvalı tekil temel donatı yerleşim detayı

Bulunan eğilme donatısı şekil 6.12'de gösterildiği gibi yuvanın üst $l_b/3$'üne yerleştirilir. Asta donatıları ile $V_0/2$ kuvvetini alan iki yan yüz kısa konsol gibi boyutlandırılmalıdır. Konsolların her birinde düşey çekme kuvveti (6.55),

$$T = 0{,}6\frac{l_b}{b_1}V \qquad \textbf{(6.55)}$$

Yatay kesme kuvveti (6.56),

$$V_y = V_o / 2 \qquad \textbf{(6.56)}$$

Diyagonal basınç kuvveti (6.57),

$$C = \sqrt{T^2 + V_y^2} \qquad \textbf{(6.57)}$$

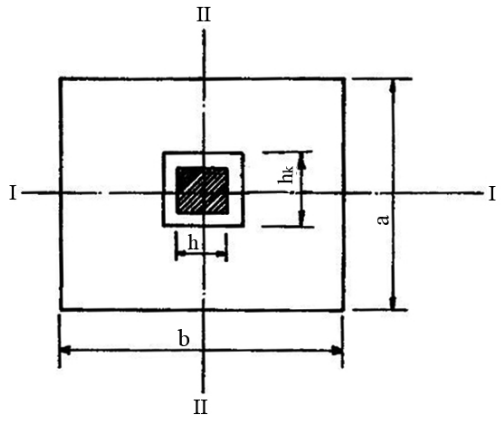
Bunun yayıldığı genişlik (6.58),

$$b_c = h_1 \qquad \textbf{(6.58)}$$

ile hesaplanır.

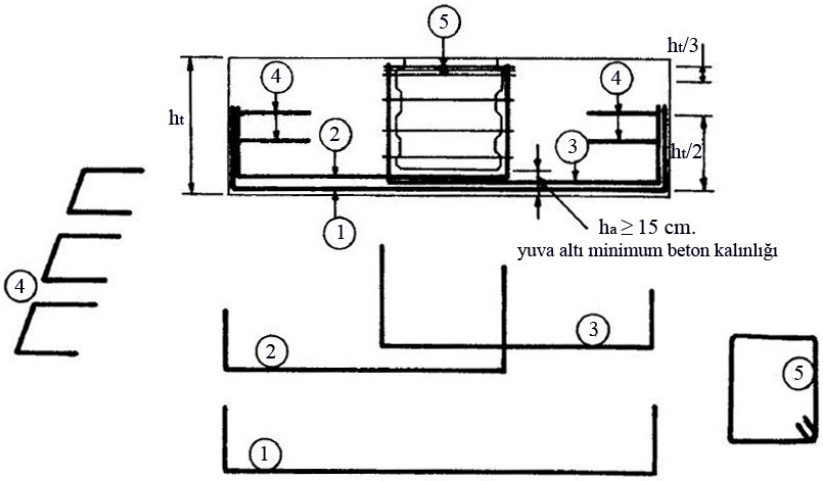
2'nci Tip Temeller:

Bu tip temellerde eğilme için kritik kesitler Şekil 6.13'deki I-I ve II-II kesiti olarak gösterilmiştir.



Şekil 6.13 : İkinci tip tekil temellerde kritik kesitler

Yuva kenarlarına Şekil 6.14'deki Poz 5 enine donatıları konmalıdır. Düşey donatı, yuva tabanı içine düşen donatılarla teşkil edilebilir. Dış kenarlarda 90°'lik kancaların açılmasını önlemek için uygun konstrüktif önlemlerle Poz 4 donatıları konmalıdır.

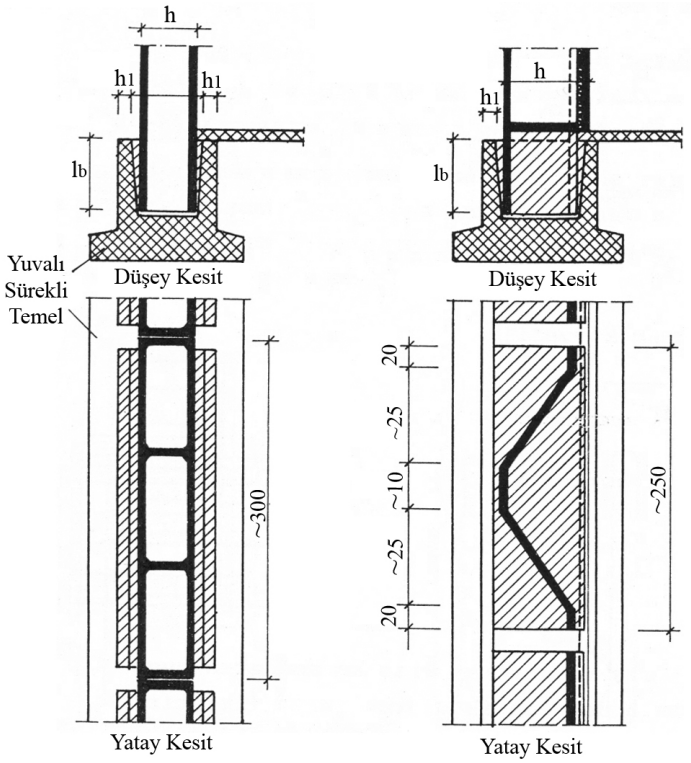


Şekil 6.14 : Donatı detayları

6.7.4 Yuvalı sürekli temeller

Yuva cidarları daha kesin bir hesap yöntemi uygulanmadığı taktirde burada Şekil 6.15'de de görüleceği üzere, yüksekliği (6.59), olan bir konsol kiriş gibi hesaplanır.

$$l = 1{,}1 l_b \qquad \textbf{(6.59)}$$



Şekil 6.15 : Yuvalı sürekli temel

Konsolun hesabı, konsolun üst kenarından $l_b/6$ mesafede etkiyen V_0 (6.60),

$$V_0 \cong \frac{3}{2}.\frac{M}{l_b} + \frac{5}{4}V \qquad \textbf{(6.60)}$$

kuvvetine göre yapılmalıdır. Burada, M panonun temel üstündeki eğilme momenti, V panonun temel üstü kesme kuvvetidir.

Yuvalı sürekli temellerde genellikle, düşey bir konsol gibi çalışabilen profil kesitli taşıyıcı duvar panolarının temelleri olarak kullanılırlar.

Yuva kenarlarına gelen etkiler, tekil temellerde olduğu gibi hesaplanabilir.

Kolon – temel bulonlu birleşiminde bütün bulonlar basınca çalışıyorsa, taban plağı kalınlığı (6.61),

$$t = 2{,}12\sqrt{\frac{\left(\sum f_d\right)x_c}{bf_{yk}}} \qquad \textbf{(6.61)}$$

Burada, f_{yk} taban plağı karakteristik akma mukavemeti (MPa), f_d kolonun bir yüzündeki yüklerin toplamıdır (yük katsayıları arttırılmış) (N).

Bazı bulonların çekmeye çalışması halinde taban plağı kalınlığı (6.62),

$$t = 2{,}12\sqrt{\frac{\left(\sum f_d\right)x_t}{bf_{yk}}} \qquad \textbf{(6.62)}$$

Servis yükleri altında, taban plağı kalınlığı, altındaki harcın ezilme mukavemeti bakımından da kontrol edilmelidir. Bu durumda plak kalınlığı t (6.63),

$$t = 1{,}5x_0\sqrt{\frac{f_{bu}}{f_{yk}}} \qquad \textbf{(6.63)}$$

f_{bu} harç ezilme mukavemeti ($0{,}6\,f_{ck}$) (MPa), f_{ck} 28 günlük beton silindir mukavemetidir.

Taban plağı kesme mukavemeti (6.64),

$$V_{res,p} = 0{,}50b.t.f_{yk} \qquad \textbf{(6.64)}$$

Burada, x_0 taban plağının kenarı ile kolon kenarı arasındaki mesafe, x_t bulonlar ile kolon donatısı arasındaki mesafe, x_c bulonlar ile kolon kenarı arasındaki mesafedir (mm).

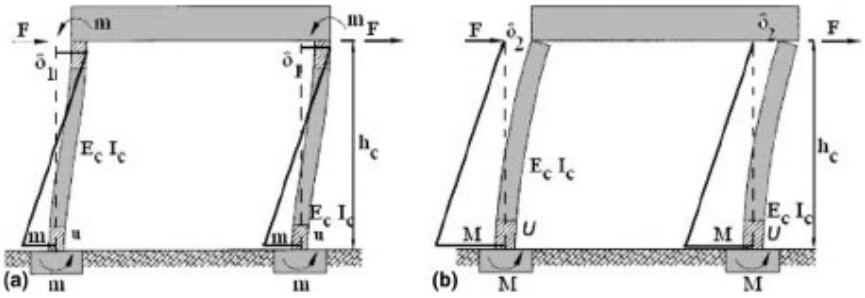
7. PREFABRİKE ÇERÇEVE SİSTEMLER

Prefabrike çerçeveli yapı sistemleri hazır kolon, kiriş ve döşeme panolarından oluşmaktadırlar. Ülkemizde prefabrike çerçeveli sistemler olarak inşa edilen konut, işyeri veya yurt olarak kullanılan çok katlı binaların sayısı oldukça azdır. Bu sistemler genelde tek katlı sanayi yapılarında uygulanmaktadır.

7.1 Çerçeve Sistemlerin Davranışı

Güçlü deprem etkisi altındaki birdöküm betonarme çerçeveler belirli bölgelerde plastik mafsallar oluşturarak sünek davranış sağlarlar. Genellikle plastik mafsalların kirişlerin üzerinde ve uçlarında olması istenmekte, ancak kiriş uçlarında oluşan plastik mafsal bölgesinin kiriş-kolon birleşimini etkilemesi özel detaylarla geciktirilmeye çalışılmaktadır. Çerçeve sistemlerin birleşim bölgeleri özenle ve bilinçli detaylandırıldıklarında bu bölgelerde sorun çıkmayacak ve bunun sonucu olarak birdöküm çerçevelere özdeş bir davranış gösterecektir.

Prefabrike betonarme çerçevelerin tasarım esasları da birdöküm betonarme çerçeve tasarımından esinlenerek geliştirilmiştir. Ancak iki sistem arasındaki temel fark prefabrike elemanların birbirlerine özel birleşimlerle bağlanmasıdır. Monolitik ve mafsallı birleşimli yapının davranışları şekil 7.1'de gösterilmiştir.



Şekil 7.1 : Monolitik ve mafsallı sistemler

Prefabrike çerçeve tasarımının betonarme tasarımı esas alması bazı sorunları da beraberinde getirmiştir. Prefabrike birleşimler birdöküm betonarme birleşimlerin beton ve donatı sürekliliği gibi avantajlara sahip değillerdir. Prefabrike kirişlerin

uçlarında plastik mafsal oluşması halinde, bu bölgede yapılan birleşimlerin süreksiz ve karmaşık donatı detayları birleşimlerin erken dayanım kaybına neden olabilir. Bu durumda prefabrike çerçeve yatay kapasitesine ulaşamadan dayanımını yitirir ve gerekli deprem güvenliğini sağlayamaz [12].

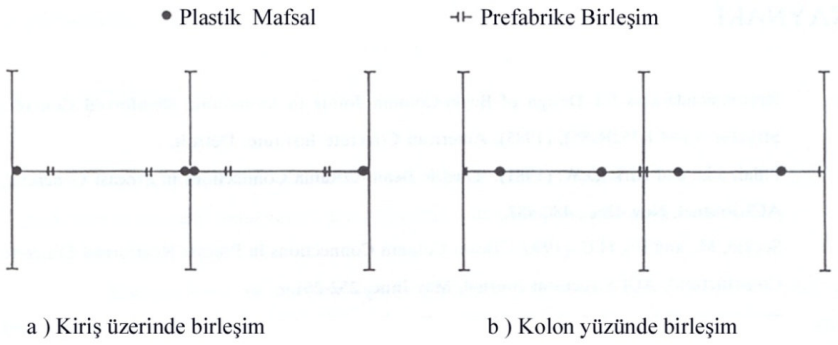
Prefabrike kiriş-kolon birleşimleri ile kiriş ucunda deprem etkisi altında oluşan plastik mafsalların kolon yüzünde aynı bölgede rastlaşmaları temel davranış problemlerine neden olmaktadır. Bu durum iki yöntemle çözülebilir [12].

- Birleşimleri kolon yüzünden uzaklaştırarak kiriş üzerinde yapmak (Şekil 7.2 a).

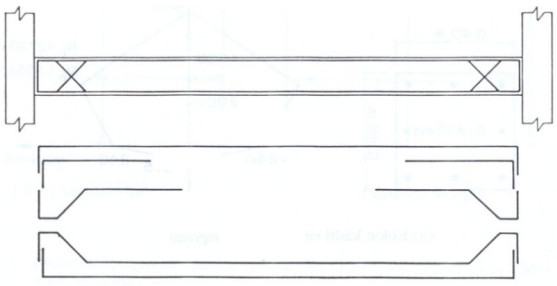
Bu durumda kolonların ankastre çıkmalar ile birlikte üretilmesi gereklidir.

- Plastik mafsalların özel kesit detayları ile kolon yüzünden uzakta, kiriş üzerinde oluşmasını sağlamak ve kolon yüzünde yapılan prefabrik birleşimlerin doğrusal elastik davranmasına olanak tanımak (Şekil 7.2 b).

Bu tür birleşimde ise plastik mafsalların kolon yüzünden ileride, kiriş üzerinde oluşması için seçilen mafsal bölgesinde kesit eğilme kapasitesinde azaltma yapılması gereklidir (Şekil 7.3).



Şekil 7.2 : Prefabrikede plastik mafsal ve kiriş-kolon birleşimi kombinasyonları



Şekil 7.3 : Plastik mafsal oluşturulan prefabrike kiriş detayı

7.2 Prefabrike Çerçeveli Yapı Seçenekleri

Prefabrike yapıların yeterli deprem performansı gösterebilmesi için tasarımları çeşitli şekillerde yapılabilmektedir.

Moment aktarabilen kolon – kiriş birleşimli sistemler :

Bu sistemde yerinde dökme betonarme yapılar gibi deprem sırasındaki enerjiyi kolon – kiriş birleşim bölgelerinde tüketmek amaçlanmıştır. Birleşimler moment ve kesme kuvvetini aktarabilmeli bunun yanında süneklik sağlanmalı ve yatay ötelenme sınırlar dahilinde kalmalıdır. Bütün bunları sağlamak için çeşitli yollar vardır. Çelik plakaların kaynaklanmasıyla kuru birleşim şeklinde, birleşim yerindeki donatı sürekliliğini sağlamak amacıyla bindirme yapıp üzerini yerinde dökme betonla kapatarak ıslak birleşim şeklinde ve kolonlarda bırakılan filizlerin karşılığında açılmış deliklere geçirilip, epoksi veya harçla doldurulması yollarıyla yapmak mümkündür.

Moment aktarmayan kolon – kiriş birleşimli sistemler :

Bu tür sistemler momenti aktaramadığı için birleşimleri moment etkilerinin en az olduğu noktalarda yapmak gerekmektedir. Kolonların orta noktalarında moment değeri yaklaşık sıfırdır. Kolon – kolon birleşimleri bu noktalarda U profillerinin ankrajı ve harçla doldurulmasıyla yalnız kesme kuvvetlerinin taşıma görevi sağlanmaktadır. Kolon – kiriş birleşimlerinde ise mafsallaşmanın kiriş açıklığına doğru kaydırılması, dönmeye dayanıklı kiriş - kiriş bağlantısını gerektirir. Bu da kiriş uçlarından çıkan donatıların bindirilmesi ve üzerinin yerinde dökme betonla doldurulmasıyla sağlanabilmektedir.

Yatay yük almayan prefabrike çerçeveli sistemler :

Deprem yükü gibi yatay yükler yerinde dökme betonarme perde veya kutu sistemler tarafından taşınan, kolonların sadece düşey yük taşıdığı sistemlerdir. Burada dikkat edilmesi gereken husus, döşeme, kiriş ve kolonların yerinde dökme perde duvarlarla bağlantısıdır.

7.3 Tek Katlı ve Çok Katlı Çerçeveler

Uygulamada tek katlı çerçeveler genellikle endüstri hal ve tek katlı okul binalarında kullanılmaktadır. Bu tür binalarda kullanılan en yaygın tür, yerinde dökme yuvalı

temel, prefabrike kolon, kolon üstüne veya kısa konsollarına oturan esas kirişler, esas kirişlere oturan çatı elemanlarından oluşan çerçeve sistemlerdir [7]. Bu tip çerçevelerde esas kirişlerle kolonların birleşimi kesme ve normal kuvvet aktarabilen mafsallı veya kesme, normal kuvvet ve moment aktarabilen rijit birleşimler olarak tasarlanabilmektedir. Rijit birleşimlerin montajının zaman alıcı olması ve çerçeveye dik doğrultuda deprem etkisinin olmaması nedeniyle mafsallı bağlantı tercih edilmektedir.

Prefabrike çok katlı çerçeveler ise hem konutlarda, hem de endüstri binalarında ve buna benzer okul binalarında taşıyıcı sistem olarak kullanılmaktadır. Endüstri hal binaları ile konut binalarının fonksiyonları ve döşeme yükleri arasındaki farklar taşıyıcı sistemlerinde bazı değişikliklere sebep olmuştur. Bunlar çizelge 7.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 7.1 : Endüstri ile konut binalarının karşılaştırması

Bina	**Maks. kat adedi**	**Ort. kat yüksekliği (m)**	**Aks aralığı (m)**	**Döşemede çalışan doğrultu**	**Faydalı yük (kn/m^2)**	**Bölme duvarları**
Konut	8	2.70	≤ 6	2	2-3	Düzenli küçük aralıklı
Endüstri	6	3.50-5.50	6-18	1	5-1.5-2.5	Nadir kısa uzunlukta

Çizelge 7.1'de görülebileceği üzere bölme duvarları iki yapı türünde farklıdır. Konutlarda duvarların yerleri sabit, sayıları çoktur ve daima yatay yüklerin taşınmasına faydalı olabilmek adına perde gibi hesap ve boyutlandırılmaları uygundur. Endüstri binalarında ise bölme duvarları az sayıdadır, yerleri değiştirilebilir ve mecbur olmadıkça bölme duvarı yapılması istenmez [7].

Endüstri binalarında çok az döşeme yükü taşıyan ve rijitlik kirişleri olarak adlandırılan kirişler kendilerine paralel doğrultuda gerekli rijitliği sağlamak, bu doğrultudaki yatay kuvvetlerin alınışında gerekli çerçeve etkisini sağlamak ve kolon burkulma boylarını kısaltmak açısından çok önemlidir.

Bu iki bina türünün çerçevelerinin oluşturulmasında, konut binalarında kolonlar genel olarak yerinde dökme beton, endüstri binalarında ise prefabrike olmaları gibi farklar mevcut olsa da iki bina türünde de taşıyıcı sistemlerde bulunması gereken ortak özellikler vardır. Bunları kısaca özetlemek gerekirse [7];

- Taşıyıcı sistemde her iki doğrultuda, yatay yükleri alacak kapasitede kat çerçeveleri oluşturulması gerekir. Bunun için prefabrike elemanlar arasındaki birleşimlerden uygun yer ve gerekli sayıda olan bir kısmı moment de aktaracak şekilde olmalıdır.
- Prefabrike çerçeve sistemlerde kat ve çatı döşemelerinin bir diyafram gibi çalışması ve üzerlerindeki yatay yükleri kat kirişlerine emniyetle aktarması sağlanmalıdır.
- Endüstri binalarında aynı hacmin üstünde birden fazla döşeme panosu vardır. Burada diyafram gibi çalışma ve yatay yüklerin aktarılmasını daha emin hale getirmek için ve düşey yükün şiddetinin büyük ayrıca hareketli olması sebebiyle, döşeme panoları üzerine en az 5 cm. kalınlıklı ve donatılı, yerinde dökme bir betonarme tabaka yerleştirilmelidir.
- Yatay yük etkileri için çerçevelere faydalı olmak için konut binalarında bölme duvarlarından uygun olanları perde gibi oluşturulmalıdır. Endüstri hal binalarında ise binanın fonksiyonuna engel olmayacak ve simetriyi engellemeyecek yerlerde, perdeler oluşturulmalıdır. Ayrıca her iki tür binada da varsa çekirdeklerden faydalanılmalıdır.

7.4 Prefabrike Çerçeveli Yapıların Bağlantıları

Prefabrike elemanlar arasındaki bağlantılar proje aşamasında uygun detaylandırıldıkları taktirde birdöküm betonarme yapılara benzer bir davranış gösterirler. Bu bağlantılar deprem gibi tekrarlanan ve tersinen etkiler altında sünek davranabilmeli, yeterli enerjiyi tüketebilmeli ve yeterli dayanıma da sahip olmalıdır. Bu nedenle değişik bağlantı modelleri deneysel olarak tek yönlü yükleme yanı sıra deprem etkileri altında da mutlaka kontrol edilip uygulanmalıdır.

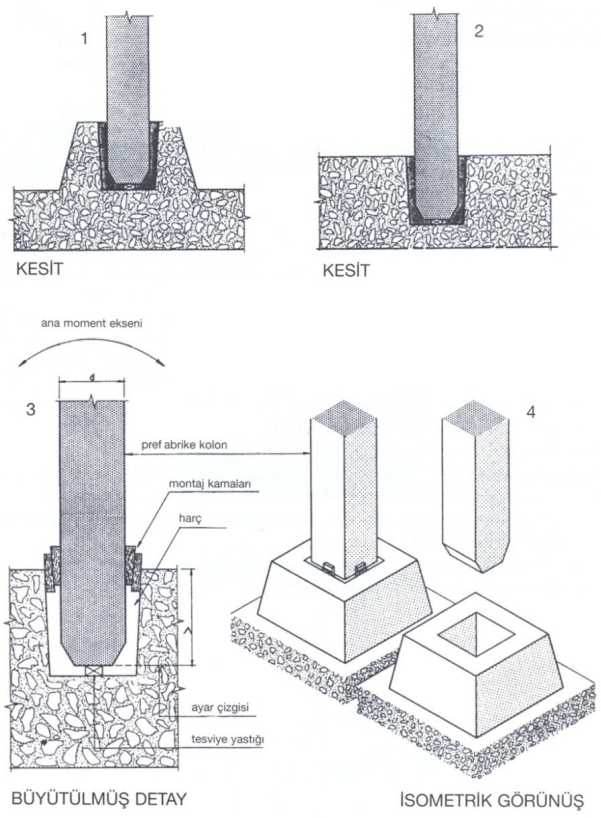
7.4.1 Temel - kolon bağlantısı

Prefabrike çerçeveli yapılarda genellikle soket şeklindeki hazır temel pabuçlarına oturan sistem kullanılmaktadır. Biçim, boyut ve ağırlıkları yüzünden genellikle bu temeller yerinde dökme beton olarak uygulanmakta ve yine yerinde dökme veya önyapım bağ kirişleri ile birbirlerine bağlanmaktadır. Burada yatay kuvvetin bir bölümü sürtünme ile diğer kısım ise kolonun içine girdiği yuvanın çevresinin kesme dayanımı tarafından karşılanmaktadır. Kolondaki eğilme momenti ise kolon temel

yuvası çevresinde eğilme etkileri yaratmaktadır. Temel yuvasının kenar duvarları oluşan yatay kuvveti taşıyacak güçte olmalıdır.

Yuvaya oturan kolon–temel birleşimler temele büyük momentler aktarabilir. Moment aktarımı için ana moment ekseni doğrultusundaki kolon boyutunun 1,5 katı kadar gömülme boyu yeterlidir. Kolonun ankastre bir kolon gibi çalışabilmesi için bu boy en az 65 cm. alınmalıdır.

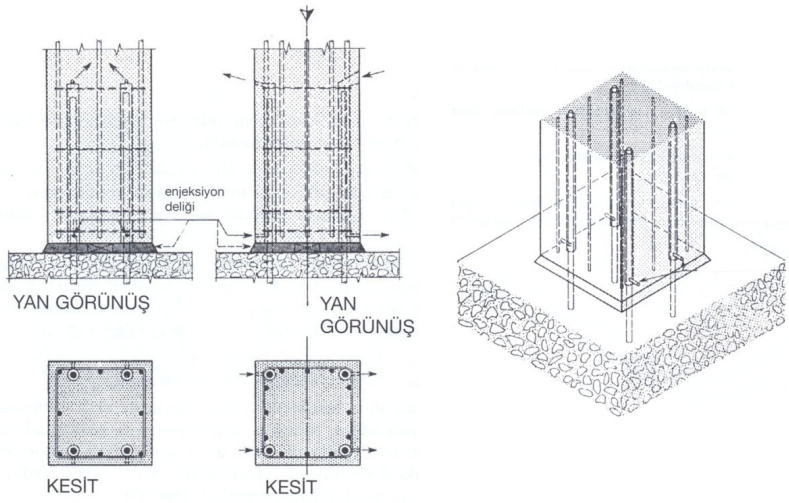
Yuvalı temellerde kolon şekil 7.4'te görüldüğü üzere temeldeki soketin tabanında bulunan tesviye yatağı üzerine oturtulur. Kolon ayarlandıktan sonra takozlarla geçici olarak sabitlenir ve soket ile kolon arasındaki boşluklar harçla doldurulur. Harç sertleştikten sonra ahşap takozlar çıkartılır ve bunların yeri çimento şerbeti ile doldurulmalıdır. Kullanılan takozlar çelik ise çıkartılmalarına gerek yoktur. Eğer takozlarla stabilite tam olarak sağlanamıyorsa, kolon dışarıdan desteklenmeli ve soketteki harç sertleşene kadar bu destekler alınmamalıdır [13].



Şekil 7.4 : Yuvalı kolon-temel birleşimi

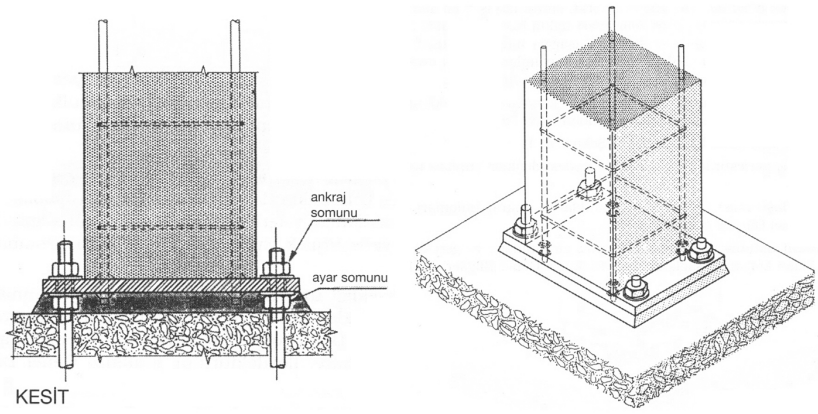
Soket temel üzerine oturtulmuşsa soket duvarları, kolonun aktaracağı momente ve harcın sıkıştırılması sırasında meydana gelecek iç basınca göre hesaplanıp,

donatılmalıdır. Soket temelin içine gömülü ise soketin altında kalan temel pabucu ya zımbalamaya karşı koyabilecek bir kalınlıkta olmalı ya da kolondan gelebilecek bütün yüklere göre hesaplanıp donatılmalıdır [13].



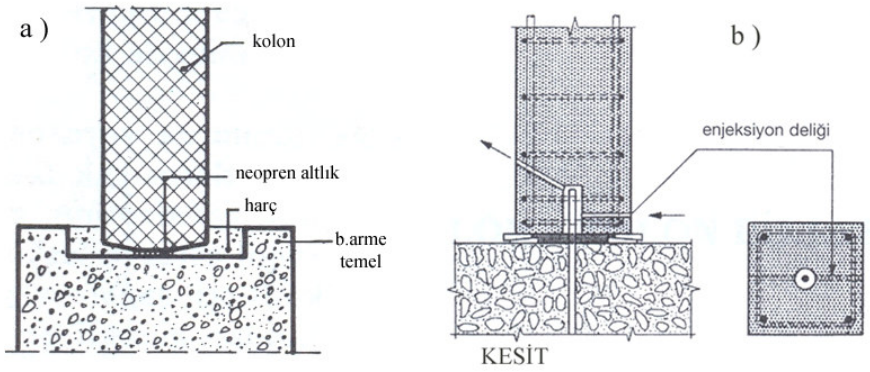
Şekil 7.5 : Ankraj çubuklu temel-kolon birleşimi

Yuvalı temelin yapım güçlüğü karşısında başka çözümler de araştırılmaya başlanmıştır. Hassas bir imalat gerektiren fakat montajı hızlı olan bir yöntem, temelden çıkan filizlerin kolondaki deliklere sokulması ve daha sonra ince bir harçla buraların doldurulmasıdır (Şekil 7.5). Bu yöntem genelde momentlerin küçük olduğu yapılarda tercih edilir. Çelik yapı sisteminden gelen bir yöntem ise, Amerika'da oldukça geniş bir uygulama alanı bulmuştur. Bu yöntem şekil 7.6'da görüldüğü gibi kolon donatısına kaynaklanan çelik plakalar ve temele ankrajlı bulonlar ile yapılmaktadır. Plaka ile temelin üst yüzeyleri arasında ince bir harç tabakası vardır.



Şekil 7.6 : Çelik taban plakalı temel-kolon birleşimi

Mafsallı kolon-temel bağlantıları daha nadir kullanılmaktadır ve çok değişik uygulamaları mevcuttur (Şekil 7.7). Bunlar arasında kolonun, derin olmayan temel yuvasına bir elastomer örneğin neopren tabaka kullanılmasıyla oturtulup araya harç doldurulması veya temelden çıkan çelik pimin kolon tabanındaki bir deliğe sokulması gibi yöntemler sayılabilir.



Şekil 7.7 : Mafsallı temel-kolon birleşimleri a) neopren altlıklı, b) çelik pimli

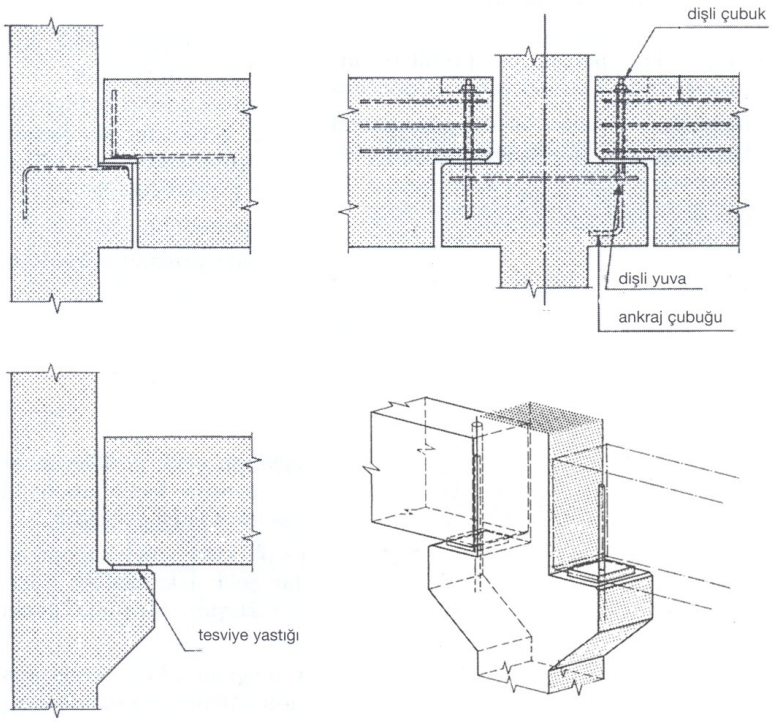
7.4.2 Kolon - kiriş bağlantısı

Seçilen statik sisteme bağlı olarak, kirişin kolona serbestçe veya onunla bir çerçeve kuracak şekilde oturması istendiğinde, bu bağlantının mafsallı veya rijit olarak çözümlenmesi gerekecektir. Mafsallı bağlantılar, önyapım karakterine çok daha uygun olup, yapımı da kolay ve süratlidir. Bazen çok yüksek yapılarda veya deprem gibi yatay kuvvetlerin çok fazla olduğu durumlarda, eğilme momentinin kolonlara da aktarılması (yani çerçeve teşkili) daha ekonomik kiriş kesitleri sağlar veya sistemin emniyeti bakımından gerekli görülür. Bu durumda rijit bağlantı yapımına gidilir [10].

Kolon-kiriş bağlantılarının mafsallı olduğu kabulü yapıda yatay yüklerin tümünü alacak perde duvarlar bulunduğu takdirde geçerli olabilir. Yoksa yapının yatay stabilitesi olmayacaktır. Mafsallı olarak kabul edilmesi durumunda da kirişin ek yerinden düşmemesi için demirin kesme dayanımı ve beton yüzeyler arasındaki sürtünme kullanılmaktadır.

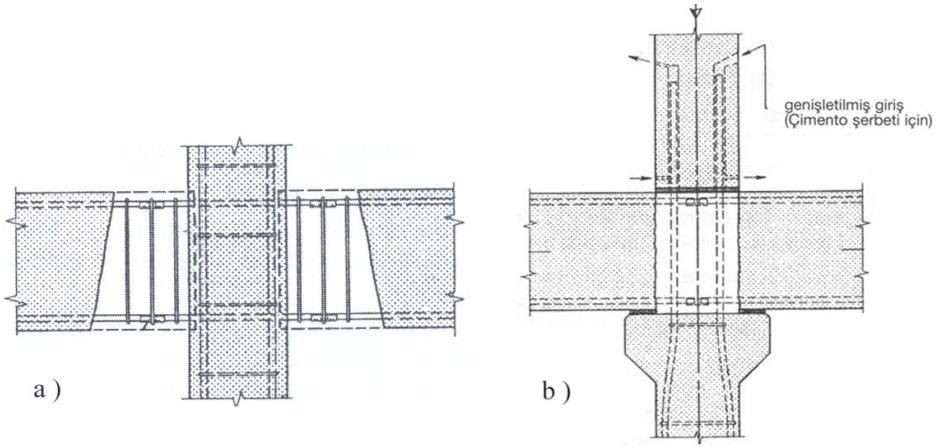
Kolon-kiriş bağlantıları için çeşitli çözümler geliştirilmiştir. Kolonda yapılan konsollara oturtulan kirişler en yaygın olanıdır. Beton konsollu kolonlarla oluşturulan bağlantılara ait örnekler şekil 7.8'de gösterilmiştir. Basit mesnetli kirişlerde uygulanan bu birleşim ile, mesnetlenme tipine bağlı olarak her büyüklükte düşey kesme kuvveti aktarılabilir. Bunlardan en basit ve kolay olanı bir elastomer

plak aracılığı ile kirişin doğrudan kolona oturtulmasıdır. Hem kirişin hem konsoldaki mesnet yüzeylerinin çelik plakalar ile bağlanması diğer bir çözüm olabilir. Burada inceltilmiş uçlu kirişler de kullanılabilir. Bu tip birleşimde yatay kuvvetler de aktarılabilmektedir. Yatay kuvvet aktarımı için kiriş mesnet yüzeyinin kaplandığı çelik plakanın, beton konsoldaki köşebente kaynaklanması gerekmektedir.



Şekil 7.8 : Kısa konsollu kolon-kiriş birleşimleri

Kirişte yerinde dökme beton kullanarak da kolon-kiriş bağlantısı yapmak mümkündür. Şekil 7.9.a'daki birleşimlerde, prefabrike kirişin boyu açıklıktan daha kısadır ve kiriş uçlarından donatılar çıkmaktadır. Kolondan çıkan filizler, bu donatılara kaynaklandıktan sonra birleşim yerinde dökme betonla tamamlanır. Şekil 7.9.b'de kiriş ana donatıları birbirine kaynaklama veya bindirme ile bağlanır ve yerinde dökme betonla tamamlanır. birleşime dökülen beton yeterli dayanımı kazandıktan sonra birleşimden çıkan filizler üst kolondaki yuvalara sokularak üst kolon oturtulur. Burada betonun kalitesine ve kaynak işçiliğine bağlı olarak büyük düşey yükler aktarılabilir.



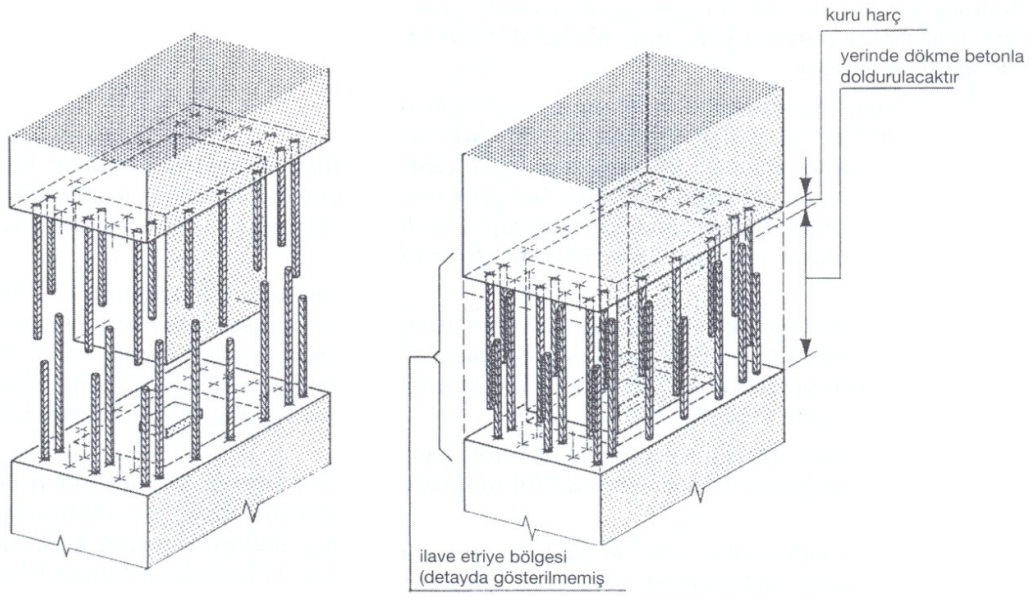
Şekil 7.9 : Yerinde dökme betonlu kolon-kiriş birleşimi

7.4.3 Kolon - kolon bağlantısı

Genelde kolon-kiriş ek yerleri rijit hazırlanmış üç boyutlu elemanlardan oluşan çerçeve sistemlerde kolonlar birbirlerine kat ortalarından momentin en küçük olduğu yerlerde mafsallı olarak geçmeli yapılmaktadır [14].

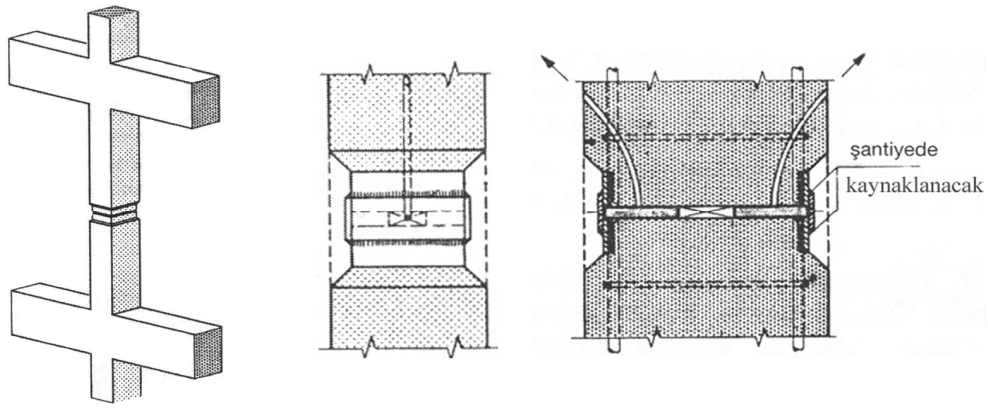
Çerçeveli yapılar doğrusal kolon ve kirişlerden oluştuğu gibi üç boyutlu kolon-kiriş elemanlardan da oluşabilir. Bu üç boyutlu kolon-kiriş elemanların kullanımı ile prefabrike elemanlar birbirleri ile depremden dolayı etkilerin en az seviyede olduğu bölgelerde, yani kolon ve kiriş ortalarında bağlanmaktadırlar. Bu bağlantıların olabildiğince rijit olması istendiğinde ise kaynak veya beton kullanılarak bağlanılması da mümkündür. Böylece deprem etkilerinin ek yerlerinde oluşturduğu sakıncalar da giderilebilir. Bazı bağlantı çeşitlerini anlatmak gerekirse;

Donatıların bindirilerek kaynatılması yoluyla yapılan birleşimlerde şekil 7.10'da gösterildiği üzere karşılıklı donatılar birbirine bindirilir ve donatılara önce kısmi kaynak daha sonra esas kaynak yapılır ve üst kolonun tabanı, yerinde dökme betonla tamamlanır. Bu tür birleşimler büyük eğilme momentleri aktarabilir ve gerek davranış gerekse görünüm olarak yerinde dökme kolonu andırırlar. Fazla yük taşıyan büyük kolonlar için uygun bir yöntemdir [13].



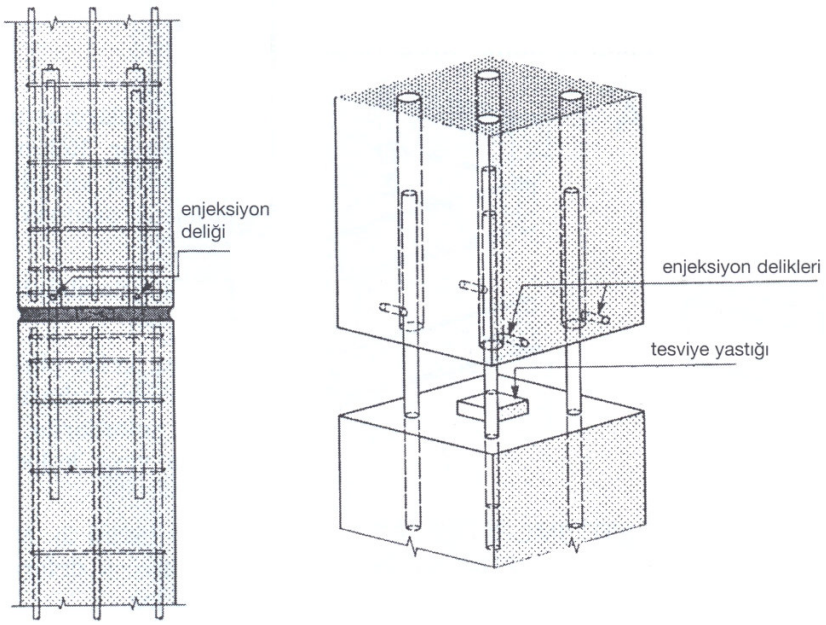
Şekil 7.10 : Donatıların bindirilerek kaynaklanmsıyla kolon-kolon birleşimi

Çelik lamalarla kaynaklı birleşimlerde her iki ana doğrultuda da moment aktarımının gerekli olduğu durumda alt ve üst kolonların uçları, dört yüzünden inceltilir ve oluşan dört kenar da, çelik lama ile kaplanarak her iki yönde bağlantısı yapılır (Şekil 7.11). Sadece bir ana doğrultuda moment aktarımı gerektiğinde yalnızca bir yönde çekme birleşimine gerek olduğundan, kolon uçları, o doğrultudaki yüzlerinden inceltilir ve oluşan iki kenar lama ile kaplanır. Burada unutulmaması gereken nokta prefabrike kolonların üretiminde beton dökülmeden önce çelik lamalar, kolon ana donatılarına veya kolon ana donatılarına bindirilmiş ankraj çubuklarına kaynaklanmalıdır.



Şekil 7.11 : Çelik lamalara kaynaklı kolon-kolon bağlantısı

Ankraj çubuklu kolon-kolon birleşimlerinde; üst kolonda bulunan yuvalara, alt kolon filizleri veya üst kolondan çıkan ankraj çubukları, alt kolondaki yuvalara girmektedir (Şekil 7.12). Ankraj çubukları yerine kolon ana donatıları da kullanılabilir. Düşey kesme kuvveti aktarımını arttırmak için birleşimde nervürlü çubuklar kullanılmalıdır. İlave olarak yuvalar da pürüzlendirilebilir. Ayrıca istenirse yuvaların çimento şerbeti ile doldurulması da mümkündür.



Şekil 7.12 : Ankraj çubuklu kolon-kolon birleşimi

8. PREFABRİKE PANOLU SİSTEMLER

Prefabrike panolu sistemler bölüm 4.2'de anlatıldığı üzere taşıyıcı ve rijitlik duvarları ile döşemeleri panolardan yapılmış sistemlerdir.

Deprem bölgelerinde geniş uygulama alanı bulan prefabrike panolu sistemler, birbirleri ile yatay ve düşey yönlerde bağlantıları yapılan düşey panolarla, tek veya çift yönde çalışan döşeme panolarından oluşan, taşıyıcı duvarlı sistemlerdir. Bu sistemde ana unsur taşıyıcı duvarlardır. Daha ziyade çok katlı konut binalarında uygulanan bu sistemde, stabilite problemlerinin çözümü daha kolay olduğundan büyük panolar kullanılmaktadır [15].

8.1 Monolitik Yapı Tasarımı

Monolitik prefabrike panolu yapı tasarımında amaç klasik yerinde dökme betonarme perde duvarlı yapı davranışına benzer yapı elde etmektir.

Aynı aks üzerinde, kapı-pencere aralarındaki dolu kısımlardan oluşan perdelerle bunların birleşmesini sağlayan lentolardan oluşan bağ kirişleri paralel taşıyıcı sistemleri oluşturur. Burada önemli olan klasik yerinde dökme betonarme perdeler gibi perde uçlarında genişletilmiş başlıklar ya da perde ile çalışan kolonlar bulunmasıdır. Bu şekilde yapılan perdelerde uç kısımlarda donatılar daha sık düzenlenir. Perde başlıklarının planda boyları en fazla aşağıda belirtilen değerlerden en küçüğü kadar alınabilir [7].

- H, temel üstünden yapı yüksekliği olmak üzere H/6
- Perde genişliği
- Başlık panosu kalınlığının 14 katı
- 4.00 m.
- Komşu paralel perdeler arasındaki mesafelerin yarıları toplamı
- Perdeden, başlık perdesindeki belirgin ilk boşluklara kadar olan mesafelerin toplamı

Perdelerin tek taraflı başlıklı olması durumunda başlık boyu belirlenirken ilk dört maddede verilen değerlerin yarısı alınmalıdır.

Sistemde iç kuvvetlerin değeri, lentoların eğilme rijitliğine yani betonun çatlamış olup olmadığına bağlıdır. Çatlama sonucu lentoların eğilme rijitlikleri çok azalır ve perdelere faydası da çok düşer. Lento ve perdeleri emniyetli tarafta hesap etmek için sistem lento eğilme rijitliklerinin 0,70 katı ve 0,25 katı ile olmak üzere iki defa hesaplanır ve elemanlar bu durumlardan elde edilen en elverişsiz kesit zorlamalarına göre boyutlandırılmalıdır.

8.2 Prefabrike Panolu Sistemlerde Stabilite

Prefabrike panolu yapılar yatay ve düşey ek yerlerinin sahip olduğu taşıma gücüne ve enerji tüketme kapasitesine göre farklı davranışlar göstermektedir. Bu tür yapılarda elemanların (bileşenlerin) ayrı ayrı stabilitesi ve tüm yapının stabilitesi ele alınmaktadır.

Bileşen stabilitesi denildiğinde elemanın imalat yerinden yerleştirilinceye kadar geçen evreler sırasında ve daha sonrasında maruz kalacağı iç ve dış kuvvetleri, zararlı deformasyonlara uğramadan karşılayabilmesi öngörülmektedir. Bu sebepten, elemanların tasarımı kalıptan çıkarma, depolama, nakliye, montaj evreleri göz önünde tutularak yapılmaktadır. Montajı yapılan elemanın daha sonraki stabilitesi ise kendi iç yapısı dışında, diğer elemanlar ile birleşimleri gibi etkenlere bağlı olmaktadır [5].

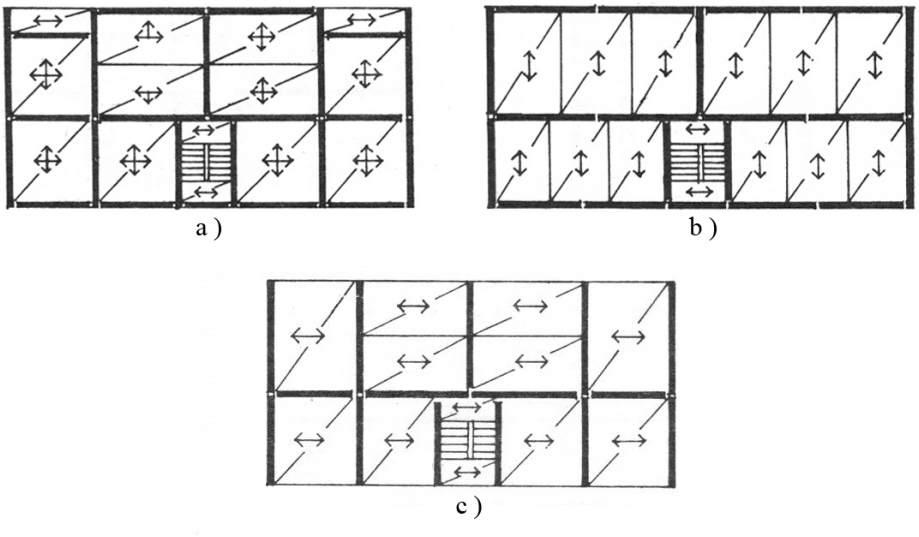
Prefabrike yapıların maruz kaldığı yükler sonucu elemanlarda çeşitli şekil değiştirmeler meydana gelebilmektedir. Bunlar burkulma, devrilme ve eğilme olabilmektedir. Kendilerine etkiyen düşey yüklerin fazla olması sonucu taşıyıcı duvar panellerinde burkulma oluşabilir. Bunu engellemek amacıyla kalınlaştırma, malzeme ve donatıda değişiklik, kenarları destekleme yapılabilir. Yatay kuvvetlerin fazla olması sonucu duvarda devrilme veya eğilme meydana gelebilir. Bu durumda ise hatıl bağlantılarının yapılması, malzemede değişikliğe gidilmesi ve yine kenarların desteklenmesi çözüm olarak düşünülebilir.

Döşemelerde ise düşey kuvvetler sonucu oluşan sehim, açıklığın azaltılması, konstrüktif yüksekliğin arttırılması ve malzemede, donatıda, mesnet durumunda

değişiklik yapılması şartıyla önlenebilir. Yatay kuvvetlerin sebep olduğu burkulmaya karşı ise kalınlaştırma yolu seçilebilir.

Tüm yapının stabilitesi ele alındığında amaç yine yapıya etkiyen iç ve dış kuvvetlerin zararlı deformasyonlara yol açmadan güvenle taşınmasıdır. Panolu sistemlerde ölü ve servis yükleri gibi düşey kuvvetlerin bütün yapı yüksekliği boyunca devam eden duvar perdeleri tarafından temellere iletildiği ve döşemelerin rijit olduğu kabul edilerek onlardan gelen yatay kuvvetlerin duvar perdelerine dağılımı hesaplanır.

Binaya etki eden yatay kuvvetler, rüzgar, deprem ve patlama kuvvetleri olarak sayılabilir. Rüzgar kuvvetleri bina yüksekliğinin, deprem kuvvetleri bina ağırlığının artması ile büyümektedir. Patlama kuvvetleri ise tahmin edilebilecek bir şiddete sahip değildir. Yapının bu kuvvetlere karşı davranışı taşıyıcı duvarların nasıl düzenlendiğine bağlı olarak çeşitlilik gösterir.



Şekil 8.1 : Taşıyıcı cephe duvarlı sistemlerde duvar düzenlemeleri

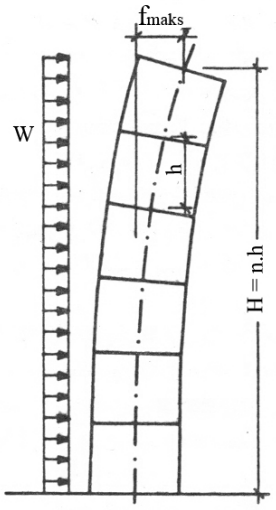
Cephe duvarlarının taşıyıcı olduğu yapılarda kat döşemeleri ve duvarları ile rijitleştirilmiş, temele ankastre gibi ya da iki doğrultuda çalışan taşıyıcı duvarların T, I veya U kesitli perdeler oluşturduğu kabul edilir. Burulma etkisine karşı mukavemetleri oldukça iyi olan bu tür sistemlerde cephelere dik doğrultudaki taşıyıcı duvarların sıklığı da yanal stabiliteyi etkiler. Mahalleri çevreleyen duvarların da taşıyıcı olduğu durumlarda duvarlar birbirlerini rijitleştirerek düşey kutular oluştururlar. Böylece döşemelerin önemi azalmış olur (Şekil 8.1). Boylamasına sistemde yani tek doğrultuda çalışan döşemelerden oluşan sistemde uzun cepheye dik

duvarların aralıkları artmış olacağından, döşemelerin ve rijitleştirici ara duvarların rolü önem kazanır [5].

Cephe duvarlarının taşıyıcı olmadığı durumlarda, düşey duvar perdeleri kendi aralarında yatay döşeme diyaframları ile bağlantılıdır. Bu duvarlar simetrik olur, aksi takdirde yatay kuvvetler altında burulma sözkonusu olabilir.

Duvar aralıkları az tutulmuşsa (enlemesine sistem) stabilite, üç duvarın bir döşeme elemanı ile birleştiği hücrelerle sağlanır. Bu durumda mütemadilik sağlanması şart değildir. Fakat aralıklar uzun ise (büyük açıklıklı enlemesine sistem) döşemelerin mütemadilik kazanması ve monolitik bir yatay perde gibi çalışması önemlidir. Böyle bir sistemde duvarlara ve döşeme ile bağlantılarına büyük kuvvetler gelmektedir. Yatay kuvvetler rijit diyaframlar ile bağımsız duvar perdelerine aktarılır.

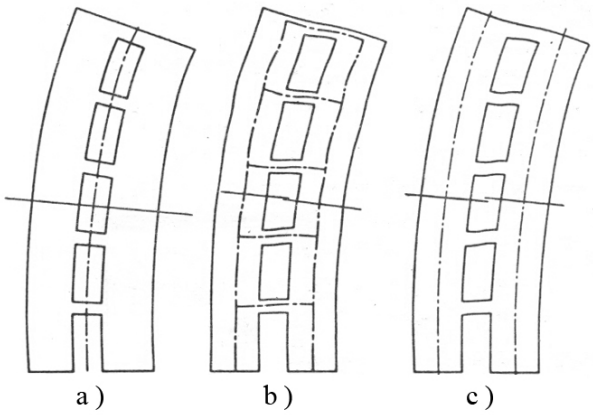
Özellikle dar ve yüksek yapılarda yapı stabilitesi de araştırılmalıdır. Yapı stabilitesinin yeterli olabilmesi için, bina yüksekliğine H dersek, yatay kuvvetler altında üst ucunda oluşabilecek yatay yer değiştirme H/2000'den az olmalıdır (Şekil 8.2).



Şekil 8.2 : Yapının üst ucunda müsaade edilen maksimum yer değiştirme

Duvar perdelerinde doğrama boşlukları gibi boşluklar yok ise hesaplar basit eğilmeye göre yapılır. Ancak perdelerde genelde doğrama boşlukları mevcuttur. Bu durumda boşluklar küçükse, perdedeki gerilme durumuna etkileri göz ardı edilebilir. Boşluklar büyük olduğunda, perdeler ya çok katlı bir çerçeve olarak ya da

boşlukların yanlarındaki duvar dilimlerinin birbirlerinden bağımsız perdeler oluşturduğu kabul edilerek hesaplar yapılır (Şekil 8.3).



Şekil 8.3 : Boşluklu perdelerin statik hesaplarda kabul şekilleri

Prefabrike panolarla kurulan taşıyıcı duvar perdeleri sistemlerde panolar arası bağlantılar da önemlidir. Birleştirilen elemanlar arası süreklilik sağlanmalı, aynı düzlemde yan yana gelen taşıyıcı duvar panoları birleşiminde kesme kuvvetlerine karşı önlem alındığında panolar tek bir kompozit perde şeklinde çalışır. Aksi takdirde yatay kuvvetlere maruz kalan panolar bağımsız konsol perde davranışı gösterirler, bu da yapı stabilitesini azaltır. Diğer ülkelerdeki uygulamalarda yüksek ve yatay yükün büyük olduğu yapılarda panolar arasındaki düşey ve yatay derzlerin kesiştiği köşelerde yatay hatılın içerisinde rijit kilit veya düğüm bağlantıları düzenlenir. Yatay kuvvetler karşısında panolar bu noktalar arasında yer alan basınç çubukları gibi çalıştığı kabul edilir.

8.3 Panolu Sistemlerde Birleşimler

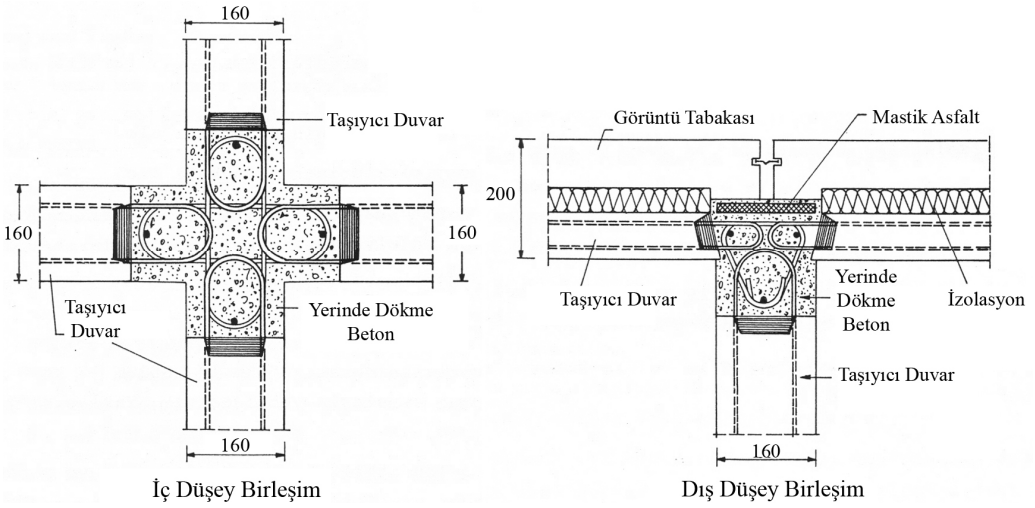
Prefabrike panolu sistemlerde elemanların düşey ve yatay birleşimlerinin detaylandırılmasında önemli olan bağlantıya etkiyecek kuvvet türünün ve şiddetinin belirlenmesidir. Eğer bağlantıya sadece basınç kuvvetleri geliyorsa, bir beton veya harç dolgusu yeterli olabilir. Çekme kuvvetleri, beton içindeki donatı veya ankrajlı çelik plakaların ek öğeler yardımıyla kaynaklanması yoluyla karşılanabilir. Kesme kuvvetlerine karşı, betonla doldurulan cepler yapılması bir çözüm olabilir. Buna ek olarak ek donatı veya kaynaklı plakalar gerekebilir. Eğilme momentlerinin aktarılması ise döşemelerde mütemadilik sağlanmak istendiğinde söz konusudur. Bu

momentler, üst donatı filizlerinin bağlanması ve enlemesine ek donatı düzenlemesi ile aktarılır [5].

8.3.1 Düşey birleşimler

Duvarlar arasında yapılan birleşimler olup, duvar panoları arasındaki monolitik etkiyi sağlamak amacıyla yapılırlar. Böylece rüzgar bağlantılarını oluşturmak ve rijitliği arttırmak açısından önemlidirler.

Farklı oturmalar, eksenel olmayan yüklemeler ile binaya etkiyen yatay kuvvetler, düşey bağlantılarda basınç, çekme ve kesme kuvvetleri oluşturabilir. Elemanların kenarlarından çıkan filizlerin iç içe geçirilmesi ve ortalarından ek donatı çubuğu geçirilmesi, birleşimin betonlanması basınç ve kuvvetlerini karşılayabilmek için yeterlidir. Kesme kuvvetleri için ise duvar kenarlarında cepler veya dişler yapılmalıdır. Şekil 8.4'de ek etriye ve donatı çubukları ile duvar panoları arasında harçvari kolon oluşturulmasına örnek verilmiştir.



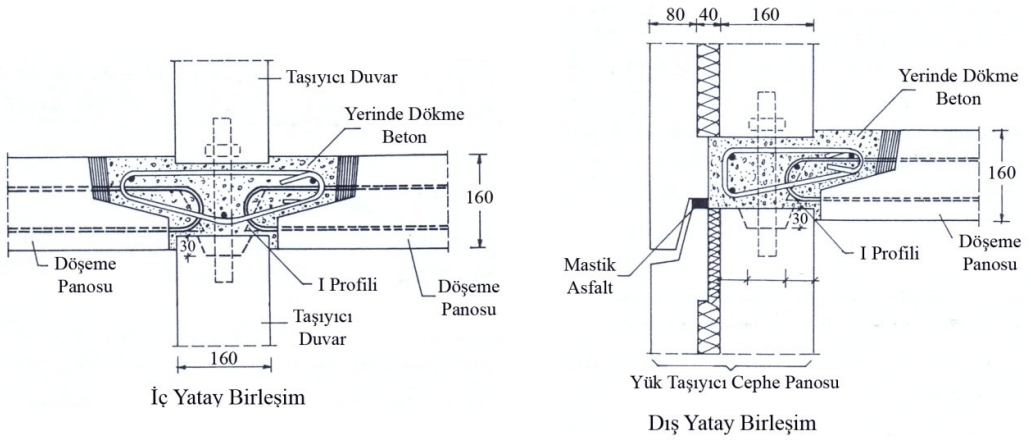
Şekil 8.4 : Düşey birleşim örnekleri

8.3.2 Yatay birleşimler

Yatay birleşimler düşey yüklerin duvardan duvara aktarılmasını sağlamak, döşemeye etkiyen yatay kuvvetleri duvar perdelerine iletmek amacıyla yapılırlar.

Döşemeler yüzeylerine dik gelen kuvvetlerden dolayı eğilmeye çalışmaktadır. Bu yüzden sehimleri oluşturmayacak stabiliteye sahip olmalıdır. Döşemeler kat hizalarında rijit perdeler gibi etkiyerek, yatay kuvvetleri duvar perdelerine aktarmaktadır. Ancak bu sırada, panoların kendi aralarındaki birleşimlerinde kesme

kuvvetleri oluşmaktadır. Kesme kuvveti eğik bileşeni döşeme kenarlarında yapılan ve sonradan betonlanan cepler tarafından, yatay çekme kuvveti ise kenarlarda düzenlenen donatı ve benzeri çelikler tarafından karşılanır. Günümüzdeki uygulamalarda yatay ek yerleri düşey ek yerlerine göre daha güçlü olmaktadır. Yatay eklerdeki düşey yükler ek yerinin kesme kuvveti ve moment taşıma gücünü arttırmaktadır. Düşey birleşimlerin daha zayıf olmasıyla buralarda özellikle kapı ve pencere boşluklarında çatlaklar oluşmaktadır. Bu çatlaklar panolar arası sürtünme kuvveti oluştururken önemli miktarda enerji tüketebilmektedir.



Şekil 8.5 : Yatay birleşim örnekleri

Döşeme panolarının taşıyıcı duvar panoları üzerine oturtulması ya doğrudan ya da ince bir harç tabakası veya neopren gibi elastik bir altlık aracılığı ile yapılır. Filizlerin içlerinden geçirilen hatıl donatısı ile yapılan bağlantı klasik çözümdür. Çelik profiller aracılığı ile taşıyıcı duvarlara oturtulan döşemelerin arasında geniş hatıllar oluşturulan (Oyak – Kutlutaş – Türkiye) uygulama şekil 8.5'de gösterilmiştir. Belli aralıklarla çelik panoların kaynaklanması veya alt duvardan çıkan pim şeklindeki donatının döşeme kenarındaki yuvalara geçirilmesi de uygulanan bir birleşim şeklidir.

9. TAŞIMA VE MONTAJ

9.1 Prefabrike Elemanların Taşınması

Prefabrike yapı elemanlarında taşıma işlemi, gerek konstrüksiyon toplam maliyetine, gerekse elemanların biçim ve boyutlarına etkisi bakımından önemli bir rol oynar.

Hazır beton elemanların taşınması karayolu, demiryolu, su ve hava yolları ile yapılabilse de, en yaygın olarak kullanılan karayolu taşımacılığıdır. Bu durumun sebebi ise diğer yöntemlerin fabrika ve şantiye arasında direk bir bağlantı sağlayamaması, pahalıya mal olan aktarma işlemleri, liman tesisleri ve ek araçlar gerektirmesidir.

Doğrudan fabrika-şantiye bağlantısı açısından karayolu taşımacılığı hazır beton elemanların taşınması için en uygun yöntemdir. Bu amaçla kullanılan araçlar çeşitlidir. Küçük elemanlar normal araçlar ile, büyük ve ağır elemanlar ise standart ve özel geliştirilmiş römork ve çekiciler ile taşınırlar. Karayolu taşımacılığında fabrika-şantiye arası uzaklık 40-60 km. olduğunda taşıma giderleri elemanların maliyetini fazla etkilemeyecek bir seviyede kalmaktadır. Bu da toplam maliyetin yaklaşık %7-11'i arasında kalmaktadır. Taşıma mesafesinin yanı sıra nakliye giderlerini etkileyen faktörler, taşıma yapılan aracın cinsi, araç kapasitesinin tam olarak kullanılıp kullanılmadığı, aracın bir seferde taşıdığı eleman miktarı ve yaptığı sefer sayısı olarak sayılabilir.

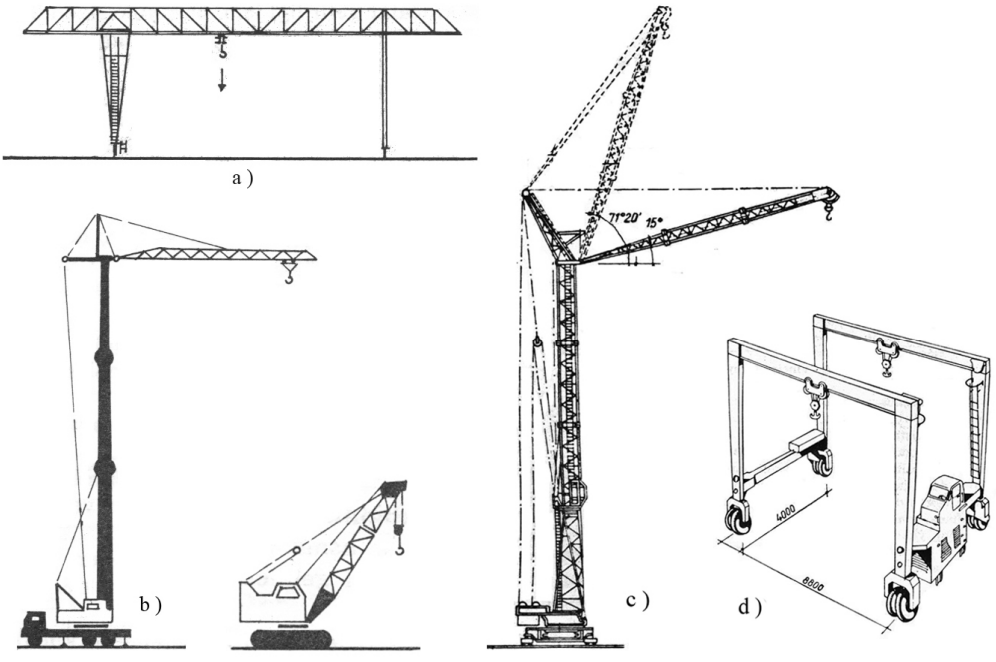
Araç kapasitesinin iyi kullanımı için, karmaşık biçimlerden, istiflemeyi önleyen çıkıntılardan, büyük boyut ve ağırlık farklarından kaçınmak gerekir. Bu nedenle, daha projelendirme sırasında, elemanların biçim ve boyutlarının, taşıma giderleri, taşıma araç türleri ve kapasiteleri düşünülerek saptanmış olması önem kazanmaktadır [6].

Montaja kolaylık sağlaması bakımından, prefabrike elemanlar monte edileceği konumda taşınmalıdır. Bu durumun mümkün olmadığı hallerde mesnet yerlerinin iyi seçilmesi gereklidir. Uçtan konsol olarak taşınması gereken ve tarafsız eksene göre simetrik olmayan öngerilmesiz elemanlarda, mesnet ve açıklıklarda eşit çekme

gerilmesi oluşacak şekilde yerleştirme yapılmalıdır. Ağır ve büyük elemanların taşınması sırasında elemanın hasar görmesi, devrilmesi, araç emniyeti ve taşıma esnasında eleman ve aracın titreşim frekanslarına bağlı olarak oluşabilecek dinamik kuvvetler açısından önlemler alınması gerekir. Bunları göz önüne alarak gerekli yerlere ara elemanlar, devrilmeyi önleyen çerçeve şeklinde destekler yerleştirilmelidir.

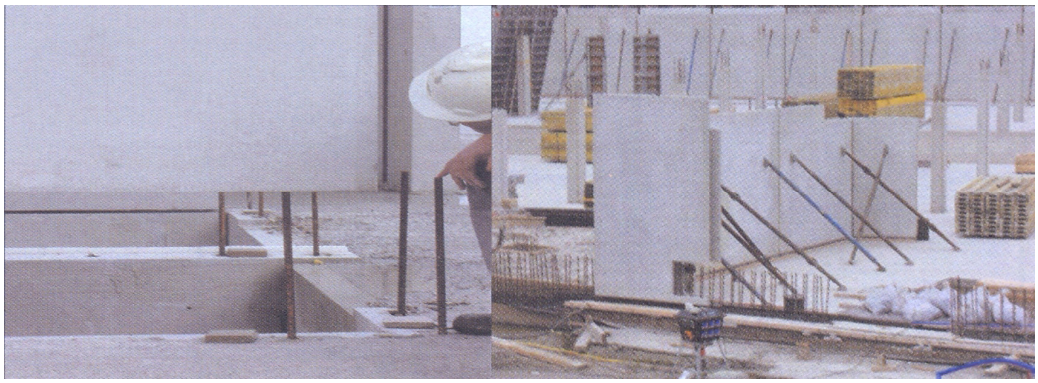
9.2 Prefabrike Elemanların Montajı

Şantiyeye getirilen prefabrike elemanların yapıyı oluşturmak üzere kaldırılıp bir araya getirilmeleri ve birleştirilmeleri gibi çalışmalar montaj işlemlerini oluşturur. Bu işlemler, genelde vinç adı verilen motorlu araçlar yardımıyla gerçekleştirilir. Prefabrike yapıların montajında vinç kolunun inip kalkmasına, dönmesine, yükün vinçle birlikte veya duran vinç kolu üzerinde yatay olarak hareket etmesine imkan veren vinçler kullanılır. Uygulayıcı, bu makinelerin kaldırabileceği maksimum ağırlık, kaldırma momenti, kaldırma yüksekliği, hızı, vinç ağırlığı gibi teknik niteliklerini iyi inceleyip seçimini yaparken yatırım, kullanım, yer değiştirme, kurma ve sökme giderlerini de göz önünde tutması gerekir. Prefabrike elemanların montajında kullanılan bazı vinç örnekleri şekil 9.1'de gösterilmiştir.



Şekil 9.1 : a) Köprü vinç b) Araçlı vinç c) Kule vinç d) Tekerlekli köprü vinç

Prefabrike elemanların taşınma montaj şekli önceden belirlenerek, taşıma durumu ve noktaları buna göre saptanır ve üretim sırasında gerekli yerlerde halkalar, delikler veya sonradan takma halkalar için dişli borucuklar düzenlenir. Buralardaki halka ve deliklerden geçirilen çelik halat yardımıyla çubuk elemanlar 2 noktadan, yüzeysel elemanlar ise 4 veya daha fazla noktadan asılarak kaldırılır. Elemanların, yaş bağlantı, kompozit çalışma gibi nedenlerle gerekirse stabilitesi geçici mesnetlerle sağlanır. Montaj sırasında genellikle betona gömülü çekmeye çalışan ankrajların desteklenmesine özen gösterilmelidir. Montaj sırasında geçici mesnet ve destekler rüzgar yüküne göre tahkik edilmelidir (Şekil 9.1).



Şekil 9.2 : Prefabrike elemanların son konuma yerleştirilip, desteklenmesi

Bir eksendeki rijitliği, diğer eksene oranla çok az olan prefabrike elemanlarda, kaldırma anında yanal burkulma ve deformasyona karşı önlemler alınmalı ve gerekli tahkikler yapılmalıdır. Kaldırma noktaları yanal burkulmayı önleyecek şekilde seçilmelidir.

9.2.1 Montaj toleransları

Üretim, depolama ve montaj sırasında sünme veya ısı gerilmeleri nedeniyle oluşan boyut değişiklikleri çok fazla olduğu zaman ortaya;

- Montajın ve bağlantının yapılamaması,
- Statik bakımdan, kuvvetlerin bir elemandan diğerine gerektiği gibi aktarılamaması,
- İnce yapı ve tesisat işlerinin çok güçleşmesi,
- Yapı fiziği açısından yetersiz uygulamaların yapılması ve

- Önemli estetik sorunların doğması gibi sakıncalar çıkar.

Bu sakıncaları önlemek veya belli bir düzeyde tutabilmek amacı ile ölçü sapmaları kabul edilebilir değerlerle sınırlandırılır. Saptanmış teorik biçim ve boyutlara göre, biçim ve boyutlarda kabul edilebilen farkları belirleyebilen bu değerlere "tolerans" denir.

Elemanlarda montaj evresine kadar oluşan ölçü sapmaları, üretim toleransları, montaj sırasındaki sapmalar ise montaj toleransları ile sınırlandırılır. Bir birleşim noktasında, esas olarak bu iki tolerans göz önünde tutulur ancak sünme ve ısı gerilmelerinin etkileri de göz ardı edilmemelidir.

10. PREFABRİKE YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞI

Depremlerde can ve mal kaybı genelde yapıda oluşan hasarlar nedeniyle meydana geldiğinden inşaat mühendisliğinde en büyük zorunluluk depreme dayanıklı yapı üretmektir (Şekil 10.1). Prefabrike yapılar için de duyulan en büyük kuşku, deprem dayanımı ile ilgilidir ancak prefabrikasyon, uyulması gereken inşaat kurallarına göre eksiksiz olarak yapılmışsa, geleneksel sisteme göre daha dayanıklı ve daha güvenlidir. Özellikle fabrika koşullarında, denetimli ve kaliteli üretime imkan veren prefabrike yapı sistemi son yıllarda ülkemizde göz ardı edilemez bir gelişme göstermiş, sanayi yapılarında en çok tercih edilen sistem olmuştur.



Şekil 10.1 : Depremde prefabrike yapılarda oluşan hasarlar

10.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı

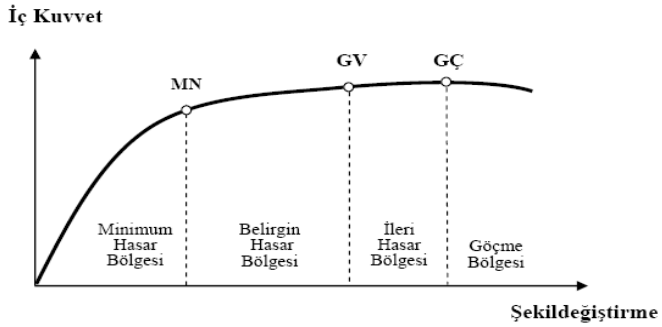
Depreme dayanıklı yapı tasarımı denildiğinde ilk akla yatay kuvvetlere karşı yapı tasarlamak gelse de bu yeterli değildir. Deprem kuvvetini karşılamak için dayanım, rijitlik ve süneklik özelliklerinin optimum karışımı sağlanmalıdır. Diğer yandan da ekonomik kısıtlamalar yapıda oluşturulacak deprem dayanımının ne miktarda olacağı üzerinde önemli bir rol oynamaktadır. Bu yüzden depreme dayanıklı yapı kavramı bu faktörler ışığında, sık olan orta büyüklükteki depremleri bir hasar görmeden atlatmak, nadir oluşan şiddetli depremlerde ise stabilitesini, içindeki insan, donanım ve malzemeyi tehlikeye atmaksızın korumak olarak geliştirilmelidir. Binaların kullanım amacı ve türüne göre 2007 afet yönetmeliğinde belirtilen ve uyulması gereken bazı hususlar çizelge 10.1'de verilmiştir.

Çizelge 10.1 : Farklı deprem etkilerinde hedeflenen performans düzeyleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Depremin Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	-	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	-	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	-
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	-	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konut, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları,vb.)	-	CG	-

D.B.Y.B.H.E 2007'de, sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar minimum hasar sınırı (MN), güvenlik sınırı (GV) ve göçme sınırı (GÇ)'dır (Şekil 10.2). Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir [16].

Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar minimum hasar bölgesinde, MN ile GV arasında kalan elemanlar belirgin hasar bölgesinde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar ileri hasar bölgesinde, GÇ'yi aşan elemanlar ise göçme bölgesi'nde yer alırlar [16].



Şekil 10.2 : Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri

10.2 Depremin Prefabrike Yapılar Üzerindeki Etkisi

Ülkemizin deprem kuşağında yer alması yapıların hesap ve tasarım aşamalarında yapılara etkiyen düşey yükler ile deprem etkilerinin de dikkate alınmasını zorunlu kılmaktadır. Yapılarda, zeminin deprem titreşimleri altında bir yöne hareketi, yapının kütlesinin de buna karşı direnmesi sonucu dinamik nitelikteki deprem kuvvetleri oluşur ve bu kuvvetler kesitleri etkiler. Bu etki, zemin üzerindeki yapı özelliklerine göre değişim gösterir.

Çok rijit yapılar zemin ivmesine göre hareket etmek isterler. Bu nedenle yapılar zemin ivmesi etkisine maruz kalırlar. Eğer rijit yapılar, zemin ivmesinin en yüksek değerine karşı yeterli dayanımı göstermezse hasara uğrarlar. Esnek yapılar ise deprem esnasında zemin hareketinden farklı olarak titreşim yaparlar. Elastik yapılar bu sebeple deprem ivmelerinin üstünde ivmelere maruz kalabilirler. Bu da yapısal titreşimler sonucu hasarlar oluşmasına sebep olur.

Nadir de olsa oluşan şiddetli depremlerde betonarme yapıların elastik sınırlar içinde kalarak karşı koymasının ekonomik olmayacağı düşünülerek deprem yönetmeliğinde şiddetli depremler karşısında yapıda oluşacak plastik mafsallar aracılığı ile yeterli enerjinin tüketilmesi öngörülmüştür. Yani şiddetli depremler karşısında yapılar elastik sınırlar içinde kalamayacak ve büyük deformasyonlar oluşacak ancak yapı ayakta kalacak şekilde tasarlanmalıdır. Bu durumda yapı güvenliği için sadece dayanım sağlanması yeterli olmamaktadır. Betonarme bir yapının büyük deformasyonlar yaparak gerekli enerjiyi tüketebilmesi, yapı elemanlarının yeterli sünekliğe sahip olması ile mümkündür. Ancak plastik mafsallarda oluşan deformasyonlar sonucu yapının yanal ötelenmesi belirli sınırlar içinde kalmalıdır. Yanal ötelenme veya çok katlı yapılardaki katlar arası rölatif yer değiştirmenin aşırı olduğu durumlarda taşıyıcı olmayan elemanlarda büyük hasarlar oluşmaktadır. Özetlemek gerekirse, deprem söz konusu olan bölgelerde, eleman boyutları aşırı büyük seçilip, davranışın elastik sınırlar içinde kalması sağlanmıyorsa, dayanım, süneklik ve sınırlı yanal yer değiştirme koşulları sağlanmalıdır.

Çizelge 10.2 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)

(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	**3**	**7**
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının kolonları üstten mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	**-**	**3**
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından taşındığı, prefabrike çerçeve bağlantıları mafsallı olan binalar	**-**	**5**
(2.4) Deprem yüklerinin ,bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme ve /veya bağ kirişli(boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	**3**	**6**

Prefabrike yapıların tasarımında kullanılacak deprem kuvvetlerinin, yerinde dökme yapılar için öngörülenden daha büyük olması gerekir. Çünkü her türlü prefabrike yapıların ek yerleri yerinde dökme yapılar kadar rijit ve enerji tüketebilecek güçte değildir. Zaten D.B.Y.B.H.E 2007'de deprem yükü hesaplanırken kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), deprem yüklerinin tamamının kolonları üstten mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar için daha küçük tutulmuştur, böylece prefabrike sisteme gelen tasarım deprem yükü arttırılmıştır.

Çizelge 10.2'de gösterildiği üzere mafsallı bağlantılı çerçevelere salt bir kat olarak izin verilmektedir. 1998 yönetmeliğinde (R) 5 olarak alınan katsayı 2007 yönetmeliğinde 3 olarak değişmiştir. Bunun nedenlerinden biri plastik mafsalların kolonla-temelin birleştiği yerde olması ve deprem enerjisinin sadece bu birleşimde tüketileceğinden kolonların plastik deplasman yapmadan mümkün olduğunca elastik olarak davranması gerektiğidir. Diğer nedeni ise bu tip binaların tek katla sınırlanması ile eksenel yük düşük olacağından kolonun da kiriş kadar sünek olabileceğindendir. Burada önemli olan eksenel yükün küçük olmasıdır.

R katsayılarındaki değişiklik ile D.B.Y.B.H.E 2007'de madde 2.10.1.2 ve madde 2.10.1.3'teki göreli kat ödemeleri kriterleri de değişmiştir.

2.10.1.2 – Her bir deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon ve perdeler için *etkin göreli kat ötelemesi*, δ_i, (10.1) ile elde edilecektir.

$$\delta_i = R\Delta_i \qquad \textbf{(10.1)}$$

2.10.1.3 – Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon ve perdelerde, (10.1) ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelenmelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{max}$, (10.2)'de verilen koşulu sağlayacaktır:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0{,}02 \qquad \textbf{(10.2)}$$

Bu değişim ile daha küçük kesitlere imkan verilmekte dolayısı ile küçük kesitler ile periyot büyüdüğünden deprem kuvvetleri azalmakta ancak tesirler artmaktadır.

10.3 Prefabrike Betonarme Yapıların Deprem Performansı

Betonarme yapıların depreme göre detaylandırılması uzun bir geçmişe dayanır ve geliştirilen kurallar genel olarak yerinde dökme beton için geçerlidir. Oldukça yakın bir geçmişi olan prefabrike inşaat teknolojisi ise deprem tehlikesi olmayan ülkelerdeki uygulamalarla başlamıştır. Prefabrike yapılarda bağlantı bölgesi yapının en zayıf halkasını oluşturur ve bilhassa deprem bölgelerinde yapılacak prefabrike yapıların depreme karşı dayanıklılığında ve davranışında bağlantıların etkisi daha da belirginleşir. Bağlantı noktalarının deprem davranışı üzerindeki olumsuz etkisi nedeni ile geçmişte deprem tehlikesi altında olan ülkelerde prefabrike yapıların yapımına izin verilmemiştir.

Genellikle prefabrike yapı elemanları ve onların ek yerleri monolitik olarak inşa edilmiş bir ana taşıyıcı sistemin sahip olduğu kadar büyük bir düktiliteye sahip değildirler. Bu azlık sebebiyle ek yerlerine etkiyen deprem tasarım yükleri, monolitik yapılara etkiyen deprem tasarım yüklerinden çok daha büyüktür. Deprem yüklerinin ek yerlerinde ve yapı elemanlarında nispeten yüksek olmasının diğer bir nedeni de bu gibi yerlerde bir tahribat ve kırılma sonucu, aktarılması gereken yükleri taşıyabilecek ve göçmeyi önleyebilecek başka bir mukavemet unsurunun bulunmamasıdır.

Monolitik olarak inşa edilmiş betonarme taşıyıcı sistemlerde, deprem esnasında tasarım aşamasında kabul edilen yüklerin aşılması durumunda dahi göçme hemen gerçekleşmez. Çünkü plastik deformasyonlar, plastik mafsallaşmalar ve malzemenin akma sınırı ötesinde sertleşmesi gibi, hesaba katılmayan, ancak göçmeyi geciktiren ilave mukavemet devreye girer. Bu ilave mukavemetin yanı sıra bir başka unsur daha vardır. Monolitik sistemde herhangi bir düğüm noktası plastik mafsal haline gelip moment aktaramaz hale gelirse, komşu düğüm noktaları ve yapı elemanları devreye girer, mafsallaşma nedeniyle oluşan ilave yükleri taşımaya başlarlar.

Prefabrike taşıyıcı sistemlerde, prefabrike elemanın veya bir ek yerinin göçmesi durumunda, komşu bir elemanın veya ek yerinin devreye girip ilave yükleri paylaşması söz konusu değildir. Kopan bu elemanda plastik mafsallaşma ya da yüklerin yeniden dağılımı olmaz. Bu yüzden prefabrike elemanların ve ek yerlerinin tasarımında, monolitik ana taşıyıcı sistemlere göre çok daha yüksek yatay yükler göz önüne alınır.

ABD'de prefabrike ve öngermeli yapılar konusunda en yetkili kuruluş olan Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) kitapçığında, prefabrike ve öngermeli yapıların projelendirilmesi ve detaylandırılması konusunda en yeni bilgileri içermektedir. Burada prefabrike yapılarda mevcut çok sayıda bulonlu veya kaynaklı birleşimin tersinir yükler altındaki elastik olmayan davranışının henüz deneysel olarak ispat edilmediği belirtilmektedir. Bu yüzden eğer bir birleşimin kendisi monolitik değilse PCI Komitesi, deprem bölgelerinde yapılacak bu tür yapılarda deprem performansı yüksek birleşimlerin ancak deneysel çalışmalar sonucu elde edilen verilere dayanarak projelendirilmesini tavsiye etmektedir [17].

10.4 Depremlerde Prefabrike Betonarme Yapılarda Oluşan Hasarlar

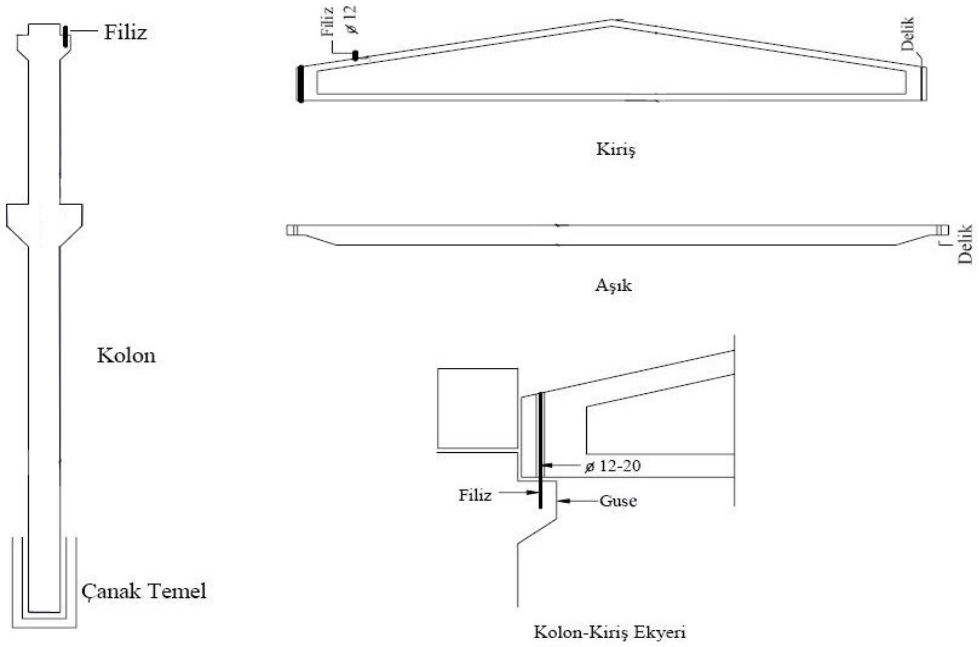
Ülkemizde endüstri yapılarının yaklaşık %70'i prefabrikasyon teknolojisi ile inşa edilmektedir. Bu yapılar genelde bir iki katlı, büyük açıklıklı kolon, kiriş, çatı elemanları kullanılan prefabrike çerçeveli yapılardır. Tek katlı prefabrike çerçeveli yapı sistemi 1992 Erzincan depremi ve 1998 Adana depremlerinde hasara uğramış, özellikle Marmara depreminde ağır derecede hasarlar oluşmuştur. Hasar sadece yapı hasarı ile sınırlı olmamış, sanayi yapılarında kullanılan prefabrike yapı sistemi yıkılması nedeniyle makine, donanım ve malzeme de zarar görmüştür [18].

Marmara depremi sonrasında Türkiye Prefabrik Birliği bölgede bulunan yapılara ait bilgi toplanmaya başlanmıştır, bu bilgilerin elde edilmesiyle aşağıda sunulan tablo oluşmuştur (Çizelge 10.3).

Çizelge 10.3 : Türkiye Prefabrik Birligi üyesi firmalar bölgesel yapı envanteri

Toplam Yapı Sayısı	**481**	**%100**
Tam Hasarlı Yapı Sayısı	17	%3,5
Kısmi Hasarlı Yapı Sayısı	14	%3,0
Hasarsız Yapı Sayısı	450	%93,50

Marmara depremi ardından prefabrike çerçeveli yapılar üzerinde yapılan incelemeler sonucunda, prefabrike yapı sisteminde meydana gelen hasarların iki türlü olduğu gözlemlenmiştir. Hasar gören yapılarda kolon üzerinde bulunan guselerdeki ankrajlı donatılar çatı kirişlerinde açılan deliklerden geçirilerek birleşimleri yapılmıştır (Şekil 10.3). Bu kirişlerin üzerinden çıkan 5-6 cm uzunluktaki demirlere de aşıklar oturtularak mafsallı yani moment aktarmayan, sadece kesme kuvveti ileten birleşim sağlanmıştır.



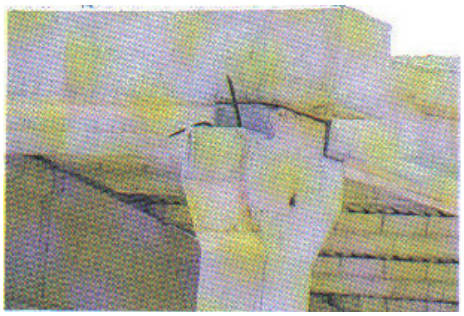
Şekil 10.3 : Hasar gören prefabrik çerçeve sistemin ayrıntıları

Prefabrike endüstri yapılarında, genelde kolon boylarının büyük olması ve mafsallı bağlantılar nedeniyle doğal periyotlar büyüktür. Deprem sırasında bu tür binalarda oluşan hasarlar, sistemden veya detay kusurlarından meydana gelmiştir (Şekil 10.4).



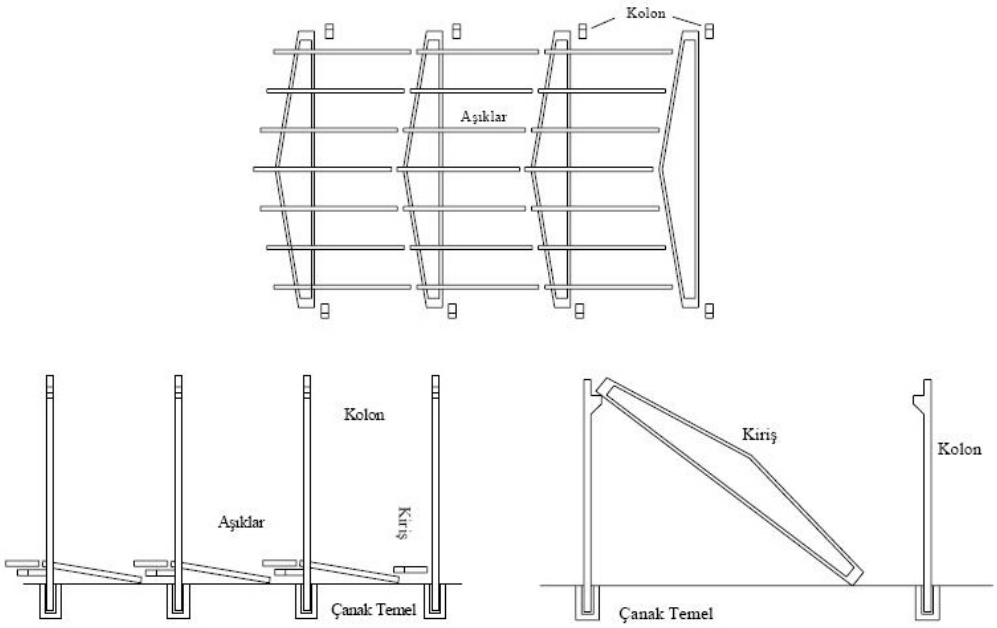
Şekil 10.4 : Yapının Kocaeli depreminden önce ve sonraki durumu

Hasarlardan ilki, deprem etkisiyle kirişte oluşmaya başlayan dönmeyi önleyecek elemanlar olmadığından, çatı kirişlerinin yana devrilerek mesnetten düşmesi sonucu şekil 10.5'te gösterildiği üzere kolon üzerindeki gusede ankraj donatılarının bükülmesi, kiriş deliklerinden çıkması ve devrilen kirişin yere düşmesi şeklinde olmuştur. Kirişlerin devrilmesi sonucu üzerine oturan aşıklar da demirlerden kurtularak yere düşmüştür. Bazı yapılarda ise kirişlerin düşmemesine rağmen kirişlerin oturduğu konsolların kenarlarında betonda ezilmeler gözlemlenmiştir. Kullanılan sistemin en zayıf yönü, çatı düzeyinde bir diyafram olmamasıdır. Çatıda kirişleri bağlayan tek eleman aşıklardır ve bunların diyafram etkisi oluşturması söz konusu değildir. Diyafram bulunmaması sebebiyle her çerçeve bağımsız davranmış ve çerçeveler arasında yardımlaşma olmamıştır.



Şekil 10.5 : Konsoldaki demirlerin bükülmesi sonucu kiriş ucundan çıkması

İkinci tür hasar, konsola oturan kirişlerin yanal yüzeylerinde, uçlarında konsoldan gelen demirlerin geçtiği deliklerin olduğu yerlerde gözlenen düşey çatlaklardır. Şekil 10.6'da prefabrike çerçeveli yapılara ait bazı yıkılma biçimleri verilmektedir.



Şekil 10.6 : Prefabrike çerçeve yapıların yıkılma biçimleri

Bazı binalarda ise kolon tabanında plastik mafsallaşma izlenimini veren çatlama ve ezilmeler gözlenmiştir (Şekil 10.7). Kolonlarda meydana gelen burkulma ve kırılmalar yük kabullerinin yanlışlığından, hesap ve detay hatalarından, yer değiştirme sınırlamalarına uyulmamasından, zemin özelliklerinin dikkate alınmamasından veya donatının simetrik şekilde yerleştirilmemesinden kaynaklanmaktadır.



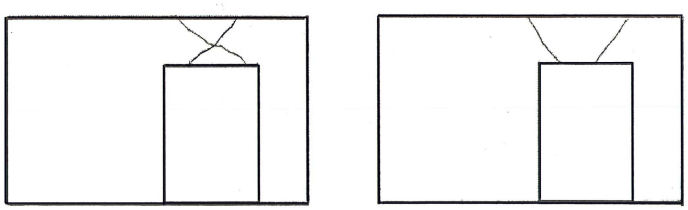
Şekil 10.7 : Prefabrike yapıda kolon altında meydana gelen kırılma

Ülkemizde çok katlı olarak inşa edilen işyeri, yurt gibi yapılar genelde moment aktarabilen birleşimlere sahip çerçeveli sistemlerdir. Moment aktarımı altta plakanın plaka ile kaynaklanmasıyla ve üstte kolonlardan çıkan filizlerin kiriş boyuna donatısı ile bindirmeli ek yapılmasıyla ya da kaynaklanmasıyla sağlanmıştır. Marmara ve

Düzce depremlerinde bu tür binalarda ağır hasara rastlanmamıştır. Gözlenen hasarların sebepleri, depremde yükün tersindiği dikkate alınmadığından, kirişin alt donatısının sünekliği ve plaka ankrajlarının yetersizliği, üstte kiriş donatısının kolondan çıkan filizlere bindirmeli olarak eklenmesinin yetersiz kalması sayılabilir.

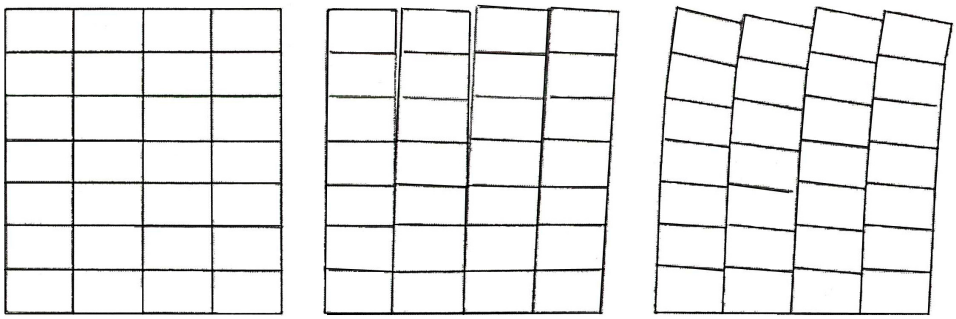
Bu tür binalarda yapılan gözlemler sonucu ortaya çıkan hasarların bazı bölgelerde yoğunlaşması, özellikle sıvılaşma etkisi görülen zeminlerde deprem ivmesi şartnamede ön görülen değerin çok üstünde olması, yerel zemin sınıflarının doğru tespitinin önemini göstermiştir [19].

Prefabrike beton paneller ile oluşturulan yapılar ise genelde konut, işyeri olarak inşa edilmiştir. Panolu yapılar için 1977 Romanya depreminde, yatay ve düşey ek yerlerinin yüksek dayanımlı olması yeterli bir davranış sağlamış ve düşey ek yerlerinde özellikle kapı lentolarında şekil 10.8'de görüldüğü gibi kesme çatlakları oluşmuştur.



Şekil 10.8 : Romanya depreminde lentolardaki hasarlar

1979 Karadağ depreminde panolar arasında düşey ek yerlerinde çatlamaların başlaması ile şekil 10.9'daki gibi üst üste olan panoların birbirinden ayrılarak her bir düşey panonun eğilmesi ile zorlanmaya başlamış ve panolar arasında yatay ek yerlerinde çatlaklar oluşmuş, ek yerindeki yerinde dökme betonda ezilmeler gözlemlenmiştir.



Şekil 10.9 : Panoların Karadağ depreminde davranışı

Ülkemizdeki 1999 Marmara depreminde ise bu tür yapılarda panoların iki doğrultuda yeterli perde alanını sağlaması sağlıklı bir davranış sergileyerek hasar oluşmasını engellemiştir.

10.5 Yeni Binalar İçin Görülen Kusurların Giderilmesine Yönelik Çözümler

Depremde hasar görmüş prefabrike binalar incelendiğinde hasarlara neden olan sorunların giderilmesi amacıyla öneriler aşağıda sıralanmıştır.

- Sistemin yanal rijitliğini sağlamak amacıyla, yeterli ve simetrik kolon boyutları seçilmeli veya perde ve çaprazlarla rijitlik sağlanmak istenirse diyafram etkisi meydana getirecek yatay çaprazlar da oluşturulmalıdır.
- Depremde görülen devrilme göçmelerini engellemek amacıyla birleşimlerde pim ile yapılan bağlantılar kullanılmamalı, bulonlu birleşimler tercih edilmeli, gerekiyorsa çift pim yapılmalı ve kesme kuvvetini aktaracak özellikte, nervürlü pimler seçilmeli, kiriş ucu ve oturduğu mesnet mümkün olduğu kadar geniş düzenlenmelidir.
- Zemin etüdü mutlaka özenli bir şekilde yapılmalı, zemine uygun temel çözümleri seçilmeli ve gerekiyorsa zemin iyileştirmesi yapılmalıdır.

11. ONARIM VE GÜÇLENDİRME

Yapı sistemleri de teknoloji ile birlikte zaman içerisinde hızla gelişmektedir. Bu gelişim, daha iyi ve daha dayanıklı yapılar yapabilmek için yapının her türlü tasarımında yer alan elemanların kalitelerinin artması, birleşim detaylarının geliştirilmesi ve en uygun yapı sistemlerinin oluşturulması sonucu gerçekleştirilmektedir. Buna karşılık yapılar zaman içerisinde farklı nedenlerle üzerlerine gelen yükleri kısmi olarak ya da tamamen taşıyamayacak hale gelebilirler. Depremler, yapıların taşıyıcı sistemlerinde hasara ve bu nedenle fonksiyon ve mukavemet kaybına neden olabilirler. Böyle durumlarda yapının onarım ve/veya güçlendirilmesine gereksinim vardır.

11.1 Onarım ve Güçlendirme Kavramları

Betonarme yapıların onarım ve güçlendirilmesi, inşaat mühendislerinin sürekli ilgilendiği, analiz ve detaylandırma uygulamalarının klasik inşaat mühendisliği uygulamalarına kıyasla daha karmaşık olduğu bir konudur. Burada onarım, hasar gören bir yapı veya yapı elemanının öngörülen yapı güvenliğine sahip olabilmesi için yapılan işlemlerdir. Güçlendirme ise, hasar görmemiş bir yapı ya da yapı elemanının öngörülen yapı güvenliğine sahip olabilmesi için yapılan işlemler olarak tanımlanabilir [20].

11.2 Onarım ve Güçlendirmede Yöntem Belirlenmesi

Mevcut deprem yönetmeliği özel bir şart koşmamakla beraber mevcut yapıların da yeni yapılacak yapılar gibi incelenmesini öngörmektedir. Bu incelemeler ardından güçlendirilme yapılması gereken yapılar eski yönetmeliklere göre yapılmış ve güncel yönetmelik şartlarını sağlamayan, yatay yükleri ve proje ömrü dahilinde yükleri yanlış seçilen, taşıyıcı sistem ve eleman projeleri düzgün olsa bile yapı inşa edilirken bu projelere uyulmadığı gözlenen yapılardır.

Hasarlı yapıların güçlendirmeye ihtiyacı olduğuna dair kararlar mukavemet ve rijitlikleri ile ilgili hesaplar ve analizler sonucu belirlenmektedir. Eğer sadece onarılmış yapı güçlendirilmeden proje kriterlerini sağlıyorsa yapının takviyesine gerek yoktur. Onarılmış durumdaki yapı mukavemet kriterlerinin şartlarına cevap vermiyorsa onarıma ek olarak takviye gerekecektir. Bu analiz sonuçlarına dayanarak onarım ve güçlendirme için çeşitli seçenekler ortaya konulur ve karşılaştırılır. Özellikle yeni taşıyıcı elemanlar ilave edilecek olduğunda çeşitli çözümler mümkün olduğundan yapının güçlendirilmesi için birden fazla yöntem düşünülmelidir.

11.3 Güçlendirme İlkeleri

Yapıların onarım ve güçlendirilmesinde önemli olan her yapıyı kendi özellikleriyle değerlendirerek en uygun onarım ve güçlendirme yöntemini belirlemektir. Çok farklı güçlendirme şekilleri yapılabileceği gibi hemen hepsinde uyulması gereken ortak ilkeler ve uygulama yöntemleri vardır. Bunları şu şekilde inceleyebiliriz.

- Yapının Ağırlığının Azaltılması: Depremde yapıya gelen kuvvet, yapının ağırlığı ile doğru orantılı olduğu için, yapının ağırlığının azaltılması, yapıya etkiyecek yüklerin azaltılması anlamına gelmektedir. Yapıyı hafifletmek için, çeşitli yöntemler uygulanabilir. Örneğin tuğla bölme duvarlarının yerinde daha hafif alçı ya da gazbeton bölme duvarları yapılabilir. Ayrıca özellikle tek katlı sanayi tipi betonarme prefabrike yapılarda, ağır çatı kaplamalarının yerine daha hafif malzemelerin seçilmesiyle de yapının ağırlığı azaltılabilir.
- Yapının Taşıyıcı Gücünün Arttırılması: Taşıma gücünün arttırılması, yapıya yatay ve düşey yüklerin aktarılmasında yardımcı olacak yeni elemanlar eklenmesi ve mevcut elemanların enkesitlerinin genişletilmesi ile yapılır [19].
- Burulma Etkisinin Azaltılması: Yapının katlarındaki ağırlık ve rijitlik merkezlerinin birbirinden uzak olması sonucunda burulma etkisi ile deprem sırasında çok büyük hasarlar oluşmaktadır. Örneğin perde duvarların yapının bir yanında toplanması ve taşıyıcı olmayan bölme duvarların katlarda dengeli yerleştirilmemesi yapıda burulma etkisi yaratabilmektedir. Güçlendirmede, yapıya perdelerin eklenmesi halinde bu durum göz önünde tutulmalıdır.
- Yapının Sünekliğinin Arttırılması: Süneklik genel anlamda yapının enerji tüketme gücüdür. Tek katlı prefabrike çerçeveli yapılarda tercih edilen mafsallı birleşimler, monolitik betonarme yapılardaki, rijit kolon-kiriş birleşim noktaları

yakınında hasar meydana gelip, plastik mafsallar oluşmasıyla deprem enerjisini sönümlemesi gibi bir enerji tüketme yeteneğine sahip değillerdir. Böylece yanal rijitlik yetersizliğinden, yatay yer değiştirmeler sınırlandırılamadıkları ve plastik mafsallarla tüketilemedikleri için hasarlar meydana gelmektedir.

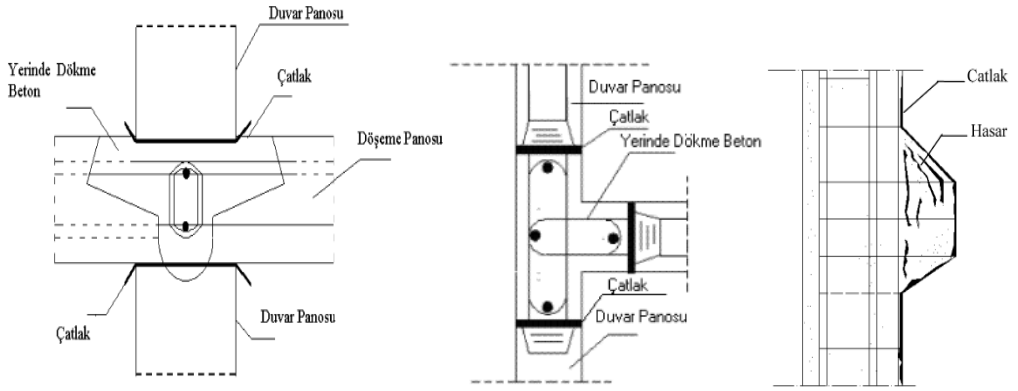
- Yapının Dinamik Özelliklerinin İyileştirilmesi: Yapının bulunduğu zeminin hakim periyodu ile depremin oluşturduğu yükler altında yapının doğal titreşim periyodu birbirine çok yakın ise deprem sırasında rezonans oluşmakta ve yapıda çok büyük hasarlar meydana gelmektedir. Bunun oluşmaması için yapı rijitliği arttırılarak periyodun kısalmasını sağlamak çözümlerden birisidir [21].

11.4 Eleman Bazında Yapılacak Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri

Prefabrike betonarme yapıların güçlendirilmesini taşıyıcı sistem elemanlarının eleman bazında tekil olarak güçlendirilmesi ve taşıyıcı sistemin tümünün güçlendirilmesi olarak iki ana başlıkta incelemek mümkündür. Tekil olarak elemanlarda güçlendirme yapılmasının amacı yapının genel dayanımlarından ve rijitliklerinden bağımsız olarak, eleman düzeyindeki yetersizliklerin giderilmesidir.

11.4.1 Panolardaki çatlakların onarılması

Prefabrike panolu yapılarda, panolar ile yerinde dökme beton arasında şekil 11.1'de görüldüğü gibi ıslak birleşimlerdeki ezilmeler ve kenetli birleşimlerde kenetlerin ezilmesi sonucu bu bölgeler öncelikle yüksek basınçlı havayla biriken kuru parçalardan temizlenmeli böylece ezilme bölgesindeki gevşek betonlar kaldırılmalı ve buralar yeni betonla ya da epoksi reçine harcıyla doldurulmalıdır. Buralarda oluşan çatlaklar ise enjeksiyon harcı ile kapatılmalıdır.



Şekil 11.1 : Yatay ve düşey birleşimler ile kenetlerdeki hasarlar

11.4.2 Kolonların güçlendirilmesi

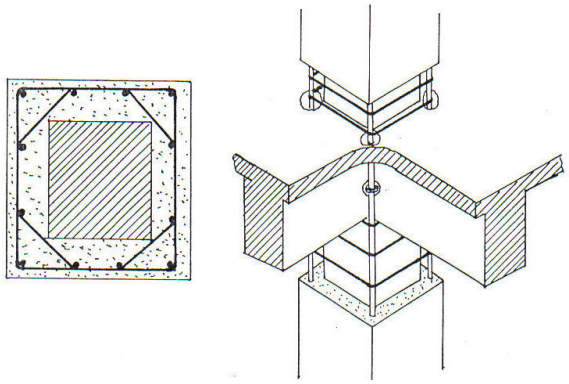
Betonarme kolonların güçlendirilmesi onların eksenel yük, moment ve kesme kuvveti tasıma güçlerinin arttırılmasıdır. Bu işlem betonarme kesitin arttırılması, kolona yeni donatı en kesiti eklenmesi ya da kolonun çelik bir kafes içine alınması ile gerçekleştirilmektedir.

Kolon mantolaması

Mantolama, kolonun mevcut kesitinin kolonun bir bölgesinde ya da tümünde arttırılması yolu ile yapılan hem bir onarım hem de bir güçlendirme yöntemidir. Bu yöntem ile taşıyıcı sistemin yanal rijitliğinin artması ve taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin artması sağlanmaktadır.

Betonarme mantolama :

Betonarme mantolama yolu ile kolonların güçlendirilmesinde en önemli nokta kolona eklenen bölüme eski var olan bölümden yük aktarılmasını sağlamaktır. Bunun için eski beton ile yeni betonun kaynaşmasını sağlamak gerekmektedir. Depremlerde en iyi davranışı sağlayabilmek için betonarme mantolamanın dört yandan yapılması özellikle tavsiye edilmektedir (Şekil 11.2). Bu şekilde hem kolonun kesitinde artış ile rijitlik artacak hem kolonun eksenel kuvvet ve kesme kuvveti mukavemetleri artacak hem de mevcut betonla yenisi arasında en iyi aderans bu şekilde sağlanacaktır.



Şekil 11.2 : Kolonun dört taraftan mantolanarak güçlendirilmesi

Donatıların kat döşemeleri içerisinden devam ettirmeden kat yüksekliği içerisinde yapılan mantolama kolonun o bölgedeki eksenel ve kesme mukavemetini arttırır ancak eğilme mukavemeti ve kolon-kiriş düğümünün mukavemeti artmaz. Bu

yüzden yeterli eğilme mukavemeti için, yeni boyuna donatılar, betonarme döşemede açılan deliklerden geçirilmeli ve süreklilik sağlanmalıdır.

Kolon güçlendirilmesinde kolonun üzerindeki hasarlı bölümler etriyeler ve boyuna donatı ile belirlenen kolon "çekirdek" bölümüne kadar kazınmalı ve basınçlı su ile yıkanarak temizlenmelidir. Güçlendirme için eklenen bölümlerde enine donatıların bağlanması, betonu ve mevcut boyuna donatıları sıkıca sarması gerekir. Manto tabakasının kalınlığı ise o bölgedeki manto betonunun uygulanma şekline bağlı olarak püskürtme betonda 4-5 cm, yerinde döküm betonda 10 cm olmaktadır.

Çelik profil iskelet geçirme :

Çelik profil iskelet geçirme işlemi, kolonun dört köşesinin her birine bir köşebent (korniyer) profili yerleştirmek ve bunları bir iskelet teşkil etmek üzere enine kuşaklarla bağlamakla gerçekleştirilir. Korniyerlerle mevcut beton arasındaki boşluklar rötre yapmayan çimento harcı ile veya reçine harcı ile doldurulmalıdır.

Yük taşıma kapasitesindeki artışın yanında, kolonun sünek davranışında da bir iyileşme elde edilen bu yöntem, daimi takviye haricinde geçici takviyede de kullanılır [22].

Çelik kılıf levha geçirme :

Çelik kılıf geçirme mevcut kolonun ince çelik levha ile tamamen çevrilip örtülmesidir. Bu yöntemde kolon kesiti çok az artar. Süneklik ve eksenel yük taşıma mukavemeti, önemli derecede arttırabilir. Fakat bu yöntemle çerçevenin eğilme mukavemeti iyileştirilemez çünkü çelik kılıfı döşemenin içerisinden geçirmek mümkün değildir.

11.5 Taşıyıcı Sistem Bazında Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri

Taşıyıcı sistemin güçlendirilmesindeki amaç deprem etkileri altındaki yapının yeni elemanlar eklenerek ya da taşıyıcı sistemdeki düzensizlikler giderilerek yapının yeterli bir dayanım kapasitesine sahip olmasını sağlamak ve bu şekilde yapının deprem performansını hedeflenen deprem performansına ulaştırmaktır.

11.5.1 Sisteme yeni perdeler eklenmesi

Depremde hasar görmüş yapıların yanal rijitliklerin arttırılmasında en yaygın kullanılan yöntemlerdendir. Betonarme perdeleri yapının hem içine hem de dışına

yerleştirmek mümkündür. Perdelerin binanın dışına yerleştirilmesi yapının kullanım ve mimari fonksiyonlarını etkilemez ancak imalat ve sistemle bağlantıları bina içine yerleştirilen perdelere oranla daha zor olmaktadır.

Perde yerlerine karar verilirken, yapının kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasındaki mesafenin büyümemesine, buna bağlı olarak da yapının burulma etkilerinin istenilen seviyenin üstüne çıkmamasına özen gösterilmelidir.

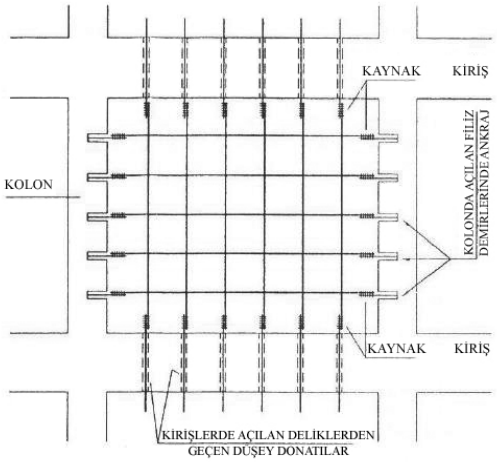
Burada en önemli husus, mevcut sistemle ilave perdenin birlikte çalışmasının sağlanmasıdır. Döşeme deliklerinden geçirilecek çapraz donatılar, gövdede kesilen donatıların görevini üstlenebilir. Bazı durumlarda perdelerin mevcut kolonları mantolayacak biçimde tasarlanması da söz konusudur. Bu hem yatay kuvvet iletimini sağlar hem de perde donatısının sürekliliğini korunmasını sağlar. Buna benzer biçimde, perdelerin kat kirişlerini içine alacak şekilde kalınlaştırılması, birlikte çalışma güvenliğini ve yatay kuvvetlerin aktarımını sağlamaktadır.

11.5.2 Bölme duvarların perdeleştirilmesi

Bölme duvarlarına uygulanan değişik yöntemlerle, perde davranışı elde edilmektedir. Bunlar prefabrike panellerle ve yerinde dökme betonarme perde duvarlarla mümkün olmaktadır.

Bu yöntemlerden en yaygın olarak kullanılan yerinde dökme betonarme perde duvarlarla güçlendirmede de diğer güçlendirme yöntemlerinde olduğu gibi çerçeveyle bağlantı büyük önem taşımaktadır. Perdenin yatay donatıları kolon içine ankre edilmiş filizlere kaynakla bağlanırlarken, düşey donatılar kirişlerde açılan deliklerden geçirilebilir veya kirişlerde açılmış yuvalarda yer alan bağlantı filiz demirlerine kaynaklanabilirler (Şekil 11.3). Perde temelden başlayıp en üst kata kadar sürekli olmalıdır. Eğer bu sağlanamıyorsa, perde duvarın herhangi bir katta kesilmesi o katta istenmeyen gerilme yığılmasına ve deprem davranışının ani değişimine yol açmaktadır.

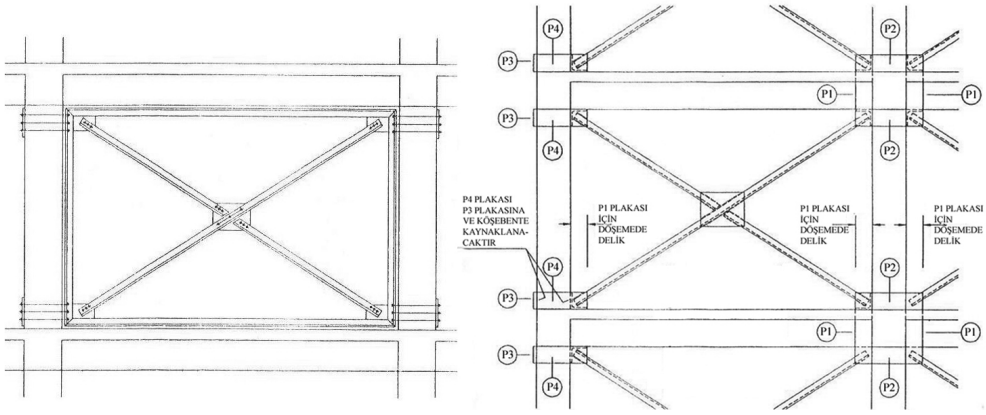
Yapıya perde eklenmesi ile birlikte, bu perdelerin yeterli temelinin de bulunması gerekmektedir. Eğer perde temelleri, kolon temelleriyle birleştirilebilirse, perde temeli deprem sırasında döndürülmeye zorlandığında, yapının düşey yüklerini taşıyan diğer kolonların temelleriyle bağlantılı olduğu için, bu kolonların düşey yükleri, perde temelinin dönmesini azaltacak ve temel altında büyük zemin gerilmelerinin oluşması önlenecektir.



Şekil 11.3 : Perdelerin çerçeveyle birlikte çalışması için detay

11.5.3 Çelik diyagonal elemanlarla güçlendirme

Betonarme perdelere oranla çok daha hızlı ve kolay uygulanması, hafifliği ve dolayısıyla yapının ağırlığını ve deprem kuvvetlerini arttırmaması, yapının rijitliğini ve sünekliğini istenen ölçülerde arttırması tercih edilme nedenleridir. Bu avantajların yanında çelik çerçeveler, yatay kuvvet taşıma gücü bakımından, betonarme perdelere göre daha zayıf kalırlar ve daha pahalıdırlar. Çerçevenin betonarme kolonlara bağlantısı şekil 11.4'te gösterildiği gibi bulonlarla veya kaynaklarla yapılabilmektedir. Bulonlu bağlantı kaynaklı bağlantıya oranla daha iyi bir sıkıştırma özelliğine sahiptir. Bununla birlikte, bulonlu bağlantılar kolonun dış yüzünde olabileceği gibi, betonarme kolon delinip geçirilerek de yapılabilmektedir.



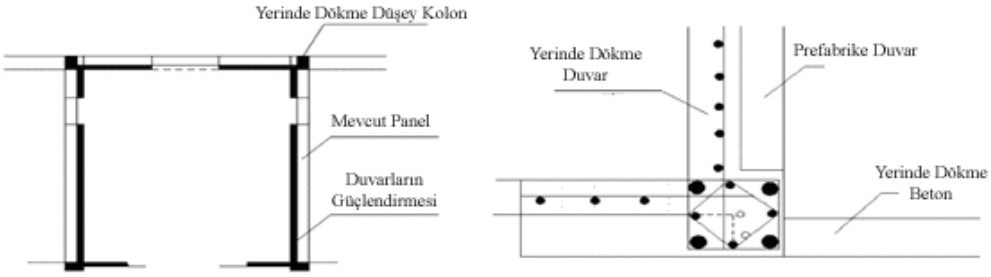
Şekil 11.4 : Bulonlu ve kaynaklı çelik diyagonal elemanlar yerleştirilmesi

Yapıya perde ve çelik diyagonal eklenmesi yanal rijitlik açısından çok önemli bir fayda sağlamaktadır ancak özellikle tek katlı sanayi yapılarında diyafram olmaması

yeni eklenen elemanlarla mevcut elemanların birlikte çalışmamasına sebep olmaktadır. Yapılan güçlendirmenin etkili olabilmesi için çatı düzeyinde bir diyafram oluşturulması zorunludur. Çelik diyagonal elemanlar çatı örtüsü ve aşıklar kaldırıldıktan sonra çatı düzleminde bir diyafram oluşturulması amaçlı olarak da kullanılabilmektedirler.

11.5.4 Panolu yapılarda mevcut duvarın güçlendirilmesi

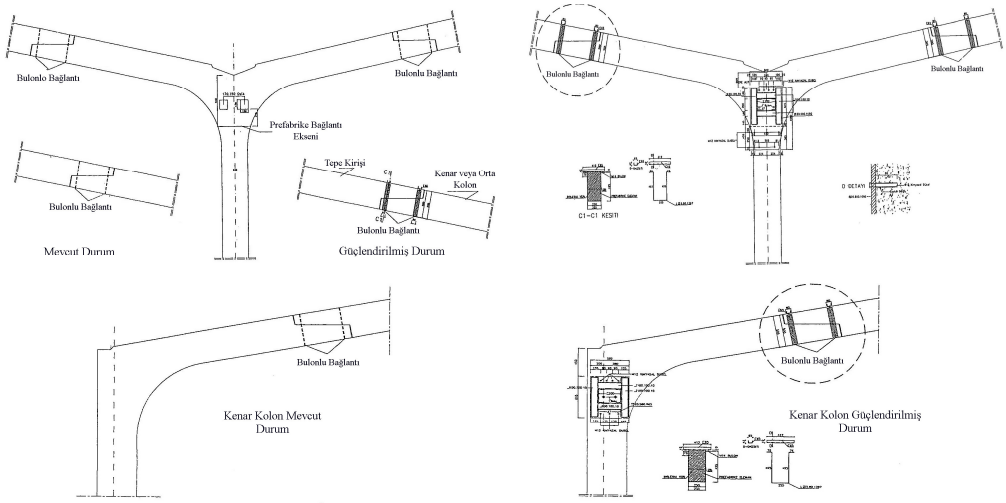
Duvar panolarının güçlendirilmesi şekil 11.5'te gösterildiği gibi mevcut duvarlara betonarme duvar takviyesi ve düşey bağlantı yerlerinde betonarme kolon inşasıyla yapılmaktadır. Böylece prefabrike panoların ve yeni eklenen duvarların yatay donatıları sıkıca bağlanmış olmaktadır. Duvar yüksekliği boyunca düşey donatı, kat seviyelerinde açılan delikler boyunca süreklilik sağlamakta ayrıca betonun ve panonun temas yüzeyi arasında aderans için pürüzler ve kenetler oluşturulmaktadır.



Şekil 11.5 : Panolu yapıda mevcut duvarın güçlendirilmesi detayı

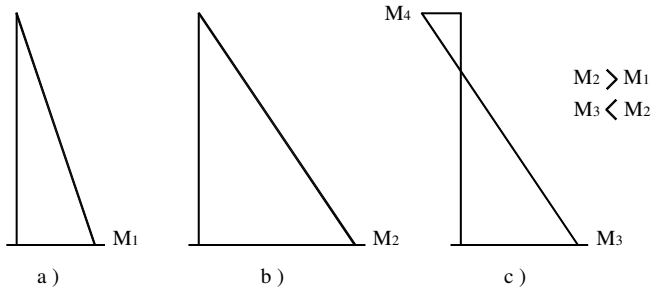
11.5.5 Kırıklı prefabrike betonarme çerçeve güçlendirmesi

Kenarda ters L eleman, ara kolon üstünde V elemandan oluşan kırıklı çerçevelerde birleşimler tepede açıklığın her iki tarafında yaklaşık olarak momentin sıfır olduğu noktalarda ikişer bulon ile yapılmaktadır. Bu tür yapılar, çerçeve doğrultusunda büyük eğilme momentleri ve büyük enerji yutulması amacıyla monolitik yapılmakta ancak diğer doğrultuda bağlantılar sadece aşık ve dere kirişleri ile sağlanmaktadır. Bağlantının yetersizliği ile boyuna doğrultuda pratik olarak konsola yakın bir davranış gözlenmektedir. Bu yüzden Yalova'daki bir fabrika yapısının güçlendirmesinde bu doğrultuda kenar ve ara kolon tepeleri 2U hadde profili ile oluşturulan bağ levhalı çelik kirişler ile bağlanmış ve çelik kirişler kolon tepelerine kimyasal dübellerle tespit edilen çelik levhalara kaynaklanmıştır (Şekil 11.6).



Şekil 11.6 : Kırıklı prefabrike betonarme çerçeve güçlendirmesi

Boyuna doğrultuda bağlanan bu kirişlerin eğilme rijitliği için uçlarındaki dübelli bağlantının alabileceği eğilme momenti göz önünde bulundurularak ardışık bir hesap yolu izlenmiştir. Yani orijinal eğilme rijitliği adım adım düşürülerek birleşimin alabileceği moment kadar moment bulunması halindeki eğilme rijitliği esas alınmıştır. Bu durumda boyuna doğrultuda orijinal olarak konsola yakın davranış gösteren yapının bu eklentiden sonra çerçeve davranışı göstermesi beklenmektedir. Böylece artan deprem yükleri nedeniyle büyüyen eğilme momenti değerleri diyagramın ötelenmesi sonucu şekil 11.7'de gösterildiği gibi azalmıştır. Burada a) yapının projelendirildiği tarihteki moment diyagramı, b) ABYYHY 98'e göre moment diyagramı, c) Güçlendirilmiş yapının moment diyagramıdır [23].



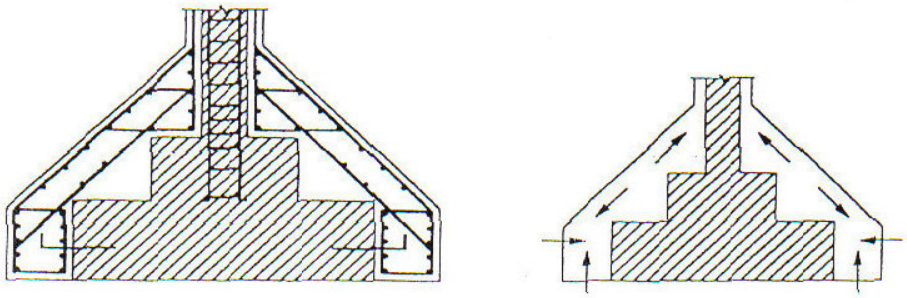
Şekil 11.7 : Kolonda boyuna doğrultuda depremden oluşan eğilme momentleri

11.5.6 Temellerin güçlendirilmesi

Güçlendirme nedeniyle yapı yüklerinde meydana gelen artmalar veya deprem yönetmeliğindeki değişikliklerden kaynaklanan yatay yük artışı ile temel yetersiz kalırsa, kötü zemin nedeniyle temelde büyük oturmalar oluşmuşsa, deprem

yüklerinden dolayı temelde hasar oluşmuşsa, kat ilavesi nedeniyle temel yetersiz kalırsa temelde güçlendirme gerekir [24].

Temel güçlendirmesinde, mevcut temele ilave yapılabildiği gibi, yeni temel de düzenlemek veya temel zemini iyileştirilip taşıma gücünü arttırmak mümkündür. Kolonu da mantolanarak güçlendirilen bir temeldeki mantolama şekil 11.8'de gösterilmektedir. Eski ve yeni bölümün birlikte çalışabilmesi için de eski elemanlardan yeni elemanlara yük aktarımı sağlanmalıdır.

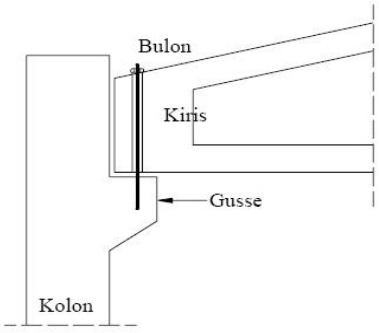


Şekil 11.8 : Temelin kolonla birlikte mantolanması

11.5.7 Bağlantı yerlerinin güçlendirilmesi

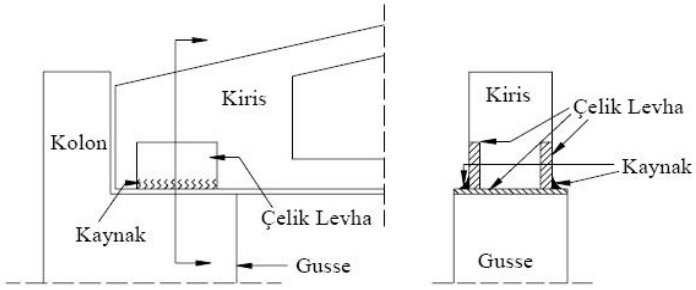
Prefabrike yapılar genellikle bulonlu ve mafsallı birleşimlerindeki zayıflıklardan dolayı göçmeye uğrarlar. Bu kısımda, Nejat Bayülke tarafından 1998 Adana Depremi sonrası uygulanan tek katlı prefabrike çerçeveli yapı sisteminin durumun iyileştirilmesi için getirilen çözüm önerileri ile ilave öneriler verilmiştir.

- Kiriş ucundaki delikten geçen filiz demirlerinin uçlarında diş açılması ve buraya bulon takılarak sıkıştırılması (Şekil 11.9),



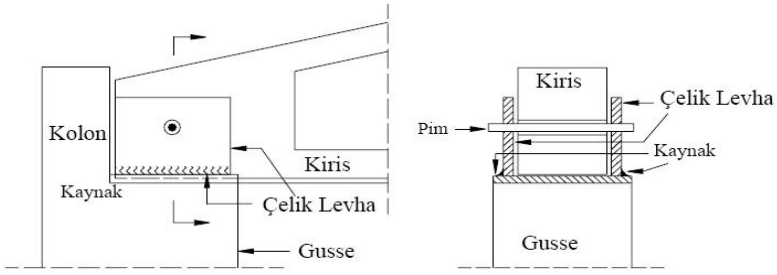
Şekil 11.9 : Filiz uçlarının bulonlu yapılması

- Kirişin yanına yerleştirilmiş çelik levhaların kolondaki konsola konulmuş çelik levhaya kaynaklanması (Şekil 11.10),



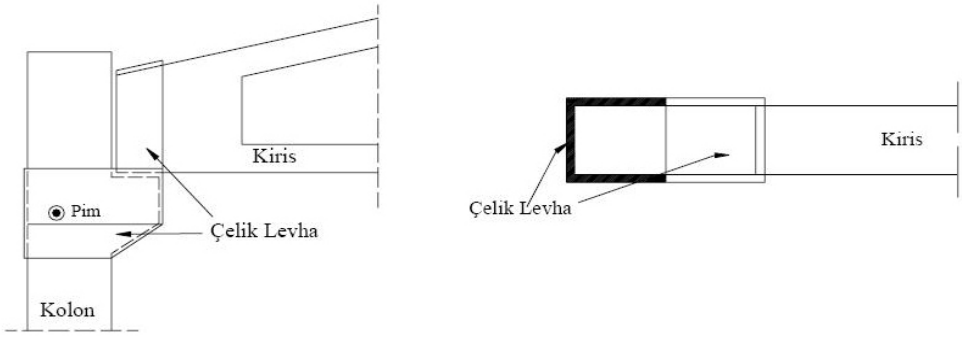
Şekil 11.10 : Kiriş yan levhalarının mesnet levhalarına kaynaklanması

- Kirişi çelik bir yuva içine alma ve bu kirişin ortasından bir pim geçirerek özellikle çelik köprü ayaklarındakine benzeyen klasik "mafsal" oluşturulması, (Şekil 11.11),



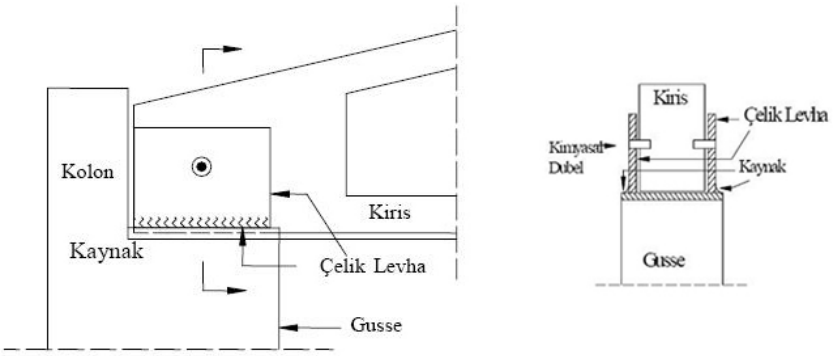
Şekil 11.11 : Kirişin çelik bir yuvaya oturması, ortasında bir pimle bağlanması

- Kiriş ucunu ve konsolu birbirine kaynaklı çelik levhalarla "sarma" yöntemi (Şekil 11.12),



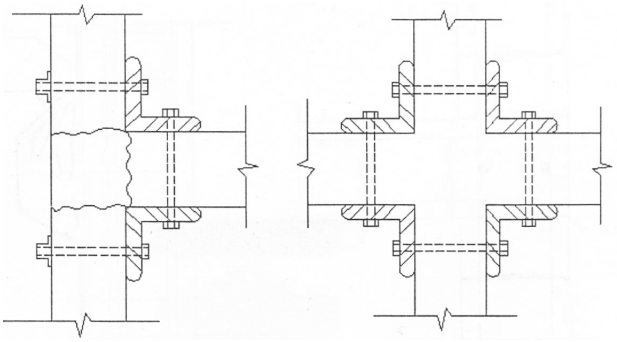
Şekil 11.12 : Kirişin mesnede oturduktan sonra kaynaklı levhalarla sarılması

- Kiriş ucunu ve konsolu kimyasal dübeller kullanılarak çelik levhalarla birleştirilmesi (Şekil 11.13). Kimyasal madde esaslı dübeller, çelik konstrüksiyonların betonarme elemanlara mesnetlenmesinde, özellikle hasar görmüş betonarme elemanların çelikle takviye edilmesi sırasında kullanılır.



Şekil 11.13 : Kiriş ucu ve konsolun kimyasal dübel ve çelik levha ile birleşimi

- Pano birleşim yerlerinin paralel bulonlu çelik köşebentlerle takviyesi (Şekil 11.14). Açılan deliklere epoksi aracılığıyla yapıştırma yapılır. Yeterli dayanıma ulaşmak için istenen uzunluk boyunca uygulanır.

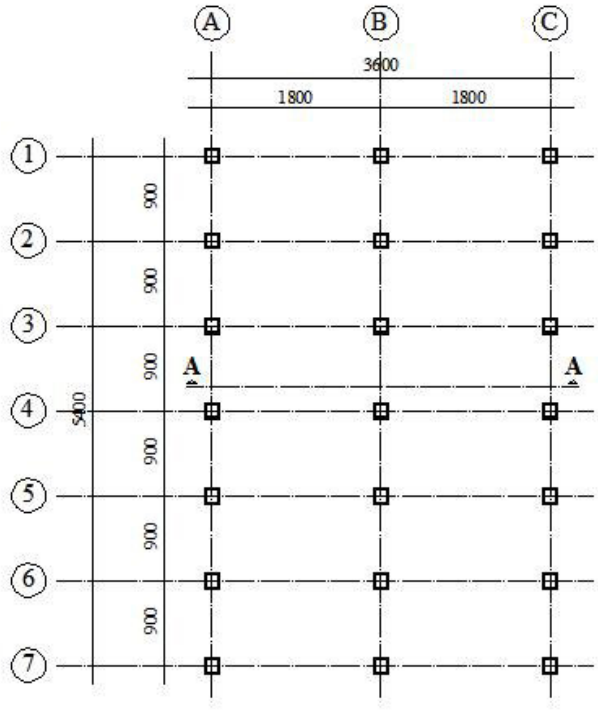


Şekil 11.14 : Pano birleşim yerlerinin köşebentlerle güçlendirilmesi

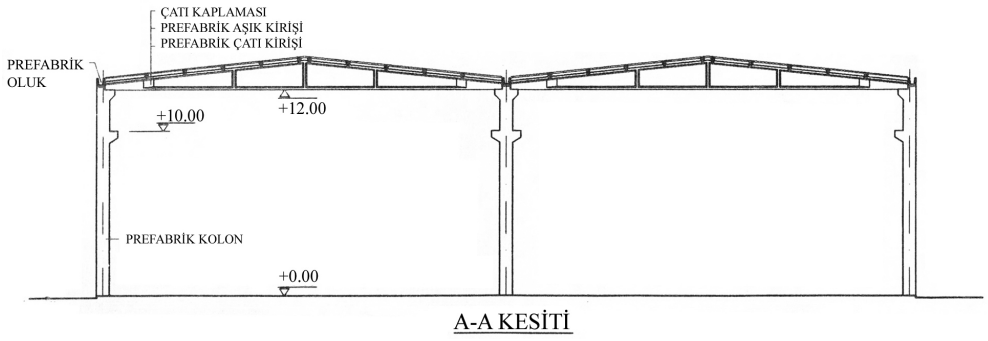
12. SAYISAL ÖRNEKLER

12.1 Prefabrike Çerçeveli Endüstri Yapısı Örneği

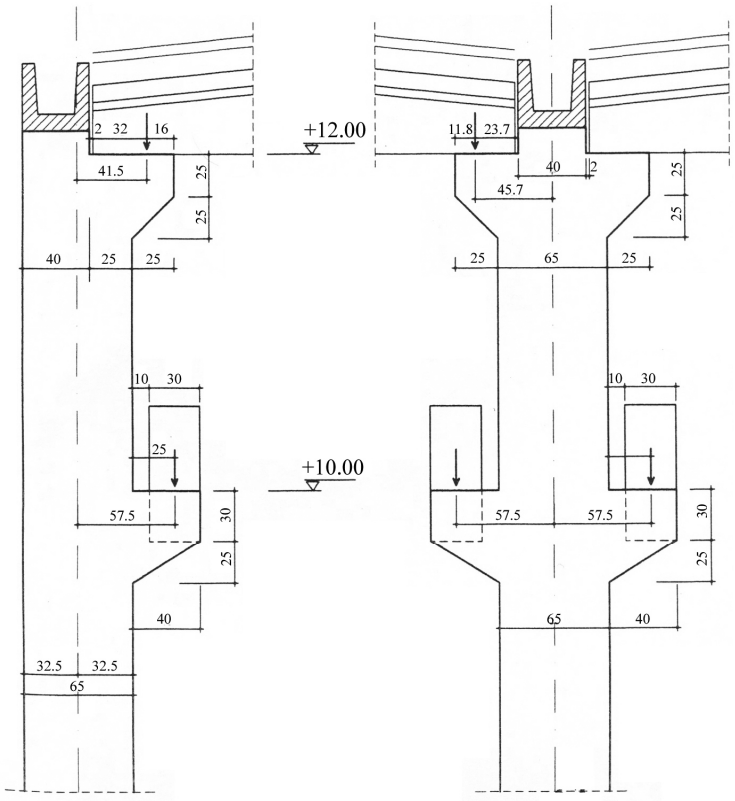
Bu bölümde şekil 12.1'de planı, şekil 12.2'de kesiti verilen prefabrike çerçeveli endüstri yapısı örneğinin hesapları incelenecektir. Şekil 12.3'te bu yapıya ait detaylar gösterilmiştir.



Şekil 12.1 : Prefabrike endüstri yapısı sistem planı



Şekil 12.2 : Prefabrike endüstri yapısı sistem kesiti



Şekil 12.3 : Prefabrike endüstri yapısı detayı

12.1.1 Yapı hakkında bilgiler

- Malzeme

Prefabrike Elemanlar	Öngerilmeli Aşıklar	:	C40 / S1700
	Kiriş, Oluk, Kolonlar	:	C30 / S420
Yerinde Dökme Beton	Temeller	:	C20 / S420

- Zemin Özellikleri — Zemin Sınıfı : Z3, $\sigma_{z,güv} = 150$ kN/m^2
- Deprem Bölgesi : 2
- Yükler — Çatı Kaplaması : 0,10 kN/m^2; Kar Yükü : 0,75 kN/m^2; Tesisat Yükü : 0,15 kN/m^2

12.1.2 Taşıyıcı sistem elemanları

- Aşıklar — Kesit Alanı : $A_c = 234.6$ cm^2

Öz Ağırlık : 0.02346 x 25 = 0.587 kN/m

1 Adet Aşık : 0.587 x 9.00 = 5.283 kN

- Oluk Kirişleri (40/40) Kesit Alanı : 880.0 cm^2

  Meyil Betonu : 2x25=<u>50.0cm^2</u> A_c=930.0 cm^2

  1 Adet Oluk Kirişi : 0.093 x 25 x 9.0 =20.925 kN

- Eğik Çatı Kirişleri (Tip D1) Max Yükseklik : 1.40 m

  Beton Hacmi : 2.90 m^3

  1 Adet Eğik Kiriş Ağırlığı: 2.90 x 25 = 72.50 kN

- Kren Kirişi (30/90) Kesit Alanı : 0.27 m^2

  1 Adet Kren Kirişi : 0.27 x 9.0 x 25 =60.75 kN

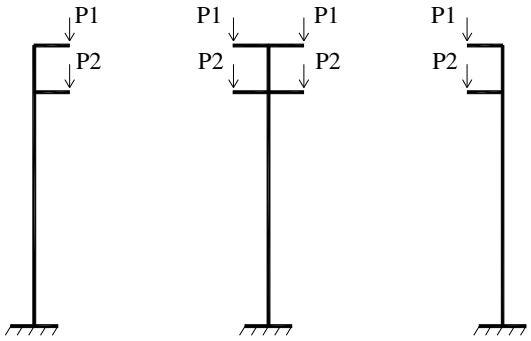
  Ray Ağırlığı : 0.32 kN/m

  Kren Köprüsü Ağırlığı: 133 kN

- Kolon (65x65) (Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra deplasman koşulu sağlanacak şekilde belirlenecek.)

Kolon ağırlığı : 0.65 x 0.65 x 25 = 10.56 kN/m

12.1.3 Yüklemeler



Şekil 12.4 : G_1 yükleme şekli

P_1 Yükleri		Normal Kuvvet	
Aşık	5.283 x 6 = 31.698	Oluk	20.925
EÇK	0.5 x 72.50 <u>= 36.25</u>	Kolon	1.0 x 10.56 <u>= 10.56</u>
	∑ 67.95 kN		∑ 31.485 kN

P_2 Yükleri

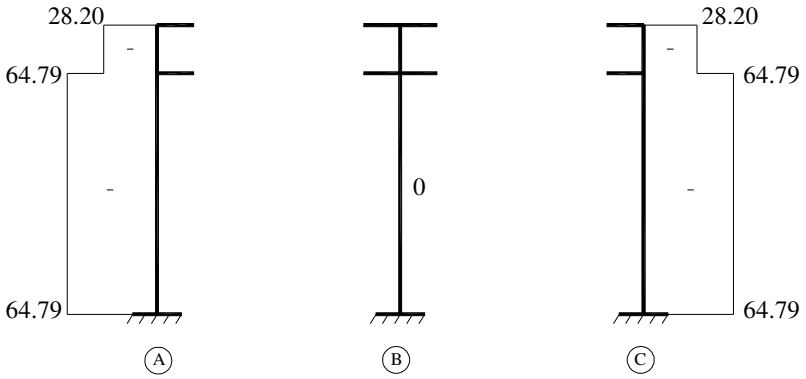
Kren kirişi + Ray 63.63 kN

60.75 + (9 x 0.32)

Normal Kuvvet

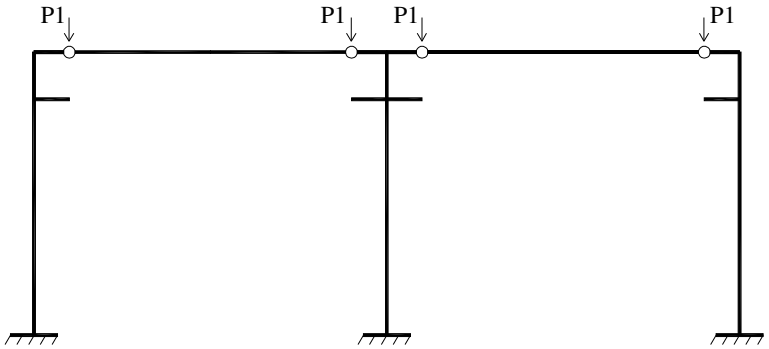
Duvar (9 – 0.65)x 5 x2.3 = 96.03

Kolon 5.0x10.56=52.80 ∑ 148.83 kN



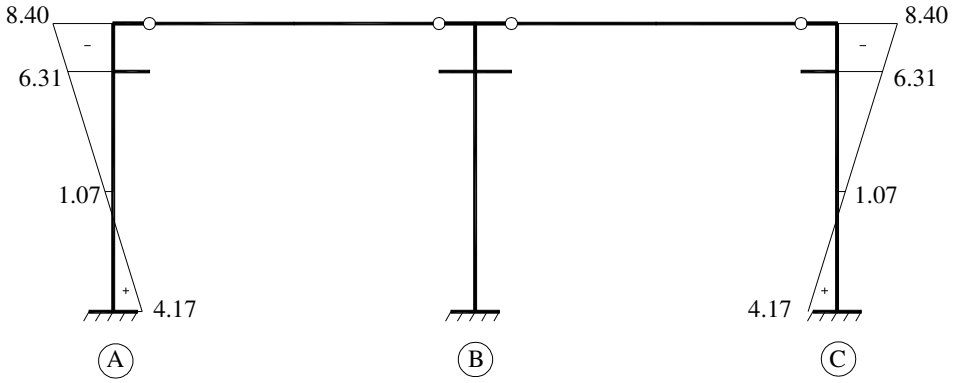
Şekil 12.5 : G_1 eğilme momentleri

G_2 yüklemesi



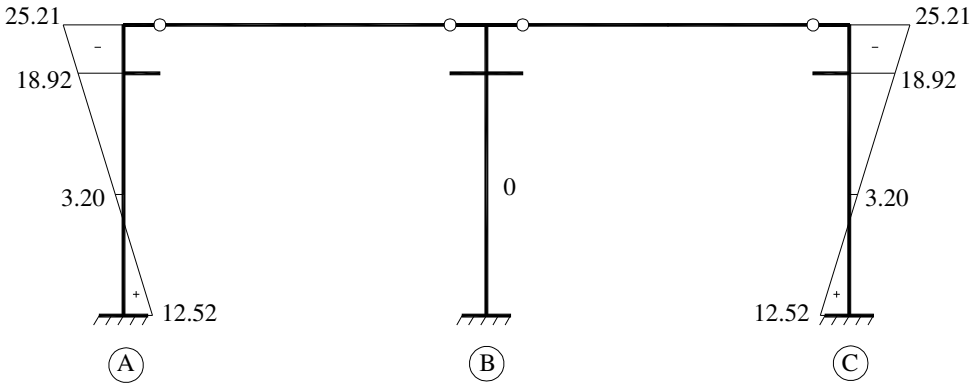
Şekil 12.6 : G_2 yükleme şekli

Kaplama 9.0 x 9.0 x 0.10 = 8.1 Tesisat 9.0 x 9.0 x 0.15 = 12.15 ∑ 20.25 kN



Şekil 12.7 : G_2 eğilme momentleri

Kar yüklemesi → 9.0 x 9.0 x 0.75 = 60.75 kN



Şekil 12.8 : Kar eğilme momentleri

Kren yüklemeleri

P = 125 kN taşıma kapasiteli, kren açıklığı yaklaşık 17.5 m olan bir çerçevede, 16.250<17.50<18.750 olduğu göz önünde tutularak çizelge 12.1'deki kren yükü tablosundan, L=18.750 m için verilen tekerlek basıncı R_{max} ve R_{min} değerleri alınmıştır.

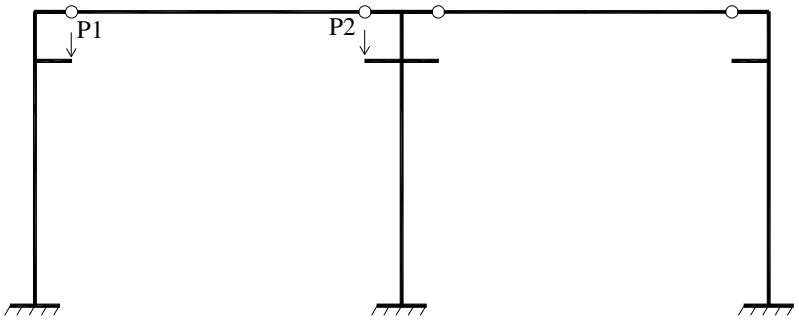
Çizelge 12.1 : Motoru yerden kumandalı 12.5 tonluk kren köprüleri

Kaldırma Kuvveti (t)	Açıklık	Tekerlek Arası h	Tekerlek Basıncı (t)				Kren Rayı
	Yerden Kumanda		Max		Min		
			R_1	R_2	R_1	R_2	
12.5	8750	3650	9	7.6	2.9	1.5	55
	11250		9.6	8	3.2	1.6	
	13750		9.9	8.3	3.4	1.7	
	16250		10.3	8.6	3.7	2	
	18750		10.7	8.9	4	2.2	
	21250		11.1	9.2	4.3	2.4	
	-		11.7	9.8	4.9	2.9	
	-	4400	12.3	10.3	5.4	3.4	
	-		12.7	10.6	5.8	3.7	

R_{1max} = 107 kN R_{1min} = 40 kN R_{2max} = 89 kN R_{2min} = 22 kN

Kren rayı = 5.5 cm. Tekerlek arası = 365 cm.

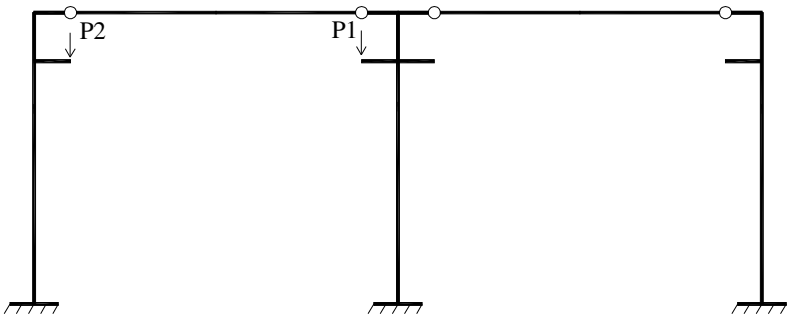
Kren Köprüsü öz ağırlığı = 107 + 89 + 40 + 22 – 125 = 133 kN



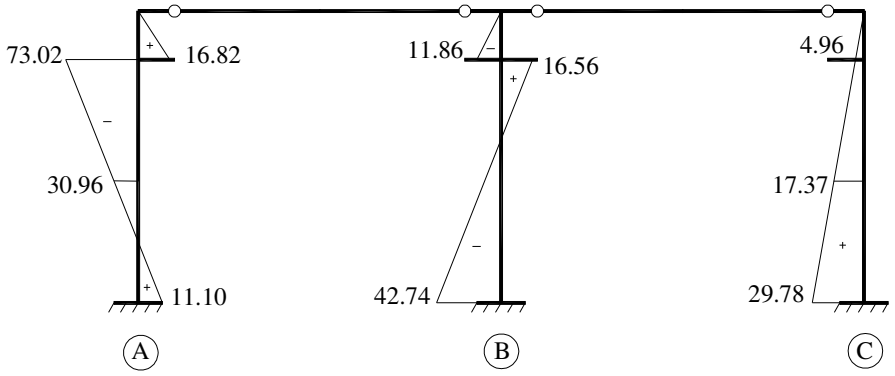
Şekil 12.9 : K_1 yükleme şekli

Kren köprüsü genişliği = 3.65 m. 3.65 / 2 = 1.825 (9.0–1.825) / 9.0 = 0.7972

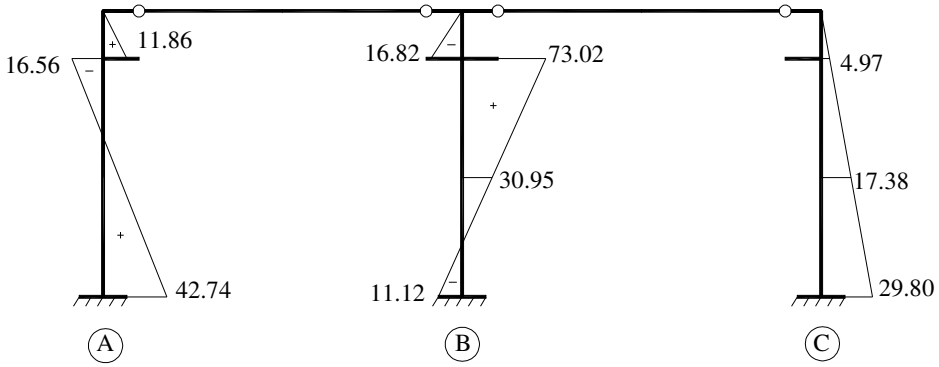
P_1 = 0.7972 x (107 + 89) = 156.25 kN P_2 = 0.7972 x (40 + 22) = 49.43 kN



Şekil 12.10 : K_2 yükleme şekli



Şekil 12.11 : Kren1 eğilme momentleri



Şekil 12.12 : Kren2 eğilme momentleri

K_3 ve K_4 yüklemeleri, K_1 ve K_2 yüklemelerinin B aksına göre simetrikleridir. Kren fren yüklemeleri yatay doğrultuda K1 ve K2'nin %10'ları olarak yüklenmiştir.

12.1.4 Kolon boyutlarının tahkiki

W=(520.16+711.00)/3=410.39 $\quad H_e = \sqrt[3]{\dfrac{520.16 \cdot 12^4 + 711 \cdot 10^4 (1 + 1.5\dfrac{2}{10})}{711 \cdot 10 + 520.16 \cdot 2}} = 13.50m$

Çizelge 12.2 : Kolon boyutları için k katsayısı

Beton Sınıfı	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
k	1.18	1.11	1.05	1.00	0.95	0.92	0.89	0.86

Şekil B.1'deki diyagramlardan H_e = 13.50 m alınarak 2. derece deprem bölgesi ve Z3 zemin sınıfı için kolon kesiti 65 x 65 cm olarak bulunur.

Deprem yüklemesi

Deprem yüklerinin hesabında ; Kar yükünün %30'u alınmıştır. Krenin tek açıklıkta olduğu kabul edilmiştir. Kren hareketli yükü göz önüne alınmamıştır. Kren açıklığın ortasında kabul edilmiştir. Deprem yükleri sonucu şekil 12.14 elde edilmiştir.

W_1 = 67.95 + 31.485 + 20.25 + 0.30 x 60.75 = 137.91 kN

W_2 = 2 (67.95 + 20.25 + 0.30 x 60.75) + 31.485 = 244.34 kN $\quad \sum$ = 520.16 kN

Kren Yükü = 0.5 x 0.7972 x 133 = 53.01

W_3 =63.63+148.83+53.01 = 265.47 kN $\quad W_4$ = 2x63.63+52.80+53.01= 233.07 kN

W_5 = 63.63 + 148.83 = 212.46 kN $\quad \sum$ = 711.00 kN

Çizelge 12.3 : Süperpozisyon

	KOT		G1	G2	KAR	K1	K2	K3	K4	K1F	K2F	K3F	K4F		1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	12.00	M	-28.20	-8.40	-25.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		-91.58	-61.81	-32.94
		N	99.44	20.25	60.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		264.77	180.44	107.72
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	-6.60	-1.44	-5.16	-5.16		-39.99	-25.13	-0.95
	10.00+	M	-28.20	-6.31	-18.92	16.82	11.56	-4.97	4.96	13.19	2.88	10.31	10.31		-86.54	-58.40	-31.06
		N	99.44	20.25	60.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		264.77	180.44	107.72
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	-6.60	-1.44	-5.16	-5.16		-39.99	-25.13	-0.95
	10.00-	M	-64.79	-6.31	-18.92	-73.02	-16.86	-4.97	4.96	13.19	2.88	-10.31	-10.31		-254.60	-168.01	-63.99
		N	311.89	20.25	60.75	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		812.20	549.14	298.93
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	-9.03	6.38	5.16	5.16		-43.89	-27.56	-0.95
	5.00	M	-64.79	-1.07	-3.20	-30.96	12.94	-17.39	17.37	31.96	34.79	-36.10	-36.10		-174.68	-117.41	-59.27
		N	311.89	20.25	60.75	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		812.20	549.14	298.93
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	-9.03	6.38	5.16	5.16		-43.89	-27.56	-0.95
	0.00	M	-64.79	4.17	12.52	11.10	42.74	-29.80	29.78	77.11	66.70	61.88	61.87		-314.96	-204.43	-54.56
		N	311.89	20.25	60.75	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		714.99	488.40	298.93
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	9.03	6.38	5.16	5.16		-43.89	-27.56	-0.95
B	12.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
		N	167.39	40.50	121.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		485.45	329.39	187.10
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-1.44	-6.60	-6.60	1.44		-24.01	-15.01	0.00
	10.00+	M	0.00	0.00	0.00	-11.86	-16.83	16.83	11.56	2.88	13.20	13.20	2.88		48.05	30.03	0.00
		N	167.39	40.50	121.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		485.45	329.39	187.10
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-1.44	-6.60	-6.60	-1.44		-24.02	-15.01	0.00
	10.00-	M	0.00	0.00	0.00	16.56	73.02	-73.02	-16.56	2.88	13.20	13.20	2.88		137.95	86.22	0.00
		N	347.45	40.50	121.50	49.43	156.25	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00		987.53	665.70	349.16
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-6.38	-9.03	-9.03	-6.38		-27.90	-17.44	0.00
	5.00	M	0.00	0.00	0.00	-13.09	30.95	-30.95	13.09	34.79	23.09	23.09	34.79		163.07	101.92	0.00
		N	347.45	40.50	121.50	49.43	156.25	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00		1066.62	715.13	349.16
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-6.38	-9.03	-9.03	-6.38		-27.90	-17.44	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	-42.74	-11.12	11.12	42.74	66.70	77.07	77.07	66.70		246.62	154.14	0.00
		N	347.45	40.50	121.50	49.43	156.25	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00		1237.53	821.95	349.16
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-6.38	-9.03	-9.03	-6.38		-27.90	-17.44	0.00

12.1.5 Deprem ön hesabı

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri

$A_O = 0.30$, $I = 1$, $R = 3$, $S = 1$

Çerçeve özel periyodu belli olmadığı için S = 1 alınmıştır. Çizelge 12.4'te yatay yüklerin dağıtımı gösterilmiştir.

$C = 0.30 \times 1 \times 1/3 = 0.10$ $V_t = 0.10 \times (520.16 + 711.00) = 123.11$ kN

Çizelge 12.4 : Yatay yüklerin dağıtılması

No	W (kN)	H (m)	W x H	F_i (kN)
1	137.91	12.00	1654.92	15.26
2	244.34	12.00	2932.08	27.03
1	137.91	12.00	1654.92	15.26
3	265.47	10.00	2654.70	24.47
4	233.07	10.00	2330.70	21.49
5	212.46	10.00	2124.60	19.59
		$\sum$	13351.92	123.11

Son kolondaki F_i yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak çizelge 12.5'te d yatay yer değiştirmeleri bulunmuştur.

Çizelge 12.5 : Özel periyot hesabı

No	F (kN)	m (t)	d (cm)	F x d	m x d^2
1	15.26	13.79	4.35	66.38	260.94
2	27.03	24.43	4.38	118.39	468.67
1	15.26	13.79	4.31	65.77	256.16
3	24.47	26.55	3.32	81.24	292.64
4	21.49	23.31	3.33	71.56	258.48
5	19.59	21.25	3.27	64.06	227.22
			$\sum$	467.40	1764.11

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{1764.11x10^{-4}}{467.40x10^{-2}}} = 1.221 \text{ sn.}$$

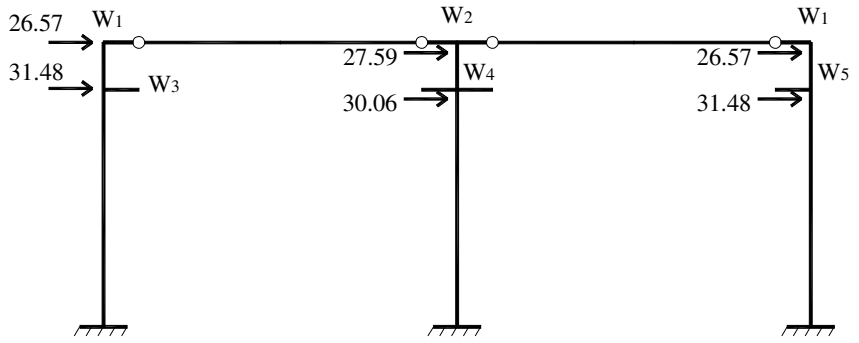
$T_a = 0.15$ $T_b = 0.60$, $S = 2.5(0.60/1.221)^{0.8} = 1.416$

$\delta_i = R.\Delta_i$ $\delta_{imax} / H_i \leq 0.02$ $\Delta_i = (0.02/R).H$ $\Delta_i = 0.00667.H$

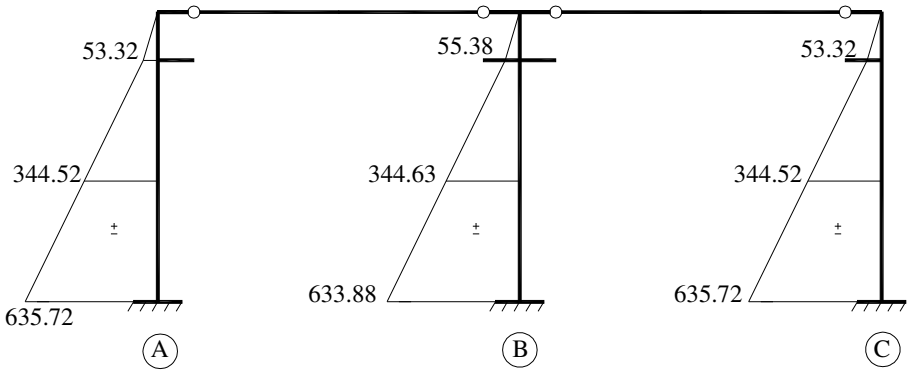
$d_{max} = 4.38 \times 1.42 = 6.20 \text{ cm} \leq 0.00667.H\ (8.00 \text{ cm})$

$V_t = 1231.16 \times 0.30 \times 1 \times 1.416 / 3 = 174.33$ kN

Çizelge 12.3'te daha önce yapılan yüklemeler sonucu oluşan değerler ile süperpozisyon yapılmıştır. Çizelge 12.6'da (G+Q), çizelge 12.7'de (0.9G) yüklerinin 2. mertebe etkisi hesaplanmıştır.



Şekil 12.13 : Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri



Şekil 12.14 : Çerçeve düzleminde deprem momentleri

Çizelge 12.6 : Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q)

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2.5xSxd	Delta	M_{II}		E	G+Q+E+ M_{II}
A, C	12.00	M	-61.81	4.38	15.51	0.00	0.00		0.00	-61.81
		N	180.44							180.44
		V	-25.13						-26.66	-51.79
	10.00+	M	-58.40	3.33	11.78	3.73	-6.73		-53.32	-118.45
		N	180.44							180.44
		V	-25.13						-26.66	-51.70
	10.00-	M	-168.01	3.33	11.78	3.73	-6.73		-53.32	-228.06
		N	549.14							549.14
		V	-27.56						-58.24	-85.80
	5.00	M	-117.41				-39.07		-344.52	-501.00
		N	549.14							549.14
		V	-27.56						-58.24	-85.80
	0.00	M	-204.43	0.00	0.00	11.78	-71.42		-635.72	-911.57
		N	488.40							488.40
		V	-27.56						-58.24	-85.80
B	12.00	M	0.00	4.38	15.51	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	329.39							329.39
		V	-15.01						-27.69	42.70
	10.00+	M	30.03	3.33	11.78	3.73	12.29		-55.38	97.70
		N	329.39							329.39
		V	-15.01						-27.69	42.70
	10.00-	M	86.22	3.33	11.78	3.73	12.29		-55.38	153.89
		N	665.70							665.70
		V	-17.44						-57.85	75.29
	5.00	M	101.92				51.36		-344.63	497.91
		N	715.13							715.13
		V	-17.44						-57.85	75.29
	0.00	M	154.14	0.00	0.00	11.78	90.71		-633.88	878.73
		N	821.95							821.95
		V	-17.44						-57.85	75.29

Çizelge 12.7 : Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (0.9G)

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2.5xSxd	Delta	M_{II}		E	G+Q+E+ M_{II}
A, C	12.00	M	-32.94	4.38	15.51	0.00	0.00		0.00	-32.94
		N	107.72							107.72
		V	-0.95						-26.66	-27.61
	10.00+	M	-31.06	3.33	11.78	3.73	-4.02		-53.32	-88.40
		N	107.72							107.72
		V	-0.95						-26.66	-27.61
	10.00-	M	-63.99	3.33	11.78	3.73	-4.02		-53.32	-121.33
		N	298.93							298.93
		V	-0.95						-58.24	-59.19
	5.00	M	-59.27				-21.63		-344.52	-425.42
		N	298.93							298.93
		V	-0.95						-58.24	-59.19
	0.00	M	-54.56	0.00	0.00	11.78	-39.23		-635.72	-729.51
		N	298.93							298.93
		V	-0.95						-58.24	-59.19
B	12.00	M	0.00	4.38	15.51	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	187.10							187.10
		V	0.00						-27.69	-27.69
	10.00+	M	0.00	3.33	11.78	3.73	6.98		-55.38	-62.36
		N	187.10							187.10
		V	0.00						-27.69	-27.69
	10.00-	M	0.00	3.33	11.78	3.73	6.98		-55.38	-62.36
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-57.85	-57.85
	5.00	M	0.00				27.55		-344.63	-372.18
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-57.85	-57.85
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	11.78	48.11		-633.88	-681.99
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-57.85	-57.85

Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri

a) A ve C Aksları +12.00 kotunda

Çatı kaplaması	54 x 9 x 0.10 =	48.6 kN
Tesisat	54 x 9 x 0.15 =	72.9 kN
Aşık	6 x 6 x 5.283 =	190.19 kN
EÇK	7 x 0.5 x 72.50 =	253.75 kN
Oluk	6 x 20.93 =	125.58 kN
Kolon	7 x 1.00 x 10.56 =	73.92 kN
Kar	0.30 x 54 x 9 x 0.75 =	109.35 kN
	∑W =	874.29 kN W_1 =874.3/7= 124.89

+10.00 kotunda

Kolon	7 x 6.00 x 10.56 =	443.52 kN
Kren kirişi + ray	6 x 63.63 =	381.78 kN
Kren köprüsü	0.5 x 133 =	66.5 kN
Duvar	6 x 96.03 =	576.18 kN
	∑W =	1467.98 kN W_2 =1467.9/7=209.7

C = 0.30 x 1 x 1/3 = 0.10 V_t = 0.10 x (124.89+209.71) = 33.46

A ve C aksı için yatay yüklerin dağıtımı çizelge 12.8'de, bu kuvvetler sonucu oluşan deplasmanlar çizelge 12.9'da ve çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri şekil 12.15'de verilmiştir.

Çizelge 12.8 : A ve C aksları yatay yüklerin dağıtılması

No	W	H	W x H	F_i
1	124.89	12.00	1498.68	13.95
2	209.71	10.00	2097.10	19.51
		∑	3595.78	33.46

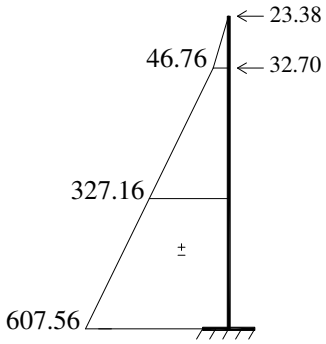
Çizelge 12.9 : A ve C aksları özel periyot hesabı

No	F (kN)	m (t)	d (cm)	F x d	m x d^2
1	13.95	12.49	2.90	40.46	105.04
2	19.51	20.97	2.21	43.12	102.42
			∑	83.58	207.46

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{207.46x10^{-4}}{83.58x10^{-2}}} = 0.989 \text{ sn.} \qquad S = 2.5(0.60/0.989)^{0.8} = 1.676$$

d_{max} = 2.90 x 1.676 = 4.86 cm ≤ 0.00667.H (8.00 cm)

V_t = (124.89+209.71) x 0.30 x 1 x 1.676 / 3 = 56.08 kN



Şekil 12.15 : Çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri (A, C aksları)

b) B Aksı

+12.00 kotunda

Çatı kaplaması	54 x 18 x 0.10 =	97.20 kN
Tesisat	54 x 18 x 0.15 =	145.80 kN
Aşık	12 x 6 x 5.283 =	380.38 kN
EÇK	7 x 72.50 =	507.50 kN
Oluk	6 x 20.93 =	125.58 kN
Kolon	7 x 1.00 x 10.56 =	73.92 kN
Kar	0.30 x 54 x 18 x 0.75 =	218.70 kN
	∑W =	1549.08 kN W_1 =1549.1/7= 221.3

+10.00 kotunda

Kolon	7 x 6.00 x 10.56 =	443.52 kN
Kren kirişi + ray	2 x 6 x 63.63 =	763.56 kN
Kren köprüsü	133	133 kN
Alın Duvarları	2 x 96.03 =	192.06 kN
	∑W =	1532.14 kN W_2 =1532.1/7=218.9

C = 0.30 x 1 x 1/3 = 0.10 V_t = 0.10 x (221.3+218.9) = 44.02

B aksı için yatay yüklerin dağıtımı çizelge 12.10'da, bu kuvvetler sonucu oluşan deplasmanlar çizelge 12.11'de ve çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri şekil 12.16'da verilmiştir.

Çizelge 12.10 : B aksı yatay yüklerin dağıtılması

No	W	H	W x H	F_i
1	221.30	12.00	2655.60	24.13
2	218.90	10.00	2189.00	19.89
		∑	4844.60	44.02

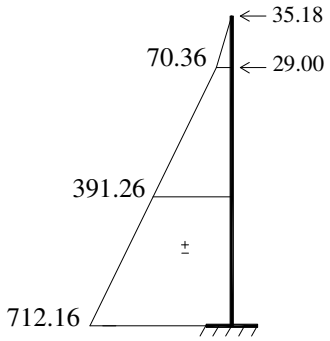
Çizelge 12.11 : B aksı özel periyot hesabı

No	F (kN)	m (t)	d (cm)	F x d	m x d^2
1	24.13	22.13	3.96	95.56	347.03
2	19.89	21.89	3.01	59.87	198.33
			∑	155.43	545.36

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{545.36x10^{-4}}{198.33x10^{-2}}} = 1.177 \text{ sn.} \qquad S = 2.5(0.60/1.177)^{0.8} = 1.458$$

d_{max} = 3.96 x 1.458 = 5.77 cm ≤ 0.00667.H (8.00 cm)

V_t = (221.3+218.9) x 0.30 x 1 x 1.458 / 3 = 64.18 kN



Şekil 12.16 : Çerçeve düzlemine dik yönde deprem momentleri (B aksı)

Çizelge 12.12 : Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (A,C aksı)

AKS	**KOT**		**G+Q**	**d (cm)**	**2.5xSxd**	**Delta**	**M_{II}**		**E**	**G+Q+E+ M_{II}**
A, C	12.00	M	0.00	2.90	12.15	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	180.44							180.44
		V	0.00						-23.38	-23.38
	10.00+	M	0.00	2.21	9.26	2.89	5.22		-46.76	-51.98
		N	180.44							180.44
		V	0.00						-23.38	-23.38
	10.00-	M	0.00	2.21	9.26	2.89	5.22		-46.76	-51.98
		N	549.14							549.14
		V	0.00						-56.08	-56.08
	5.00	M	0.00				30.65		-327.16	-357.81
		N	549.14							549.14
		V	0.00						-56.08	-56.08
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.26	56.07		-607.56	-663.63
		N	549.14							549.14
		V	0.00						-56.08	-56.08
AKS	**KOT**		**0.9G**	**d (cm)**	**2.5xSxd**	**Delta**	**M_{II}**		**E**	**G+Q+E+ M_{II}**
A, C	12.00	M	0.00	2.90	12.15	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	107.72							107.72
		V	0.00						-23.38	-23.38
	10.00+	M	0.00	2.21	9.26	2.89	3.11		-46.76	-49.87
		N	107.72							107.72
		V	0.00						-23.38	-23.38
	10.00-	M	0.00	2.21	9.26	2.89	3.11		-46.76	-49.87
		N	298.93							298.93
		V	0.00						-56.08	-56.08
	5.00	M	0.00				16.95		-327.16	-344.11
		N	298.93							298.93
		V	0.00						-56.08	-56.08
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.26	30.79		-607.56	-638.35
		N	298.93							298.93
		V	0.00						-56.08	-56.08

Çizelge 12.13 : Çerçeve Düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (B aksı)

AKS	**KOT**		**G+Q**	**d (cm)**	**2.5xSxd**	**Delta**	**M_{II}**		**E**	**G+Q+E+ M_{II}**
B	12.00	M	0.00	3.96	14.43	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	329.39							329.39
		V	0.00						-35.18	-35.18
	10.00+	M	0.00	3.01	10.97	3.46	11.40		-70.36	-81.76
		N	329.39							329.39
		V	0.00						-35.18	-35.18
	10.00-	M	0.00	3.01	10.97	3.46	11.40		-70.36	-81.76
		N	665.70							665.70
		V	0.00						-64.18	-64.18
	5.00	M	0.00				47.91		-391.26	-439.17
		N	665.70							665.70
		V	0.00						-64.18	-64.18
	0.00	M	0.00	0.00	0..00	10.97	84.43		-712.16	-796.59
		N	665.70							665.70
		V	0.00						-64.18	-64.18
AKS	**KOT**		**0.9G**	**d (cm)**	**2.5xSxd**	**Delta**	**M_{II}**		**E**	**G+Q+E+ M_{II}**
B	12.00	M	0.00	3.96	14.43	0.00	0.00		0.00	0.00
		N	187.10							187.10
		V	0.00						-35.18	-35.18
	10.00+	M	0.00	3.01	10.97	3.46	6.47		-70.36	-76.83
		N	187.10							187.10
		V	0.00						-35.18	-35.18
	10.00-	M	0.00	3.01	10.97	3.46	6.47		-70.36	-76.83
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-64.18	-64.18
	5.00	M	0.00				25.62		-391.26	-416.88
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-64.18	-64.18
	0.00	M	0.00	0.00	0..00	10.97	44.77		-712.16	-756.93
		N	349.16							349.16
		V	0.00						-64.18	-64.18

Kolonlarda enine donatı koşulları

Beton C30 $f_{ck} = 30$ N / mm^2 Etriye ve çiroz S420 $f_{ywk} = 420$ N / mm^2

$b_k = 600$ mm. $a = 200$ mm. ($\leq 20\ Ø_{etr}$)

$A_c = 650 \times 650 = 422500$ mm^2 $A_{ck} = 600 \times 600 = 360000$ mm^2

$0.2 . f_{ck} . A_c = 0.2 \times 30 \times 422500.10^{-3} = 2535$ kN

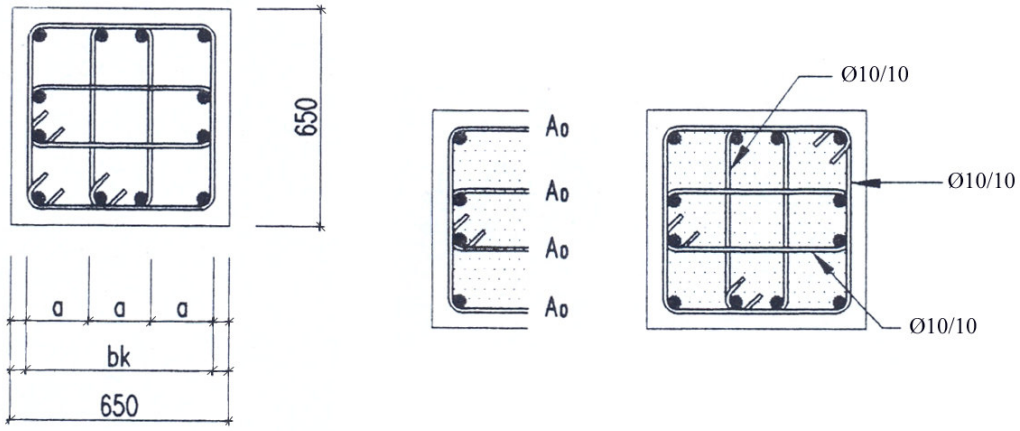
S_A ve S_C kolonlarında $N_{dmax} = 812.20$ kN < 2535

S_B kolonlarında $N_{dmax} = 1237.53$ kN < 2535

Seçilen etriye Ø 10 (1Ø10 → 78.54 mm^2)

$A_{sh} = 2 \times 78.54 + 2 \times 78.54 = 314.16$ mm^2

Şekil 12.17'de kolon etriyeleri verilmiştir.



Şekil 12.17 : Kolon etriyeleri

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} 0.30 . s . b_k . \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad \rightarrow \quad s \leq \frac{A_{sh}}{\frac{2}{3} 0.30 . b_k . \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}}$$

$$s \leq \frac{314.16}{\frac{2}{3} 0.30.600. \left(\frac{422500}{360000} - 1 \right) \frac{30}{420}} = 211.12 \text{ mm}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} 0.075 . s . b_k . \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \rightarrow s \leq \frac{A_{sh}}{\frac{2}{3} 0.075 . b_k . \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}} , s \leq \frac{314.16}{\frac{2}{3} 0.075.600. \frac{30}{420}} = 146.61 \text{ mm}$$

$s \leq 100$ mm $s \geq 50$ mm $s \leq (650 / 3) = 216.67$ mm

Seçilen etriye → Ø10 / 10 cm (sarılma bölgesinde)

Sarılma bölgesi uzunluğu → h / 3 = 400 cm (h:kolon boyu)

Orta bölgede (sarılma bölgesi üstünde) etriye → Ø10 / 20 cm

Kolonlarda kesme kuvveti taşıma gücü hesabı

$f_{td} = 1.9 / 1.4 = 1.36$ N / mm^2 $f_{ywd} = 365$ N / mm^2 $V_r = V_c + V_{sr}$

$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 1.36 \times 650 \times 610.10^{-3} = 350.51$ kN

$V_c = 0.8\ V_{cr} = 0.80 \times 350.51 = 280.41$ kN $V_{sr} = \dfrac{A_0 . n . f_{ywd} . d}{s}$

Sarılma bölgesi için (4 kollu Ø10 / 10)

$V_{sr} = \dfrac{78.54x4x365x610}{100} x10^{-3} = 699.48kN$ $V_r = 280.41 + 699.48 = 979.89$ kN

Orta bölge için (4 kollu Ø10 / 20)

$V_{sr} = \dfrac{78.54x4x365x610}{200} x10^{-3} = 349.74kN$ $V_r = 280.41 + 349.74 = 630.15$ kN

$0.22\ A_w f_{cd} = 0.22 \times 650 \times 650 \times (30/1.4) \times 10^{-3} = 1991.8$ kN

min V_r = min (979.89, 630.15, 1991.8) = 630.15 kN

S_A ve S_C kolonlarında

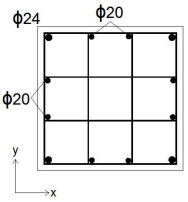
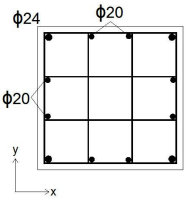
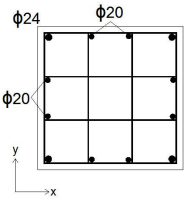
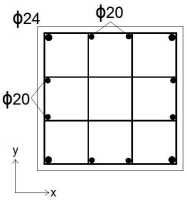
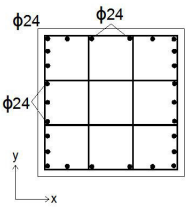
$V_{dmax} = 85.61$ kN $V_e \approx 1.4 \times 85.61 = 119.85 < 630.15$ kN

S_B kolonlarında

$V_{dmax} = 75.09$ kN $V_e \approx 1.4 \times 75.09 = 105.13 < 630.15$ kN

Tüm kolonlarda kesme kuvveti güvenliği sağlanmaktadır.

Çizelge 12.14 : Kolon betonarme hesapları (S_A, S_C)

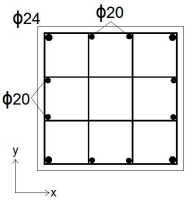
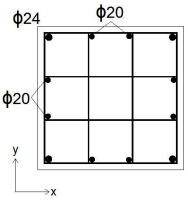
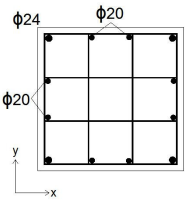
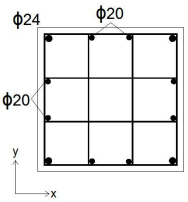
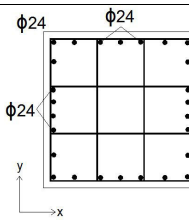
Malzeme (C30 / S420)							
Kolon Boyut (cm)	**KOT**	**YÖN**	**YÜKLEME**	**M_d (kNm)**	**N_d (kN)**	**$A_s = A'_s$ (cm^2)**	**Donatı Şeması**
x = 65 y = 65	12.00	X	1	91.58	264.77	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm² ρ_i = %1.0
			2	61.81	180.44	10.56	
			3	32.94	107.72	10.56	
		Y	1	-	264.77	10.56	
			2	-	180.44	10.56	
			3	-	107.72	10.56	
x = 65 y = 65	10.00+	X	1	86.54	264.77	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm² ρ_i = %1.0
			2	118.20	180.44	10.56	
			3	88.18	107.72	10.56	
		Y	1	-	264.77	10.56	
			2	51.98	180.44	10.56	
			3	49.87	107.72	10.56	
x = 65 y = 65	10.00-	X	1	254.60	812.20	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm² ρ_i = %1.0
			2	227.81	549.14	10.56	
			3	121.11	298.93	10.56	
		Y	1	-	812.20	10.56	
			2	51.98	549.14	10.56	
			3	49.87	298.93	10.56	
x = 65 y = 65	5.00	X	1	174.68	812.20	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm² ρ_i = %1.0
			2	499.80	549.14	10.56	
			3	424.13	298.93	10.56	
		Y	1	-	812.20	10.56	
			2	357.81	549.14	10.56	
			3	344.11	298.93	10.56	
x = 65 y = 65	0.00	X	1	314.96	714.99	10.56	 4ϕ24 + 22ϕ24 A_{si} = 11.75 cm² ρ_i = %2.78
			2	909.42	488.40	38.55	
			3	727.16	298.93	30.78	
		Y	1	-	714.99	10.56	
			2	663.63	549.14	24.52	
			3	638.35	298.93	26.39	

Yükleme 1 : 1.4G + 1.6Q

Yükleme 2 : G + Q + E + M_{II}

Yükleme 3 : 0.9G + E + M_{II}

Çizelge 12.15 : Kolon betonarme hesapları (S_B)

Malzeme (C30 / S420)							
Kolon Boyut (cm)	**KOT**	**YÖN**	**YÜKLEME**	**M_d (kNm)**	**N_d (kN)**	**$A_s = A'_s$ (cm^2)**	**Donatı Şeması**
x = 65 y = 65	12.00	X	1	0.00	485.45	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm^2 ρ_i = %1.0
			2	0.00	329.39	10.56	
			3	0.00	187.10	10.56	
		Y	1	-	485.45	10.56	
			2	0.00	329.39	10.56	
			3	0.00	187.10	10.56	
x = 65 y = 65	10.00+	X	1	48.05	485.45	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm^2 ρ_i = %1.0
			2	97.36	329.39	10.56	
			3	62.08	187.10	10.56	
		Y	1	-	485.45	10.56	
			2	81.76	329.39	10.56	
			3	76.83	187.10	10.56	
x = 65 y = 65	10.00-	X	1	137.95	987.53	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm^2 ρ_i = %1.0
			2	153.55	665.70	10.56	
			3	62.08	349.16	10.56	
		Y	1	-	987.53	10.56	
			2	81.76	665.70	10.56	
			3	76.83	349.16	10.56	
x = 65 y = 65	5.00	X	1	163.07	1066.6	10.56	 4ϕ24 , 8ϕ20 A_{si} = 43.20 cm^2 ρ_i = %1.0
			2	496.71	715.13	13.04	
			3	370.90	349.16	11.61	
		Y	1	-	1066.6	10.56	
			2	439.17	665.70	10.83	
			3	416.88	349.16	13.88	
x = 65 y = 65	0.00	X	1	246.62	1237.5	10.56	 4ϕ24 + 22ϕ24 A_{si} = 11.75 cm^2 ρ_i = %2.78
			2	876.39	821.95	31.97	
			3	679.71	349.16	27.75	
		Y	1	-	1237.5	10.56	
			2	796.59	665.70	29.66	
			3	756.93	349.16	31.24	

12.1.6 Aşık (omega) kirişi hesabı

Kesit Tesirleri :

A = 234.6 cm^2 I = 6809.77 cm^4 e = Y_b – 2.5 = 7.25 – 2.5 = 4.75 cm

Y_b = 7.25 cm S_b = 968.66 cm^3 Y_t = 9.75 cm S_t = 942.08 cm^3

Bir aşık kirişine gelen yükler :

Aşık özağırlığı : 0.0235 x 2.50 = 0.0588 t/m

Çatı kaplaması . 0.010 x 2.2 = 0.0220 t/m → g = 0.0808 t/m

Hareketli yük : q = 0.075 x 2.2 = 0.1650 t/m

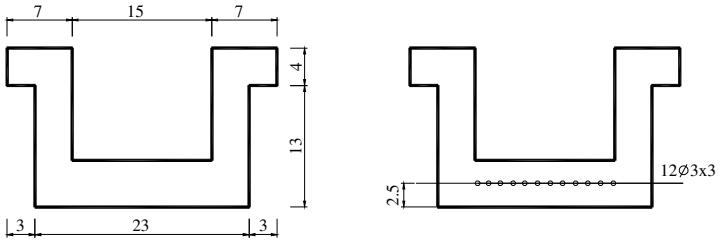
Moment hesabı L=8.80 m

P = 0.0808 + 0.165 = 0.2458 t/m P_d = 1.4x0.0808+1.6 x 0.165=0.377 t/m

M_g = 0.0808 x 8.80^2 / 8 = 0.782 tm M_{zati} = 0.0588 x 8.80^2 / 8 = 0.569 tm

M_q = 0.165 x 8.80^2 / 8 = 1.597 tm M_{g+q} = 0.2458 x 8.80^2 / 8 = 2.379 tm

V_d = 0.377 x 8.80 / 2 = 1.659 tm M_d = 0.377 x 8.80^2 / 8 = 3.649 tm



Şekil 12.18 : Aşık kirişi kesiti

Gerekli öngerme kuvveti hesabı :

Gerekli öngerme kuvveti $P_f = \dfrac{M_g / S_b + M_q / S_{bc} - f_t}{1/A + e/S_b}$

$f_t = 1.6 \times \sqrt{f_c} = 1.6 \times \sqrt{400} = 32 kg/cm^2 \rightarrow C40$

270 K Ø3x3 düşük relaksiyonlu halat kullanıldığında : A_s=3xπx3^2/4= 0.212 cm^2

$P_f = \dfrac{237900/968.66 - 32}{1/235 + 4.75/968.66} = 23320.96$

Verilen net öngerme kuvveti

$P_{öng}$ = 0.70 x A_s x f_{pu} = 0.70 x 0.212 x 17000 = 2522.8 kg = 2.52t

Transferde net öngerme kuvveti P_i = 0.9 x $P_{öng}$ = 0.9 x 2522.8 = 2270.52 kg

Serviste net öngerme kuvveti P_{fi} = 0.8 x $P_{öng}$ = 0.8 x 2522.8 = 2018.24 kg

Gerekli halat sayısı N = P_f / P_{fi} = 23320.96/ 2018.24 = 11.55 (12 adet seçildi)

Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması :

Öngerilme verildiğinde		C40	
Mesnetlerde çekme bölgesi için maksimum	$-1.6\times\sqrt{f_{ci}}$	-26.77	kg/cm^2
Mesnetlerde basınç bölgesi için maksimum	0.6 x f_{ci}	168	kg/cm^2
Açıklıkta çekme bölgesi için maksimum	$-0.8\times\sqrt{f_{ci}}$	-13.4	kg/cm^2
Açıklıkta basınç bölgesi için maksimum	0.6 x f_{ci}	168	kg/cm^2
Servis yükleri altında		C40	
Mesnetlerde çekme bölgesi için maksimum	$-1.6\times\sqrt{f_{ci}}$	-32	kg/cm^2
Mesnetlerde basınç bölgesi için maksimum	0.45 x f_{ci}	180	kg/cm^2
Açıklıkta çekme bölgesi için maksimum	$-0.8\times\sqrt{f_{ci}}$	-32	kg/cm^2
Açıklıkta basınç bölgesi için maksimum	0.45 x f_{ci}	180	kg/cm^2

Mesnette gerilme kontolleri :

Öngerilme verildiğinde

$$\sigma_{üst} = \frac{N.P_i}{A} - \frac{N.P_i.e}{S_t} < -1.6.\sqrt{f_{ci}} \qquad \sigma_{alt} = \frac{N.P_i}{A} - \frac{N.P_i.e}{S_b} < 0.6.\sqrt{f_{ci}}$$

Gerilme transfer boyu göz önüne alındığında, çekme limiti transfer boyu kadar mesnetten içerde kontrol edilecektir.

Servis yükleri altında

$$\sigma_{üst} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_t} < -1.6.\sqrt{f_c} \qquad \sigma_{alt} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_b} < 0.45.\sqrt{f_c}$$

Açıklıkta gerilme kontrolleri :

Öngerilme verildiğinde :

$$\sigma_{üst} = \frac{N.P_i}{A} - \frac{N.P_i.e}{S_t} + \frac{M_{zati}}{S_t} < -0.8.\sqrt{f_{ci}} \qquad \sigma_{alt} = \frac{N.P_i}{A} - \frac{N.P_i.e}{S_b} + \frac{M_{zati}}{S_b} < 0.6.f_{ci}$$

Kaplama konulduğunda :

$$\sigma_{üst} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} < -1.6.\sqrt{f_c} \qquad \sigma_{alt} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b} < 0.45.f_c$$

Hareketli yükler altında :

$$\sigma_{üst} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} + \frac{M_q}{S_t} < 0.45.f_c$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N.P_f}{A} - \frac{N.P_f.e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b} - \frac{M_q}{S_b} < -1.6.\sqrt{f}_c$$

Gerilme kontrolleri mesnet ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit için çizelge 12.16'da verilmiştir.

Taşıma kapasitesinin kontrolü

Moment kapasitesinin kontrolü :

Dikdörtgen kesitlerin veya basınç bölgesi tabla içinde kalan tablalı kesitlerin taşıma gücü momenti :

$M_{res} = (A_{ps} + f_{pd} + A_s \times f_{yd}) \times (d - a/2)$ $\quad a = (A_{ps} + f_{pd} + A_s \times f_{yd}) / (0.85 \times f_{cd} x b)$

Aderanslı öngerme çeliği için : $f_{pd} = (1\text{-}0.4 \times \rho_p + f_{pd} / f_{cd})$

Basınç bölgesi tabla içinde kalmayan kesitleri taşıma gücü momenti :

$M_{res} = 0.85\ f_{cd} \times (t \times (b - b_w) \times (d - t/2) + a \times b_w \times (d - a/2))$

$a = (A_{ps} + f_{pd} + A_s \times f_{yd} - 0.85\ f_{cd} \times (b - b_w) \times t) / (0.85 \times f_{cd} \times b_w)$

Kesitteki betonarme donatısı bulunmadığı durumlarda $A_s \times f_{yd} = 0$'dır.

$f_{cd} = 400 / 1.3 = 307.70$ kg/cm^2 $\qquad f_{ctd} = 22 / 1.3 = 16.90$ kg/cm^2

$f_{pd} = 17000 / 1.15 = 14782$ kg/cm^2 $\qquad f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652$ kg/cm^2

$\rho_p = A_{ps} / (b \times d) = 12 \times 0.212 / (23 \times 2 \times 14.5) = 0.0038$

$f_{pd} = 14782 \times (1 - 0.4 \times 0.0038 \times 14782 / 307.70) = 13702.60$ kg/cm^2

$$a = \frac{2.544 \times 13702.60 + 1.0 \times 3652}{0.85 \times 307.70 \times 23} = 6.40 \cong 6cm$$

Çizelge 12.16 : Aşık kirişi öngerme hesabı

No	X	M_g	$\sigma_{g,üst}$	$\sigma_{g,alt}$	M_q	$\sigma_{q,üst}$	$\sigma_{g,alt}$
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.30	10302	10,94	10,64	21037	23,04	22,42
3	0.61	20183	21,42	20,84	41216	43,75	42,55
4	0.91	29006	30,79	29,95	59234	62,87	61,15
5	1.21	37103	39,38	38,30	75767	80,42	78,22
6	1.51	44472	47,21	45,91	90815	96,39	93,75
7	1.82	51323	54,48	52,98	104805	111,25	108,19
8	2.12	57212	60,73	59,06	116833	124,01	120,61
9	2.42	62376	66,21	64,39	127377	135,21	131,49
10	2.72	66812	70,92	68,97	136435	144,82	140,85
11	3.03	70631	74,97	72,92	144235	153,10	148,90
12	3.33	73589	78,11	75,97	150274	159,51	155,14
13	3.63	75819	80,48	78,27	154828	164,35	159,84
14	3.93	77322	82,08	79,82	157898	167,61	163,01
15	4.25	78123	82,93	80,65	159534	169,34	164,70
16	4.55	78123	82,93	80,65	159534	169,34	164,70
17	4.87	77322	82,08	79,82	157898	167,61	163,01
18	5.17	75819	80,48	78,27	154828	164,35	159,84
19	5.47	73589	78,11	75,97	150274	159,51	155,14
20	5.77	70631	74,97	72,92	144235	153,10	148,90
21	6.08	66812	70,92	68,97	136435	144,82	140,85
22	6.38	62376	66,21	64,39	127377	135,21	131,49
23	6.68	57212	60,73	59,06	116833	124,01	120,61
24	6.98	51323	54,48	52,98	104805	111,25	108,19
25	7.29	44472	47,21	45,91	90815	96,39	93,75
26	7.59	37103	39,38	38,30	75767	80,42	78,22
27	7.89	29006	30,79	29,95	59234	62,87	61,15
28	8.19	20183	21,42	20,84	41216	43,75	42,55
29	8.50	10302	10,94	10,64	21037	23,04	22,42
30	8.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

M_{res} = (2.544 x 14782 + 1.0 x 3652) x (23 – 6.40 / 2) = 816896.68 kg.cm = 8.17tm

$M_{res} = 8.17 > M_d = 3.649$ tm

Düktilite Hesabı :

P_{ef} = 12 x 2018.24 = 24218.88 kg

$$M_{cr} = (2 \cdot f_{ctd} + \frac{P_{ef}}{A_c} + \frac{P_{ef} \cdot e}{W} - \frac{M_{zati}}{W}).W$$

$$= (2 \times 16.90 + \frac{24218.88}{235} + \frac{24218.88 \cdot 4.75}{968.66} - \frac{78200}{968.66}).968.66 = 169410 kg.cm = 1.69 \text{t.m}$$

M_{res} = 9.20 > 4/3 x M_{cr} = 4/3 x 1.69 tm

Kesme Dayanımı Hesabı :

V_d = 1.659 t V_{cr} = 0.65 x 16.90 x 11 x 23 x 10^{-3} = 2.78 t

V_{max} = 0.22 x 307.70 x 11 x 23 x 10^{-3} = 17.13 t

$V_{max} > V_{cr} > V_d$ (minimum donatı yeterli)

$A_{sw} / s \geq 0.30$ x f_{ctd} / f_{ywd} x b_w = 0.3 x 16.90 / 3652 x 11 = 0.0126

$s \leq 0.28 / 0.0126 = 22.2$ cm ($A_s = 0.28$ cm^2 Ø6)

Mesnetlerde minimum s = d / 4 = 23 / 4 = 5.75 cm Seçilen : Ø6/10/15 cm

Sehim Hesabı :

Ters sehimin bulunması : $f_{öng} = \frac{P_i \times e \times L^2}{8 \times E_{ci} \times I_b}$

E_{ci} : Öngerilme verildiğinde betonun elastisite modülü = 0.14 x γ x $\sqrt{\gamma \times f_{ci}}$

f_{ci} : Öngerme verildiğinde beton dayanımı

Zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması : $f_{zati} = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E_{ci} \times I_b}$

Kaplama ağırlığından dolayı sehimin bulunması : $f_{kap} = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E_c \times I_b}$

İlave yüklerden dolayı sehimin bulunması : $f_{ilave} = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E_c \times I_b} < L/180$

Servis yükü altında oluşacak sehimin bulunması

Montaj elemanında oluşacak sehim :

Montajda sehim düzeltme faktörü	Kaplamasız	Kaplamalı
Ters sehim için ($f_{öng}$)	1.80	1.80
Normal sehim için (f_{zati})	1.85	1.85

$f_{transfer} = 1.8 \times f_{öng} - 1.85 \times f_{zati}$

Servis yükü altında elemanda oluşan sehim :

Serviste sehim düzeltme faktörü :	Kaplamasız	Kaplamalı
Ters sehim için ($f_{öng}$)	2.45	2.20
Normal sehim için (f_{zati})	2.70	2.40
İlave yüklerden oluşan sehim (f_{ilave})	3.00	3.00
Kaplama ağırlığından oluşan sehim (f_{zati})	-	3.00

Kaplamasız durum için $f_{servis} = 2.45 \times f_{öng} - 2.70 \times f_{zati} - 3.00 \times f_{ilave} + f_{hareketli}$

Kaplamalı durum için $f_{servis} = 2.20 \times f_{öng} - 2.40 \times f_{zati} - 3.00 \times f_{ilave} - 2.30 \times f_{kap} + f_{hareketli}$

Öngermeden ters sehimin bulunması

$E_{ci} = 0.14 \times 2500 \times \sqrt{2500 \times 310} = 308119\ (kg/cm^2)$

$E_{ci} = 0.14 \times 2500 \times \sqrt{2500 \times 400} = 350000\ (kg/cm^2)$

$$f_{öng} = \frac{12 \times 2270.52 \times 4.75 \times 880^2}{8 \times 308119 \times 6809.77} = 5.96cm \uparrow$$

Aşık zati ağırlığından dolayı oluşan sehimin bulunması :

$$f_{zati} = \frac{5 \times 0.588 \times 880^4}{384 \times 308119 \times 6809.77} = 2.19cm \downarrow$$

Transferde net sehim = 5.96 – 2.19 = 3.77cm ↑

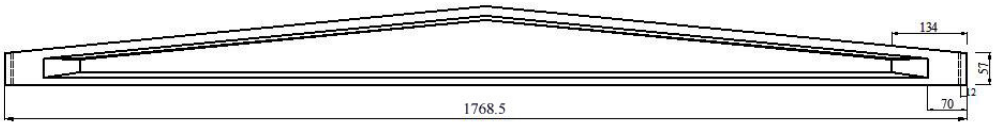
İlave yükten dolayı sehimin bulunması: $f_{ilave} = \dfrac{5 \times 0.220 \times 880^4}{384 \times 350000 \times 6809.77} = 0.72cm \downarrow$

Hareketli yükten oluşan sehim : $f_{ilave} = \dfrac{5 \times 1.65 \times 880^4}{384 \times 350000 \times 6809.77} = 5.41cm \downarrow$

Serviste net sehim : 3.77 - 0.72 – 5.41 = -2.36 ↓

Serviste katsayılı sehim = 2.45 x 5.96 – 2.70 x 2.19 – 3 x 0.72 – 5.41 = 1.12 cm ↑

12.1.7 Çatı makası hesabı



Şekil 12.19 : Makas kiriş

Malzeme C30 / S420

Makas boyu : L_{makas} = 1800 – (41.5 + 45.7) + (32 + 23.7) = 1768,5 cm = 17,685 m

Makasa paralel kolon kenarı : 65 cm

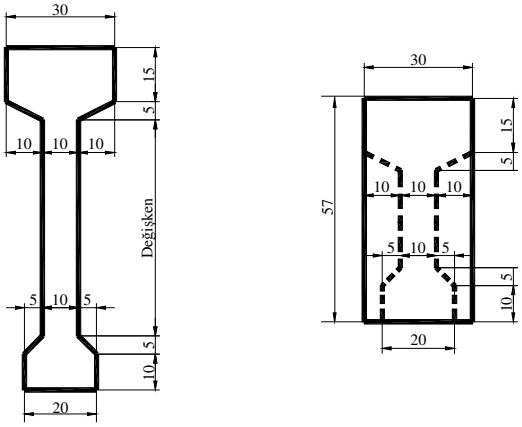
$L_{hesap} = L_{makas} - 2 \times 12 = 1744.5$ cm

A. Çatı Makası yük analizi

Kaplama ağırlığı : 0.10 kN/m^2

Aşık zati ağırlığı : <u>0.59 kN/m^2</u> $\sum g =$ 0.69 kN/m^2

Kar yükü 0.75 kN/m^2



Şekil 12.20 : Makas kiriş kesitleri

B. Çatı Makası yükleri A = 9 m. (makas aralığı)

1) Sabit yükler

- Dikdörtgen uç kısmında * Kenarda (h_k = 57 cm.)

Üst yükler 0.69 x 9.0 = 6.21 kN/m

Makas zati ağırlığı 0.30 x 0.57 x 25 = <u>4.28 kN/m</u> $\sum g_k$= 10.49kN/m

* Dikdörtgen kesit sonunda (h_o = 57 + 134 x 0.094 = 70 cm)

Üst yükler 0.69 x 9.0 = 6.21 kN/m

Makas zati ağırlığı 0.30 x 0.70 x 25 = 5.25 kN/m $\sum g_{or}$=11.46 kN/m

- I kesit kısmında * I kesit başlangıcında : (h_o = 57 + 134 x 0.094 = 70 cm)

Üst yükler 0.69 x 9.0 = 6.21 kN/m

Makas zati ağırlığı (0.3x0.15+2x0.05x0.1+0.2x0.1+0.05^2+0.05x0.1+0.35x0.1)25

= 2.94 kN/m $\sum g_k$= 9.15 kN/m

* Ortada : (h_o = 57 + (1768.5/2) x 0.094 = 140 cm)

Üst yükler 0.69 x 9.0 = 6.21 kN/m

Makas zati ağırlığı (0.0825+1.05x0.1)x25= 4.69 kN/m $\sum g_{or}$=10.90 kN/m

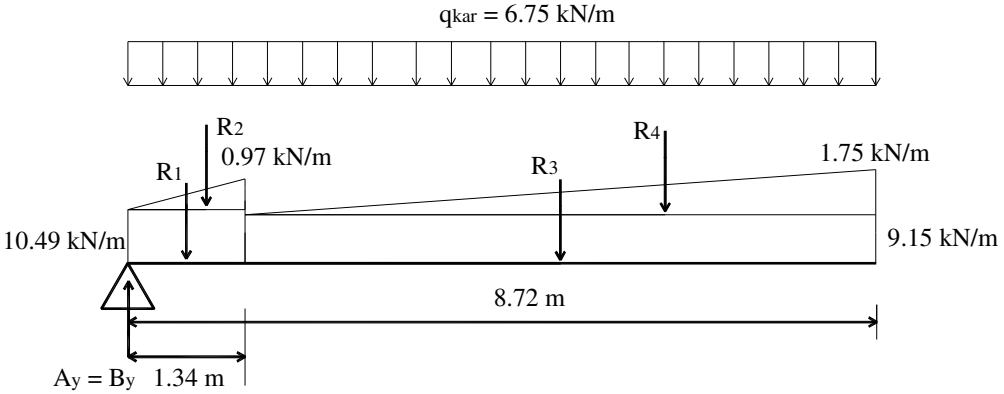
2) Hareketli yükler

Kar yükü g_{kar} = 0.75 x 9 = 6.75 kN/m

C. Eğilme donatısı hesabı :

f_{cd} = 21.43 kN/m^2 f_{yd} 365.22 kN/m^2

a) L_1 = L / 2 = 17.44 / 2 = 8.72 m için



Şekil 12.21 : Çatı makası yükleme 1

R_1 = 10.49 x 1.34 = 14.06 kN R_2 = 0.5 x 0.97 x 1.34 = 0.65 kN

R_3 = 9.15 x (8.72 - 1.34) = 67.53 kN R_4 = 0.5 x (8.72 - 1.34) x 1.75 = 6.46 kN

$A_{yg} = B_{yg} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4$ = 14.06 + 0.65 + 67.53 + 6.46 = 88.70 kN

$A_{yq} = B_{yq} = 0.5L \times g_{kar} = 8.72 \times 6.75 = 58.86$ kN

$V_d = 1.4 \times 88.70 + 1.6 \times 58.86 = 218.36$ kN

$maxM_g = 88.70x8.72 - 14.06x8.05 - 0.65x7.83 - 67.53x3.69 - 6.46x2.46 = 390.11$ kNm

$maxM_q = 58.86 \times 8.72 - 6.75 \times 8.72^2 / 2 = 256.63$ kNm

$maxM_d = 1.4 \times maxM_g + 1.6 \times maxM_q = 1.4 \times 390.11 + 1.6 + 256.63 = 956.76$ kNm

$L_1 + 0.12 = 8.72 + 0.12 = 8.84$ m'de kiriş yüksekliği $h_1 = 1.40$ m → d=140–4 = 136 cm

Üstte 3Ø14 montaj donatısı için, $A_s' = 1.54 \times 3 = 4.62$ cm^2

$F_s' = A_S' \times f_{yd} = 4.62 \times 365.22 = 168.7$ kN $\qquad M_r = M_d$

$K = 956.76.10^6 / (1360^2 \times 300) \times 21.43 = 0.080$

$$c = \frac{1360}{0.85}(1 \pm \sqrt{1 - 2.353 \times 0.080} =$$ $\qquad c_1 = 158.44$mm, $\qquad c_2 = 3042$mm

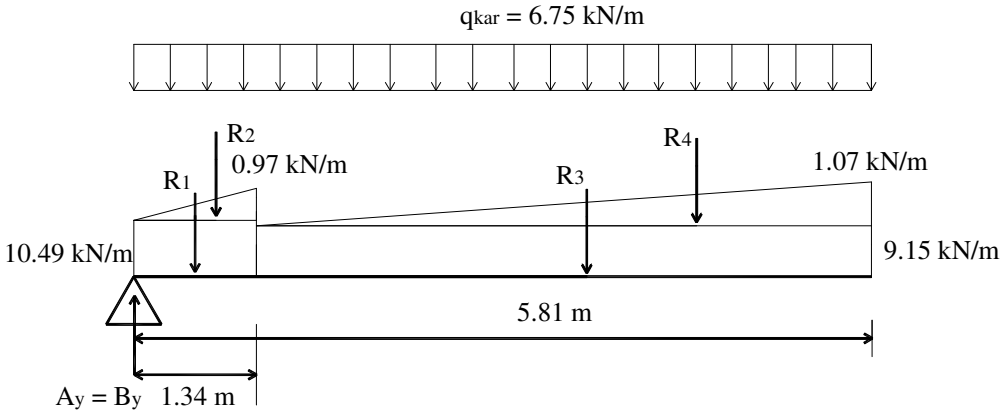
$$A_s = 0.85 \times \frac{21.43}{365.22} 0.85 \times 158.44 \times 300 = 2015.08 mm^2$$

$A_s = 20.15$ cm^2 → 3Ø32 (24.12 cm^2)

b) $L_2 = L / 3 = 17.44 / 3 = 5.81$ m için ($h_o = 1.13$m)

Üst yükler 0.69 x 9.0 = 6.21 kN/m

Makas zati ağırlığı (0.0825+0.78x0.1)x25= 4.01 kN/m $\qquad \sum g_{or} = 10.22$kN/m



Şekil 12.22 : Makas kiriş yükleme 2

$R_1 = 10.49 \times 1.34 = 14.06$ kN $\qquad R_2 = 0.5 \times 0.97 \times 1.34 = 0.65$ kN

R_3 = 9.15 x (5.81 - 1.34) = 40.90 kN R_4 = 0.5 x (5.81 - 1.34) x 1.07 = 2.39 kN

Mesnet reaksiyonları L/2 kısmından alınıyor.

$A_{yg} = B_{yg}$ = 88.70 kN $A_{yq} = B_{yq}$ = 58.86 kN

M_g = 88.70 x 5.81-14.06 x 5.14-0.65 x4.92-40.90 x2.24-2.39 x1.49 = 344.70 kNm

$M_q = 58.86 \times 5.81 - 6.75 \times 5.81^2 / 2 = 228.05$ kNm

M_d = 1.4 x M_g + 1.6 x M_q = 1.4 x 344.70 + 1.6 + 228.05 = 847.40 kNm

5.83 m'de kiriş yüksekliği h_2 = 1.13 m. → (d=113 – 4 = 109 cm)

Donatı hesabı

Üstte 3Ø14 montaj donatısı için, A_S' = 1.54 x 3 =4.62 cm^2

F_S' = A_S' x f_{yd} = 4.62 x 365.22 = 168.7 kN $M_r = M_d$

$K = 847.46.10^6 / (1090^2 \times 300) \times 21.43 = 0.111$

$c = \frac{1090}{0.85}(1 \pm \sqrt{1 - 2.353 \times 0.111} =$ c_1 = 180.11mm, c_2 = 2385mm

$A_s = 0.85 \times \frac{21.43}{365.22} 0.85 \times 180.11 \times 300 = 2290.68 mm^2$

A_s = 22.91 cm^2 → 3Ø32 (24.12 cm^2)

D. Kayma hesabı

- Mesnet yüzünden l_d = 57 – 4 = 53 cm uzakta Kesit : 20/62 Malzeme:C30/S420

A_{yd} = 1.4 x A_{yg} + 1.6 x A_{yq} = 1.4 x 88.70 + 1.6 x 58.86 = 218.36 kNm

$V_d = (218.36 - 19.69 \times 0.53 - 0.155 \times 0.53^2) \times 1.4 = 291.03$ d=0.094x0.53+0.53=0.58cm

V_{cr} = 0.65 x f_{ctd} x b_w x d = 0.65 x 1.36 x 200 x 580 = 102.54 kN

V_{max} = 0.22 x f_{cd} x b_w x d = 0.22 x 21.43 x 200 x 580 = 546.90 kN

$V_{max} > V_d > V_{cr}$ 546.90 > 291.03 > 102.54 kayma donatısı gerekir.

$$\frac{A_{SW}}{s} = \frac{V_d - 0.8 \times V_{cr}}{f_{ywd} \times d} = \frac{29103 - 0.8 \times 10254}{365.22 \times 580} = 0.0986$$

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = 0.30 \times \frac{f_{ctd}}{f_{twd}} = 0.30 \times \frac{1.36}{365.22} = 0.00112$$

$$\min \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = \min \rho_w \times b_w = 0.00112 \times 20 = 0.024 < 0.0986$$

Ø10 etriye için $A_0 = 79\ mm^2$ (n=2 için $A_{sw} = 2 \times A_0 = 2 \times 79 = 158\ mm^2$)

$$\frac{1.58}{s} = 0.0986 \Rightarrow s = 16.02cm. \Rightarrow s \le \left\{ \frac{d}{2} = \frac{58}{2} = 29cm \right\}$$ Etriye Ø10/16

Mesnet yüzünden l_s = 134 cm uzakta d = 0.094x134+53=66cm Kesit : 10 / 70

$A_{yd} = 1.4 \times A_{yg} + 1.6 \times A_{yq} = 1.4 \times 88.70 + 1.6 \times 58.86 = 218.36$ kNm

$V_d = (218.36 - 19.69 \times 1.34 - 0.155 \times 1.34^2) \times 1.4 = 268.38$ kN

$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.65 \times 1.36 \times 100 \times 660 = 58.34$ kN

$V_{max} = 0.22 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.22 \times 21.43 \times 100 \times 660 = 311.16$ kN

$V_{max} > V_d > V_{cr}$ 311.16 > 268.68 > 58.34 kayma donatısı gerekir.

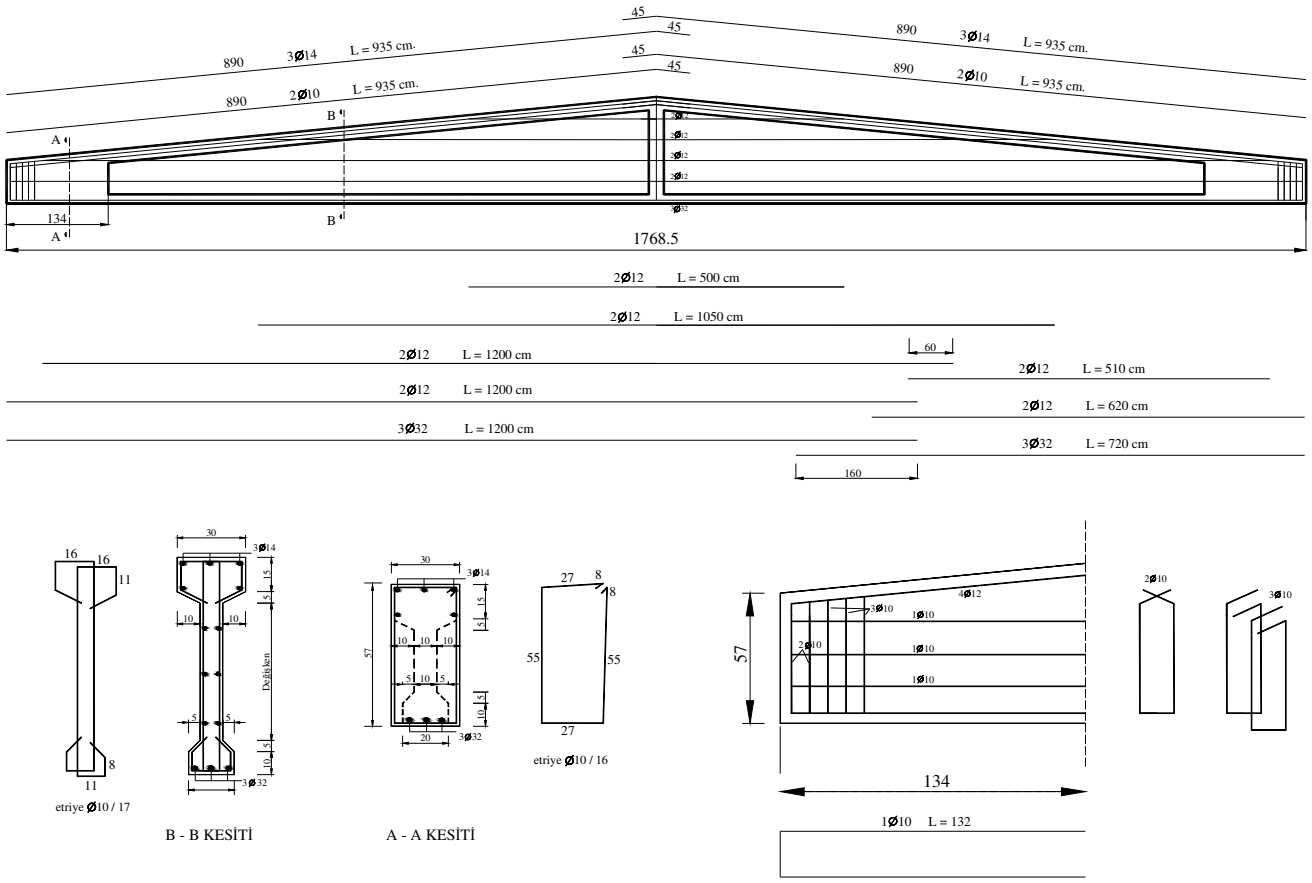
$$\frac{A_{SW}}{s} = \frac{V_d - 0.8 \times V_{cr}}{f_{ywd} \times d} = \frac{26838 - 0.8 \times 5834}{365.22 \times 660} = 0.0919$$

$$\min \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = 0.30 \times \frac{f_{ctd}}{f_{twd}} = 0.30 \times \frac{1.36}{365.22} = 0.00112$$

$$\min \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = \min \rho_w \times b_w = 0.00112 \times 10 = 0.0112 < 0.0919$$

Ø10 etriye için $A_0 = 79\ mm^2$ (n=2 için $A_{sw} = 2 \times A_0 = 2 \times 79 = 158\ mm^2$

$$\frac{1.58}{s} = 0.0919 \Rightarrow s = 17.19cm. \Rightarrow s \le \left\{ \frac{d}{2} = \frac{66}{2} = 33cm \right\}$$ Etriye Ø10/17



Şekil 12.23 : Makas kiriş donatı planı

Çizelge 12.17 : Temel için süperpozisyon

															M_{Max} için SÜPERPOZİSYON		
AKS	**KOT**		**G1**	**G2**	**KAR**	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**	**K1F**	**K2F**	**K3F**	**K4F**		**1.4G+1.6Q**	**G+Q**	**0.9G**
A, C	0.00	M	-64.79	4.17	12.52	11.10	42.74	-29.80	29.78	77.11	66.70	61.88	61.87		-337.17	-218.31	-54.56
		N	311.89	20.25	60.75	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		714.99	488.40	298.93
		V	0.00	-1.05	-3.14	-8.41	-5.93	2.48	-2.48	9.03	6.38	5.16	5.16		-33.66	-21.17	-0.95
															N_{Max} için SÜPERPOZİSYON		
															1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
														M	-317.14	-205.79	-54.56
														N	812.20	549.14	298.93
														V	-38.69	-24.31	-0.95
															M_{Max} için SÜPERPOZİSYON		
AKS	**KOT**		**G1**	**G2**	**KAR**	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**	**K1F**	**K2F**	**K3F**	**K4F**		**1.4G+1.6Q**	**G+Q**	**0.9G**
B	0.00	M	0.00	0.00	0.00	-42.74	-11.12	11.12	42.74	66.70	77.07	77.07	66.70		-246.62	-154.14	0.00
		N	347.45	40.50	121.50	49.43	156.25	156.25	49.43	0.00	0.00	0.00	0.00		1237.53	434.00	349.16
		V	0.00	0.00	0.00	-5.93	8.41	-8.41	5.93	-6.38	-9.03	-9.03	-6.38		-28.90	-18.06	0.00
															N_{Max} için SÜPERPOZİSYON		
															1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
														M	-246.62	-154.14	0.00
														N	1237.53	434.00	349.16
														V	-28.90	-18.06	0.00

12.1.8 Yuvalı temel hesabı

Çizelge 12.18 : Temele etkiyen kesit zorları

Yön	Kesit Zoru	Boyut	1.4G + 1.6Q		G + Q		Deprem	İkinci Mertebe
			Max M	Max N	Max M	Max N		
X	M	kNm	-337.17	-317.14	-79.32 (-218.31)	-66.80 (-205.79)	635.72	71.42
	N	kN	714.99	812.20	488.40	549.14	-	-
	V	kN	-33.66	-38.69	-6.98 (-21.17)	-10.12 (-24.31)	58.24	-
Y	M	kNm	-	-	-	-	607.56	56.07
	N	kN	812.20	812.20	549.14	549.14	-	-
	V	kN	-	-	-	-	56.08	-

Yuva yanak kalınlığı (h_1) hesabı

$b_1 = 65 + 10 + 10 = 85$ cm. $b_1 / 3 = 85 / 3 = 28.33$ → $h_1 = 30$ cm seçildi.

Soket yüksekliği hesabı

En elverişsiz M/Nh değeri G+Q+E+ M_{II} durumunda meydana gelmektedir. (Soket üst kot derinliği 0.20m)

M = 79.32 + 635.72 + 71.42 + 0.20 x (6.98 + 58.24) = 799.50 kNm N=488.40 kN

(M/Nh) = (799.50) / (488.40 x 0.65) = 2.51 > 2 → $l_b = 2 \times 65 = 130$ cm

H = 130 + 5 = 135 cm

T1 temeli boyut seçimi

Birkaç ön boyut deneme hesabından sonra temelin temel boyutlarının

$L_x = 4.00$ m $L_y = 4.00$ m temel yüksekliği $d_t = 0.4$ m

olarak seçilmesine karar verilmiştir.

Temel taban alanı ile mukavemet momentleri

$A_T = 4.00 \times 4.00 = 16.00$ m^2

$W_{I-I} = 4.00 \times 4.00^2/6 = 10.67$ m^3 $W_{II-II} = 4.00 \times 4.00^2/6 = 10.67$ m^3

Zemin gerilmesi kontrolleri

a) G + Q Yüklemesi

En elverişsiz taban gerilmeleri, Max N yüklemesinde meydana gelmektedir.

±0.00 kotunda kesit zorları N = 549.14 kN $M_x = 205.79$ kNm $V_x = 24.31$ kN

Soket, temel ve temel üstü toprak ağırlıkları: $\gamma_{BA} = 25$ kN/m^3 $\gamma_{toprak} = 18$ kN/m^3

$G_{soket} = 1.45 \times 1.45 \times 1.35 \times 25 = 70.96$ kN

$G_{temel} = 4.00 \times 4.00 \times 0.40 \times 25 = 160.00$ kN

$G_{toprak} = (4.00 \times 4.00 \times 1.55 - 1.45^2 \times 1.35) \times 18 = 395.31$ kN

$N_0 = 549.14 + 70.96 + 160.00 + 395.31 = 1175.41$ kN

$M_{0x} = 205.79 + 24.31 \times (0.20 + 1.35 + 0.40) = 253.20$ kN

- X yönünde gerilmeler $\sigma_{1,2} = \frac{1175.41}{16.00} \pm \frac{253.20}{10.67} = 73.46 \pm 23.73$

$\sigma_1 = 97.19 < 150$ kN / m^2 $\sigma_2 = 49.73 < 150$ kN / m^2

- Y yönünde gerilmeler $\sigma_3 = \sigma_4 = (549.14 / 16.00) = 34.32 < 150$ kN/m^2

b) G+Q+E+ M_{II} yüklemesi

En elverişsiz taban gerilmeleri, Max N yüklemesinde meydana gelmektedir.

±0.00 kotundaki kesit zorları : N = 549.14 kN

$M_x = 66.80 + 635.72 + 71.42 = 773.94$ kNm $V_x = 10.12 + 58.24 = 68.36$ kN

$M_y = 607.56 + 56.07 = 663.63$ kNm $V_y = 56.08$ kN

- X yönünde gerilmeler

$N_0 = 549.14 + 70.96 + 160.00 + 395.31 = 1175.41$ kN

$M_{0x} = 773.94 + 68.36 \times 1.95 = 907.24$ kNm

$\sigma_{1,2} = \frac{1175.41}{16.00} \pm \frac{907.24}{10.67} = 73.46 \pm 85.03$

$\sigma_1 = 158.49 < 150 \times 1.5 = 225$ kN / m^2 $\sigma_2 = -11.57 < 0$

$\sigma_2 < 0$ olduğu için σ_1 yeniden hesaplanacaktır.

$e_0 = \frac{907.24}{1175.41} = 0.77$ m $c = (4.00 / 2) - 0.77 = 1.23$ m $L'_x = 3 \times 1.23 = 3.69$m

$\sigma_1 = \frac{2 \times 1175.41}{4.00 \times 3.69} = 159.27 < 150 \times 1.5 = 225$ kN / m^2

- Y yönünde gerilmeler $N_0 = 1175.41$ kN

$M_{0y} = 663.63 + 56.08 \times 1.95 = 772.99$ kNm

$$\sigma_{3,4} = \frac{1175.41}{16.00} \pm \frac{772.99}{10.67} = 73.46 \pm 72.45 \qquad \sigma_3 = 145.91 \text{ kN / m}^2 \qquad \sigma_4 = 1.01 \text{ kN / m}^2$$

T1 temel betonarme hesabı için kesit zorları

a) 1.4G + 1.6Q yüklemesi

Kritik A-A ve B-B kesitleri olarak yuva yanağı ortasından geçen kesitler alınmıştır. Bu durumda en elverişsiz kesit zorları, Max N yüklemesinde meydana gelmiştir.

±0.00 kotundaki kesit zorları

N = 812.20 kN $\qquad$ M_x = 317.14 kNm $\qquad$ V_x = 38.69 kN

$\qquad\qquad\qquad$ M_y = 0 $\qquad\qquad$ V_y = 0

- X yönündeki gerilmeler ve kesit zorları

$$x = \frac{4.00}{2} - \frac{0.85 + 0.30}{2} = 1.425 \text{ m} \qquad M_0 = 317.14 + 38.69 \text{ x } 1.95 = 392.59 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{812.20}{16.00} \pm \frac{392.59}{10.67} = 50.76 \pm 36.79$$

$\sigma_1 = 87.55 \text{ kN / m}^2 \qquad \sigma_2 = 13.97 \text{ kN / m}^2$

$\sigma_x = 87.55 - (1.425 / 4.00) . (87.55 - 13.97) = 61.34 \text{ kN / m}^2$

$$M_{A\text{-}A} = \frac{4.00 \times 1.425^2}{10.67}(2 \times 87.55 + 61.34) = 179.99 \text{ kNm}$$

$$V_{A\text{-}A} = 4.00 \times 1.425 . \left(\frac{87.55 + 61.34}{2} \right) = 424.34 \text{ kN}$$

- Y yönünde gerilmeler ve kesit zorları

$$y = \frac{4.00}{2} - \frac{0.85 + 0.30}{2} = 1.425 \text{ m} \qquad \sigma = 812.20 / 16.00 = 50.76 \text{ kN / m}^2$$

$$M_{B\text{-}B} = \frac{4.00 \times 1.425^2}{2} \times 50.76 = 206.15 \text{ kNm}$$

$V_{B\text{-}B}$ = 4.00 x 1.425 x 50.76 = 289.33 kN

b) G+Q+E+M_{II} yüklemesi

N_G = 70.96 +160.00 + 395.31 = 626.27 kNm $\qquad$ σ_G =626.27 / 16.00 =39.14 kN/m^2

- X yönünde gerilmeler ve kesit zorları

$$\sigma_x = \frac{3.69-1.425}{3.69}\times 159.27 = 97.76 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{A\text{-}A} = \frac{4.00\times 1.425^2}{10.67}(2\times 159.27+97.76) - \frac{4.00\times 1.425^2}{2}\times 39.14 = 157.95 \text{ kNm}$$

$$V_{A\text{-}A} = 4.00\times 1.425\left(\frac{159.27+97.76}{2} - 39.14\right) = 509.44 \text{ kN}$$

- Y yönünde gerilmeler ve kesit zorları

$$\sigma_x = \frac{4-1.425}{4}\times 145.91 = 93.93 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{B\text{-}B} = \frac{4.00\times 1.425^2}{10.67}(2\times 145.91+93.93) - \frac{4.00\times 1.425^2}{2}\times 39.14 = 134.69 \text{ kNm}$$

$$V_{B\text{-}B} = 4.00\times 1.425\left(\frac{145.91+93.93}{2} - 39.14\right) = 460.45 \text{ kN}$$

Hesap momentleri ve kesme kuvvetleri

X yönünde M_{dx} = Max (179.99, 157.95) = 179.99 kNm

V_{dx} = Max (424.34, 509.44) = 509.44 kN

Y yönünde M_{dy} = Max (206.15, 134.69) = 206.15 kNm

V_{dy} = Max (289.33, 460.45) = 460.45 kN

Betonarme hesabı

M_{dx} = 179.99 kNm b = 400 cm h = 40 cm d = 35 cm

C20 /S420 $a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_{dx}}{0.85\cdot f_{cd}\cdot b}} = 350 - \sqrt{350^2 - \frac{2\cdot 179.99.10^6}{0.85\cdot 13.33\cdot 4000}} = 11.54$

$$A_{sx} = \frac{M_{xd}}{f_{yd}(d-a/2)} = \frac{179.99.10^6}{365\cdot(350-11.54/2)} = 14.50 \text{ cm}^2$$ 18Ø14 (%2)

V_{rx} = 0.65 x 0.1 x 400 x 35 = 910 kN > 509.44 kN

M_{dy} = 206.15 kNm b = 400 cm h = 40 cm d = 34 cm

C20 /S420 → A_{sx} = 17,16 cm^2 18Ø14 (%2)

V_{ry} = 0.65 x 0.1 x 400 x 34 = 884 kN > 460.45 kN

T1 temeli zımbalama kontrolü

Zımbalama çevresi u_p = 4x(b+d) = 4x(75+35) = 440 cm d=35cm b_1= b_2=110cm

a) 1.4G + 1.6Q Yüklemesi

$$e_x = \frac{317.14 + 1.55 \times 38.69}{812.20} = 0.464 \qquad e_y = 0 \qquad \gamma = \frac{1}{1 + 1.5\frac{0.464 + 0}{\sqrt{1.10 \times 1.10}}} = 0.613$$

$V_{pd} = N_d \,.\, A_p.\, \sigma_z$ = 812.20 - 1.10 x 1.10 x 50.76 = 750.78 kN

$V_{pr} = \gamma \,.\, f_{ctd} \,.\, u_p \,.\, d$ = 0.613 x 1.067 x 4400 x 350 x 10^{-3} = 1007.27 kN > 750.78 kN

b) G+Q+E+ M_{II} Yüklemesi

$$e_x = \frac{66.80 + 635.72 + 71.42 + 1.55 \times 68.36}{549.14} = 1.60 \qquad e_y = 0$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5\frac{1.60}{1.10}} = 0.31 \qquad V_{pd} = 549.14 - 1.10 \text{ x } 1.10 \text{ x } 34.32 = 507.61 \text{ kN}$$

$V_{pr} = \gamma \,.\, f_{ctd} \,.\, u_p \,.\, d$ = 0.31 x 1.067 x 4400 x 350 x 10^{-3} = 509.40 kN > 507.61 kN

T1 temeli yuva donatıları hesabı

a) 1.4G + 1.6Q Yüklemesi

X Yönünde soket yatay yükü

M_x = 337.17 + 33.66 x 0.20 = 343.90 kNm V_x = 33.66 kN

$$V_{0x} = \frac{3}{2} \times \frac{M}{l_b} + \frac{5}{4} V = \frac{3}{2} \times \frac{343.90}{1.30} + \frac{5}{4} \times 33.66 = 438.88 \text{ kN}$$

Y Yönünde soket yatay yükü M = 0 V = 0 V_{0y} = 0

b) G+Q+E+ M_{II}

M_x = 66.80 + 635.72 + 71.42 + (24.31 + 58.24) x 0.20 = 790.45 kNm

V_x = 24.31 + 58.24 = 82.55 kN $V_{0x} = \frac{3}{2} \times \frac{790.45}{1.30} + \frac{5}{4} \times 82.55 = 1015.25$ kN

M_y = 607.56 + 56.07 + 56.08 x 0.20 = 674.85 kNm V_y = 56.08 kN

$$V_{0y} = \frac{3}{2} \times \frac{674.85}{1.30} + \frac{5}{4} \times 56.08 = 848.77 \text{ kN}$$

Hesaba esas olan V_0 değerleri

V_{0x} = Max (438.88, 1015.25) = 1015.25 kN $\qquad$ V_{0y} = 848.77 kN

Çizelge 12.19 : Yuvalı T1 temeli donatıları

Yük Yön	**V_0 (kN)**	**Oranlar**	**Katsayılar**		**Kesit Zorları kNm, kN**		**b cm**	**d cm**	**A_s cm^2**	**min A_s %0.15 cm^2**	**Donatı**	**Poz**
X	1015.25	B/A=1.00 115/115 H/A=1.17 135/115	k_1	24.12	M_{k1}	48.41	45	26	5.48	1.76	4Ø14	1
			k_2	28.11	M_{k2}	41.55	90	26	4.55	3.51	6Ø10	2
			k_3	27.76	M_{k3}	31.09	85	25	3.53	3.19	5Ø10	3
			k_4	0.405	T	411.18	-	-	5.63	-	-	1’
Y	848.77	B/A=1.00 115/115 H/A=1.17 135/115	k_1	24.12	M_{k1}	40.47	45	26	4.55	1.76	4Ø14	1
			k_2	28.11	M_{k2}	34.72	90	26	3.79	3.51	5Ø10	2
			k_3	27.76	M_{k3}	25.99	85	25	2.95	3.19	5Ø10	3
			k_4	0.405	T	343.75	-	-	4.71	-	-	1’

Not :

1. Hesaplanan donatılar her bir yanağın bir yüzü içindir.
2. X ve Y yönündeki Poz1 ile Poz1’ donatılarının büyük olanı seçilecektir.

T yatay çekme kuvveti için donatı hesabı

$$A_{syx} = \frac{411.18}{2 \times 36.5} = 5.63 \text{ cm}^2 \qquad A_{syx} = \frac{343.75}{2 \times 36.5} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Yuva düşey köşe donatıları

V_{0x} / 2 = 1015.25 / 2 =507.63 kN $\qquad$ d = 145 – 30 / 2 = 130 cm

Manivela kolu $\rightarrow$ a = 135 – 130 / 6 = 113.33 cm

$$V_d = \frac{507.63 \times 113.33}{0.8 \times 130} = 553.17 \text{ kN} \qquad A_{sd} = \frac{553.17}{36.5} = 15.16 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı 4Ø16 (16.08 cm^2) Poz4

Ezilme kontrolü

$$C = \sqrt{553.17^2 + 507.63^2} = 750.79 \text{ kN} \qquad \sigma_c = \frac{750.79 \times 10^3}{300 \times 300} = 8.34 \text{ N/ mm}^2 < 11$$

T2 temeli hesabı

Çizelge 12.20 : Temele etkiyen kesit zorları

Yön	Kesit Zoru	Boyut	1.4G + 1.6Q		G + Q		Deprem	İkinci Mertebe
			Max M	Max N	Max M	Max N		
X	M	kNm	246.62	246.62	154.14 (42.74)	154.14 (0.00)	±633.88	±90.71
	N	kN	1237.53	1237.53	821.95 (558.88)	821.95	-	-
	V	kN	28.90	28.90	18.06 (5.93)	18.06 (0.00)	±57.85	-
Y	M	kNm	-	-	-	-	±712.16	±84.43
	N	kN	1237.53	1237.53	821.95 (558.88)	821.95	-	-
	V	kN	-	-	-	-	±64.18	-

$b_1 = 65 + 10 + 10 = 85$ cm. $b_1 / 3 = 85 / 3 = 28.33$ → $h_1 = 30$ cm seçildi.

Soket üst kot derinliği 0.20 m

M = 42.74+ 633.88 + 90.71+ 0.20 x (5.93+ 57.85) = 780.09 kNm N = 558.88 kN

(M/Nh) = (780.09) / (558.88 x 0.65) = 2.15 > 2 → l_b = 2 x 65 =130cm H=135cm

T2 temeli boyutları

$L_x = 4.00$ m $L_y = 4.00$ m Temel yüksekliği $d_t = 0.4$ m

Hesap momentleri ve kesme kuvvetleri

X yönünde $M_{dx} = 226.11$ kNm $V_{dx} = 567.41$ kN

Y yönünde $M_{dy} = 314.14$ kNm $V_{dy} = 605.63$ kN

Çizelge 12.21 : Yuvalı T2 temeli donatıları

Yük Yön	V_0 (kN)	Oranlar	Katsayılar		Kesit Zorları kNm, kN		b cm	d cm	A_s cm^2	min A_s %0.15 cm^2	Donatı	Poz
X	918.73	B/A=1.00 115/115 H/A=1.17 135/115	k_1	24.12	M_{k1}	43.80	45	26	4.94	1.76	4Ø14	1
			k_2	28.11	M_{k2}	37.59	90	26	4.12	3.51	6Ø10	2
			k_3	27.76	M_{k3}	28.13	85	25	3.20	3.19	5Ø10	3
			k_4	0.405	T	372.09	-	-	5.10	-	-	1’
Y	1014.18	B/A=1.00 115/115 H/A=1.17 135/115	k_1	24.12	M_{k1}	48.36	45	26	5.49	1.76	4Ø14	1
			k_2	28.11	M_{k2}	41.49	90	26	4.56	3.51	6Ø10	2
			k_3	27.76	M_{k3}	31.05	85	25	3.53	3.19	5Ø10	3
			k_4	0.405	T	410.74	-	-	5.63	-	-	1’

T1 ve T2 Temel Özetleri

Çizelge 12.22 : Zemin gerilmeleri

	T1 Temeli			T2 Temeli	
Yükleme	Yön	Zemin Gerilmesi		Yön	Zemin Gerilmesi
G + Q	X	σ_1 = 97.19 kN / m^2		X	σ_1 = 108.26 kN / m^2
		σ_2 = 49.73 kN / m^2			σ_2 = 72.76 kN / m^2
	Y	σ_3 = 34.32 kN / m^2		Y	σ_3 = 51.37 kN / m^2
		σ_4 = 34.32 kN / m^2			σ_4 = 51.37 kN / m^2
G+Q+E+ M_{II}	X	σ_1 = 159.27 kN / m^2		X	σ_1 = 168.99 kN / m^2
		σ_2 = 0 kN / m^2			σ_2 = 12.03 kN / m^2
	Y	σ_3 = 145.91 kN / m^2		Y	σ_3 = 176.90 kN / m^2
		σ_4 = 1.01 kN / m^2			σ_4 = 4.12 kN / m^2

Çizelge 12.23 : Donatı hesabı

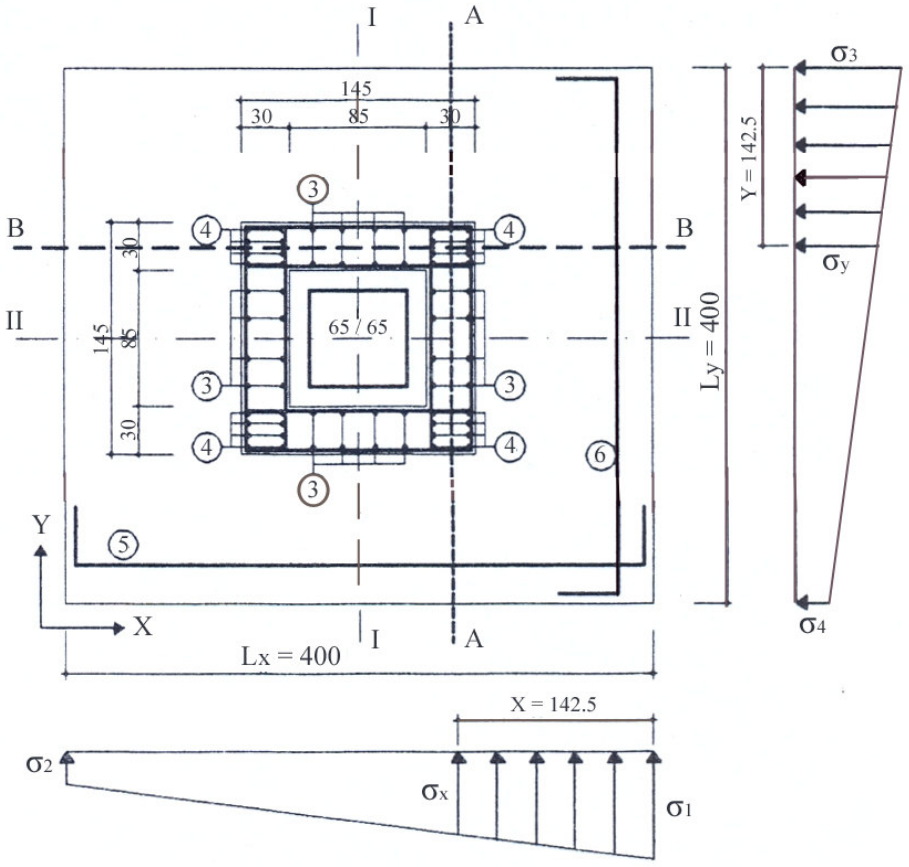
	T1 Temeli							T2 Temeli					
Kesit	M_d	b	d	A_s	Seçilen	Poz		M_d	b	d	A_s	Seçilen	Poz
	kNm	cm	cm	cm^2				kNm	cm	cm	cm^2		
A–A	179.9	400	35	14,5	18Ø14	5		226.1	400	35	18,3	18Ø14	5
B-B	206.1	400	34	17,2	18Ø14	6		314.1	400	34	26,3	18Ø14	6

Çizelge 12.24 : Kesme kontrolü

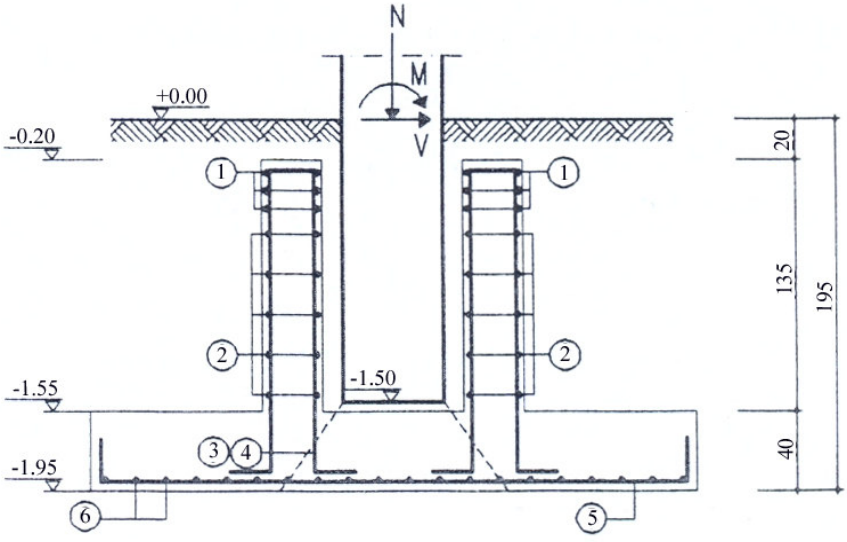
	T1 Temeli				T2 Temeli			
Kesit	V_d (kN)		V_r (kN)		V_d (kN)		V_r (kN)	
A–A	509.44	<	910.00		568.58	<	910.00	
B-B	460.45	<	884.00		605.63	<	884.00	

Çizelge 12.25 : Zımbalama kontrolü

	T1 Temeli				T2 Temeli			
Yükleme	V_{pd} (kN)		V_{pr} (kN)		V_{pd} (kN)		V_{pr} (kN)	
1.4G + 1.6Q	750.78	<	1007.27		1143.94	<	1243.89	
G+Q+E+ M_{II}	507.61	<	509.40		759.79	<	772.30	



Şekil 12.24 : Yuvalı T2 temeli donatı planı



Şekil 12.25 : Yuvalı T2 temeli kesiti

12.2 Prefabrike Panolu Konut Yapısı Örneği

Bu bölümde prefabrike büyük duvar ve döşeme panolarıyla oluşturulan yapıları daha iyi kavrayabilmek amacıyla kalıp planları şekil 12.26'da, kat toplam ağırlıkları çizelge 12.26'da gösterilen yapının hesap esasları incelenecektir. Pano ağırlıkları da çizelge 12.28'de verilmiştir. Birbirleriyle birleşimleri sağlanan duvar panolarının yatay yüklere göre sürekli bir perde, döşemelerin ise rijit bir plak gibi davrandığı öngörülmektedir.

Kat yükseklikleri 2.70 m olup birinci derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Yapının oturduğu zemin yumuşak killi zayıf bir zemin ve yerel zemin sınıfı Z4'dür..

Çizelge 12.26 : Kat toplam ağırlıkları

Kat No	G (kN)	Q (kN)
Çatı Katı	5592.02	990.19
Normal Kat	5836.44	1163.94
Bodrum Kat	5928.27	1163:94

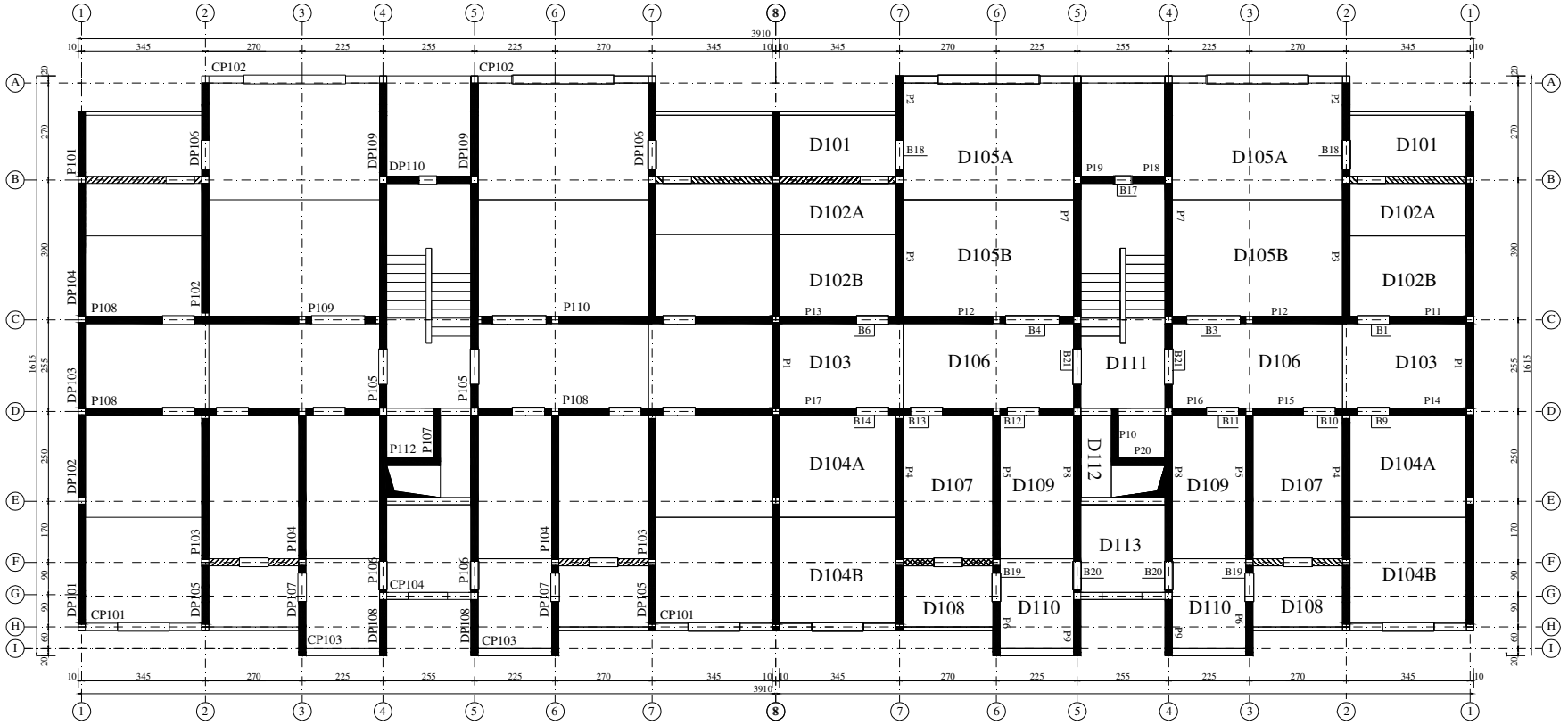
Yatay yükler

$V_t = W \times A(T_1) / R_a (T_1) = 36909 \times 1.0 / 6 = 6151.50$ kN

Bina yüksekliği H = 16.20 m<25.00 m olduğundan, yapıya depremden dolayı etkiyen yatay kuvvet, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile belirlenecektir (Çizelge 12.27).

Çizelge 12.27 : Eşdeğer deprem yükünün katlara dağıtılması

Kat No	W_i (kN)	h_i (kN)	$W_i h_i$ (kNm)	F_i (kN)
6	5889.07	16.2	95402.93	1695.33
5	6185.62	13.5	83505.87	1483.92
4	6185.62	10.8	66804.69	1187.14
3	6185.62	8.1	50103.52	890.35
2	6185.62	5.4	33402.35	593.57
1	6277.45	2.7	16949.12	301.19
		∑	346168.48	6151.50



Şekil 12.26 : Prefabrike panolu sistem kalıp planı

Çizelge 12.28 : Pano ağırlıklarının hesabı

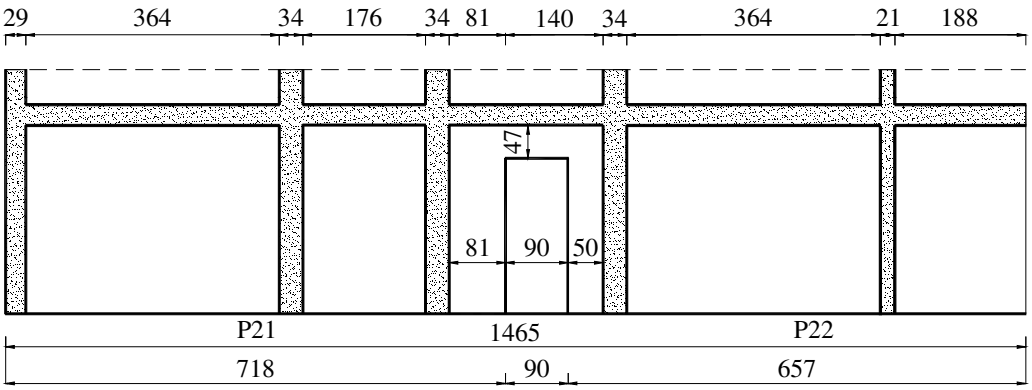
Pano	I (cm)	d (cm)	h (cm)	Pencere	Kapı	Adet	Betonarme	Yalıtım, Kasa, Minha	Hesap Ağırlığı (kN)
DP 101	364	28	270	-	-	2	58.97	0.59	59.56
DP 102	176	28	270	-	-	2	28.51	0.29	28.80
DP 103	221	28	270	-	-	2	35.80	0.36	36.16
DP 104	364	28	270	-	-	2	58.97	0.59	59.56
DP 105	154	28	270	-	-	4	24.95	0.25	25.20
DP 106	244	28	270	-	80/210	4	39.53	-9.19	30.34
DP 107	223	28	270	-	80/210	4	36.13	-9.22	26.91
DP 108	133	28	270	-	-	4	21.55	0.22	21.76
DP 109	244	28	270	-	-	4	39.53	0.40	39.92
DP 110	226	28	270	50/220	-	2	36.61	-5.93	30.68
CP 101	340	20	270	144/135	-	4	36.72	-6.93	29.79
CP 102	480	20	270	284/135	-	4	51.84	-14.26	37.58
CP 103	220	20	270	120/127	-	4	23.76	-5.44	18.32
CP 104	215	20	270	110/100	-	2	23.22	-3.75	19.47
P 101	188	16	257	-	-	3	19.33	-	19.33
P 102	364	16	257	-	-	4	37.42	-	37.42
P 103	394	16	257	-	-	4	40.50	-	40.50
P 104	386	16	257	-	-	4	39.68	-	39.68
P 105	611	16	257		100/210	4	62.81	-7.90	54.91
P 106	483	16	257	-	90/210	4	49.65	-7.06	42.59
P 107	157	16	257	-	-	2	16.14	-	16.14
P 108	574	16	257	-	90/210	4	59.01	-7.06	51.95
P 109	214	16	257	-	150/210	4	22.00	-12.10	9.91
P 110	581	16	257	-	90/210	4	59.73	-7.06	44.63
P 111	191	16	257	-	-	4	19.63	-	19.63
P 112	114	16	257	-	-	2	11.72	-	11.72
P 113	364	16	257	-	-	1	37.42	-	37.42
P 114	176	16	257	-	-	1	18.09	-	18.09
P 115	221	16	257	-	-	1	22.72	-	22.72
P 116	364	16	257	-	-	1	37.42	-	37.42

12.2.1 Taşıyıcı duvar panolarının hesabı

Bu bölümde taşıyıcı duvar panolarının hesabı yapılacaktır. Düşey yükler ve deprem etkileri nedeniyle panolara etkiyebilecek bütün kuvvetler göz önüne alınacaktır.

12.2.1.1 Bağ elemanlarının hesabı

Düşey bağ elemanları hesabı



Şekil 12.27 : (1–1) aksı bodrum kat perdeleri

P_{21} perdesi için düşey bağ elemanlarının hesabı (Şekil 12.27) :

$F = 0.16 \times 7.18 = 1.149\ m^2$ $W = b \times h^2 / 6 = 0.16 \times 7.18^2 / 6 = 1.375\ m^3$

$M_{za} = -2518.75$ kNm $M_{zü} = -2518.75 + 2.7 \times 970.37 = 101.25$ kNm

$V_{za} = V_{zü} = 970.37$ kN

Düşey yükten → $N = 2260.42 \times 763 / 1465 = 1177.27$ kN

Depremden → $Nz = (101.25 + 91.23) / 7.78 = \pm 24.74$ kN

$N_1 = 1177.27 + 24.74 = 1202.01$ kN $N_2 = 1177.27 - 24.74 = 1152.53$ kN

Altta gerilmeler → $\sigma_a = (N / F) \pm (M / W)$

$\sigma_{11} = (1202.01 / 1.149) - (-2518.75 / 1.375) = 2877.96\ kN/m^2 = 2.878$ MPa

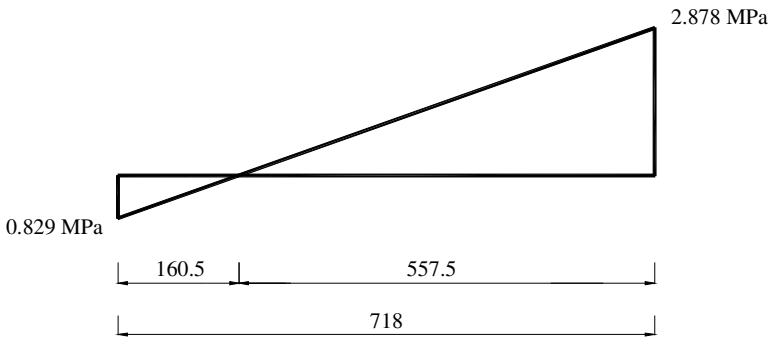
$\sigma_{21} = (1152.53 / 1.149) - (-2518.75 / 1.375) = 2834.89\ kN/m^2 = 2.835$ MPa

$\sigma_{12} = (1202.01 / 1.149) + (-2518.75 / 1.375) = -785.68\ kN/m^2 = -0.786$ MPa

σ_{22} = (1152.53 / 1.149) + (-2518.75 / 1.375) = -828.75 kN/m^2 = -0.829 MPa

Şekil 12.28'de P_{21} perdesinde oluşan gerilme diyagramı verilmiştir.

σ_{max} = 2.878 MPa σ_{min} = -0.829 MPa



Şekil 12.28 : P_{21} perdesi gerilme diyagramı

T = 0.5 x 0.829 x 1605 x 160 = 106443.60 N

A_s = T / 0.70 x f_{yk} = 106443.60 / 0.70 x 420 = 3.62 cm^2

$A_{s,min}$ = 0.0005 x b_w x I_w = 0.0005 x 16 x 718 = 5.74 cm^2

Düşey donatı : 4Ø14 (6.16 cm^2) (her bir düşey birleşime konacak.)

T_4 = 44 x b = 44 x 7.18 = 315.92 kN

A_s = T / 0.70 x f_{yk} = 315920 / 0.70 x 420 = 10.75 cm^2 Toplam : 12Ø14 (18.48 cm^2)

Pano sağ ucuna depremde oluşabilecek çekme kuvvetlerini karşılamak amacıyla donatılara ek olarak M 30'luk bulon konacak ve üst kata kadar devam ettirilecektir.

P_{22} perdesi için düşey bağ elemanlarının hesabı :

F = 0.16 x 6.57 = 1.051 m^2 W = b x h^2 / 6 = 0.16 x 6.57^2 / 6 = 1.151 m^3

M_{za} = -2026.65 kNm $M_{zü}$ = -2026.65 + 2.7 x 784.40 = 91.23 kNm

V_{za} = $V_{zü}$ = 784.40 kN

Düşey yükten → N = 2260.42 x 702 / 1465 = 1083.15 kN

Depremden → Nz = (101.25 + 91.23) / 7.78 = ±24.74 kN

N_1 = 1083.15 + 24.74 = 1107.89 kN N_2 = 1083.15 – 24.74 = 1058.41 kN

Altta gerilmeler → σ_a = (N/ F) ± (M / W)

σ_{11} = (1107.89 / 1.051) - (-2026.65 / 1.151) = 2815.90 kN/m^2 = 2.816 MPa

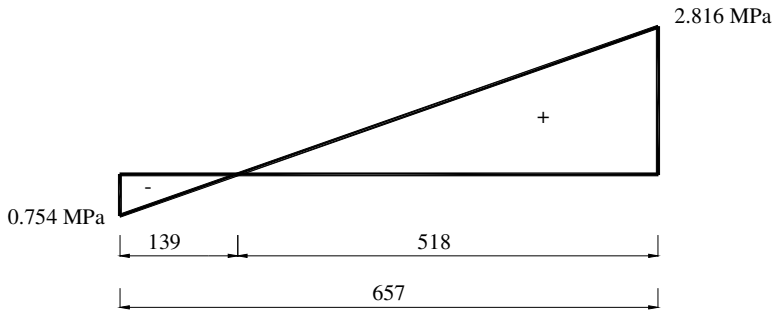
σ_{21} = (1058.41 / 1.051) - (-2026.65 / 1.151) = 2767.82 kN/m^2 = 2.768 MPa

σ_{12} = (1107.89 / 1.051) + (-2026.65 / 1.151) = -706.64 kN/m^2 = -0.707 MPa

σ_{22} = (1058.41 / 1.051) + (-2026.65 / 1.151) = -753.72 kN/m^2 = -0.754 MPa

Şekil 12.29'da P_{22} perdesinde oluşan gerilme diyagramı verilmiştir.

σ_{max} = 2.816 MPa σ_{min} = 0.754 MPa



Şekil 12.29 : P_{22} perdesi gerilme diyagramı

T = 0.5 x 0754 x 1390 x 160 = 83844.80 N

A_s = T / 0.70 x f_{yk} = 83844.80 / 0.70 x 420 = 2.85 cm^2

$A_{s,min}$ = 0.0005 x b_w x I_w = 0.0005 x 16 x 657 = 5.26 cm^2

Düşey donatı : 4Ø14 (6.16 cm^2) (her bir düşey birleşime konacak.)

T_4 = 44 x b = 44 x 6.57 = 289.08 kN

A_s = T / 0.70 x f_{yk} = 289080 / 0.70 x 420 = 9.83 cm^2 Toplam : 12Ø14 (18.48 cm^2)

Pano sağ ucuna depremde oluşabilecek çekme kuvvetlerini karşılamak amacıyla donatılara ek olarak M30'luk bulon konacak ve üst kata kadar devam ettirilecektir.

Yatay bağ elemanlarının hesabı :

p = 1905.07 / 14.65 = 130.04 kN/m 130.04 / 5 = 26.01 kN/m (bir kat yükü)

M_k = 26.01 x 5.90^2 / 2 = 452. 71 kNm

z = 0.80 x h_p = 0.80 x 2.70 = 2.16 m (manivela kolu)

F = 452.71 / 2.16 = 209.59 > T_2 = 70 kN

A_s = 209590 / 0.70 x 420 = 7.13 cm^2 → Seçilen donatı 4Ø16 (8.04 cm^2)

Taşıyıcı duvar veya kirişlere dik bağ elemanları dışında iki döşemenin yatay birleşimlerine ve döşeme ile taşıyıcı olmayan cephe panoları birleşimlerine birisi üstte 2Ø10 diğeri alta 2Ø10 olmak üzere donatı konacaktır.

12.2.1.2 Panolar arası düşey kayma güvenliği

Pano kesme kuvveti belirlenmesi

Panolara etkiyen kuvvetlerin düzgün yayılı olarak etkimesi nedeniyle normal kuvvetlerin kesme kuvveti doğurmadığı kabul edilerek, momentlerin oluşturduğu kesme kuvvetleri bulunarak, kayma güvenliği belirlenir.

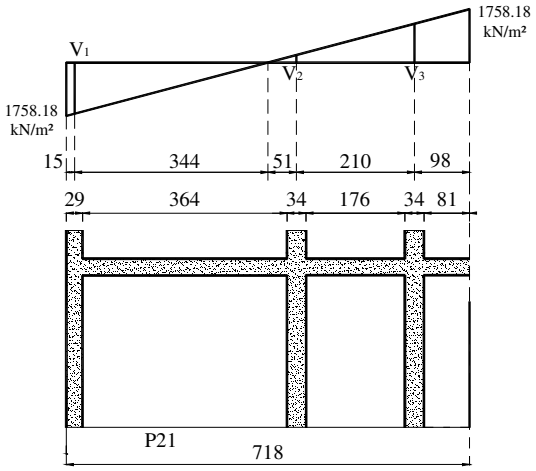
- P_{21} perdesi kesme kuvveti hesabı :

M_{za} = -2518.75 kNm $M_{zü}$ = 101.25 kNm W=0.16x7.18^2/6=1.375m^3

$\sigma_{za} = \pm M_{za} / W = 2518.75 / 1.375 = 1831.82$ kN/m^2

$\sigma_{zü} = \pm M_{zü} / W = 101.25 / 1.375 = 73.64$ kN/m^2

$\Delta\sigma = 1831.82 - 73.64 = 1758.18$ kN/m^2



Şekil 12.30 : P_{21} perdesi kesme kuvvetleri

V_1 = [1758.18 x (3.59^2 – 3.44^2) x 0.16] / [2 x 3.59] = 41.32 kN

V_2 = [1758.18 x (3.59^2 – 0.51^2) x 0.16] / [2 x 3.59] = 494.76 kN

V_3 = [1758.18 x (3.59^2 – 2.61^2) x 0.16] / [2 x 3.59] = 238.06 kN

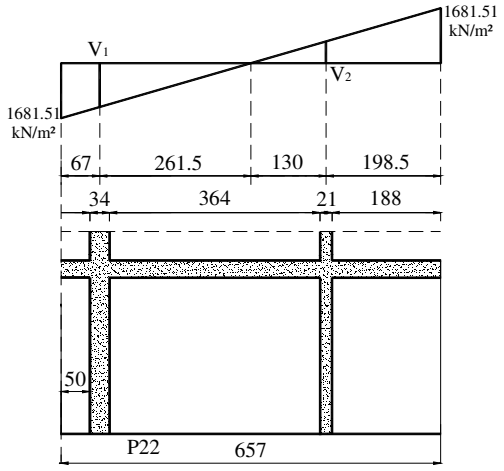
- P_{22} perdesi kesme kuvveti hesabı :

M_{za} = -2026.65 kNm $M_{zü}$ = 91.23 kNm W=0.16x6.57^2/6=1.151m^3

$\sigma_{za} = \pm M_{za} / W = 2026.65 / 1.151 = 1760.77$ kN/m^2

$\sigma_{z\ddot{u}} = \pm M_{z\ddot{u}} / W = 91.23 / 1.151 = 79.26$ kN/m^2

$\Delta\sigma = 1760.77 - 79.26 = 1681.51$ kN/m^2



Şekil 12.31 : P_{22} perdesi kesme kuvvetleri

$V_1 = [\ 1681.51 \times (\ 3.285^2 - 2.615^2\ ) \times 0.16\ ] / [\ 2 \times 3.285\ ] = 161.88$ kN

$V_2 = [\ 1681.51 \times (\ 3.285^2 - 1.30^2\ ) \times 0.16\ ] / [\ 2 \times 3.285\ ] = 372.70$ kN

Pano düşey birleşim kayma hesabı

Bu bölümde duvar panolarının kenarlarında 12Ø8 (S220) fiyong donatısı da bulunduğu göz önünde tutularak birleşimin güvenle taşıyabileceği kesme kuvveti hesaplanacaktır.

$l_j = 2700$ mm (kat yüksekliği) $\qquad b_j = 160$ mm ($d_o > 50$ mm)

$A_j = b_j \times l_j = 2700 \times 160 = 432000$ mm^2

Birleşimin kenetli sayılıp sayılmayacağı kontrol ediliyor:

$h_{ke} = 95$ mm > 50 mm $\qquad b_{ke} = 85$ mm

$A_{ke} = b_{ke} \times h_{ke} \times n = 85 \times 95 \times 12 = 96900$ mm^2

$t_{ke} = 20$ mm > 10 mm $\qquad t_w = 160$ mm

$\alpha_{ke} = 26.5° < 30° \qquad h_{ke} / t_{ke} = 95 / 20 = 4.75 < 8$

$A_{ke} = 96900$ mm^2 $> 0.2\ A_j = 0.2 \times 432000 = 86400$ mm^2

Kenet şartları sağlanmaktadır.

V_d = 494.76 kN (en elverişsiz değer, hesaplarda kullanılacaktır.)

f_{cd} = 13 N / mm^2 f_{yk} = 220 N / mm^2 (fiyong donatısı)

f_{yk} = 420 N / mm^2 (yatay birleşim donatısı)

A_{s1} = 2 x 12Ø8 (12.02 cm^2) A_{s2} = 2 x 4Ø16 (16.08 cm^2) $A_s=A_{s1}+ A_{s2}$

$w_{s1} = A_s \times f_{yk} / A_j \times f_{cd}$ = [(1202 x 220) + (1608 x 420)] / 432000 x 13 = 0.16>0.15

$V_{res} = \beta_1 (A_{ke} + 0.02 \times A_j) \times f_{cd} + \beta_3 \times A_s \times f_{yk}$

= 0.07 x (96900+0.02x432000) x 13 + 0.75 x (1202x220+1608x420) = 800891 N

$V_{res} > 4/3\ V_d$ = 4/3 x 494760 = 659680 N < 800891 N √

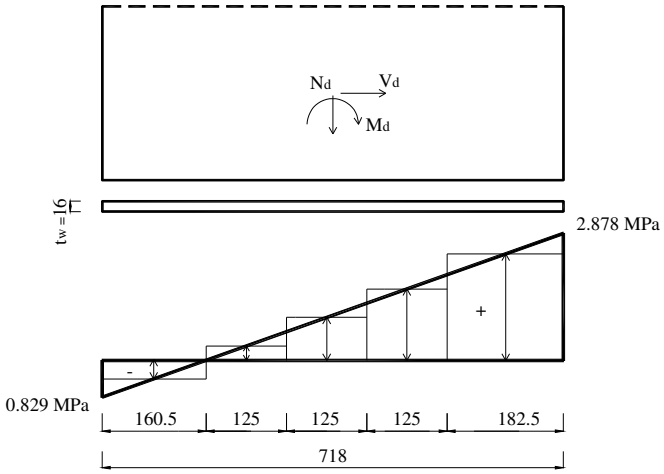
Panolar arası düşey kayma kapasitesi tahkiki :

$V_{res} < 0.3\ A_j \times f_{cd}$ = 0.3 x 432000 x 13 = 1684800 N > 800891 N √

Pano düşey birleşimlerindeki mevcut donatı kayma güvenliği yönünden yeterlidir.

12.2.1.3 Panolar arası yatay kayma güvenliğinin sağlanması

Hem çekme hem basınç etkisine göre hesap



Şekil 12.32 : Çekme ve basınç bölgesindeki gerilmeler

σ_0 = 0.42 MPa N_0 = 160 x 0.42 x 1605 = 107856 N (çekme bölgesi)

σ_1 = 0.32 MPa N_0 = 160 x 0.32 x 1250 = 64000 N (basınç bölgesi)

σ_2 = 0.97 MPa N_0 = 160 x 0.97 x 1250 = 194000 N (basınç bölgesi)

σ_3 = 1.61 MPa N_0 = 160 x 1.61 x 1250 = 322000 N (basınç bölgesi)

σ_4 = 2.41 MPa N_0 = 160 x 2.41 x 1825 = 703720 N (basınç bölgesi)

a) Çekme gerilmesi etkisindeki bölgede hesap :

A_s = 4Ø14 (6.16 cm^2) N_d=107856 N $N_d<A_s x f_{yk}$=616x420=258720N>107856 N

β_1 = 0.07 β_2 = 0.90 β_3 = 0.75 (Kenetli birleşim, enine yayılı donatı)

b_{ke} = 135 mm h_{ke} = 75 mm n = 10

$A_{ke} = b_{ke}$ x h_{ke} x n = 135 x 75 x 10 = 101250 mm^2

$$V_{res} = \beta_1 \cdot A_{ke} \cdot f_{cd} + \beta_2 \cdot \left(A_s \cdot f_{yk} - N_d\right) \cdot \left[1 - \frac{N_d}{A_s \cdot f_{yk}}\right]$$

$$V_{res} = 0.07 \cdot 101250 \cdot 13.33 + 0.90 \cdot \left(616 \cdot 420 - 107856\right) \cdot \left[1 - \frac{107856}{616 \cdot 420}\right] = 173650\,\text{N}$$

b) Basınç gerilmesi etkisindeki bölgede hesap :

A_s = 8Ø14 (12.32 cm^2) $A_j = b_j$ x I_j

$V_{res,i}$ = (β_1 x A_{ke} + 0.02. A_{ji}) x f_{cd} + β_3.(A_s x f_{yk} + N_{di})

β_1 = 0.07 β_2 = 0.90 β_3 = 0.75 (Kenetli birleşim, enine yayılı donatı)

- $w_{s1} = \dfrac{A_s \cdot f_{yk} + N_{d1}}{A_{j1} \cdot f_{cd}} = \dfrac{1232 \cdot 420 + 64000}{1250 \cdot 160 \cdot 13.3} = 0.22 > 0.15$

$A_{ke} = b_{ke}$ x h_{ke} x n = 135 x 75 x 8 = 81000 mm^2

$V_{res,1}$ = (0.07x81000 + 0.02x1250x160).13.3 + 0.75.(1232x420 + 64000) = 564981 N

- $w_{s2} = \dfrac{A_s \cdot f_{yk} + N_{d2}}{A_{j2} \cdot f_{cd}} = \dfrac{1232 \cdot 420 + 194000}{1250 \cdot 160 \cdot 13.3} = 0.27 > 0.15$

$A_{ke} = b_{ke}$ x h_{ke} x n = 135 x 75 x 8 = 81000 mm^2

$V_{res,2}$ = (0.07x81000 +0.02x1250x160).13.3 + 0.75.(1232x420 +194000) = 662481 N

- $w_{s3} = \dfrac{A_s \cdot f_{yk} + N_{d1}}{A_{j1} \cdot f_{cd}} = \dfrac{1232 \cdot 420 + 322000}{1250 \cdot 160 \cdot 13.3} = 0.32 > 0.15$

$A_{ke} = b_{ke}$ x h_{ke} x n = 135 x 75 x 8 = 81000 mm^2

$V_{res,3}$ = (0.07x81000 +0.02x1250x160).13.3 + 0.75.(1232x420 +322000) = 758481 N

- $w_{s4} = \dfrac{A_s \cdot f_{yk} + N_{d1}}{A_{j1} \cdot f_{cd}} = \dfrac{1232 \cdot 420 + 703720}{1825 \cdot 160 \cdot 13.3} = 0.31 > 0.15$

$A_{ke} = b_{ke}$ x h_{ke} x n = 135 x 75 x 8 = 81000 mm^2

$V_{res,4}$ = (0.07x81000+0.02x1825x160).13.3 + 0.75.(1232x420+703720) = 1069298 N

$V_{res} = V_{res,1} + V_{res,2} + V_{res,3} + V_{res,4}$=574361+651591+767861+1080463=3055241 N

$V_{res} > \gamma_{er}$ x V_d = 4/3 x 970370 = 1293827 N V_{res} = 3055241 N > 1293827 N

Panolar arası yatay kayma güvenliği mevcut donatı ve kenetler ile sağlanmaktadır.

c) Hem çekme hem de basınç gerilmeleri etkisindeki yatay birleşimde çekme bölgesindeki donatı alanı :

$A_{sç} = N_{d0} / f_{yk}$ = 107856 / 420 = 256.8 mm^2 Mevcut donatı : 4Ø16 (804 mm^2)

min $A_{sç}$ = 0.0005 x l_w x t_w = 0.0005 x 7180 x 160 = 574.4 mm^2

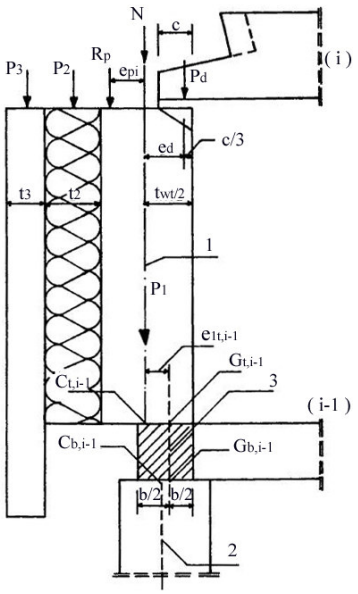
12.2.1.4 Duvar panolarının ve birleşimlerin eksantrisite hesabı

Pano basınç birleşimlerinde, üst ve alt duvar panoları ile bu prizmanın eksenlerinin çakışmaması nedeniyle çeşitli eksantrisiteler meydana gelmektedir. Şekil 6.7'de, (1) düşey ekseni, üst pano taşıyıcı kısım kesiti eksenini, (2) düşey ekseni, alt pano taşıyıcı kısım kesiti eksenini, (3) düşey ekseni, yük aktaran prizma kesiti eksenini göstermektedir. Bu projede ise üst ve alt duvar panolarının taşıyıcı kısımları üst üste geldiğinden 1,2 ve 3 eksenleri çakışmaktadır. Bu sebeple $e_{1t,ü} = e_{1t,a}$ = 0'dır.

Bu projede bütün dış cephe panoları 20 cm kalınlığında sandviç panolardan oluşmaktadır. Bu panolar 8 cm taşıyıcı betonarme kısım, 4 cm yalıtım malzemesi ve 8 cm taşıyıcı olmayan betonarme kısımdan oluşmaktadır. Bütün cephe panoları düşey kenarlarından taşıyıcı panolara sürekli olarak bağlıdırlar.

e_s = 5 mm. (yerleştirmede beklenmeyen eksantrisite)

$e_3 = 0.04$ x t_w = 0.04 x 160 = 6.4 mm (pano orta düzlemindeki eksantrisite



Şekil 12.33 : Dışmerkezlik hesabı

a) B panosundaki eksantrisite hesabı : (3 tabakalı duvar panosu)

$P_i = t_i \times h_i \times \gamma_i$

$P_1 = 0.16 \times 2.70 \times 25 = 10.80$ kN/m (taşıyıcı tabaka ağırlığı)

$P_2 = 0.04 \times 1.5 = 0.06$ kN/m (izolasyon ağırlığı)

$P_3 = 0.08 \times 2.78 \times 25 = 5.56$ kN/m (dış tabaka ağırlığı)

$P_d = 2.55 \times 4.69 / 4 = 2.99$ kN/m (panoya oturan döşeme mesnet reaksiyonu)

$R_p = P_3 + P_2 + P_d = 5.56 + 0.06 + 2.99 = 8.61$ kN/m N = 130.04kN/m

$e_{pi} = (5.56 \times (8/2+4+16/2) + 0.06 \times (4/2+16/2) - 2.99 \times (8-1.5)) / 8.61 = 8.14$ cm

$$e_{2t,ü} = \frac{R_P \times e_{pi}}{N + R_p} = \frac{8.61 \times 8.14}{130.04 + 8.61} = 0.51\,\text{cm}$$

$$e_{2t,a} = \frac{R_P \times e_{pi}}{N + R_p + P_1} = \frac{8.61 \times 8.14}{130.04 + 8.61 + 10.80} = 0.47\,\text{cm}$$

- Pano üst kesitinde dışmerkezlik : ($e_ü$) Burada $e_{1t,ü} = 0$'dır.

$e_ü = e_{1t,ü} + e_{2t,ü} + e_3 = 0 + 0.51 + 0.64 = 1.15$ cm

Panonun alt kesitindeki dışmerkezlik : (e_a)

$e_a = e_{1t,a} + e_{2t,a} + e_s + e_3 = 0 + 0.47 + 0.50 + 0.64 = 1.61$ cm

- Duvar panosunun ortasındaki dışmerkezlik : (e_0)

$$e_0 = \sqrt{0.3\times\left(e_{ü}^2 + e_a^2\right) + 0.4\times\left(e_{ü}\times e_a\right)} + e_k + e_z$$

e_k=0.002.h_w=0.002x2.70=0.54cm (duvarın 1 ekseninin yerinde olmamasından ortaya çıkan, beklenmeyen hata)

- Pano düzlemine dik deprem etkilerinden meydena gelen dışmerkezlik : (e_z)

$e_z = M_{0z} / N$ $M_{0z} = f \times h_w^2 / 8$ $f = C_0 \times W_p$

$W_P = 5.56 + 10.80 + 0.06 = 16.42$ kN/m

$f = 0.067 \times 16.42 = 1.10$ kN/m $M_{0z} = 1.10 \times (2.7)^2 / 8 = 1.002$ kNm

$e_z = 1.002 / 130.04 = 0.0077$ m = 0.77 cm

$$e_0 = \sqrt{0.3\times\left(1.15^2 + 1.61^2\right) + 0.4\times\left(1.15\times 1.61\right)} + 0.54 + 0.77 = 2.69cm$$

e_0 = 2.69 cm > t_w / 6 = 16 / 6 = 2.66 cm (simetri donatı konulacaktır.)

Donatı hesabı :

f_{cd} = 25 / 1.4 = 17.86 MPa (C25) f_{yk} = 365 MPa (S420)

Depremli durum :

N = 130.04 kN M = N x e_0 = 130.04 x 0.0269 = 3.50 kN/m

Depremsiz durum :

$e_{0d} = e_0 - e_z = 2.69 - 0.77 = 1.92$ cm N = 1.5 x 130.04 = 195.06 kN/m

M = N x e_{0d} = 195.06 x 0.0192 = 3.75 kN/m

Depremsiz durum daha elverişsizdir.

$m = 375000 / (1000 \times 160^2 \times 17.86) = 0.00082$

n = 195060 / (1000 x 160 x 17.86) = 0.07 → w = 0.03

$$A_{s1} = A_{s2} = w.\frac{f_{cd}}{f_{yd}}bh = 0.03\frac{17.86}{365}1000\times 160 = 235mm^2/m$$ (S420)

$A_{s1} = A_{s2}$ = 235 x (42/50) = 197 mm^2 / m (S500) Seçilen donatı : Q 221/221

Taşıyıcı dış duvar panolarının taşıyıcı olmayan 8 cm'lik dış tabakasına Q 106/106 minimum hasır donatı konulacaktır.

b) A ve C panolarındaki eksantrisite hesabı :

P_1 = 0.16 x 2.70 x 25 = 10.80 kN/m (taşıyıcı tabaka ağırlığı)

P_2 = 0.04 x 1.5 = 0.06 kN/m (izolasyon ağırlığı)

P_3 = 0.08 x 2.78 x 25 = 5.56 kN/m (dış tabaka ağırlığı)

P_d = 4.19 x 3.29 / 2 = 6.89 kN/m (panoya oturan döşeme mesnet reaksiyonu)

$R_p = P_3 + P_2 + P_d = 5.56 + 0.06 + 6.89 = 12.51$ kN/m N = 130.04kN/m

e_{pi} = (5.56 x 16 + 0.06 x 10 – 6.89 x 6.5) / 12.51 = 3.58 cm

$$e_{2t,ü} = \frac{R_P \times e_{pi}}{N + R_p} = \frac{12.51 \times 3.58}{130.04 + 12.51} = 0.31\,\text{cm}$$

$$e_{2t,a} = \frac{R_P \times e_{pi}}{N + R_p + P_1} = \frac{12.51 \times 3.58}{130.04 + 12.51 + 10.80} = 0.29\,\text{cm}$$

- Pano üst kesitinde dışmerkezlik : ($e_ü$)

$e_ü = e_{1t,ü} + e_{2t,ü} + e_3 = 0 + 0.31 + 0.64 = 0.95$ cm

Panonun alt kesitindeki dışmerkezlik : (e_a)

$e_a = e_{1t,a} + e_{2t,a} + e_s + e_3 = 0 + 0.29 + 0.50 + 0.64 = 1.43$ cm

- Duvar panosunun ortasındaki dışmerkezlik : (e_0)

$$e_0 = \sqrt{0.3 \times \left(e_ü^2 + e_a^2\right) + 0.4 \times \left(e_ü \times e_a\right)} + e_k + e_z$$

e_k=0.002.h_w=0.002x2.70=0.54cm (duvarın 1 ekseninin yerinde olmamasından ortaya çıkan, beklenmeyen hata)

- Pano düzlemine dik deprem etkilerinden meydena gelen dışmerkezlik : (e_z)

$e_z = M_{0z} / N$ $M_{0z} = f \times h_w^2 / 8$ $f = C_0 \times W_p$

$W_P = 5.56 + 10.80 + 0.06 = 16.42$ kN/m

$f = 0.067 \times 16.42 = 1.10$ kN/m $M_{0z} = 1.10 \times (2.7)^2 / 8 = 1.002$ kNm

$e_z = 1.002 / 130.04 = 0.0077$ m = 0.77 cm

$$e_0 = \sqrt{0.3 \times \left(0.95^2 + 1.43^2\right) + 0.4 \times (0.95 \times 1.43)} + 0.54 + 0.77 = 2.67 cm$$

e_0 = 2.67 cm > t_w / 6 = 16 / 6 = 2.66 cm (simetri donatı konulacaktır.)

Donatı hesabı :

f_{cd} = 25 / 1.4 = 17.86 MPa (C25) f_{yk} = 365 MPa (S420)

Depremli durum :

N = 130.04 kN M = N x e_0 = 130.04 x 0.0267 = 3.47 kN/m

Depremsiz durum :

$e_{0d} = e_0 - e_z$ = 2.67 – 0.77 = 1.90 cm N = 1.5 x 130.04 = 195.06 kN/m

M = N x e_{0d} = 195.06 x 0.0190 = 3.71 kN/m

Depremli durum daha elverişsizdir.

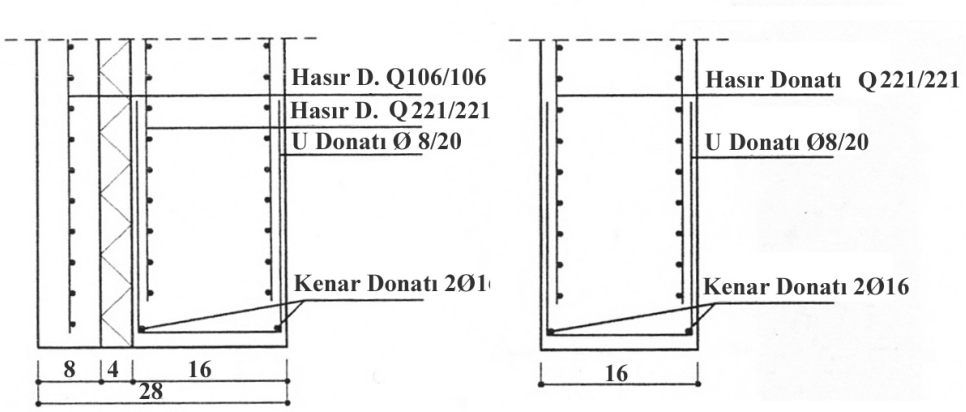
m = 371000 / (1000 x 160^2 x 17.86) = 0.00081

n = 195060 / (1000 x 160 x 17.86) = 0.07 → w = 0.03

$$A_{s1} = A_{s2} = w.\frac{f_{cd}}{f_{yd}}bh = 0.03\frac{17.86}{365}1000\times160 = 235mm^2/m \text{ (S420)}$$

$A_{s1} = A_{s2}$ = 235 x (42/50) = 197 mm^2 / m (S500)

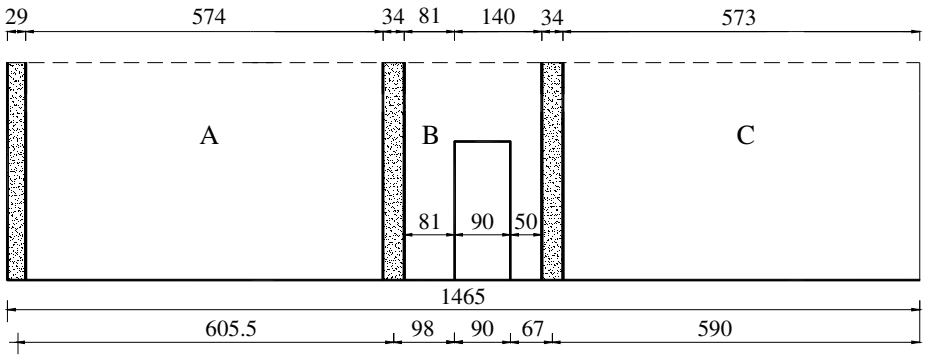
Seçilen donatı : Q 221/221 (Her bir yüzde)



Şekil 12.34 : Duvar panoları kenar detayları

12.2.1.5 Duvar panolarının burkulma hesabı

(1-1) aksının bodrum katında yer alan panolar gözönüne alınarak burkulma kontrolü yapılacaktır.



Şekil 12.35 : Burkulmaya maruz duvar panoları

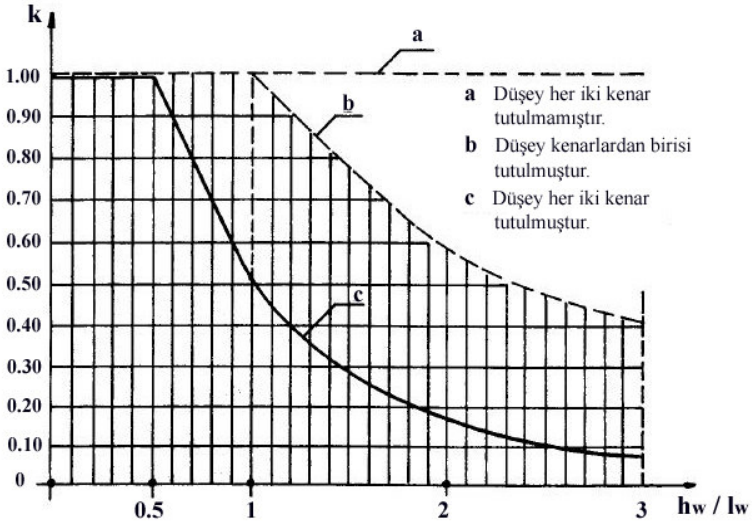
1-1 aksı panolarının panolarının düşey yükleri

G = 346.06 kN Q = 43.20 kN E_c = 30250 N/mm^2 (C25)

$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f = 25 + 4.2 = 29.2$ $\xi = 346.04 / (346.04 + 43.20) = 0.89$

$$\alpha = \frac{E_c}{1.6 \times f_{cm} \times (1 + 1.2 \times \xi)} = \frac{30250}{1.6 \times 29.20 \cdot (1 + 1.2 \times 0.89)} = 313.09$$

$$\lambda = \frac{k \times h}{\sqrt{\alpha} \times t_w} = \frac{k \times 2700}{\sqrt{313.09} \times 160} = 0.954k$$



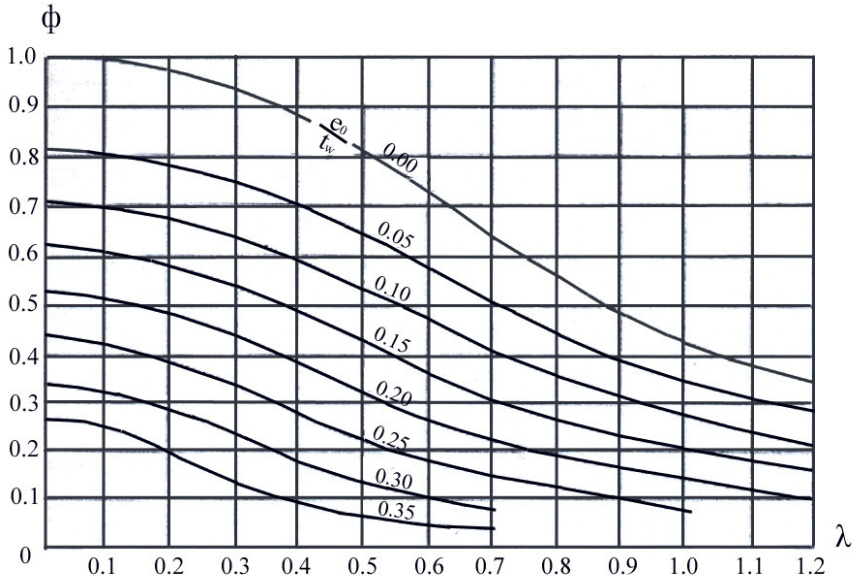
Şekil 12.36 : k katsayıları

Çizelge 12.29 : k ve λ değerleri

	A	B	C
h_w / l	(270/605.5) 0.45	(270/98) 2.76	(270/590) 0.46
k	(a) 1	(b) 0.44	(a) 1
λ	(0.954k) 0.954	(0.954k) 0.42	(0.954k) 0.954

Çizelge 12.30 : e_0 / t_w değerleri

	A	B	C
e_0 (depremli)	2.67	2.69	2.67
e_0 (depremsiz)	1.75	1.92	1.75
e_0 / t_w (depremli)	0.17	0.17	0.17
e_0 / t_w (depremsiz)	0.11	0.12	0.11



Şekil 12.37 : Φ burkulma fonksiyonu diyagramı

Çizelge 12.31 : Pano Φ değerleri

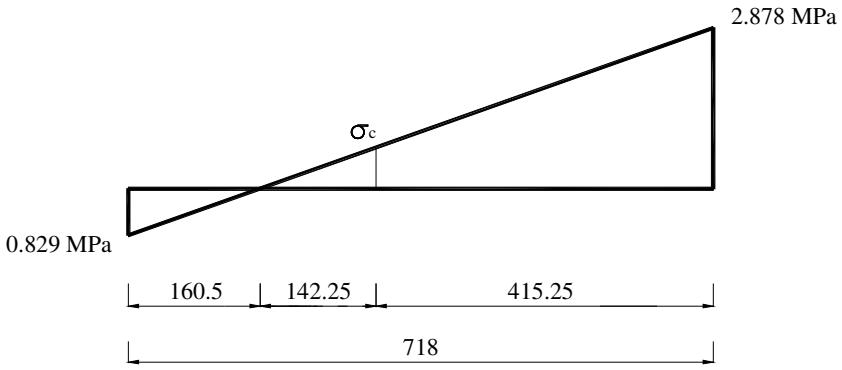
	A	B	C
Φ (Depremli)	0.20	0.42	0.20
Φ (Depremsiz)	0.29	0.55	0.29

a) A panosunda burkulma kontrolü

A panosu düşey iki kenarından tutulu olduğu için burkulma kontrolünde göz önüne alınacak birim genişlikli düşey şerit, pano genişliğinin ortasındaki şerittir.

Pano genişliği → 605.5 cm 605.5 / 2 = 302.75 cm

302.75 – 160.5 = 142.25 noktasındaki gerilme değeri σ_c = 0.734 MPa



Şekil 12.38 : A panosu alt gerilme diyagramı

Depremsiz durumda : N = 1.5 x 130.04 = 195.06 kN/m

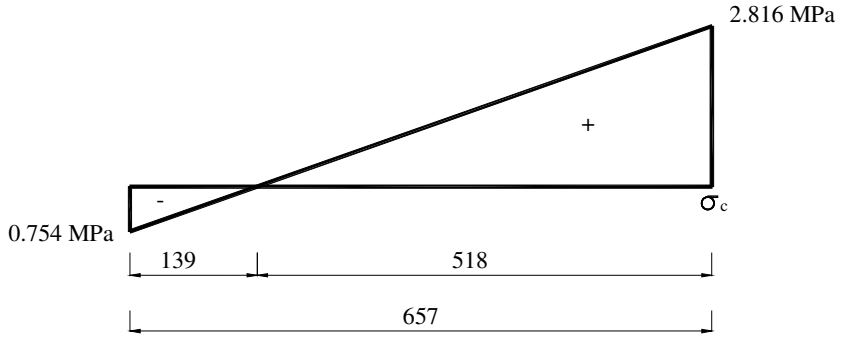
σ_c = N / F = 195060 / (160 x 1000) = 1.22 MPa / m

1.5 x 1.22 = 1.83 MPa < 0.29 x (25/1.4) = 5.18 MPa

A panosunda burkulma oluşmamaktadır.

b) C panosunda burkulma kontrolü

C panosu düşey bir kenarından tutulduğu için burkulma kontrolünde göz önüne alınacak bitim genişlikli düşey şerit pano serbest kenarıdır.



Şekil 12.39 : C panosu alt gerilme diyagramı

Depremli durumda : σ_c = 2.816 MPa

Depremsiz durumda : N = 1.5 x 130.04 = 195.06 kN/m

σ_c = N / F = 195060 / (160 x 1000) = 1.22 MPa / m

1.5 x 2.816 = 4.224 MPa > 0.20 x (25/1.4) = 3.57 MPa

C panosunda burkulma oluşmaktadır. Bu yüzden burkulmanın engellenmesi amacıyla ya pano kalınlığı arttırılır ya da beton kalitesi yükseltilir.

C panosunun beton kalitesi C30 olursa :

$f_{cd} = f_{ck} / 1.4 = 30 / 1.4 = 21.43$ MPa

1.5 x 2.816 = 4.224 MPa > 0.20 x 21.43 = 4.29 MPa Bu durumda C panosunda burkulma engellenir.

12.2.1.6 İkinci mertebe etkileri

- A panosu için ikinci mertebe etkileri :

$I = 6.055 \times 0.16^3 / 12 = 0.002067\ m^4$ $F = 6.055 \times 0.16 = 0.9688\ m^2$

$i = \sqrt{I / F} = \sqrt{0.002067 / 0.9688} = 0.0462$ $\lambda = \frac{k \times h_w}{i} = \frac{1.0 \times 2.7}{0.0462} = 58.44$

$\lambda = 58.44 > 22$ olduğundan ikinci mertebe etkileri mevcuttur.

$EI = \frac{(E_c I_c)/5 + E_s I_s}{1 + R_m}$ → Stabilite kontrolünde göz önüne alınacak eğilme rijitliği

$E_c I_c$: Çatlamamış beton kesitinin eğilme rijitliği

$E_s I_s$: Mevcut donatının eğilme rijitliği

R_m : (Devamlı hesap yüklerinin momenti / Toplam hesap yüklerinin momenti)

N_k : Euler burkulma yükü β : Moment azaltma katsayısı

$E_c = 30250\ N/mm^2$ $I_c = 1000 \times 160^3 / 12 = 341333\ mm^4$

$E_s = 2 \times 10^5\ N/mm^2$ $I_s = 2 \times A_s \times d^2 = 2 \times 221 \times 60^2 = 1591200\ mm^4$

$$EI = \frac{(30250 \times 341333)/5 + (2 \cdot 10^5 \times 1591200)}{1 + 0.89} = 1.69 \times 10^{11}$$

$$N_k = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times h_w)^2} = \frac{\pi^2 \times 1.69 \times 10^{11}}{(1 \times 2700)^2} = 228801\ N = 228.80\ kN$$

$$\beta = \frac{1}{1 - (N_d / N_k)} = \frac{1}{1 - (195.06 / 228.80)} = 6.78$$

$M_{max} = 3.41$ kNm $M_\beta = \beta \times M_{max} = 6.78 \times 3.41 = 23.12$ kNm

$m = 23.12 \times 10^6 / (1000 \times 160^2 \times 17.86) = 0.0506$

n = 195060 / (1000 x 160 x 17.86) = 0.068 → w = 0.03

$A_{s1} = A_{s2} = w.\frac{f_{cd}}{f_{yd}}bh = 0.03\frac{17.86}{365}1000\times160 = 235mm^2/m$ (S420)

$A_{s1} = A_{s2}$ = 235 x (42/50) = 197 mm^2 / m (S500)

Gerekli donatı : Q221/221 (Bu donatı mevcut olduğundan, bu etkiler karşılanmaktadır.)

12.2.1.7 Panoda diyagonal çatlak tahkiki

γ_{n1} x $\sigma_1 \le \frac{0.75\cdot f_{ck}}{1.4\times12.5} = 0.0429\times f_{ck} = 0.0429\times25 = 1.07$ MPa → $\gamma_{n1} = 1.2$

Diyagonal çatlak olmaması için bu şart sağlanmalıdır.

$\sigma_1 = \frac{1}{2}\sigma_c - \sqrt{\frac{\sigma_c^2}{2}+\tau^2}$ σ_c = N / A_{cr} = N / l_w x t_w $\tau_c = \frac{3}{2}\left(\frac{V}{l_w\times t_w}\right)$

N = Çatlak yüzeyine dik eksenel kuvvet V=Çatlak yüzeyine paralel kesme kuvveti

- P_{21} Perdesi için çatlak tahkiki :

N =1177.27 t_w = 160 mm σ_c = 1177270 / 160 x 7180 = 1.025 MPa

V = 970.37 kN l_w = 7180 mm τ_c = 1.5x970370 / 160x7180= 1.27 MPa

$\sigma_1 = \frac{1.025}{2} - \sqrt{(1.025/2)^2 + 1.27^2} = -0.86$ MPa

γ_{n1} x σ_1 = 1.2 x 0.86 = 1.032 MPa ≤ 1.07 MPa

- P_{22} Perdesi için çatlak tahkiki :

N = 1083.15 kN t_w = 160 mm σ_c = 1083150 / 160 x 6570 = 1.03 MPa

V = 784.40 Kn l_w = 6570 mm τ_c = 1.5x784400 / 160x6570= 1.12 MPa

$\sigma_1 = \frac{1.03}{2} - \sqrt{(1.03/2)^2 + 1.12^2} = -0.72$ MPa

γ_{n1} x σ_1 = 1.2 x 0.72 = 0.864 MPa ≤ 1.07 MPa

İki perdede de diyagonal çatlak oluşmamaktadır.

12.2.1.8 Pano basınç birleşimi mukavemet hesabı

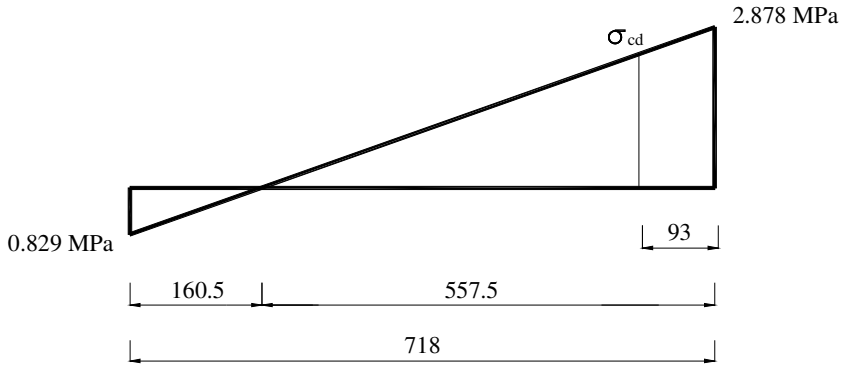
$N_d = \sigma_{cd} \times A_w \leq R_{Nd} = \eta_i \times A_w \times f_{cwd} \times 1 / \gamma_n$ $\eta_{II} = (1 - e_a / t_w) \times (f_{cjk} / f_{cwk})$

$\gamma_n = 1.0$ $f_{cjk} = 20$ MPa (Birleşim betonu) $f_{cwk} = 25$ MPa (Pano betonu)

- P_{21} Perdesi basınç birleşimi mukavemet hesabı :

$l_c \leq 120$ olmalı $\rightarrow$ $l_b / 6 = 557.5 / 6 = 93$ cm $l_c = 93$ cm alınır.

$\sigma_{cd} = 2.40$ MPa $f_{cwd} = 17.86$ MPa $e_a = 14.30$ mm.



Şekil 12.40 : P_{21} perdesi σ_{cd} gerilmesi

$A_w = 930 \times 160 = 148800$ mm^2 $\eta_{II} = (1 - 14.30 / 160) \times (20 / 25) = 0.73$

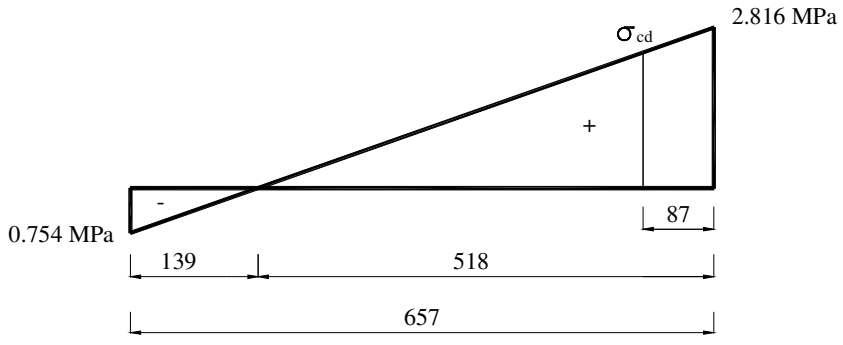
$R_{Nd} = \eta_i \times A_w \times f_{cwd} \times 1 / \gamma_n = 0.73 \times 148800 \times 17.86 \times 1 / 1 = 1940024$ N

$N_d = 2.40 \times 148800 = 357120$ N $< R_{Nd} = 1940024$ N

- P_{21} Perdesi basınç birleşimi mukavemet hesabı :

$l_c \leq 120$ olmalı $\rightarrow$ $l_b / 6 = 518 / 6 = 87$ cm $l_c = 87$ cm alınır.

$\sigma_{cd} = 2.34$ MPa $f_{cwd} = 17.86$ MPa $e_a = 14.30$ mm.



Şekil 12.41 : P_{21} perdesi σ_{cd} gerilmesi

$A_w = 870 \times 160 = 139200\ mm^2$ $\eta_{II} = (1 - 14.30 / 160) \times (20 / 25) = 0.73$

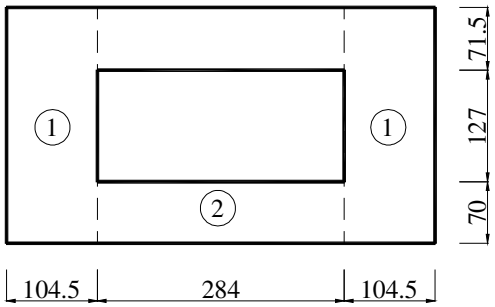
$R_{Nd} = \eta_i \times A_w \times f_{cwd} \times 1 / \gamma_n = 0.73 \times 139200 \times 17.86 \times 1 / 1 = 1814862\ N$

$N_d = 2.34 \times 139200 = 325728\ N < R_{Nd} = 1814862\ N$

12.2.1.9 Taşıyıcı olmayan dış cephe panosu

Cephe panolarının hesabında en önemli etkeni rüzgar yükü oluşturmaktadır. Panolarda depremden dolayı oluşan etkiler rüzgar etkisi yanında daha elverişli olmaktadır.

CP 102 cephe panosu :



Şekil 12.42 : Cephe panosu

Pano ağırlığı : $0.16 \times 25 + 0.04 \times 1.5 = 4.06\ kN/m^2$

Deprem yükü : $W_d = C \times q = (0.08 \times 1.33) \times 4.06 = 0.430\ kN/m^2$

Rüzgar yükü : $W_r = c \times q$ $H > 8m \rightarrow q = 0.80\ kN/m^2$ $c = 1.20$

$W_r = 0.80 \times 1.2 = 0.96\ kN/m^2$ $W_r > W_d \rightarrow$ rüzgar etkisi daha elverişsizdir.

- 1 Nolu parça

Çizgisel kuvvet $W_1 = 0.96 \times 2.84 / 2 = 1.36\ kN/m$

Düzgün yayılı yük $W_2 = 0.96\ kN/m^2$

$Q = W_1 \times l_x = 1.36 \times 2.685 = 3.65\ kN$

$K = W_2 \times l_x \times l_y = 0.96 \times 2.685 \times 1.045 = 2.69\ kN$

$M_1 = K / 11 + Q / 5.6 = 2.69 / 11 + 3.65 / 5.6 = 0.896\ kNm$

$M_d = 1.30\ \ 0.896 = 1.165\ kNm$ $b = 100\ cm$ $d = 4\ cm$

$K = 100 \times 4^2 / 11.65 = 137.34 \rightarrow k_s = 0.239$ (C25 / S500)

$A_s = 0.239 \times 11.65 / 4 = 0.70\ cm^2$ Seçilen donatı : Q 106/106

- 2 Nolu parça

Pano ağırlığı $4.06 \times 0.715 = 2.90$ kN/m Cam + doğrama ağırlığı : 0.75 kN/m

$P = 2.90 + 0.75 = 3.65$ kN/m $P_d = 1.4 \times 3.65 = 5.11$ kN/m

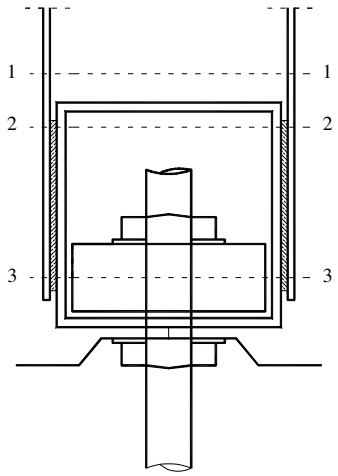
$M = 5.11 \times 2.84^2 / 12 = 3.43$ kNm b = 8 cm d = 66 cm

$K = 8 \times 66^2 / 34.3 = 1016$ → $k_s = 0.233$ (C25 / S500)

$A_s = 0.233 \times 34.30 / 66 = 0.12\ cm^2$ Seçilen donatı : Q 106/106

12.2.1.10 Çekme bulonu hesabı

Bu bölümde panolarda oluşan çekme kuvvetlerini karşılamak amacıyla konulan bulonların hesabı yapılacaktır. M30 bulonu ele alınacaktır.



Şekil 12.43 : M30 Bulonu

F_{30}: Bulonun taşıyabileceği çekme kuvveti A_{30}: Bulon çekirdek alanı = 509 mm^2

σ_{bemn}: Bulon emniyet gerilmesi = 280 N/ mm^2

$F_{30} = A_{30} \times \sigma_{bemn} = 509 \times 280 = 142520$ N Seçilen donatı : 2Ø20 (628 mm^2)

1 – 1 Kesiti : Donatı kontrolü

$\sigma = 142520 / 628 = 227$ N/ $mm^2 < \sigma_{emn} = 365$ N/ mm^2

2 – 2 Kesiti : Donatıları kutuya bağlayan kaynakların kontrolü

Bir donatıya gelen kuvvet : 142520 / 2 = 71260 N

a : köşe kaynak kalınlığı l : köşe kaynak uzunluğu

σ_{kemn} : Köşe kaynak emniyet gerilmesi = 110 N/ mm^2

3.5 mm $\leq$ a $\leq$ 0.7t_{min} = 0.7 x 6 = 4.2 mm $\rightarrow$ a = 4 mm.

$$\frac{F}{2a\times(1-2a)} < \sigma_{kemn} \quad \rightarrow \quad \frac{71260}{2\times 0.6\times(1-2\times 0.4)} < 110 \Rightarrow l = 8.10cm$$

Kaynak uzunluğu kontrolü :

15a $\leq$ l $\leq$ 100a 15 x 0.4 = 6 cm $\leq$ l $\leq$ 100 x 0.4 = 40 cm $\Rightarrow$ l = 9 cm

3 – 3 Kesiti : Büyük pul kontrolü :

M = 14.252 x 2.15 / 2 = 15.32 tcm $W_{somun} = 18\ h^2 / 6 = 3h^2$

σ_{semn} : Pul emniyet gerilmesi = 1.60 t/cm^2 h : pul kalınlığı

$\sigma_{semn} = M / W_{somun}$ $\rightarrow$ $1.6 = 15.32 / 3h^2 \Rightarrow$ h= 1.79 cm $\rightarrow$ h = 3 cm

12.2.2 Bağlantı kirişlerinin hesabı

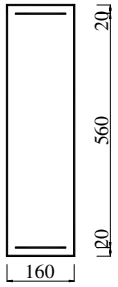
Projede kullanılan kirişlerin tümü 600/160 mm boyutundadır. Bağlantı kirişine etkiyen yükler, döşemeden gelen yükler ve kendi zati ağırlığıdır. Bunlara bağlı olarak kirişin kesit ve donatı hesaplarında kullanılacak değerlerin belirlenmesi için depremden ve düşey yüklerden meydana gelen etkilerin süperpozisyonu çizelge 12.32'de gösterilmiştir.

Çizelge 12.32 : Moment ve kesme kuvvetleri süperpozisyonu

Etki	M_{sol} (kNm)	$M_{açıklık}$	$M_{sağ}$ (kNm)	V (kN)
Deprem	±24.41	0	±24.20	75.62
Düşey yük	-0.487	0.244	-0.487	3.24
Deprem+Düşey yük	-24.897	0.244	24.687	78.86

1. Bağlantı kirişi kesit hesabı :

Açıklıkta donatı hesabı : Malzeme : (C25/S420)



Şekil 12.44 : Bağlantı kirişi enkesiti

$\rho_{min} \geq f_{ctd} / f_{yd} = 1.15 / 365 = 0.00315 \quad \rightarrow \quad \rho_{min} \geq 0.003$

$minA_s = \rho_{min}$ x b_w d = 0.00315x160x560 = 2.82 cm^2 Seçilen donatı:3Ø12(3.39 cm^2)

$M_{açıklık}$ = 0.244 kNm

$K = bd^2 / M_d = 16$ x 56^2 / 2.44 = 20564 K = 12695 → k_s = 0.288

A_s = 0.288 x 2.44 / 56 = 0.013 cm^2 Seçilen donatı : 3Ø12 (3.39 cm^2)

Mesnette donatı hesabı : M_1 = 24.41

K = 16 x 56^2 / 244.1 = 205.56 → k_s = 0.297

A_s = 0.297 x 244.1 / 56 = 1.30 cm^2 Mevcut donatı : 3Ø12 (3.39 cm^2)

M_2 = -24.897 K = 16 x 56^2 / 248.97 = 201.54 → k_s = 0.297

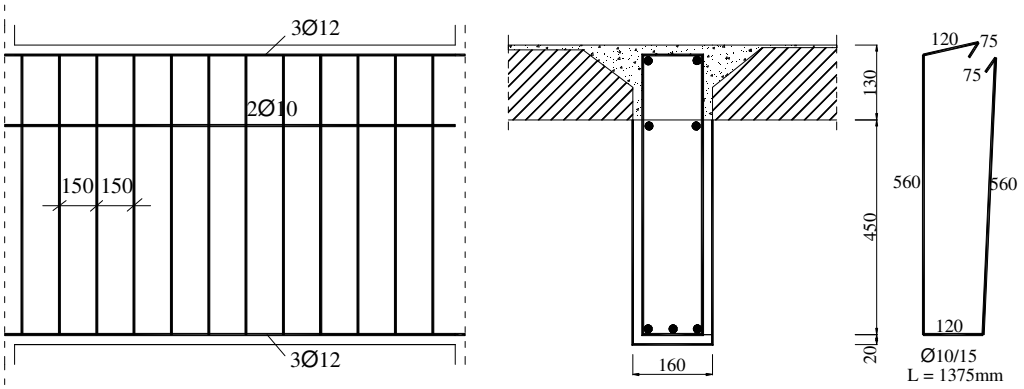
A_s = 0.297 x 248.97 / 56 = 1.32 cm^2 Min. donatı konualacaktır : 3Ø12 (3.39 cm^2)

Bağlantı kirişi kayma hesabı

V_d = 78.86 kN Minimum kayma donatısı : Ø10/15 (5.24 cm^2)

Ø10 → s ≤ 150 mm s ≤ h_k / 2 = 560 / 2 = 280 mm

$$V_v = \frac{A_{awls} \times d \times f_{ywd}}{s} = \frac{2 \times 79 \times 560 \times 365}{150} = 215301 \text{ N} > V_d = 78860 \text{ N}$$



Şekil 12.45 : Bağlantı kirişi donatı planı

12.2.3 Döşeme panoları hesabı

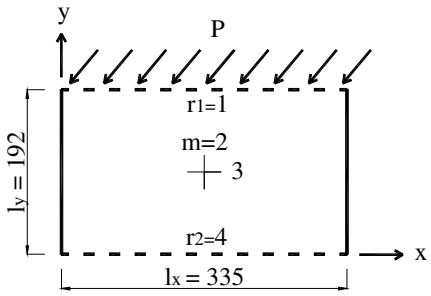
Döşeme panoları 13cm kalınlıkta olup, fabrikada verilen boyutlara uygun üretilmektedir.

Çatı katı döşemeleri : g= 5.775 kN/m^2 q=2.00 kN/m^2

Normal kat döşemeleri :

- Yatak odaları ve salonlarda : g= 4.19 kN/m^2 q=2.00 kN/m^2
- Koridor, banyo, mutfak ve giriş antresinde : g= 4.69 kN/m^2 q=2.00 kN/m^2
- Kat sahanlığı ve ara sahanlıklarda : g= 4.69 kN/m^2 q=3.50 kN/m^2
- Merdivenlerde : g= 7.71 kN/m^2 q=3.50 kN/m^2
- Balkonlarda : g= 3.80 kN/m^2 q=5.00 kN/m^2

1) Kat döşeme panosu hesabı



Şekil 12.46 : D101 Panosu

$K = p.l_x$ $\varepsilon = l_y / l_x = 192 / 335 = 0.57$ $M_i = K / m_i$

Çizelge 12.33 : Döşeme momentleri için m_i katsayıları

ε =	**0.4**	**0.6**	**0.8**	**1.0**
m_{xr1}	2.75	3.47	3.82	3.97
m_{xr2}	3.77	6.92	12.0	20.4
m_{xm}	3.22	4.91	6.82	9.09
m_{ym}	23.0	19.7	20.0	22.1

Döşemeden : g = 3.80 kN/m^2 q = 5.00 kN/m^2 $p_d = 1.4g+1.6q = 13.32$kN/m^2

Parapet yükü : g_p = 3.0 kN/m 1.4 x g_p = 4.20 kN/m

Duvar yükü : g_d = 10.28 kN/m 1.4 x g_p = 14.39 kN/m

- Üniform yayılı döşeme yükünden :

$M_1 = p \times l_x^2 / 8 = 13.32 \times 3.35^2 / 8 = 18.69$ kNm $M_2 = 18.69$ kNm

$M_3 = 0.20 \times 18.69 = 3.74$ kNm $M_4 = 18.69$ kNm

- Parapet yükünden → $K = p.l_x = 4.20 \times 3.35 = 14.07$ kN

M_1 = 14.07 / 3.36 = 4.19 kNm M_2 = 14.07 / 4.66 = 3.02 kNm

M_3 = -14.07 / 20.19 = -0.70 kNm M_4 = 14.07 / 6.44 = 2.19 kNm

- Duvar yükünden → K = p.l_x = 14.39 x 3.35 = 48.21 kN

M_1 = 48.21 / 6.44 = 7.49 kNm M_2 = 48.21 / 4.66 = 10.35 kNm

M_3 = -48.21 / 20.19 = -2.39 kNm M_4 = 48.21 / 3.36 = 14.35 kNm

Kesit hesabı için kullanılacak momentler :

M_1 = 18.69 + 4.19 + 7.49 = 30.37 kNm

K = 100.11^2/303.7=39.84 k_s = 0.255 A_s = 0.255x303.7 / 11 =7.04 cm^2/m

M_2 = 18.69 + 3.02 + 10.35 = 32.06 kNm

K = 37.74 k_s = 0.257 A_s = 7.49 cm^2 / m

M_3 = 3.74 - 0.70 - 2.39 = 0.65 kNm

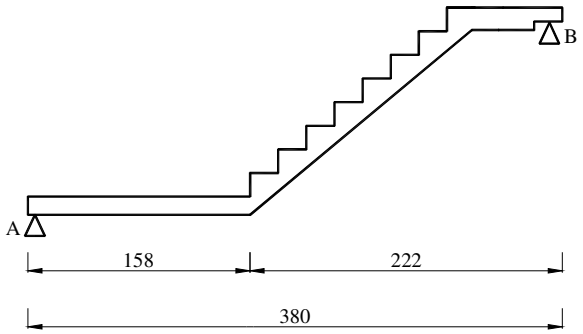
K = 1861.5 k_s = 0.255 A_s = 0.15 cm^2 / m

M_4 = 18.69 + 2.19 + 14.35 = 35.23 kNm

K = 34.35 k_s = 0.260 A_s = 8.33 cm^2 / m

Seçilen alt hasır donatı : 2 x Q 443 / 221 Seçilen üst hasır donatı : Q 131 / 131

2) Merdiven panosu hesabı :



Şekil 12.47 : Merdiven panosu

Merdiven sahanlığında **:** g = 4.69 kN/m^2 q = 3.50 kN/m^2

p_d = 1.4g+1.6q = 12.17 kN/m^2

Merdiven döşemesinde : g = 7.71 kN/m^2 q = 3.50 kN/m^2

p_d = 1.4g+1.6q = 16.39 kN/m^2

$$V_B = \frac{12.17 \times 1.58 \times 1.58/2 + 16.39 \times 2.22 \times (2.22/2 + 1.58)}{3.80} = 29.75 \text{ kN/m}$$

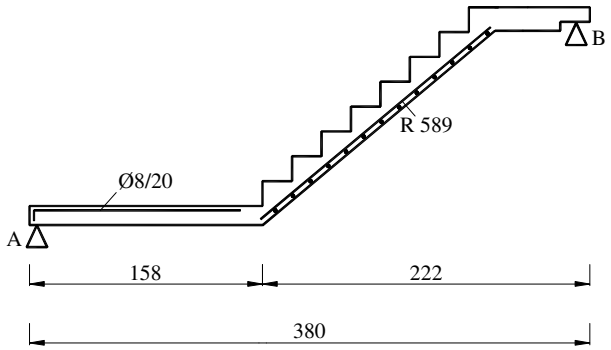
$M_{max} = 29.75^2 / (2 \text{ x } 16.39) = 27 \text{ kNm/m}$

b = 100 cm h = 16 cm d = 13 cm C25, S420

$K = 100 \text{ x } 13^2 / 270 = 62.60 \quad \rightarrow \quad k_s = 0.251$

$A_s = 0.251 \text{ x } 270 / 13 = 5.21 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Dağıtma donatısı : $A_s / 5 = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{m}$

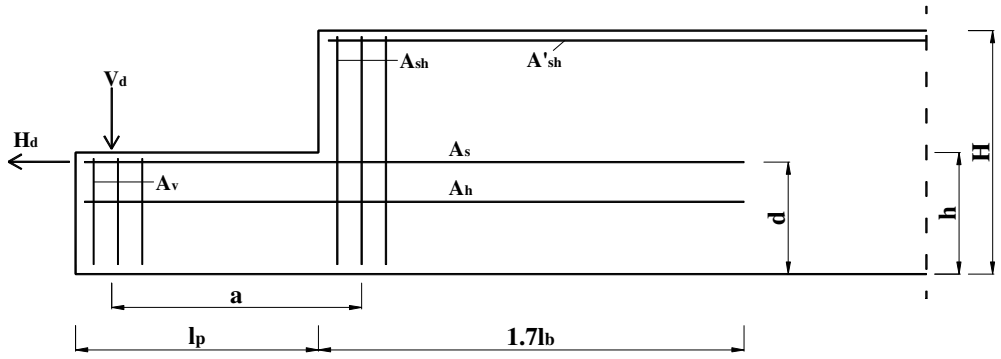
Seçilen hasır donatı : R 589



Şekil 12.48 : Merdiven panosu donatıları

3) Merdiveni taşıyan uç kısmın boyutlandırılması

Merdiven panosunun D111 döşeme panosuna oturduğu yerde, kot farkı olmaması için döşeme kalınlığı azaltılarak inceltilmiş uç yapılmıştır. D111 döşemesinde döşeme alt hasır donatısı Q 589/378 üst hasır donatısı Q 221/221 mevcuttur.



Şekil 12.49 : İnceltilmiş uç

h = 75 mm d = 65 mm b = 1000 mm

a_{max} = 60 + 25 + 12 + 8 + 7 = 112mm Donatı : S220 f_{yk} = 220 N/mm^2

V_d = 29.76 kN/m H_d = 0.1 x V_d = 0.1 x 29.76 = 2.976 kN/m

$$A_{s1} = A_{sf} + A_n = \frac{1}{0.70.f_{yk}.d}\left[V_d.a + H_d.(h-d)\right] + \frac{H_d}{0.70 f_{yk}}$$

$$A_{s1} = \frac{10^3}{0.70\times 220\times 65}\left[29.76\times 112 + 2.976(75-65)\right] + \frac{2.976.10^3}{0.70\times 220} = 355.28\,\text{mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{V_d}{f_{yk}.\mu_e} + \frac{H_d}{0.70 f_{yk}} \qquad \mu_e = \frac{6.9\times \lambda^2.A_{cr}.\mu}{V_d}$$

λ = 1.0 (Normal beton) μ = 1.4 A_{cr} = b x h = 1000 x 75 = 750000 mm^2

$$\mu_e = \frac{6.9\times 1^2\times 75000\times 1.4}{29.76\times 10^3} = 24.35 \qquad A_{s2} = \frac{29760}{220\times 24.35} + \frac{2976}{0.70\times 220} = 24.88\,\text{mm}^2$$

$A_{s1} > A_{s2}$ → $A_s = A_{s1}$ = 355.21 mm^2 Seçilen donatı : Ø8/12 (419 mm^2)

l_b = 50 Ø 1.7 l_b = 1.7 x 50 x 8 = 680 mm

A_s > 0.60 x b x h / f_{yk} = 0.60 x 1000 x 75 /220 = 204.54 mm^2

$$A_h = \frac{V_d}{2.1\times f_{yk}\times \mu_e} = \frac{29760}{2.1\times 220\times 24.35} = 2.65 \text{ mm}^2$$ → İnceltilmiş ucun 2/3d yüksekliği içine yerleştirilecek donatı (tek sıra konacaktır.)

Seçilen donatı : Ø8/16 (314 mm^2)

A_h = 314 mm^2 ≥ 0.3.b.h / f_{yk} = 0.3 x 75 x 1000 / 220 = 102.27 mm^2

A_{sh} = V_d / 0.70. f_{yk} = 29760 / 0.70 X 220 = 193.25 mm^2 → Askı donatıları

Askı donatıları için çift sıra Ø8'lik helezon etriye düzenlenecektir.

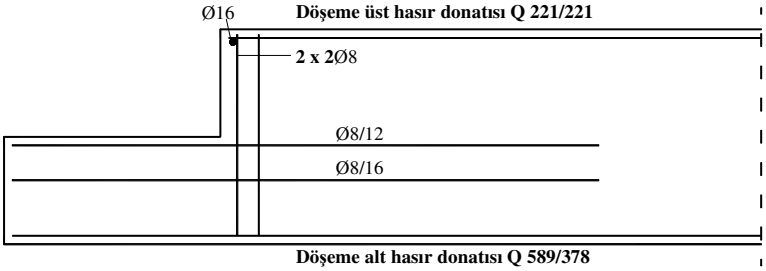
A_{sh} = A'$_{sh}$ =193.25 mm^2 Seçilen donatı : 2 x 2Ø8 (201 mm^2)

A'$_{sh}$ donatısının konulacağı bölgede D111 döşemesinin mevcut olan Q 221/221'lik hasır donatısı ek donatı gerektirmiyor.

İnceltilmiş uçta V_d < V_{res} olmalıdır.

$$V_{res} = 0.20\frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} b.d = 0.20\frac{25}{1.3}.1000.65 = 250000\,\text{N} \rightarrow V_d = 29760\,\text{N} < V_{res} = 250000\text{N}$$

$$A_v \geq \frac{1}{2.f_{ywk}}\left[\frac{V_d}{0.70} - 0.17\sqrt{f_{ck}}b.d\right] = \frac{1}{2\times 220}\left[\frac{29760}{0.70} - 0.17\sqrt{25}\times 1000\times 65\right] = -28.94$$



Şekil 12.50 : İnceltilmiş uç donatıları

13. SONUÇ

Dünyadaki endüstrileşme süreciyle birlikte her türlü katlı konut, sanayi ve fabrika yapılarında ihtiyaç oldukça artmıştır. Bu ihtiyacı karşılamak üzere son yıllarda prefabrikasyon sistemi, fabrika koşullarında, denetimli ve kaliteli üretime imkan vermesi, inşa süresi ve maliyetin azlığı, en kısa sürede kullanıma hazır olması gibi avantajları sebebiyle özellikle endüstri yapısı uygulamalarında oldukça büyük bir pay sahibi olmuştur.

Prefabrike betonarme sistemlerin tasarım esasları yerinde dökme betonarme yapıların tasarımından esinlenerek geliştirilmiştir. Ancak iki sistem arasındaki temel fark prefabrike elemanların birbirlerine özel birleşimlerle bağlanmasıdır. Prefabrike yapılarda bağlantı bölgesi yapının en zayıf halkasını oluşturur ve özellikle deprem bölgelerinde yapılacak prefabrike yapıların depreme karşı dayanıklılığında ve davranışında bağlantıların etkisi daha da belirginleşir.

Genellikle prefabrike yapı elemanları ve onların ek yerleri monolitik olarak inşa edilmiş bir ana taşıyıcı sistemin sahip olduğu kadar büyük bir rijitliğe ve enerji tüketme kapasitesine sahip değildirler. Bu azlık sebebiyle ek yerlerine etkiyen deprem tasarım yükleri, monolitik yapılara etkiyen deprem tasarım yüklerinden çok daha büyüktür.

Prefabrike çerçeveli yapılar genelde bir iki katlı, büyük açıklıklı kolon, kiriş, çatı elemanları kullanılan prefabrike çerçeveli yapılardır. Tek katlı prefabrike çerçeveli yapı sistemi 1992 Erzincan depremi ve 1998 Adana depremlerinde hasara uğramış, özellikle Marmara depreminde mafsallı yani moment aktarmayan, sadece kesme kuvveti ileten birleşimlerin yetersizliği sonucu ağır derecede hasarlar oluşmuştur. Hasar sadece yapı hasarı olmamış, sanayi yapılarında kullanılan makine, donanım ve malzeme de zarar görmüştür. Bunların sonucunda yapılan gözlem ve çalışmalar neticesinde D.B.Y.B.H.E 2007'de deprem yükü hesaplanırken kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), deprem yüklerinin tamamının kolonları üstten mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar için daha küçük tutulmuştur, böylece prefabrike sisteme gelen tasarım deprem yükü arttırılmıştır.

Prefabrike panolu yapıların günümüzdeki uygulamalarında düşey ek yerleri enerji tüketebilecek şekilde, yatay ek yerleri de yüksek taşıma güçlü ve elastik bölgede kalacak şekilde tasarlanmaktadır. Prefabrike beton paneller ile oluşturulan yapılarda Marmara ve Düzce depremlerinde panoların iki doğrultuda yeterli perde alanını sağlaması sağlıklı bir davranış sergileyerek hasar oluşmasını engellemiştir. Bu yüzden D.B.Y.B.H.E 2007'de prefabrike panolu yapılar üzerinde çerçeveli yapılar kadar ciddi değişiklikler yapılmamıştır.

Prefabrike sistemlerde dikkat edilmesi gereken diğer bir nokta da döşemelerdir. Döşemeler kendi düzlemleri içindeki kuvvetlere karşı çok rijit olduklarından kat ve çatı döşemelerinin bir diyafram gibi çalışması ve üzerlerindeki yatay yükleri kat kirişlerine emniyetle aktarması sağlanmalıdır. Ayrıca diyafram gibi çalışma ve yatay yüklerin aktarılmasını daha emin hale getirmek için döşeme panoları üzerine en az 5 cm kalınlıklı ve donatılı, yerinde dökme bir betonarme tabaka yerleştirilerek monolitik özelliğe sahip olmaları sağlanmalıdır.

Kısaca özetlemek gerekirse, prefabrikasyon, uyulması gereken inşaat kurallarına göre eksiksiz olarak yapılmışsa, sistem ve detaylar doğru seçilmişse ve bağlantıları özenle yapılmışsa geleneksel sisteme göre daha dayanıklı ve daha güvenlidir.

KAYNAKLAR

[1] **Karaesmen, E., Boyacı, N.,** 1993. Prefabrike Sistemlerin Birleşme ve Düğümlenme Biçimlerine Göre Gruplandırılması, ODTÜ, *7.Prefabrikasyon Sempozyumu*, Türkiye Prefabrik Birliği, Ankara.

[2] **Ersoy, U.,** 1995, Prefabrike Çerçevelerin Deprem Mukavemeti ile İlgili Bir İrdeleme, *Üçünücü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı,* İTÜ, İstanbul.

[3] **Kaplan, S.A.,** 1998, Prefabrike Yapıların Hesap Metotları, Bilbeyki Yayınları.

[4] **Çelik, M., Erkan, H.,** 2002, Yapı Endüstrisinin Gelişiminde Prefabrik Yapı Tekniğinin Önemi, *4.GAP Mühendislik Kongresi*, Cilt 2.

[5] **Ayaydın, Y.,** 1987. Taşıyıcı Duvar Perdeli Prefabrike Yapılar,, İstanbul**.**

[6] **Ayaydın, Y.,** 1989. Büyük Açıklıklı Prefabrike Betonarme Yapılar, Kurtiş Matbaası, İstanbul**.**

[7] **Özden, K.,** 1988. Betonarme Ve Öngerilmeli Beton Prefabrike Taşıyıcı Eleman, Sistem ve Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi, İstanbul.

[8] **Ayaydın, Y., Koman, İlkay.,** 2004. Mimarlar için 12 Soruda Beton Prefabrikasyon, Birmat Matbaası, İstanbul.

[9] **TS-9967,** 1992. Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar-Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan-Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[10] **Ayaydın, Y.,** 2000. Betonarme Çok Katlı Prefabrike İskelet Sistemler, Cilt 1-2, Birsen Yayınevi, İstanbul.

[11] **PCI.,** Prestressed Concrete Institute, 1971. Precast and Prestressed Concrete, Chicago.

[12] **Sucuoğlu, H., Kuş, A.,** 1993. Prefabrike Çerçevelerin Deprem Davranışının Plastik Mafsal Oluşumu ile Kontrol Edilmesi, ODTÜ, *7.Prefabrikasyon Sempozyumu*, Türkiye Prefabrik Birliği, Ankara.

[13] **Türkiye Prefabrik Birliği.**, 1997. Beton Prefabrike Elemanların Birleşim Detayları, Taşıyıcı Sistem Birleşimleri, Ankara.

[14] **Bayülke N.,** 1987. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarım Yaklaşımları, *Deprem Araştırma Bülteni*.

[15] **Öztürk, T.,** 2004. Deprem Bölgelerinde Prefabrike Panolu Yapıların Tasarım ve İlkeleri, *Türkiye İnşaat Mühendisliği On Yedinci Teknik Kongre ve Sergisi*, Y.T.Ü. İstanbul

[16] **Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,** 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Ankara.

[17] **Yüzügüllü, Ö.,** 1995. Depreme Dayanıklı Prefabrike Yapı Tasarımında Son Gelişmeler, *Beton Prefabrikasyon*, Ankara.

[18] **Başyiğit, C., Terzi, S., Gençer Ö.,** 2000. Marmara Depremi Sonrası Prefabrike Yapılardaki Hasarlar ve Çözüm Önerileri, *10. Prefabrikasyon Sempozyumu*, İstanbul.

[19] **Ersoy, U., Tankut, T., Özcebe, G.,** 2000. 1999 Marmara ve Düzce Depremlerinde Gözlenen Önüretimli Yapı Hasarları, *10.Prefabrikasyon Sempozyumu Bildirileri*, İstanbul.

[20] **Ersoy, U.,** 1993. Betonarme Yapılarda Onarım/Güçlendirme, *Türkiye İnşaat Mühendisliği XII. Teknik Kongre*.

[21] **Tezcan, S.,** 1998. Depreme Dayanıklı Tasarım için Bir Mimarın Seyir Defteri, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[22] **Demir, H.,** 1992. Depremlerden Hasar Görmüş Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirmesi, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[23] **Aydoğan, M., Öztürk, T.,** 2002. Betonarme Yapılarda Güçlendirme Uygulamaları, *Prof. Dr. Kemal Özden'i Anma Semineri*, İTÜ, İstanbul.

[24] **Bayülke, N.,** 2001. Depremde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirmesi, İMO, İzmir.

[25] **Durakoğlu, S.,** 2006. Depremde Hasar Görmüş Prefabrike Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri, *Yüksek Lisans Tezi*, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

[26] **Özmen, G., Zorbozan, M.,** 1998. Prefabrike Yapı Tasarım Örnekleri, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[27] **Özmen, G., Zorbozan, M.,** 1997. Yuvalı Tekil Temellerde Yuva Yanaklarının Hesap Yöntemleri, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[28] **Öztürk, T., Öztürk, Z.,** 2007. Seismic Damage Observed On Prefabricated Structures After 1999 Earthquakes In Turkey And Protecting Measures, *International Symposium On Earthquake Loss Estimation For Turkey*, İTÜ, İstanbul.

[29] **Çetmeli, E.,** 1987. Plaklar, İTÜ Vakfı, No:19, İstanbul.

[30] **Sezer, R.,** 2006. Prefabrik Yapıların Tasarımı Örnek Çözümleri Ders Notları, Selçuk Üniversitesi, Konya.

[31] **Özden, K.,** 1997. Prefabrike İnşaatta Şartname Hükümleri ve Hesap Esasları, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[32] **Öztürk, T.,** 2005. Prefabrike Betonarme Panolu Yapıların Deprem Güvenliğinin İrdelenmesi, *Deprem Sempozyumu*, Kocaeli.

[33] **Aydoğan, M., Aköz, A.Y.,** 1995. A Numerical Approach to Define the Rotational Stiffness of a Prefabricated Connection and Experimental Study, Journal of Computers and Structures, Vol. 57, No. 6, s. 999-1008, Elsevier.

[34] **Doğruöz, İ.,** 2005. Prefabrike Endüstri Yapılarının Tasarımı Onarım-Güçlendirmesi ve Maliyet Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[35] **Nergis, K. C.,** 2003. Deprem Bölgelerinde Prefabrike Betonarme Yapıların Tasarımı, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[36] **Elgül, Ş.,** 2004. Prefabrike Betonarme Panolu Yapıların Sismik Tasarımı, Onarım ve Güçlendirmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[37] **Sırma, S.,** 2001. Prefabrike Yapılarda Taşıyıcı Sistemler, Birleşimler ve Tasarım İlkeleri, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[38] **Türkmen, M., Demir, F., Çırak, İ., Tekeli, H.,** Kolon-Kiriş Birleşimleri Mafsallı Prefabrike Yapılarda Deprem Etkilerinden Oluşan Sorunlar ve Öneriler, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta.

[39] **Zorbozan, M., Aydemir, C.,** 2008. Tek Katlı Prefabrike Yapılarda Etkin Göreli Kat Öteleme ve İkinci Mertebe Koşullarını Sağlayan En küçük Kolon Kesitlerinin Saptanması, *Beton Prefabrikasyon*, Sayı 87.

[40] **Elliott, Kim S.,** 1996. Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures, Blackwell Science Ltd, Oxford.

[41] **Bruggeling, A.S.G., Huyghe, G.F.,** 1991. Prefabrication with Concrete, Balkema, Netherlands.

[42] **TS-500,** 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[43] **TS-3233,** 1979. Önüretimli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

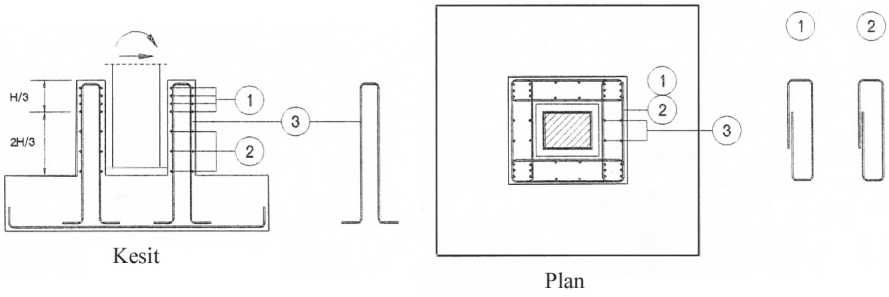
EKLER

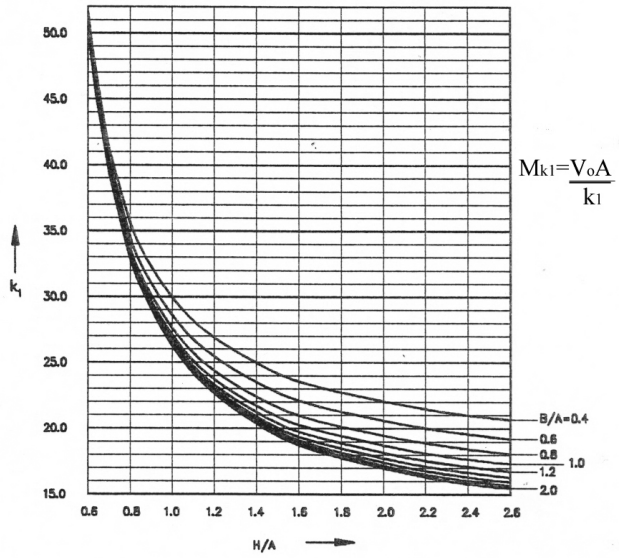
EK A : Yuvalı tekil temel abakları

EK B : Kolon boyutlarının saptanması için abaklar

EK C : Panolu yapı detayları

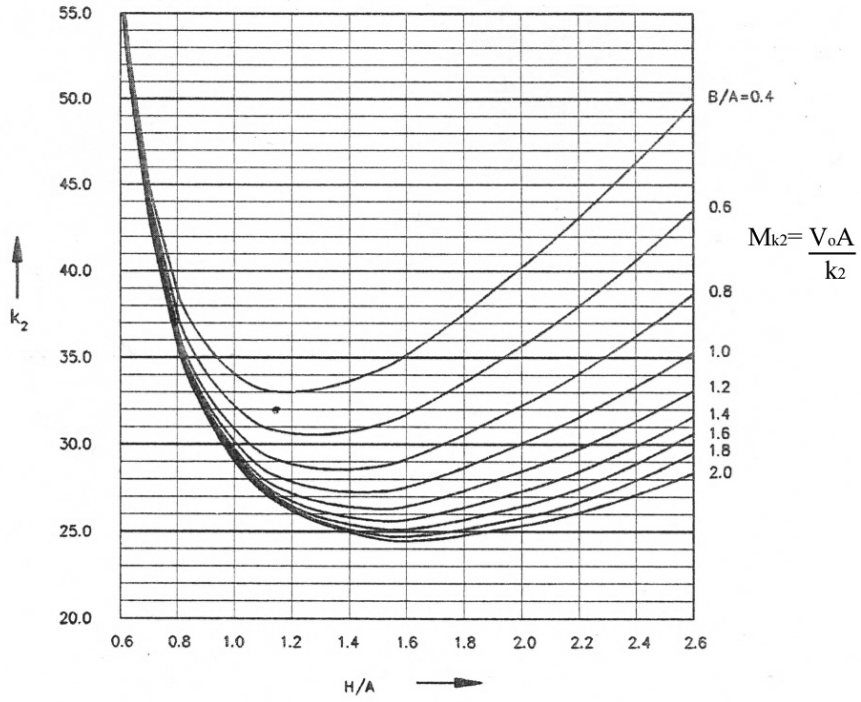
EK A : Yuvalı tekil temel abakları





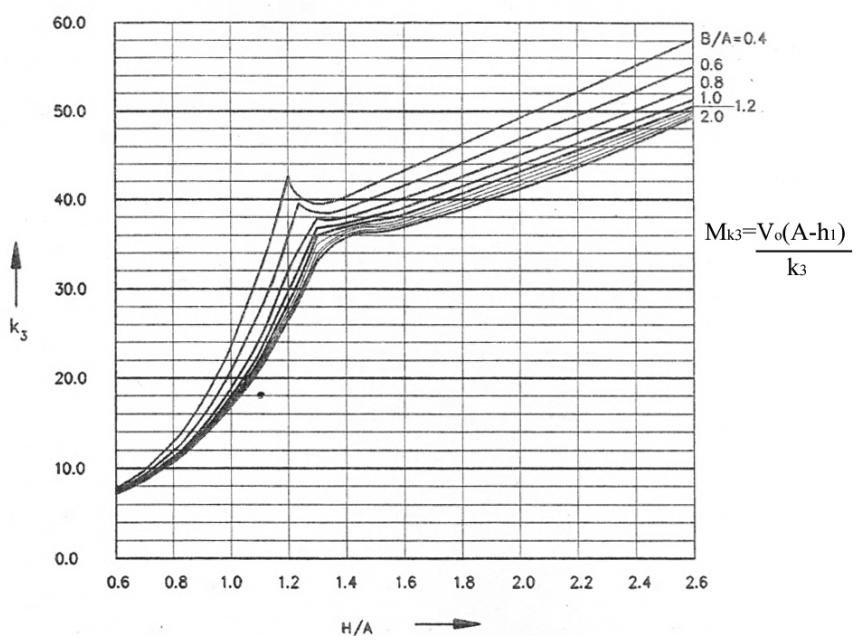
		B/A								
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
H/A	0.6	51.6	51.1	50.7	50.5	50.4	50.3	50.3	50.3	50.3
	0.7	41.3	40.5	39.9	39.6	39.5	39.4	39.4	39.4	39.4
	0.8	35.7	34.6	33.8	33.4	33.2	33.1	33.0	33.0	33.0
	0.9	32.3	31.0	30.1	29.7	29.4	29.2	29.1	29.1	29.1
	1.0	30.0	28.6	27.6	27.1	26.7	26.5	26.4	26.3	26.3
	1.1	28.2	26.8	25.7	25.1	24.7	24.5	24.3	24.2	24.2
	1.2	26.9	25.5	24.4	23.7	23.3	23.0	22.8	22.7	22.7
	1.4	25.0	23.5	22.4	21.7	21.2	20.9	20.7	20.5	20.4
	1.6	23.6	22.1	21.0	20.3	19.7	19.4	19.1	18.9	18.7
	1.8	22.7	21.3	20.1	19.4	18.9	18.5	18.2	17.9	17.8
	2.0	22.1	20.6	19.5	18.7	18.2	17.8	17.4	17.2	17.0
	2.5	20.8	19.4	18.2	17.5	16.9	16.5	16.1	15.8	15.6

Şekil A.1 : Yüksekliğin üst 1/3'ünde x yönündeki plak momenti



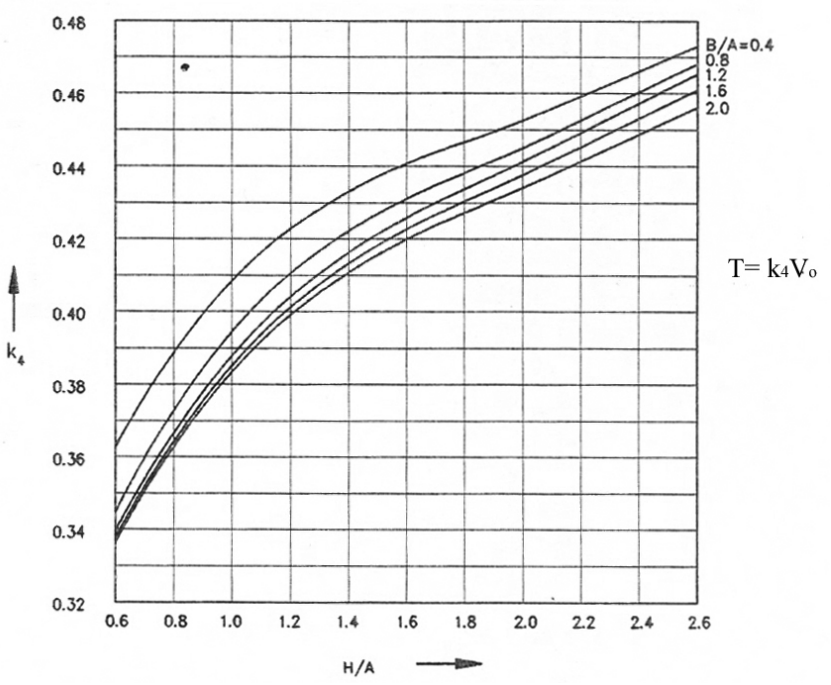
		B/A								
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
H/A	0.6	57.5	57.1	56.8	56.6	56.5	56.5	56.5	56.5	56.5
	0.7	44.9	44.1	43.5	43.2	43.0	43.0	42.9	42.9	42.9
	0.8	38.8	37.5	36.6	36.2	35.9	35.8	35.8	35.7	35.7
	0.9	35.8	34.1	33.0	32.4	32.1	31.9	31.8	31.7	31.7
	1.0	34.1	32.2	30.9	30.2	29.7	29.5	29.3	29.2	29.0
	1.1	33.1	31.0	29.4	28.6	28.0	27.7	27.5	27.4	27.2
	1.2	33.0	30.6	28.9	27.9	27.2	26.7	26.5	26.3	26.2
	1.4	33.6	30.7	28.6	27.3	26.4	25.8	25.4	25.1	25.0
	1.6	35.1	31.7	29.1	27.6	26.4	25.7	25.1	24.7	24.5
	1.8	37.5	33.6	30.6	28.7	27.4	26.4	25.7	25.1	24.8
	2.0	40.2	35.7	32.2	30.0	28.5	27.3	26.5	25.8	25.3
	2.5	48.0	42.0	37.4	34.3	32.2	30.7	29.7	28.7	27.7

Şekil A.2 : Yüksekliğin alt 2/3'ünde x yönündeki plak momenti



H/A	B/A								
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.6	7.7	7.4	7.2	7.2	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1
0.7	9.8	9.3	8.9	8.8	8.7	8.6	8.6	8.6	8.6
0.8	12.9	11.9	11.2	10.9	10.8	10.7	10.7	10.7	10.7
0.9	17.4	15.7	14.5	14.0	13.7	13.6	13.5	13.4	13.4
1.0	23.6	20.8	18.9	18.0	17.5	17.2	17.1	16.9	16.8
1.1	32.1	27.6	24.5	23.0	22.1	21.6	21.4	21.2	21.0
1.2	42.6	36.4	32.0	29.8	28.4	27.6	27.2	26.8	26.5
1.3	37.6	38.9	37.6	36.8	36.1	34.8	34.0	33.4	33.1
1.4	40.3	39.0	38.0	37.3	37.0	36.6	36.3	36.0	35.7
1.6	43.3	41.5	40.1	39.1	38.3	37.9	37.5	37.2	36.9
1.8	46.2	44.2	42.5	41.5	40.7	40.1	39.7	39.3	38.9
2.0	49.2	46.8	45.0	43.9	43.1	42.6	42.1	41.5	41.2
2.5	56.7	53.7	51.4	50.1	49.3	48.9	48.5	48.1	47.8

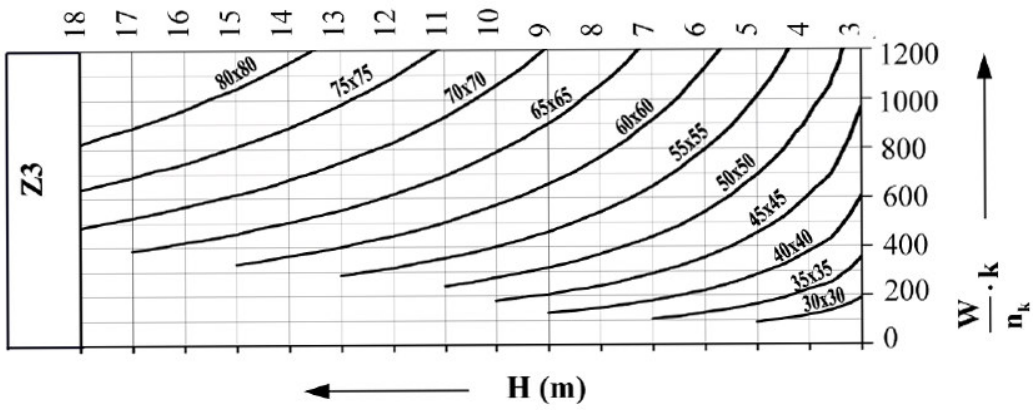
Şekil A.3 : Y yönündeki plak momenti



		B/A				
		0.4	0.8	1.2	1.6	2.0
H/A	0.6	0.363	0.345	0.340	0.338	0.336
	0.7	0.377	0.360	0.354	0.352	0.351
	0.8	0.389	0.373	0.367	0.364	0.363
	0.9	0.400	0.385	0.378	0.376	0.374
	1.0	0.409	0.395	0.388	0.385	0.384
	1.1	0.417	0.403	0.397	0.394	0.392
	1.2	0.423	0.411	0.404	0.402	0.399
	1.4	0.434	0.423	0.417	0.414	0.411
	1.6	0.441	0.432	0.426	0.423	0.420
	1.8	0.447	0.438	0.434	0.431	0.427
	2.0	0.452	0.444	0.441	0.437	0.434
	2.5	0.470	0.464	0.461	0.457	0.453

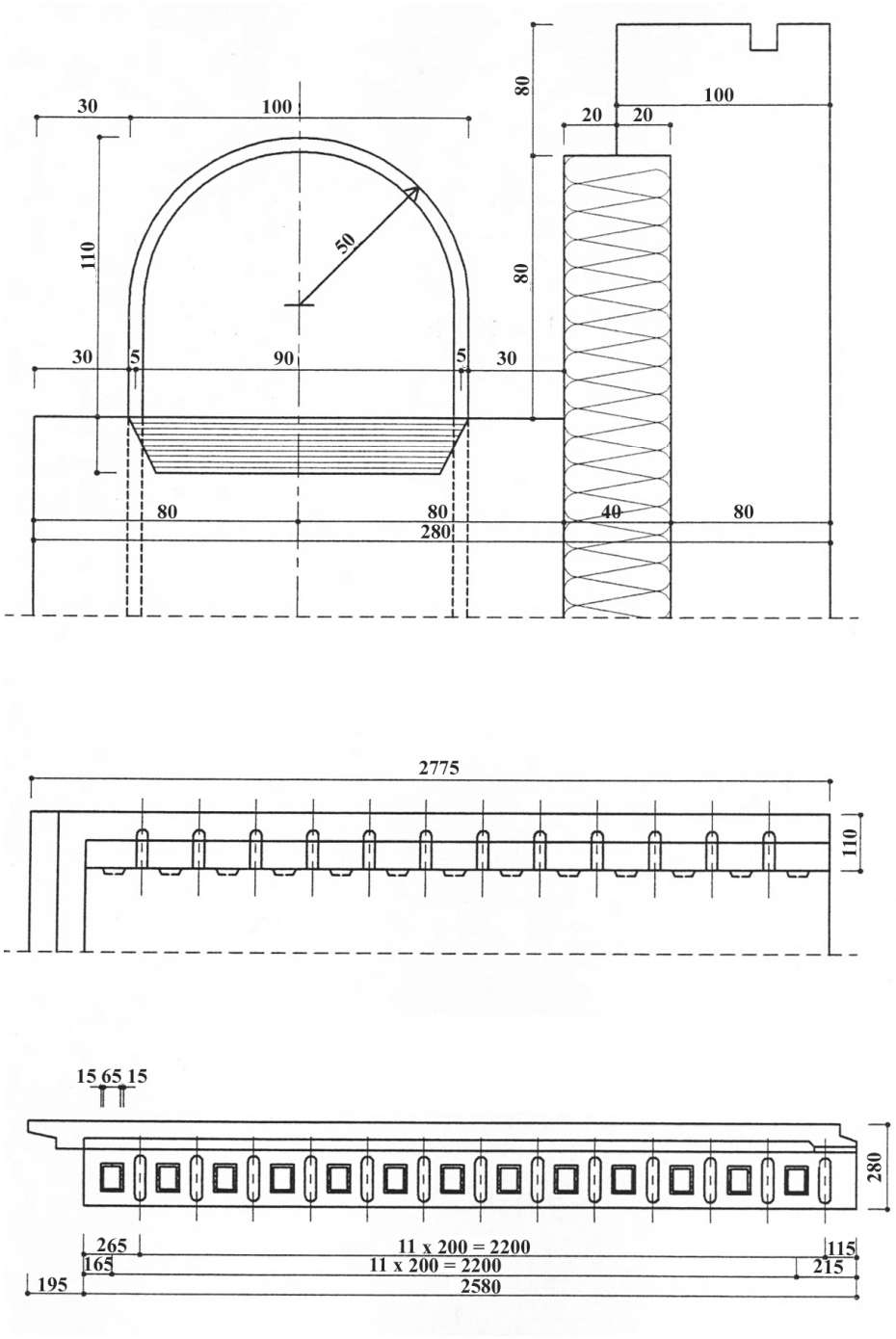
Şekil A.4 : Şerit kesme kuvveti

EK B : Kolon boyutlarının saptanması için abaklar

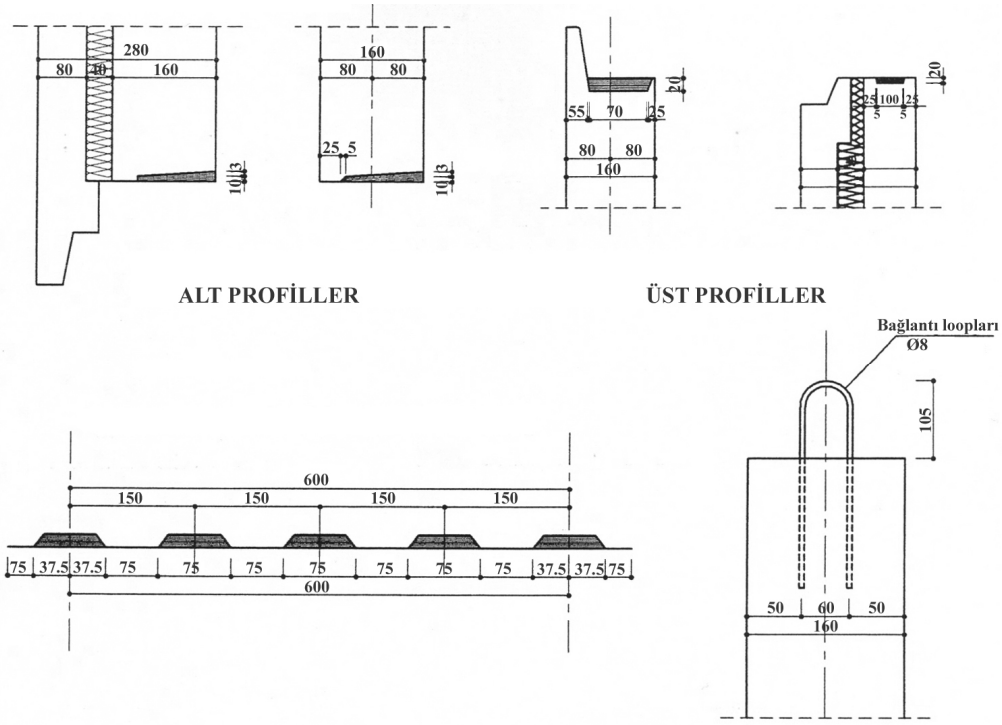


Şekil B.1 : İkinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması

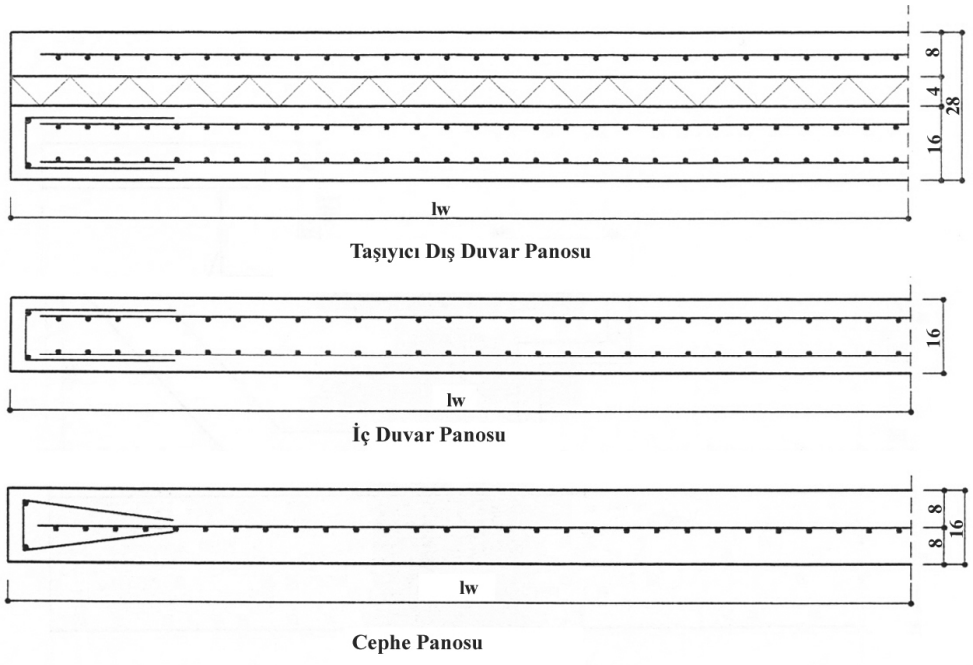
EK C : Panolu yapı detayları



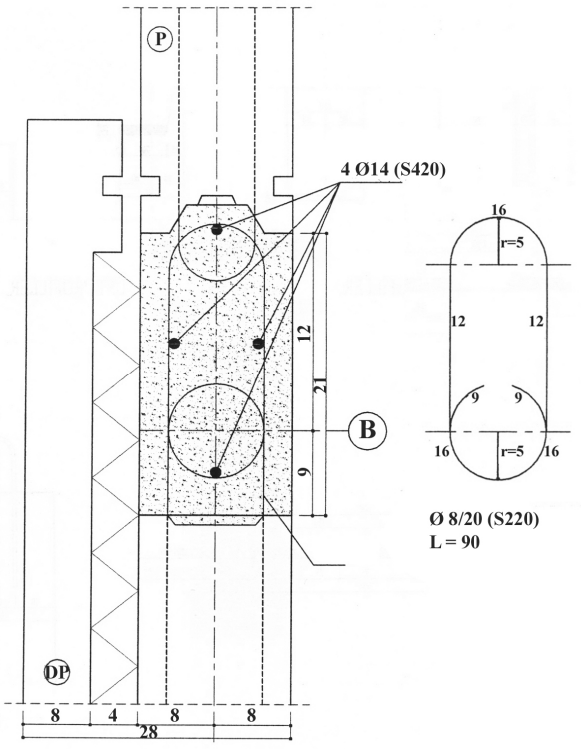
Şekil C.1 : Dış duvar panosu düşey kenet tipi



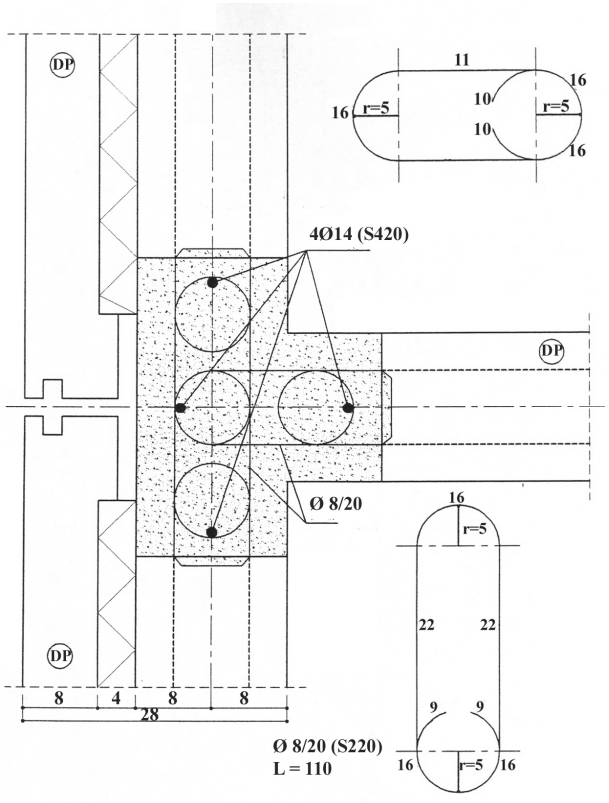
Şekil C.2 : Duvar panoları yatay kenet tipleri



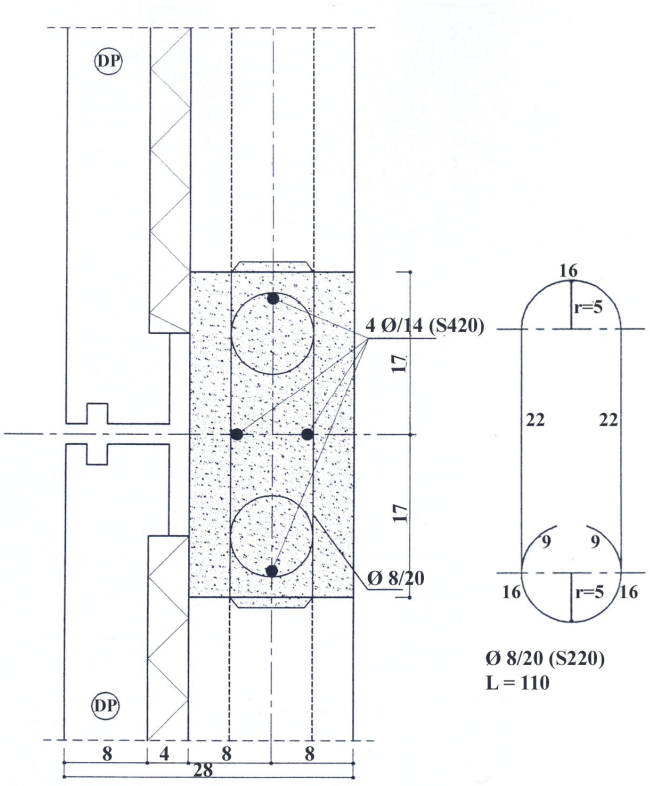
Şekil C.3 : Duvar panoları enkesiti



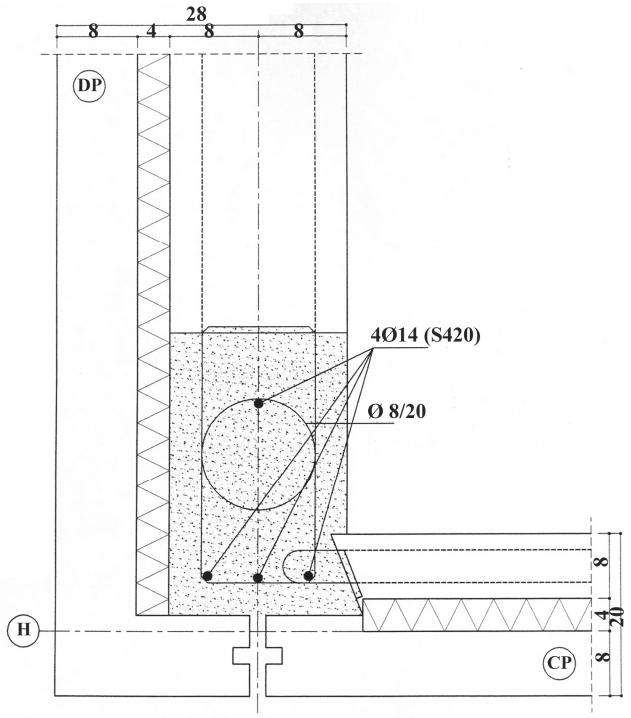
Şekil C.4 : Taşıyıcı dış duvar panosu ile iç duvar panosunun düşey birleşimi



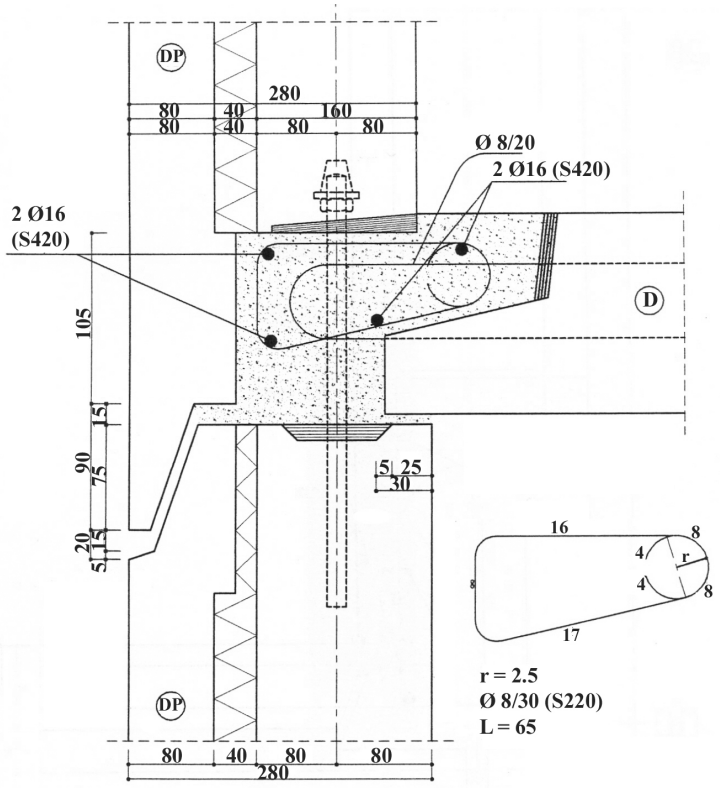
Şekil C.5 : Taşıyıcı iki dış duvar panosu ile iç duvar panosu düşey birleşimi



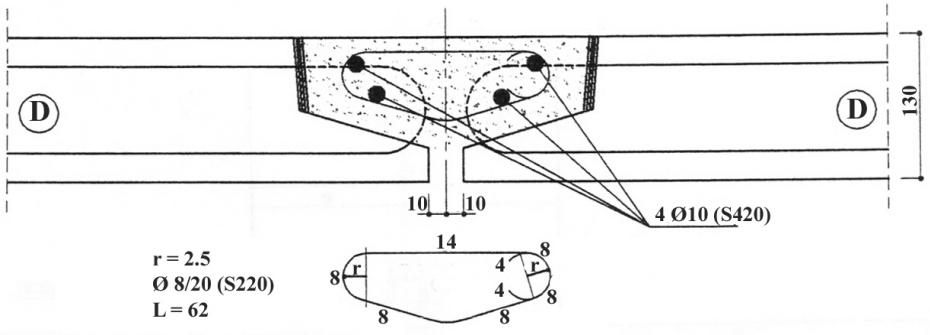
Şekil C.6 : Taşıyıcı iki dış duvar panosunun düşey birleşimi



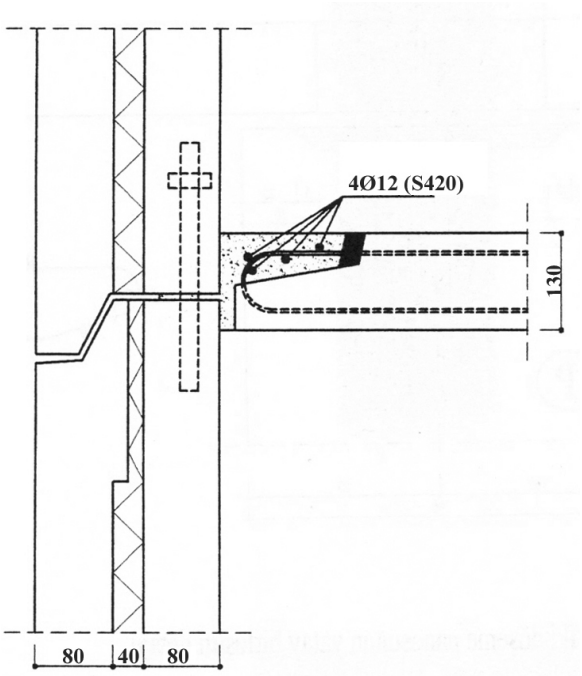
Şekil C.7 : Taşıyıcı dış duvar panosu ile cephe panosunun düşey birleşimi



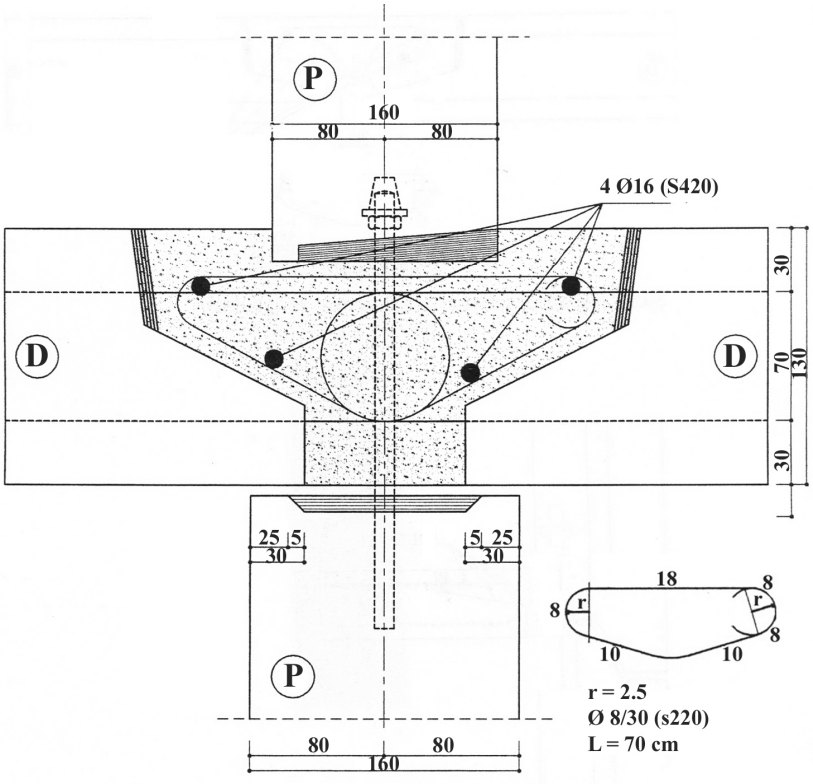
Şekil C.8 : Taşıyıcı iki duvar panosu ile döşeme panosunun yatay birleşimi



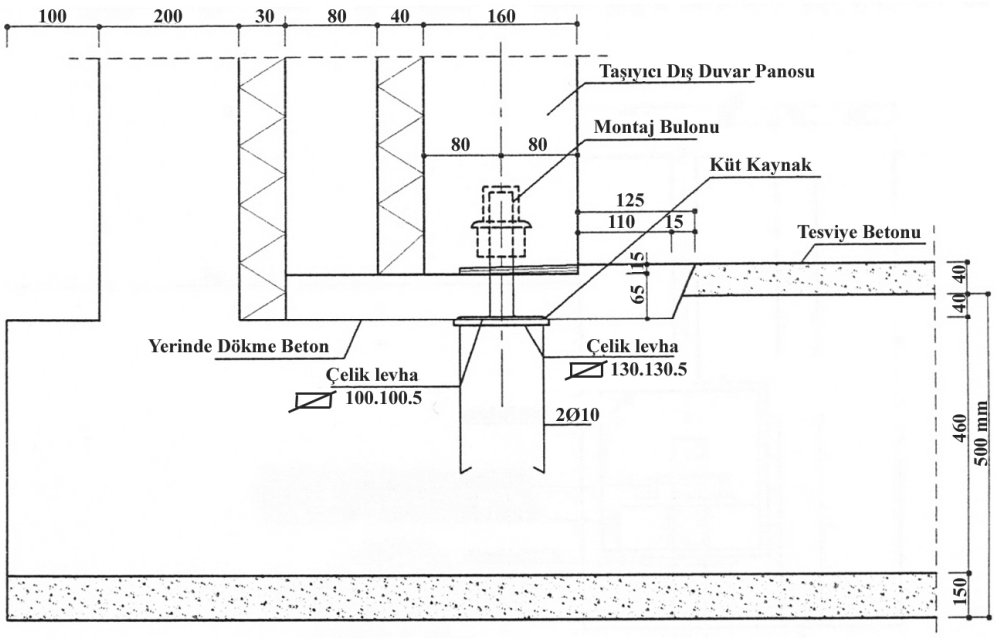
Şekil C.9 : İki döşeme panosunun açıklıktaki yatay birleşimi



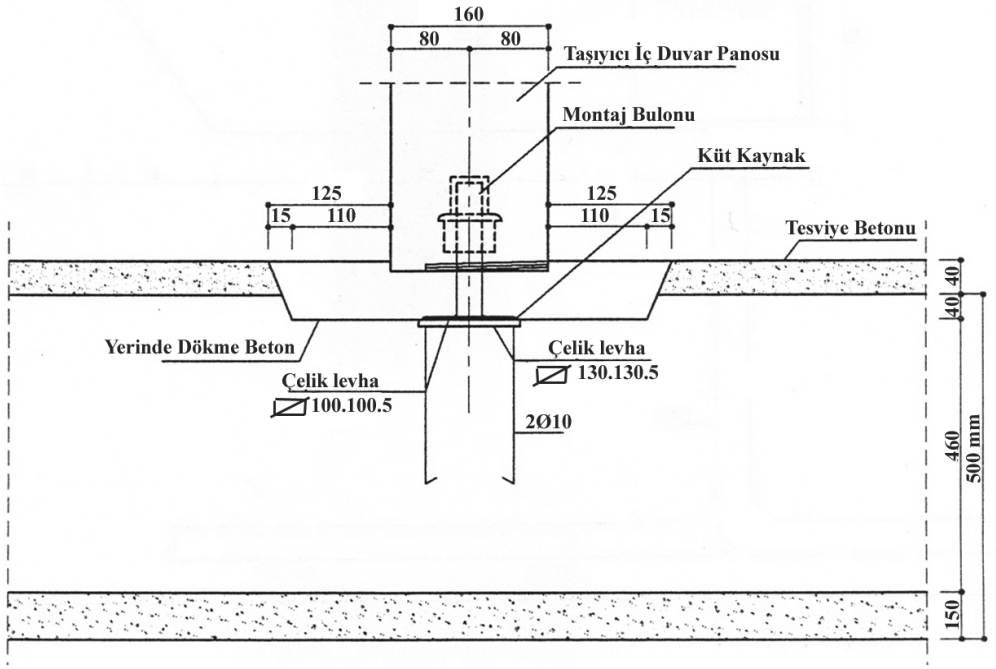
Şekil C.10 : İki cephe panosu ile döşeme panosunun yatay birleşimi



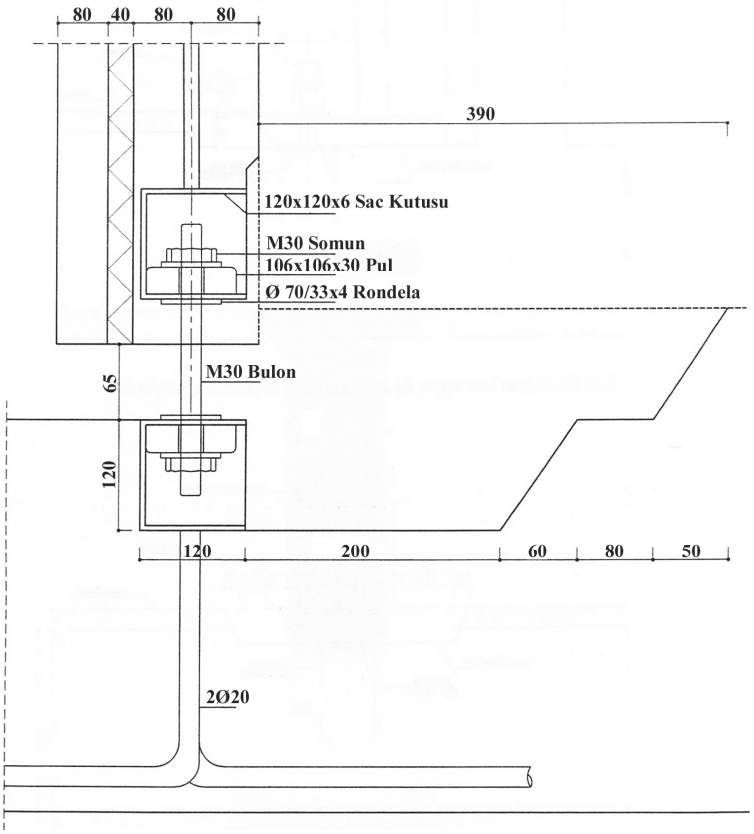
Şekil C.11 : Taşıyıcı iki duvar panosu ile iki döşeme panosu yatay birleşimi



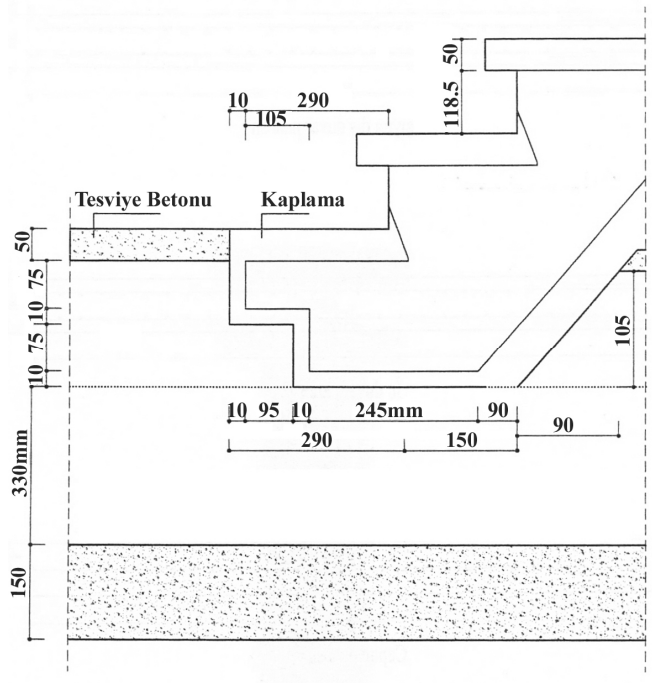
Şekil C.12 : Bodrum katta taşıyıcı dış duvar panosu - radye temel birleşimi



Şekil C.13 : Bodrum katta taşıyıcı iç duvar panosunun temelle birleşimi



Şekil C.14 : Çekme bulonunun temelle ankraj detayı



Şekil C.15 : Prefabrike merdiven panosunun radye temelle birleşimi

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Tolga Başkan

Doğum Yeri ve Tarihi: Ankara 23/08/1984

Adres: Gn. Tevfik Sağlam Caddesi Meşeli Sokak 13/20 Etlik Ankara

Lisans Üniversite: Eskişehir Osmangazi Üniversitesi