

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPILARININ
TASARIMI ONARIM-GÜÇLENDİRMESİ
VE
MALİYET KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. İsmail DOĞRUÖZ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2005

**PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPILARININ
TASARIMI ONARIM-GÜÇLENDİRMESİ
VE
MALİYET KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. İsmail DOĞRUÖZ
(501001118)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 09 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 02 Haziran 2005**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. Turgut ÖZTÜRK
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Doç.Dr. Necdet TORUNBALCI (İ.T.Ü.)**

HAZİRAN 2005

**PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPILARININ
TASARIMI ONARIM-GÜÇLENDİRMESİ
VE
MALİYET KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. İsmail DOĞRUÖZ
(501001118)

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği
Programı: Yapı Mühendisliği

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK

HAZİRAN 2005

ÖNSÖZ

Yapmış olduğum bu yüksek lisans tez çalışmasında genel olarak prefabrike yapıların tasarımı hakkında bilgiler verilmiş, TDY'98, Amerika deprem yönetmeliği (UBC'97) ve Avrupa Birliği deprem yönetmeliğindeki (Eurocode-8) prefabrike binalar için olan deprem şartları gözden geçirilmiş ve incelenmiştir. Ayrıca prefabrike endüstri yapıların betonarme ve çelik sistem çözümleri alınmış ve maliyet karşılaştırılması yapılmış bunlara ek olarak güçlendirme tasarım örneği sunulmuştur.

Bu çalışma sırasında değerli katkılarını esirgemeyen hocam Sayın Doç. Dr. Turgut Öztürk'e ve yine her zaman için yardımlarını esirgemeyen Sayın Prof. Dr. Zekai Celep'e teşekkürü bir borç bilirim.

Çalışma hayatında göstermiş oldukları anlayıştan ve çalışmama vermiş oldukları destekten ötürü Dr. İnş. Müh. Selçuk İZ'e ve AAS&ATAY firması genel müdürü İnş. Müh. Ali KULAKSIZ'a teşekkür ederim.

Ayrıca hayatım boyunca beni her zaman destekleyen, aldığım her kararda arkamda olan ve maddi manevi hiçbir fedakarlıktan kaçınmayarak benim bu noktalara gelmiş olmamda en büyük paya sahip olan aileme sonsuz teşekkür ederim.

Haziran 2005

İsmail DOĞRUÖZ

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	x
SEMBOL LİSTESİ	xiv
ÖZET	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
2. PREFABRİKE YAPI SİSTEMLERİ	3
2.1 Tanım	3
2.1.1 Çerçeve sistemler	3
2.1.2 Panolu sistemler	4
2.1.3 Kutu sistemler	5
2.1.4 Döşeme kolon sistemler	6
2.1.5 Karma sistemler	7
2.2 Prefabrikasyon Sistemlerinin Avantaj ve Dezavantajlarının İrdelenmesi	7
2.3 Betonarme Prefabrike Yapılarda Depreme Dayanıklı Tasarım Yaklaşımı	10
2.3.1 Prefabrike B.Y. ile yerinde dökme yapıların karşılaştırılması	11
2.3.2 Prefabrike çerçeveli yapıların depreme dayanıklı tasarım seçenekleri	12
2.3.2.1 Moment alabilen kolon-kiriş birleşimli sistemler	12
2.3.2.2 Moment almayan kolon-kiriş birleşimli sistemler	17
2.3.2.3 Yatay yük almayan prefabrike çerçeveli sistemler	18
2.3.2.4 Düktilitesi ve enerji tüketme gücü olmayan birleşim sistemleri	19
2.3.3 Prefabrike taşıyıcı sistemlerde birleşimler	19
2.3.4 Prefabrike betonarme çerçeve sistemlerde birleşimler	20
2.3.4.1 Temel-kolon birleşimleri	21
2.3.4.2 Kolon-kolon birleşimleri	24
2.3.4.3 Kolon-kiriş birleşimleri	27
2.4 Prefabrike Yapıların Depreme Göre Hesabı	36
2.4.1 Depreme dayanıklı yapı tasarımı	37
2.4.2 Yapıların yatay yükler altında genel davranışı	39
2.4.3 Yapıların deprem etkisi altında hesabı	40

2.4.4	Prefabrike endüstri yapıların tasarımı	46
3.	TDY'1998, UBC'97, EUROCODE-8 YÖNETMELİKLERİNİN PREFABRİKE BİNALAR AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI	50
3.1	UBC'97 ye Göre Deprem Tasarımı	50
3.1.1	Statik deprem kuvvetleri	50
3.1.2	Kat kesme kuvvetleri	50
3.1.3	Yapı periyodunu tayini	51
3.1.4	Kat deplasman sınırları	51
3.1.5	Prefabrike binalar için özel kurallar	52
3.2	Eurocode-8'e Göre Deprem Tasarımı	54
3.2.1	Statik deprem kuvvetleri	54
3.2.2	Yatay deprem kuvvetlerinin katlara dağılımı	54
3.2.3	Yapının temel periyodu	55
3.2.4	Kat deplasmanı sınırlamaları	55
3.2.5	Prefabrike binalar için özel kurallar	56
3.2.6	Prefabrike bina birleşim bölgeleri için özel kurallar	56
3.3	Örnek Uygulama	58
3.3.1	Deprem kuvvetlerinin bir örnekle incelenmesi	58
3.3.2	Yapı hakkında bilgiler	58
3.3.3	Bina doğal titreşim periyodu	59
3.3.4	Deprem kuvvetleri	59
3.3.4.1	TDY' 98 'e göre	59
3.3.4.2	UBC'ye göre	60
3.3.4.3	Eurocode-8'e göre	60
3.4	Sonuç	63
4.	ENDÜSTRİ YAPISININ PREFABRİKE BETONARME VE ÇELİK SİSTEM ÇÖZÜMLERİNİN MALİYET ANALİZLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI	65
4.1	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-1 ($h_1=9.00m$, $h_2=11.0m$, $L=20m$)	65
4.1.1	Yapı hakkında genel bilgiler	66
4.1.2	Taşıyıcı sistem elemanları	66
4.1.3	Aşık (omega) kirişi hesabı	67
4.1.4	Oluk kirişi hesabı	75
4.1.5	Çatı kirişi hesabı	80
4.1.6	Statik ve betonarme hesabı	87
4.2	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-2 ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20.0m$)	105
4.3	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-3 ($h_1=14.0m$, $h_2=16.0m$, $L=20m$)	111
4.4	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-4 ($h_1=19.0m$, $h_2=21.0m$, $L=20m$)	117
4.5	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-5 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=10m$)	123
4.5.1	Çatı kirişi hesabı	123

4.5.2	Statik ve betonarme hesabı	128
4.6	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-6 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=15m$)	136
4.6.1	Çatı kirişi hesabı	136
4.6.2	Statik ve betonarme hesabı	142
4.7	Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-7 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=25m$)	149
4.7.1	Çatı kirişi hesabı	149
4.7.2	Statik ve betonarme hesabı	155
4.8	Prefabrike Endüstri Yapısının Çelik Karkas Sistemle Çözümü	163
4.8.1	Çelik sistem çözümü örnek-1 ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20.0m$)	163
4.8.2	Çelik sistem çözümü örnek-2 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=20.0m$)	165
4.8.3	Çelik sistem çözümü örnek-3 ($h_1=14.0m$, $h_2=16.0m$, $L=20.0m$)	166
4.8.4	Çelik sistem çözümü örnek-4 ($h_1=19.0m$, $h_2=21.0m$, $L=20.0m$)	167
4.8.5	Çelik sistem çözümü örnek-5 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=10.0m$)	168
4.8.6	Çelik sistem çözümü örnek-6 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=15.0m$)	169
4.8.7	Çelik sistem çözümü örnek-7 ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=25.0m$)	170
4.9	Prefabrike Betonarme ve Çelik Tek Katlı Endüstri Yapılarının Maliyetlerinin Karşılaştırılması	171
5.	PREFABRİKE YAPILARDA GÖRÜLEN HASARLAR	173
5.1	Giriş	173
5.1.1	Hasar türleri	174
5.2	Örnek Bir Endüstri Binası Güçlendirmesi	176
5.2.1	Giriş	176
5.2.2	Mevcut binanın incelenmesi	176
5.2.3	Güçlendirme seçeneklerinin irdelenmesi	179
6.	SONUÇLAR	186
	KAYNAKLAR	188
	EKLER	191
	ÖZGEÇMİŞ	211

KISALTMALAR

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
AIJ	:Japon Betonarme Şartnamesi
DL	:Ölü yük
DSL	:Paylanmış kar yükü
Eurocode'98	:European Prestandart for Earthquake Resistance of Structures
LL	:Hareketli yük
ODTÜ	:Orta Doğu Teknik Üniversitesi
PCI	:Precast/Prestressed Concrete İnstitute
PRESS	:Precast Seismic Structural System
SL	:Kar yükü
TDY'98	:Türkiye Deprem Yönetmeliği'98
TS 498	:Yapı Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 500	:Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TS 3233	:Öngerilmeli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 9967	:Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar-Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan-Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları
UBC'97	:Uniform Building Code'97
TS 9967	:Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar-Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan-Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları
UBC'97	:Uniform Building Code'97

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Etkin yer ivme katsayısı, A_0	41
Tablo 2.2 Bina önem katsayısı (I).....	41
Tablo 2.3 Spektrum karakteristik periyotları (T_A , T_B).....	42
Tablo 2.4 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R).....	45
Tablo 3.1 Etkin yer ivme katsayısı, Z	52
Tablo 3.2 Zemin profil tipi	52
Tablo 3.3 Sismik katsayı, C_v	52
Tablo 3.4 Yakınlık katsayısı, N_v	53
Tablo 3.5 Sismik katsayı, C_a	53
Tablo 3.6 Yakınlık katsayısı, N_a	53
Tablo 3.7 Sismik kaynak tipi.....	53
Tablo 3.8 Bina önlem katsayısı.....	53
Tablo 3.9 Temel zeminin sınıflandırılması.....	57
Tablo 3.10 Elastik davranışta parametreler.....	57
Tablo 3.11 Azaltma katsayısı, v	57
Tablo 3.12 Düktilite sınıfı katsayısı, k_d	57
Tablo 3.13 Davranış faktörü, q_0	58
Tablo 3.14 Yapı önem katsayısı, γ_1	58
Tablo 3.15 Deprem yükleri.....	61
Tablo 3.16 Birleşim noktalarına gelen deprem kuvvetleri.....	62
Tablo 3.17 Deprem dizayn kuvvetleri.....	63
Tablo 3.18 Kolon tepe nokta deplasmanları.....	63
Tablo 4.1 Aşık kirişi öngörme hesabı.....	71
Tablo 4.2 Oluk kirişi öngörme hesabı.....	77
Tablo 4.3 Çatı kirişi öngörme hesabı.....	83
Tablo 4.4 Özel periyot hesabı.....	90
Tablo 4.5 Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	92
Tablo 4.6 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	93
Tablo 4.7 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	93
Tablo 4.8 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$).....	94
Tablo 4.9 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$).....	94
Tablo 4.10 Kolon betonarme hesabı.....	95
Tablo 4.11 T1 temeli kesit tesirleri.....	99
Tablo 4.12 T1 temeli betonarme hesabı.....	104
Tablo 4.13 Özel periyot hesabı.....	106
Tablo 4.14 Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	107
Tablo 4.15 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	108
Tablo 4.16 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	108
Tablo 4.17 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$).....	109
Tablo 4.18 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$).....	109
Tablo 4.19 Kolon betonarme hesabı.....	110

Tablo 4.20	Özel periyot hesabı.....	112
Tablo 4.21	Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	113
Tablo 4.22	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	114
Tablo 4.23	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	114
Tablo 4.24	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$)	115
Tablo 4.25	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$)	115
Tablo 4.26	Kolon betonarme hesapları.....	116
Tablo 4.27	Özel periyot hesabı.....	118
Tablo 4.28	Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	119
Tablo 4.29	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	120
Tablo 4.30	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	120
Tablo 4.31	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$)	121
Tablo 4.32	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$)	121
Tablo 4.33	Kolon betonarme hesapları.....	122
Tablo 4.34	Çatı kirişi öngörme hesabı.....	125
Tablo 4.35	Özel periyot hesabı.....	130
Tablo 4.36	Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	133
Tablo 4.37	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	133
Tablo 4.38	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	134
Tablo 4.39	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$)	134
Tablo 4.40	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$)	135
Tablo 4.41	Kolon betonarme hesapları.....	135
Tablo 4.42	Çatı kirişi öngörme hesabı.....	138
Tablo 4.43	Özel periyot hesabı.....	144
Tablo 4.44	Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	146
Tablo 4.45	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	146
Tablo 4.46	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	147
Tablo 4.47	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$)	147
Tablo 4.48	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$)	148
Tablo 4.49	Kolon betonarme hesapları.....	148
Tablo 4.50	Çatı kirişi öngörme hesabı.....	151
Tablo 4.51	Özel periyot hesabı.....	157
Tablo 4.52	Temel yüklemelerin süperpozisyonu.....	160
Tablo 4.53	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$).....	160
Tablo 4.54	Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$).....	161
Tablo 4.55	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($G+Q+E+M_{II}$)	161
Tablo 4.56	Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı($0.9G+E+M_{II}$)	162
Tablo 4.57	Kolon betonarme hesapları.....	162
Tablo 5.1	Özel periyot hesabı.....	179
Tablo 5.2	Mukayese tablosu.....	185
Tablo D.1	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20m$)...	199
Tablo D.2	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=20m$)	199
Tablo D.3	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=14.0m$, $h_2=16.0m$, $L=20m$)	199
Tablo D.4	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=19.0m$, $h_2=21.0m$, $L=20m$)	200
Tablo D.5	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=10m$)	200
Tablo D.6	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=15m$)	200
Tablo D.7	Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=25m$)	201
Tablo D.8	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20m$).....	201
Tablo D.9	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=20m$).....	201
Tablo D.10	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=14.0m$, $h_2=16.0m$, $L=20m$).....	202

Tablo D.11	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=19.0\text{m}$, $h_2=21.0\text{m}$, $L=20\text{m}$).....	202
Tablo D.12	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=10\text{m}$).....	202
Tablo D.13	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=15\text{m}$).....	203
Tablo D.14	Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=25\text{m}$).....	203

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Çerçevesel sistem görünüşü.....	4
Şekil 2.2 : Panolu sistem görünüşü.....	5
Şekil 2.3 : Kutu sistem görünüşü.....	5
Şekil 2.4 : Kaldırılan döşemeli sistemler.....	6
Şekil 2.5 : Öngerilmeli döşeme-kolonlu sistemler.....	7
Şekil 2.6 : Bir m ² inşaat işçilik mukayesesi.....	8
Şekil 2.7 : Kuru birleşimler.....	13
Şekil 2.8 : Yerinde dökme beton birleşimler.....	13
Şekil 2.9 : Geçmeli birleşim.....	14
Şekil 2.10 : Sonradan germe ile yapılan birleşim.....	14
Şekil 2.11 : Sonradan germe elemanlarla kolona bağlanmış kirişler.....	15
Şekil 2.12 : Yerinde dökme kolon-prefabrike kiriş birleşimi.....	15
Şekil 2.13 : Moment taşıyabilen birleşim.....	16
Şekil 2.14 : Üç boyutlu elemanlardan oluşan prefabrike çerçeve sistem.....	17
Şekil 2.15 : Kesme kuvveti aktaran kolon-kolon birleşimi.....	18
Şekil 2.16 : Moment alabilecek kiriş-kiriş birleşimi.....	18
Şekil 2.17 : Yatay yük almayan prefabrike çerçevesel sistem.....	18
Şekil 2.18 : Sandık temel içinde oluşan kuvvetler.....	21
Şekil 2.19 : Sandık kenarlarında oluşan kuvvetler.....	21
Şekil 2.20 : Sandık temellerinin kritik noktaları.....	21
Şekil 2.21 : Temel-kolon kuru birleşimi.....	22
Şekil 2.22 : Geçmeli temel-kolon birleşimi.....	22
Şekil 2.23 : Yerinde dökme kolon-temel birleşimi.....	23
Şekil 2.24 : Yerinde dökme kolon-kolon birleşimi.....	24
Şekil 2.25 : Taban levhalı birleşim.....	24
Şekil 2.26 : Bulonlu kolon-kolon birleşimi.....	25
Şekil 2.27 : Kolon-kolon kaynaklı birleşim.....	25
Şekil 2.28 : Sonradan betonlanan rijitleştirilmiş kolon-kolon birleşimi.....	26
Şekil 2.29 : Geçmeli kolon-kolon birleşimi.....	26
Şekil 2.30 : Kısa konsollu kolon-kiriş birleşimleri.....	27
Şekil 2.31 : Kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan kuvvetler.....	27
Şekil 2.32 : Konsol kaynaklı birleşim.....	28
Şekil 2.33 : Uzun bulonlarla yapılan birleşim.....	29
Şekil 2.34 : Çelik oturma yüzeyli birleşim.....	30
Şekil 2.35 : İç aks kolon-kiriş birleşiminde oluşan etkiler.....	31
Şekil 2.36 : Geçmeli kolon-kiriş birleşimi.....	31
Şekil 2.37 : Yerinde dökme kolon-kiriş birleşimi.....	32
Şekil 2.38 : Filigran kiriş-kolon birleşimi.....	33
Şekil 2.39 : Sonradan geçme kiriş-kolon birleşimi.....	34
Şekil 2.40 : Oturmali ve geçmeli birleşim.....	35
Şekil 2.41 : Kamalı birleşim.....	36

Şekil 2.42	: Yatay yük, öteleme ve düktilite ilişkisi.....	39
Şekil 2.43	: Spektrum katsayısı $S(T)$	42
Şekil 2.44	: Yerel zemin sınıflarına ait ivme spektrum eğrileri.....	43
Şekil 2.45	: Deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$	44
Şekil 2.46	: Deprem doğrultusuna göre kolon-kiriş taşıma momenti.....	47
Şekil 2.47	: Dilberler fabrikası, İstanbul.....	49
Şekil 3.1	: Ters sarkaç tipi yapı sistemi.....	59
Şekil 4.1	: Prefabrike endüstri binası sistem planı.....	65
Şekil 4.2	: Prefabrike endüstri binası sistem kesiti.....	65
Şekil 4.3	: Aşık kirişi kesiti.....	67
Şekil 4.4	: Aşık kirişi öngörme teli yerleşimi.....	68
Şekil 4.5	: Oluk kirişi kesiti.....	75
Şekil 4.6	: Oluk kirişi öngerme teli yerleşimi.....	76
Şekil 4.7	: Oluk mesnet kesiti.....	79
Şekil 4.8	: Çatı kirişi kesiti.....	80
Şekil 4.9	: Çatı kirişi öngörme teli yerleşimi.....	81
Şekil 4.10	: Çatı kirişi servis yükleri altında gerilme dağılışı.....	84
Şekil 4.11	: Çatı kirişi mesnet kesit değerleri.....	85
Şekil 4.12	: G1 yükleme şekli.....	88
Şekil 4.13	: G1 eğilme momentleri (kN.m).....	88
Şekil 4.14	: G2 yükleme şekli.....	88
Şekil 4.15	: G2 eğilme momentleri (kN.m).....	89
Şekil 4.16	: Kar yüklemesi şekli.....	89
Şekil 4.17	: Kar eğilme momentleri (kN.m).....	89
Şekil 4.18	: Çerçeve düzlemi deprem kuvvetleri.....	90
Şekil 4.19	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	91
Şekil 4.20	: A-C aksları deprem kuvvetleri.....	91
Şekil 4.21	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	91
Şekil 4.22	: B aksı deprem kuvvetleri.....	92
Şekil 4.23	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	92
Şekil 4.24	: Kolon etriye düzeneği.....	96
Şekil 4.25	: Çatı kirişi-kolon birleşim detayı.....	98
Şekil 4.26	: Kolon uç konsolu açıklık ve yükü.....	98
Şekil 4.27	: Rondela boyutları.....	99
Şekil 4.28	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	106
Şekil 4.29	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	106
Şekil 4.30	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	107
Şekil 4.31	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	112
Şekil 4.32	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	112
Şekil 4.33	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	113
Şekil 4.34	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	118
Şekil 4.35	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	118
Şekil 4.36	: B aksı deprem momentleri.....	119
Şekil 4.37	: Çatı kirişi kesiti.....	123
Şekil 4.38	: Çatı kirişi öngerme teli yerleşimi.....	124
Şekil 4.39	: Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı.....	126
Şekil 4.40	: G1 yükleme şekli.....	129
Şekil 4.41	: G1 eğilme momentleri (kN.m).....	129
Şekil 4.42	: G2 eğilme momentleri (kN.m).....	129
Şekil 4.43	: Kar eğilme momentleri (kN.m).....	130

Şekil 4.44	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	131
Şekil 4.45	: A-C aksları deprem kuvvetleri.....	131
Şekil 4.46	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	132
Şekil 4.47	: B aksı deprem kuvvetleri.....	132
Şekil 4.48	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	132
Şekil 4.49	: Çatı kirişi kesiti.....	136
Şekil 4.50	: Çatı kirişi öngörme teli yerleşimi.....	137
Şekil 4.51	: Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı.....	139
Şekil 4.52	: G1 eğilme momentleri (kN.m).....	142
Şekil 4.53	: G2 eğilme momentleri (kN.m).....	143
Şekil 4.54	: Kar eğilme momentleri (kN.m).....	143
Şekil 4.55	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	144
Şekil 4.56	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	145
Şekil 4.57	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	145
Şekil 4.58	: Çatı kirişi kesiti.....	149
Şekil 4.59	: Çatı kirişi öngörme teli yerleşimi.....	150
Şekil 4.60	: Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı.....	152
Şekil 4.61	: G1 eğilme momentleri (kN.m).....	156
Şekil 4.62	: G2 eğilme momentleri (kN.m).....	156
Şekil 4.63	: Kar eğilme momentleri (kN.m).....	157
Şekil 4.64	: Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m).....	158
Şekil 4.65	: A-C aksları deprem momentleri (kN.m).....	159
Şekil 4.66	: B aksı deprem momentleri (kN.m).....	159
Şekil 4.67	: Uzay aşık kirişi boyutları.....	163
Şekil 4.68	: Çatıda aşık kirişi yerleşimi.....	163
Şekil 4.69	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	163
Şekil 4.70	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	164
Şekil 4.71	: Çatı kirişi kesitleri.....	164
Şekil 4.72	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	165
Şekil 4.73	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	165
Şekil 4.74	: Çatı kirişi kesitleri.....	165
Şekil 4.75	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	166
Şekil 4.76	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	166
Şekil 4.77	: Çatı kirişi kesitleri.....	166
Şekil 4.78	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	167
Şekil 4.79	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	167
Şekil 4.80	: Çatı kirişi kesitleri.....	167
Şekil 4.81	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	168
Şekil 4.82	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	168
Şekil 4.83	: Çatı kirişi kesitleri.....	168
Şekil 4.84	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	169
Şekil 4.85	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	169
Şekil 4.86	: Çatı kirişi kesitleri.....	169
Şekil 4.87	: Sistemin üç boyutlu görünüşü.....	170
Şekil 4.88	: B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti.....	170
Şekil 4.89	: Çatı kirişi kesitleri.....	170
Şekil 4.90	: Yüksekliğin prefabrike beton ve çelik yapılara etkisi.....	171
Şekil 4.91	: Genişliğin prefabrike beton ve çelik yapılara etkisi.....	171
Şekil 5.1	: Prefabrike endüstri binası sistem planı.....	177
Şekil 5.2	: Prefabrike endüstri binası sistem kesiti.....	177

Şekil 5.3	: Çerçeve düzlemi deprem kuvvetleri.....	178
Şekil 5.4	: Alternatif -1 görünüşü.....	180
Şekil 5.5	: Alternatif -2 görünüşü.....	181
Şekil 5.6	: Alternatif -3 görünüşü.....	181
Şekil 5.7	: Alternatif -4 görünüşü.....	182
Şekil 5.8	: Alternatif -5 görünüşü.....	182
Şekil 5.9	: Alternatif -6 görünüşü.....	183
Şekil 5.10	: Alternatif -7 görünüşü.....	183
Şekil 5.11	: Alternatif -8 görünüşü.....	184
Şekil 5.12	: Alternatif -9 görünüşü.....	184
Şekil A.1	: Birinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması.....	192
Şekil A.2	: İkinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması.....	193
Şekil A.3	: Üçüncü deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması.....	194
Şekil A.4	: Dördüncü deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması.....	195
Şekil B.1	: X-Yönünde plak momenti.....	196
Şekil B.2	: Y-Yönünde plak momenti, şerit kesme kuvveti.....	197
Şekil C.1	: Temel kalıp planı ve donatı detayları.....	198
Şekil E.1	: Kolon mantolaması kalıp planı.....	204
Şekil E.2	: Kolon mantolaması donatı detayı.....	205
Şekil E.3	: Temel filiz donatıları ankraj planı ve detayları.....	206
Şekil E.4	: Kolon filiz donatıları ankraj planı.....	207
Şekil E.5	: Çerçeve düzleminde çelik takviye kesiti.....	208
Şekil E.6	: Çerçeveye dik düzlemde çelik takviye kesiti.....	208
Şekil E.7	: Kolon-kiriş birleşim bölgesi çelik çapraz takviye kesiti.....	209
Şekil E.8	: A-A kesiti.....	209
Şekil E.9	: Kolon-Kiriş birleşim bölgesi çelik sac takviyeleri.....	210

SEMBOL LİSTESİ

A, A_c	: Betonarme kesit alanı
A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
A_{ck}	: Sargı donatısı dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_n	: 1.Temas yüzeyine dik teçhizat alanı 2.İnceltilmiş mesnette çekme teçhizatı
A'_{sh}	: Kiriş mesnet bölgesinde eğik beton basınç kuvvetinin yatay birleşenini alan teçhizat
A_{sh}	: 1.s, enine donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda tüm etriye kollarının enkesit alanı değerinin gözönüne alınan b_k 'ya dik doğrultudaki izdüşümlerin toplamı 2. Askı teçhizatı, mesnetlerde kullanılan hasır teçhizat alanı
A_h	: İnceltilmiş uç bölgesine konulan yatay teçhizat
A_{ps}	: Öngerilme donatısı alanı
A_s	: Öngerilmesiz çekme donatısı alanı
A_{sf}	: İnceltilmiş mesnette eğilme taçhizatı
A_{sw}	: Kayma donatısı alanı
A_v	: İnceltilmiş kiriş ucunda düşey etriyeler toplam alanı
A_{wh}	: Yatay kayma teçhizatı
$A(T_1)$	: Spectral ivme katsayısı
a	: 1.Beton eşdeğer dikdörtgen basınç bölgesi derinliği 2.Momentin geldiği doğrultuda kolon boyutu 3.Kolonda veya perde uç bölgesinde etriye kolları arasındaki yatay uzaklık
b	: 1.Tablalı kesitlerde tabla genişliği 2.Dikdörtgen kesitli kolonlarda kolonun kısa kenarı
b_k	: Birbirine dik yatay doğrultuların herbiri için, kolon veya perde çekirdeğinin enkesit boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık)
b_w	: Gövde genişliği
b_1	: Yuvalı temelde yuvanın iç çevre kenarlarından biri
C_a, C_v	: Etkin yer ivme katsayısına bağlı katsayılar
C_t	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde binanın birinci doğal titreşim periyodunun yaklaşık olarak bulunmasında kullanılan katsayı
d	: 1.Faydalı yükseklik 2.Deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_e	: Elastik analizde nokta deplasmanları
d_i	: Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
E	: Deprem etkisi
E_a	: Çeliğin elastisite modülü
E_b	: Betonun elastisite modülü
E_c	: Betonun elastisite modülü (28 günlük)
E_{cj}	: j günlük betonun elastisite modülü

e	: Eksantirisite
F	: Zorlama (Kuvvet), Taban kesme kuvveti
F_i	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen deprem yükü
F_p	: Yapının bir parçasına etkiyen deprem yükü
f_{cd}	: Betonun hesap basınç mukavemeti
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton hesap çekme dayanımı
f'_{pd}	: Öngerme donatısı için azaltılmış hesap dayanımı
f_{yd}	: Öngerilmemiş betonarme çeliği hesap kama dayanımı
f_{yk}	: Teçhizat çeliğinin karakteristik akma mukavemeti
f_{ywd}	: Kayma donatısı tasarım akma dayanımı
f_{ywk}	: Kayma donatısı karakteristik akma dayanımı
g	: Yerçekim ivmesi
G, g	: Ölü yük
H_d	: Temas yüzeyine dik çekme kuvveti, prefabrike eleman üzerindeki yatay kuvvet
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
H_N, h_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
h₁	: Yuva kenar kalınlığı
I	: 1.Bina önem katsayısı 2.Atalet momenti
k	: Kolon rijitliği
k_d	: Süneklik katsayısı
l, L	: Açıklık, eleman boyu
l_b	: Kolonun yuvalı temele giren kısmının boyu
l_k	: Burkulma boyu
M	: Eğilme momenti
M_{cr}	: Eğilmeye çalışan kesitin çatlama dayanımı
M_d	: Taşıma gücü momenti
M_{res}	: Kesitin eğilmede taşıma gücü
M_{rü}	: Kolonun yada perdenin serbest yüksekliğinin üst ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
M_{ra}	: Kolonun yada perdenin serbest yüksekliğinin alt ucunda hesaplanan taşıma gücü momenti
M_{ri}	: Kirişin sol ucunda hesaplanan pozitif yada negatif taşıma gücü momenti
M_{rj}	: Kirişin sağ ucunda hesaplanan pozitif yada negatif taşıma gücü momenti
M_{II}	: İkincil mertebe etkilerinden oluşan moment
m_i	: Binanın i'inci katının kat kütlesi
N	: 1.Eksenel çekme veya basınç kuvveti 2.Öngerilmeli kablo sayısı
N_v, N_a	: Deprem merkez üssünden uzaklığa bağlı etkileşim katsayıları
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
Q, q	: Hareketli yük
q₀	: Davranış katsayısı
P	: Toplam yük
P_{ef}	: Öngerme çeliğinde kayıplardan sonraki öngerme kuvveti
P_i	: Öngerme çeliğinde kayıplardan önceki öngerme kuvveti
P_f	: Gerekli öngerme kuvveti
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
S	: Zemin cinsine bağlı katsayı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
S_x	: Statik moment
s	: Teçhizat aralığı (Etriye vs.)
T	: Bina doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B, T_C	: Spektrum karakteristik periyotları
V_{cr}	: Kesitin kesmede çatlama dayanımı
V_d	: Hesap kesme kuvveti
V_{res}	: Kesme kuvveti altında kesitin taşıma gücü
V_t, V	: Taban kesme kuvveti
W_i, w_i	: Binanın i 'inci katının, hareketli yük katsayısı katılım kullanılarak hesaplanan ağırlığı
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
Y_b	: Çekme donatısı ağırlık merkezinden tarafsız eksene olan uzaklık
Y_t	: Kesit ağırlık merkezinden beton basınç yüzüne olan uzaklık
Z	: 1.Yerel zemin cinsi 2.Etkin yer ivme katsayısı
z_i	: Binanın i 'inci katının kat yüksekliği
Δ, Δ_s	: Göreli kat ötelemesi
Δ_m	: Maksimum inelastik kat ötelmesi
α	: Deprem ivmesinin yerçekim ivmesine oranı
β_0	: Spektral ivme katsayısı
γ_I	: Yapı önem katsayısı
λ	: Beton bağıl yoğunluğuna bağlı katsayı
μ	: Beton dökümü ve pürüzlülüğe bağlı katsayı
μ_e	: Sürtünme katsayısı
σ	: Gerilme
ρ_p	: Öngerme donatısı yüzdesi
ρ_s	: Boyuna donatı yüzdesi
γ	: Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
v	: Azaltma katsayısı

PREFABRİKE ENDÜSTRİ YAPILARININ TASARIMI ONARIM – GÜÇLENDİRMESİ VE MALİYET KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Ülkemizdeki endüstri yapılarının %70'i prefabrikasyon teknolojisi ile yapılmaktadır. Fakat 1998 Adana-Ceyhan ve 1999 Kocaeli depremlerinde meydana gelen hasarlar prefabrikasyon sistemlerinin gözden geçirilmesini zorunlu kılmaktadır. Bu çalışmada değişik dünya yönetmeliklerinin taranması, prefabrike yapıların tasarlanması, onarım-güçlendirme çalışmaları uygulamalı örneklerle depreme dayanıklı yapı sistemlerinin geliştirilmesine ışık tutulmaya çalışılmıştır.

Bu çalışma toplam altı bölümden teşkil edilmiştir. İlk bölümde prefabrikasyon ve prefabrikasyon sistemlerinin tanımı yapılmış, çalışmanın amacından ve izlenecek yoldan bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, prefabrike yapı sistemleri daha derin bir bakış açısıyla irdelenmiş, avantaj ve dezavantajları üzerinde durulmuştur. Dahilinde ülkemizde ve dünyada uygulanmakta olan birleşimler ayrıntılarıyla ele alınmış, prefabrike sistemler depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, TDY'98, Amerikan deprem yönetmeliği (UBC'97) ve Avrupa Birliği deprem yönetmeliğindeki (Eurocode-8) prefabrike çerçeveli yapılar, depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından araştırılmış bunun yanında bir örnek üzerinde tasarım deprem yükleri, bağlantılara gelen deprem yükleri ve görelî kat öteleme sınırlamalarının karşılaştırması yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, tek katlı ters sarkaç tipi endüstri yapıları betonarme ve çelik karkas sistemler olarak tasarlanıp, yüksekliğin ve genişlemenin maliyetlere etkisi karşılaştırmalı olarak tetkik edilmiştir. İşte bu sebeple hangar yapısı önce kademeli olarak yükseltilmiş daha sonra yükseklik sabit tutularak çerçeve istikametinde aks aralıkları genişletilmiştir. Ayrıca prefabrike bir yapının öngermeli aşık, oluk, çatı kirişi, yerinde dökme soket temel, prefabrike kolon, bağlantı noktası hesapları ayrıntılı olarak verilmiştir.

Beşinci bölümde, prefabrike çerçeveli yapılarda meydana gelen hasarlar, sebepleri ve dikkate alınması gerekli hususlar üzerinde durulmuştur. Bunun yanında 17 Ağustos 1999 Marmara depreminden etkilenmiş kısmi hasarlı prefabrike bir endüstri yapısının değişik güçlendirme seçenekleri üzerinde maliyet, yapım kolaylığı

ve deprem davranışı açısından mukayese yapılmış ve seçilen bir güçlendirme örneğinin tüm projeleri sunulmuştur.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar ve değerlendirmeler tezin son bölümünde özetlenmiştir.

DESIGN AND RETROFITTING OF INDUSTRIAL PREFABRICATED STRUCTURES WITH COST OPTIMIZATION

SUMMARY

About 70% of construction are made of prefabricated technology in Turkey. But due to the damage occurred after the 1998 Adana-Ceyhan and 1999 Kocaeli earthquakes these prefabricated structure were obliged to be taken into consideration in detail. For this aim in this work several global codes were reviewed and some prefabricated structure were analyzed according to general retrofitting system used in different industries in Turkey. It is believed that this study will be a good trace for research and development in this type of structures.

This study consists of six separate parts. In the first part the prefabrication systems and prefabricated structures are introduced in details. The aim is to show a systematic way to understand the general behavior of structures.

In the second chapter, the prefabricated structure were taken into consideration in detail and showed their advantages and disadvantages. The connections and important regions used in general prefabricated structure around the world are also investigated in detail for earthquake resistant analysis.

In the third chapter, the codes of prefabricated frame structure mentioned in TDY'98, UBC'97 and Eurocode-8 were used for earthquake resistant analysis and together with this an example has been analyzed for demonstration of results. In this example the design earthquake loads are used to find the internal forces on the connections and important region. The relative floor displacement limitations were into consideration for comparison too.

In the forth chapter, the concrete and steel industrial structures of inverse pendulum types were analyzed for the effect of increase or decrease height and width in order to investigate the construction cost changes. At first an industrial building were designed for an increase in height step by step and then the height were kept constant and then the width were increased and analysis were repeated. The several portions of a prefabricated structure such as pre-cast beam, groove, roof beam, in place socket foundation, prefabricated column, connections were analyzed and investigated in detail.

Finally in the last chapter, the causes of damages occurred on the prefabricated structures were investigated and the necessary matter things to be considered were

also taken into consideration. Moreover, an industrial prefabricated building, which was partially damaged during the 17 August 1999 Marmara earthquake were analyzed and various retrofitting method were investigated. The repair costs, feasibility and earthquake behavior of the structure were also investigated and all projects were presented.

Results obtained from this study are discussed and presented at the last section.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı

Ülkemizde fabrikasyon değişik bakış açılarıyla çok çeşitli manalarda yorumlanmaktadır. Prefabrikasyon genel olarak herhangi bir inşaat malzemesi , yapı elamanı , yapı bileşeni, makina ve teçhizatın atölye veya fabrikalarda seri olarak imal edildikten sonra, her türlü yapı inşaat şantiyesine nakledilmesi, yerleştirilmesi ve montaj süretiyle yapı yapma sistemine verilen genel isimdir, [24].

Fabrikada yapılan imalat betonarme prekast, ön gerilimli beton, çelik konstriksiyon, alüminyum, ahşap alçı, perlit veya tüm ara inşaat malzemelerinin kullanılması için gerçekleştirilir. Aksi halde bir inşaat sahasında veya şantiye arazisinin bir köşesinde yapılan imalatın yerine montajı bu genel tanıma uymaz, prefabrikenin ana mantığına (hava koşullarından etkilenmemesi, kaliteli malzeme vs.) aykırı olup, bu şekilde bir yaklaşımı bir inşaat yapım metodu olarak adlandırabiliriz.

Yukarıda düşünülen manada, bazı yayın ve mecmualarda prefabrikasyonda derecelendirmeye gidilmiş [19] olması aykırılık yaratmaktadır, ancak prefabrikasyon gerçek manasıyla uygulanması yüksek teknoloji ve endüsriliştirme gerektirdiği için isabetli bir bakış açısı olmaktadır, kaldı ki yapılan uygulamalar prefabrike inşaata derecelendirmeyi doğrular niteliktedir.

Endüstrileşmiş batı ülkelerinde prefabrike bina terimi yerine Pre-Engineered Building Systems, mühendisik hizmetleri ve detayları önceden çözülmüş bina anlamında kullanılmaktadır. Ülkemizdeki uygulama ve mühendislik eğilimi açısından düşünüldüğünde oldukça doğru bir tabirdir, [24].

Prefabrikasyon denilince ülkemizde betonarme elamanlarla inşa edilen binalar anlaşılmaktadır. Bu alanda faaliyet gösteren şirketlerin hemen tümü bu anlayışla kurulmuş endüstri gelişimlerini beton ve betonarme elemanlar üzerine yoğunlaştırmışlardır. Buna mukabil son yıllarda ülkemizin deprem kuşağında bulunması, 1998 Adana-Ceyhan ve 1999 Düzce depremlerinde betonarme prefabrike

yapılarda meydana gelen hasarlar, gerek sanayicilerin gerekse proje ve üniversitelerin prefabrike çelik sistemlere yönelmesine yol açmıştır,[14, 17, 25].

Bölüm-4 'te bu konu üzerine değinilmiş, tek katlı endüstri yapıları için prefabrike betonarme bina ile prefabrike çelik bina çözümleri yapılarak maliyet analizleri çıkartılmıştır. Yapılan çalışmada çözümleri yapılan binalar önce kademeli olarak yükseltilmiş daha sonra yükseklik sabit tutulup çerçeve istikametinde aks aralıkları genişletilerek çözüm sonuçları alınmıştır. Yapıların betonarme ve çelik uygulamalarının maliyetleri çıkartılmış, bu maliyetler dikkate alınarak yüksekliğin ve genişlemenin betonarme ve çelik sistemler için tesirleri incelenmiştir.

Adana ve Düzce depremlerinde endüstri prefabrike yapıların hasar görmesi, binlerce fabrikanın üstünü kapatan bu yapıların son yönetmelik (TDY'98, TS500) hükümlerine göre takviye edilmesi sonucunu doğurmuştur. Bu manada Bölüm-5'de bir güçlendirme projesi örneği verilmiştir, yapılan çalışmada öncelikle temel sorun olan deplasman sorunu daha sonra birleşim noktalarındaki sayıfıklar yapılan onarım ile giderilmiştir. Bu çalışmada yönetmelik hükümleri betonarme ve çelik takviyelerle izin verilen koşullarından çok daha güvenli kalacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Bu düşüncenin Bölüm-3 'de diğer yönetmeliklerden elde edilen deprem kuvvetlerine bakıldığında çokda haksız olmadığı anlaşılmaktadır.

Ayrıca bölüm-3 'de mafsallı bağlantılı tek katlı betonarme prefabrike yapılar için TDY'98, UBC'97, Eurocode'8 'e göre deprem kuvvetleri ve deplasmanları bulunmuştur. Elde edilen sonuçlar tablolar halinde sunulmuş ve bu tür yapılarda uygulanması gereken deprem kuvvetlerine ışık tutulmaya çalışılmıştır.

2. PREFABRİKE YAPI SİSTEMLERİ

2.1 Tanım

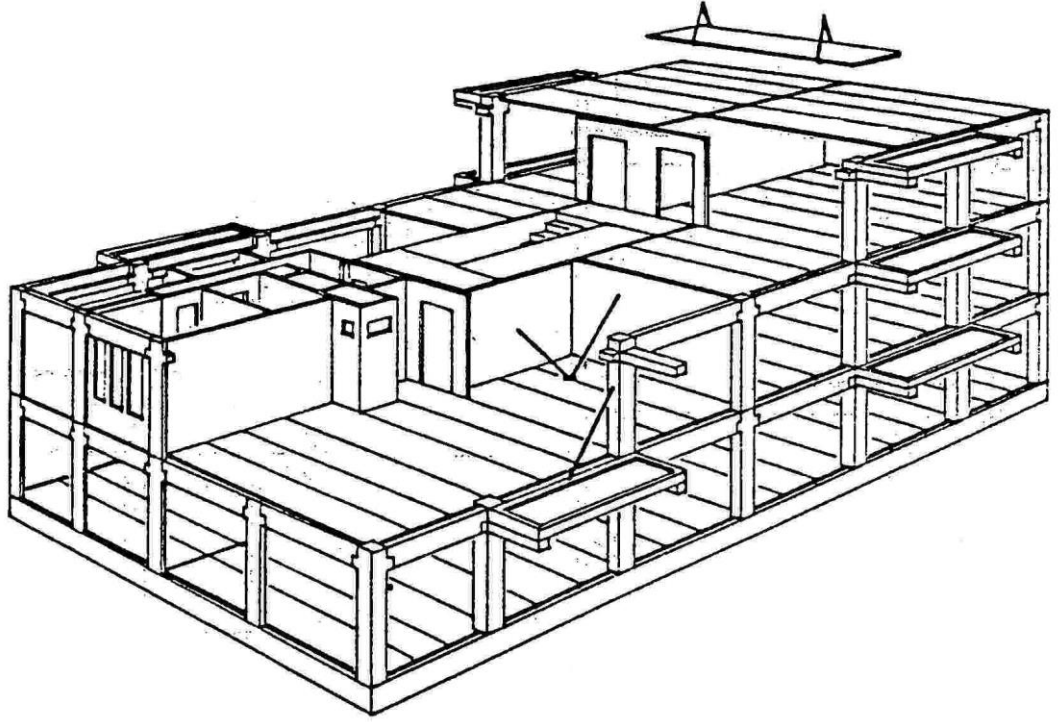
Giriş bölümünde prefabrikasyonun genel bir açıklamasını yapmış ve ülkemizde prefabrikasyon denilince betonarme elamanlarla oluşturulan binayı anlamamız gerektiğini söylemiştik. Bu beyandan hareketle prefabrike yapılar taşıyıcı sistemlerine göre panolu ve çerçeveli sistemler olarak iki ana gruba ayrılırlar. Daha ayrıntılı bir sınıflama ile:

1. Çerçeveli Sistemler
2. Panolu Sistemler
3. Kutu Sistemleri
4. Döşeme Kolon Sistemler
5. Karma Sistemler

olarak beş ana grupta toplamak mümkündür.

2.1.1 Çerçeve sistemler

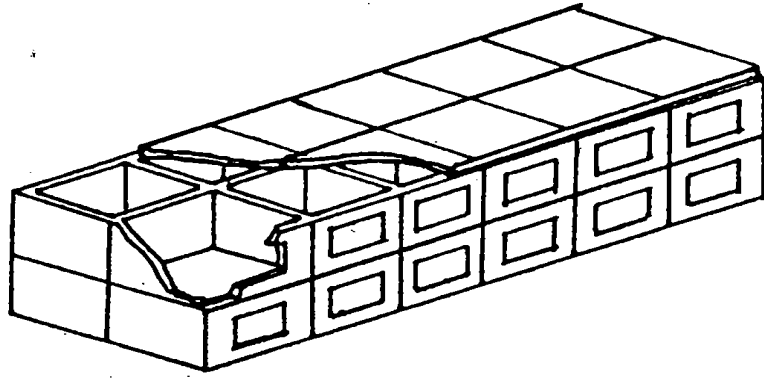
Bu tür sistemlerde düşey yükler kiriş ve kolonlar tarafından, yatay yükler ise kolonlar veya yerinde dökme perde veya prefabrike perdeler tarafından taşınır. Bu tür sistemler kullanım alanı oldukça geniş olmasına rağmen ülkemizde genelde bölme duvar kullanılmayan veya bölme duvarların taşıyıcı olarak kullanılmadığı endüstri yapıları, depo, hangar türü yapılarda kullanılmaktadır. Ayrıca yurt binaları ve bazı konut uygulamaları mevcuttur, yalnız bu tür binalarda yatay deprem kuvvetlerinin mutlaka yerinde dökme perdelerle karşılanması gerekmektedir. Konut tipi yapılarda döşemelerin yatay ve düşey kuvvetleri kolonlara aktaracak rijitlikte olmaları gerekmektedir. Çerçeveli yapılar da mafsallı yada rijit birleşimler kritik noktalarda olabileceği gibi deprem sırasında kolon ve kirişte momentin minimum olduğu kesitlerde yapılmaları da mümkündür. Fakat bu tür bir uygulama yapım, taşıma ve çatma aşamalarındaki zorluklar nedeniyle pek tercih edilmemekte ancak büyük projelerde şantiye ye yakın tahsis edilen hazırlama ünitelerinde uygulanabilmektedir. Bu tür sistemlerde birleşimler mafsallı veya rijit birleşim (kaynak, ard germe, bindirmeli ek) yapılmaktadır, (Şekil 2.1) [16].



Şekil 2.1 Çerçevesli sistem görünüşü, [9]

2.1.2 Panolu sistemler

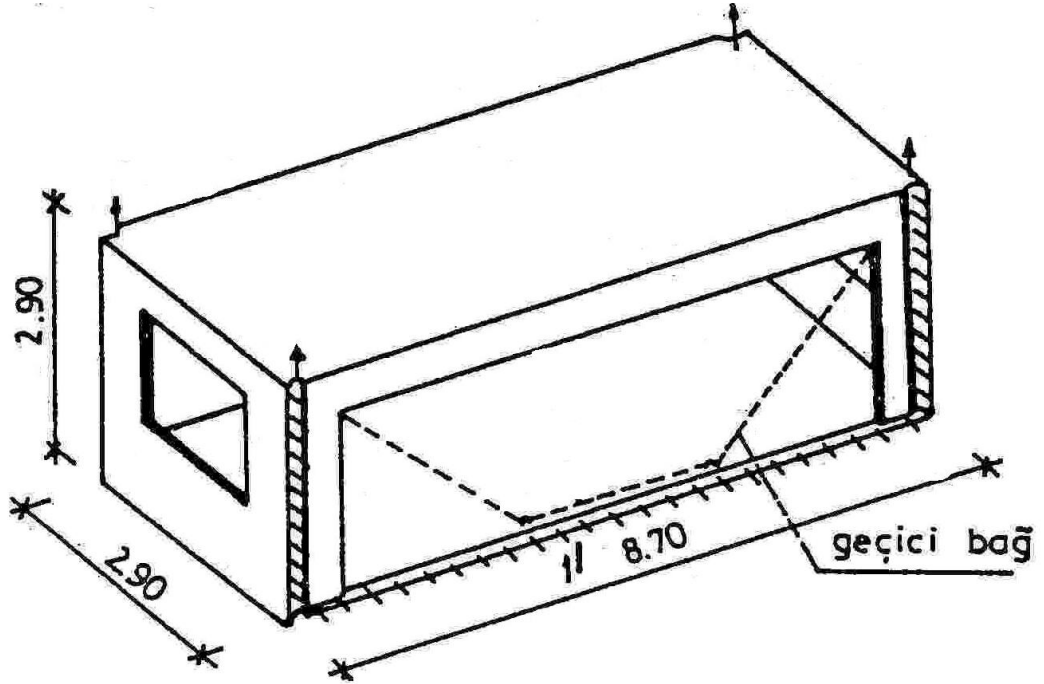
Panolu sistemler ülkemizde genellikle konut türü yapılarda kullanılmaktadır. Bu sistemler yatayda ve düşeyde mafsallı veya rijit olarak ek yerleri ile birbirine bağlanmış panolardan inşaa edilirler. Düşey yükleri taşıyan duvar panoları genellikle bir kat yüksekliğinde yapılırlar. Yatay yükleri taşıyan döşeme panoları ise genellikle oda büyüklüğünde olup düşey kuvvetleri ve deprem kuvvetlerini düşey panolara aktarırlar. Panolu yapılar döşemelerden gelen düşey yükleri yapının uzun eksenine dik yönde yerleştirilmiş duvar panolarının taşıdığı, uzun eksenine paralel yerleştirilmiş duvar panolarının taşıdığı ve tüm duvar panolarının taşıdığı sistemler olarak üç grupta incelenebilir. Tüm gruplarda bütün duvar panoları hem düşey hemde yatay yük taşırlar. Şekil 2.2 'de panolu sistem örneği görülmektedir, [16].



Şekil 2.2 Panolu sistem görünüşü

2.1.3 Kutu sistemler

Şekil 2.3’de görüldüğü gibi kutu sistemler oda boyutlarında duvar ve döşeme panolarının bir döküm ile yapılarak üstüste ve yanyana konularak oluşturulmuş konut tipi yapılardır. Bu tür sistemlerde yapı yüksekliği boyunca kutular gergi çubukları ile temele ankre edilmiş ve birleşim bölgelerinde özel detaylar uygulanmıştır, [16].

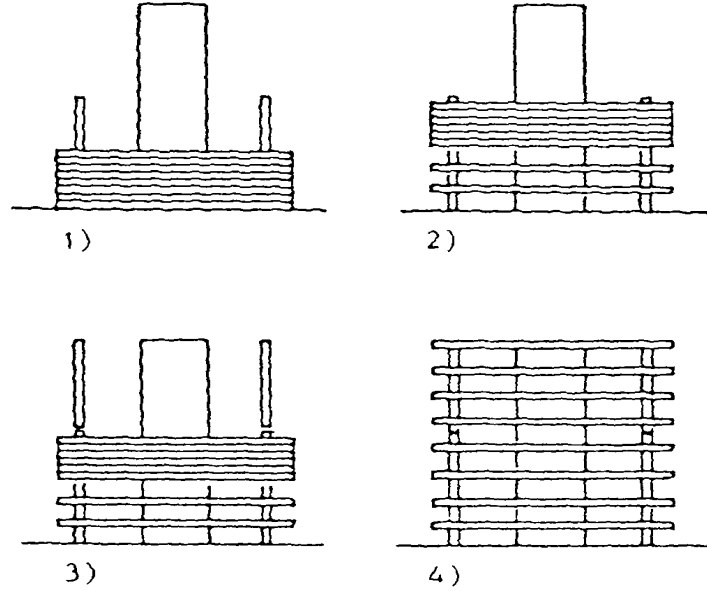


Şekil 2.3 Kutu sistem kesiti

2.1.4 Döşeme kolon sistemler

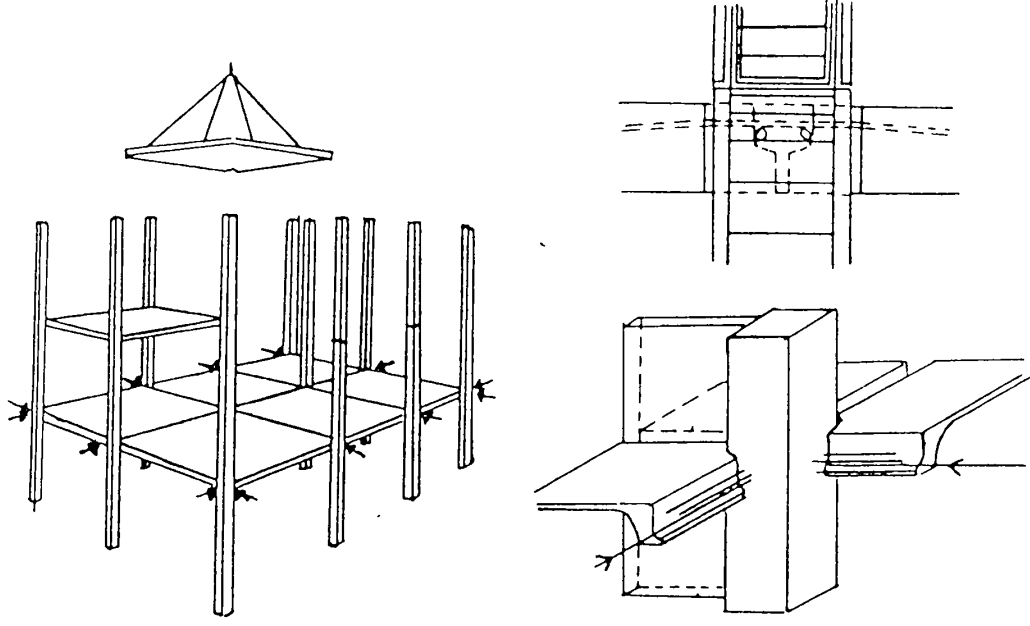
Döşeme kolon sistemler çok özel yapım metodları gerektiren ve döşemelerin doğrudan genişletilmiş kolon başlarına oturtulduğu sistemlerdir. Bu tür sistemleri genel olarak iki şekilde incelemek mümkündür:

a) Kaldırılan Döşemeli Sistemler: Bu tür sistemlerde döşeme plakları yerde üstüste dökülmekte ve daha sonra krikolar yardımıyla istenilen yüksekliğe kaldırılarak kolon başlarına oturtulmaktadır (Şekil 2.4). Bu tür sistemlerde deprem kuvvetlerini taşıyan çekirdek kısımlarının oluşturulması zorunludur. Döşemeler birbirlerine ve çekirdek kısmına rijit olarak bağlanarak kat deprem kuvvetlerinin çekirdek kısmına aktarılmasını sağlanmaktadır [16].



Şekil 2.4 Kaldırılan döşemeli sistemler

b) Öngerilmeli Döşeme-Kolonlu Sistemler: Bu tür sistemlerde döşeme plakları kolonlar arasına girebilecek boyutlarda hazırlanmakta daha sonra 1-3 kat yüksekliğinde yapılan kolon guselerine kat hizalarında oturtulmaktadır (Şekil 2.5). Bir kattaki tüm döşemeler oturtulduktan sonra son gerilme verilmektedir. Bu sistemlerde de kolonlar yalnız düşey taşıyıcı olarak tanzim edilmekte, yatay deprem kuvvetleri yerinde dökme çekirdek perdeler tarafından taşınmaktadır [16].



Şekil 2.5 Öngerilmeli döşeme-kolonlu sistemler

2.1.5 Karma sistemler

Bu tür sistemler yukarıda tarif edilmiş sistem tiplerine girmeyen sistemlerdir. Mesala yerinde dökme kolon-kiriş sistemlerde prefabrike döşemelerin kullanılması, yerinde dökme perde duvarlara prefabrike döşemelerin oturtulması gibi.

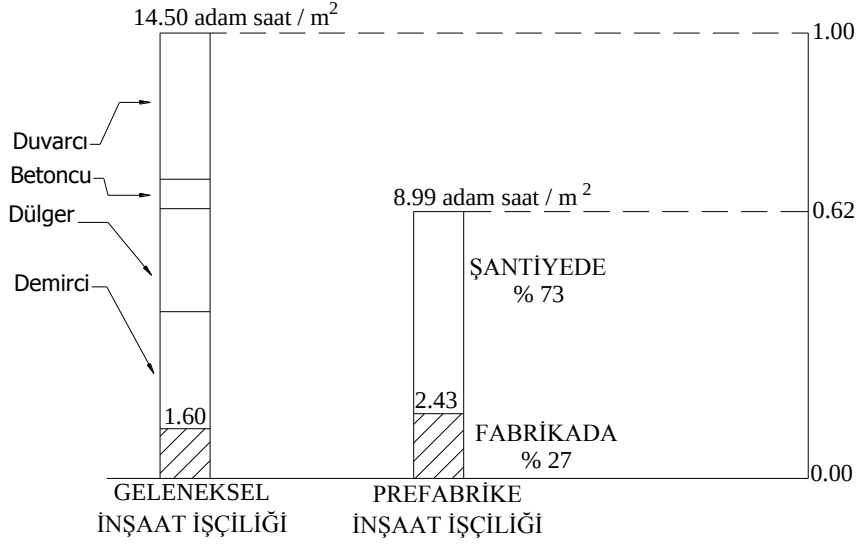
2.2 Prefabrikasyon Sistemlerinin Avantaj ve Dezavantajlarının İrdelenmesi

Çağın getirdiği hızlı büyüme ve teknolojik ilerlemeye paralel olarak inşaat alanında seri halde yapılan prefabrikasyon imalatı dolayısıyla yeni bir endüstriyel sektörün doğmuş olması, bu sektörün üstünlüklerini ve zaafalarını tartışmaya açmıştır, [24].

Prefabrikasyon inşaatın üstünlüklerini şu başlıklar altında irdeleyebiliriz;

a) Enflasyon Koşullarından Minimum Etkilenme: Enflasyon, son yıllarda etkisini biraz kaybetmeye başladıysa da kanayan yara özelliğini korumaya devam etmektedir. Enflasyonda neler oluyor, prefabrike binalarda işin başında kullanılacak eleman cins ve sayıları tam olarak belli olduğu için malzeme bağıntılarının tamamı yapılmakta ve inşaatın süratle tamamlanmasıyla fiyat artışları hakedişlere yansıtılmamaktadır. Oysa normal inşaatlarda fiyatlar her 6 ay~1 senede revize edilmekte, bu nedenle bir sürü hukuki sorunlar yaşanmaktadır, hatta projeler yarım bile kalabilmektedir.

b) İş Gücünü Azaltma İddası: Prefabrike inşaat işçiliğinin Şekil 2.6'dan da anlaşılacağı gibi geleneksel inşaat işçiliğinden az olmasına rağmen, prefabrikasyon inşaatın yapım hızının geleneksel inşaatın çok daha fazla olması sebebiyle yeni istihdam yaratacağı açıktır, [19].



Şekil 2.6 Bir m² inşaat işçilik mukayesesi

c) Prefabrikenin Ucuzluğu: Prefabrike sistemler normal inşaat sistemleri ile mukayese edildiğinde, kaba inşaat maliyetinin, Türkiye’ de malzeme ve işçiliğin ucuz olması, toplam inşaat maliyeti içindeki payının az olması sebebiyle daha ekonomik olduğu görünmese bile sürekli pazar ve iş akışı temposu dikkate alındığında prefabrikasyon tekniği geleneksel inşaatı göre %8~10 nispetinde daha ucuza gelmektedir. Yüksek kalitesi, seri imalatın getirdiği avantajlar nedeniyle önemli boyutta ucuzluk temin edilebilmesi artı bir avantajdır.

d) Ekonomiye Erken Katılabilmesi: Prefabrikasyonun süratı nedeni ile prefabrikasyon yapı sistemiyle inşa edilen tesislerin erken devreye girmesi, hem yatırımcıya erken getiri vermeye başlamasına hem de yatırımcının parasını kısa zamanda döndürmesine hizmet vermektedir.

e) Küçük İşlerde Büyük İş Ucuzluğu: Prefabrikasyonda seri imalat yapıldığından çok büyük inşaatlarda temin edilen düşük birim maliyetler her çapta inşaatda temin edilebilmektedir.

f) Keşif Artışı Olmaması: Prefabrike inşaat başlangıcında kullanılacak elemanlar tam olarak belli olması nedeniyle geleneksel inşaatın aksine keşif artışı olmasına izin

vermemektedir. Bu sayede yatırımcı işin başında bütçeden ayırdığı tahsisat ile herhangi bir artım almadan iş tamamlanmaktadır.

f) Zaiyatı Önleyerek Ülke Ekonomisine Katkısı: İnşaat gereçlerinin (kalıp, beton, demir vs.) tekrar tekrar kullanımı ile zaiyat önlenerek ülke ekonomisine katkı sağlanmaktadır, [20].

g) Erozyonla Mücadeleye Katkı: Kereste zaiyatı olmadığı için ormanların azalmasına engel olmakta ve erozyonu önlemeye katkıda bulunmaktadır.

h) Kalite Kontrolüne İmkan Vermesi: Endüstriyel tekniklerinin kalite kontrolüne olanak vermesi yapı elemanlarının istenilen kalitede üretiminde daha çok olanak sağlamaktadır. Ayrıca yetişmiş ve aynı işte ihtisas sahibi bir işgücü mevcudiyeti ve düzgün kalıp (çelik) kullanılması dolayısıyla oldukça kaliteli elemanlar üretilmektedir. Geleneksel inşaatta iş kalitesi ustalar, teknik elemanlar, iş sahibi ve kontrol mekanizmasının becerileriyle sınırlıdır ve doğaldır ki bu koşulların altında ülkemizde kaliteli bir inşaat beklemek olanaksızdır.

ı) Daha Kaliteli Malzeme Kullanılması: Prefabrike sistemlerde çok daha kaliteli malzeme kullanılması (beton C30, çelik S420), kalite kontrol mekanizmalarının eksiksiz işlemesi, büyük açıklıklarda öngermenin rahatlıkla uygulanabilmesi, malzeme emniyet katsayılarının daha düşük alınması neticesinde kesitler geleneksel inşaata göre küçük çıkmaktadır. Betonun ve donatının çarçur edilmemesi artı bir avantajdır.

j) Çevre koşullarından etkilenmeme: Prefabrike inşaat elemanlarının fabrikada imalatı sırasında beton ve demir kalitesinin belli olması, vibratör, kür vs. uygulama tekniklerinin sistematik olması, rötre çatlaklarının minimize edilmesi, hava koşullarından etkilenmemesi kaliteyi artırmada olumlu etki yaratmaktadır.

k) Mevsimsel olaylardan etkilenmeme: Önceki maddede belirttiğim gibi yapı elemanları fabrikada kapalı mekanlarda yapılmaktadır. İnşaat sahasında kış şartlarından etkilenmeden , hatta karlı bir havada bile montaj yapılabilir. Dolayısıyla inşaat mevsimi diye bir olgu olmamakla beraber insanlar dört mevsim çalışma imkanına kavuşmaktadır, [18].

k) Sürat: Genellikle benzer kalıp sistemlerinin kullanılması, benzer işçiliklerin uygulanması, bazı yapı elemanlarının stoktan karşılanması ve hatta imalata henüz inşaat sahası hazır olmadan başlanabilmesi işin süratle bitirilmesini temin etmektedir.

k) Proje yapım süresinin kısalması: İnşaat projelerinde genellikle hazır standart sistemler ve denenmiş detaylar kullanılmasıyla projelendirme çok kısa zamanda yapılabilmekte, hatta bilgisayar programlarının gelişmesi neticesinde birkaç saat içinde proje ve hesaplar tamamlanabilmektedir.

Prefabrikasyon sisteminin sakıncalarını ise şöyle sıralayabiliriz;

- Prefabrike yapılar ve yapı sistemlerinde ekonomik endüstriyel üretimin gerektirdiği eleman sayısının sınırlı olması, mimari çözümlerin sayısını kısıltmakta ve genellikle mimari tasarımı kısıtlamaktadır.
- Ek yerlerinin su ve nem etkisinden korunması için özel ayrıntıların geliştirilmesi gerekmektedir.
- İlk yatırımları yüksektir, rantıbl bir işletmenin sürdürülebilirliğinin devam ettirmesi için yılda 1000-1200 konut inşaa etmesi gerekmektedir.
- Elemanlar ağırdır, ekonomik ulaşım dairesi yarıçapı küçüktür, şantiyede kaldırma gücü yüksek vinç gerektirir.
- Ek yerlerinde bağlantının istenen biçimde olması için gerek eleman üretiminde ve gerekse montajda özel üretim gereklidir.
- Uygun donatı detayları ile farklı zamanlarda yapının değişik yerlerinde dökülecek betonda oluşacak farklı rötre önlenmelidir.
- Özellikle Türkiye gibi aktif deprem bölgelerinde yapılacak prefabrike yapıların deprem dayanımı ve deprem karşında güvenli davranışı için öncelikle ek yerlerinde özel bağlantıların ekonomik ve pratik olarak geliştirilmesi gerekmektedir.
- Finansman sistemi düzenli olmayan projelerde kullanılması zordur. Prefabrike inşaat 2 yıl yerine 1 yılda bittiği için kesintisiz ödeme planı gerektirir. Bu durumda orta ve alt-orta gelir gruplarının prefabrikeye yönelmesi olanaksızdır.
- Prefabrike inşaat % 35 civarında daha az insan gücüne ihtiyaç duyuyorsa da inşaat süresindeki kısalma nedeni ile reel olarak yıllık insan gücü ihtiyacı artmaktadır.

2.3 Betonarme Prefabrike Yapılarda Depreme Dayanıklı Tasarım Yaklaşımı

Depreme dayanıklı yapı kavramı, iyi bir tasarımın önemli bir parçası olsa bile, yalnızca belirlenmiş yatay kuvvetlere dayanabilen yapılar yapmak değildir. İyi tasarlanmış bir yapıda sağlamlık, rijitlik, enerji tüketme gücü ve sünek davranış özelliklerinin iyi bir oranda karışımı sağlanmalıdır. Böylece yapı sık olan orta

büyükölükteki depremleri önemli bir hasar görmeden atlatırken, şiddetli depremlere kendi stabilitesini, içindeki insan ve eşyaları tehlikeye atmaksızın koruyabilir.

Ülkemizde betonarme yapılarda deprem nedeniyle oluşan hasar ve göçmelerin, bina geometrisi ve sistem seçimi, yetersiz boyutlandırma ve detay hatalarından kaynaklandığı gözlenmiştir. Bina geometrisi ve sistem seçiminde uyulması gereken şartlar; yapının planda basit ve düzenli olması, yapı yüksekliği boyunca ani rijitlik değişimlerinden kaçınılması, düşey taşıyıcı elemanların yapı yüksekliğince sürekli olması, kısa kolon oluşturulmasından kaçınılması, bitişik düzendeki çerçevelerin birbirinden yeterli derzlerle ayrılması gerekmektedir.

Prefabrike yapı elemanları yüksek nitelikli malzeme, işçilik ve kontrol ile üretildiklerinden yüksek dayanımlı olmaktadır. Ancak şantiyede gerçekleştirilen birleşim noktaları aynı kalitede olamamaktadır. Bu bakımdan prefabrike yapıların depreme dayanıklı olması büyük ölçüde birleşim bölgelerinin depreme dayanıklı olmasına bağlıdır. Birleşim bölgelerinin bilinçli olarak detaylandırıldığı takdirde bunların yerinde dökme birleşim kadar sağlıklı davranacakları deneylerle kanıtlanmıştır, [23]. Birleşim bölgelerinin yeterli dayanıma sahip olmaları yanında gerekli dayanım ve sünekliliğe sahip olmaları gerekmektedir.

2.3.1 Prefabrike B.Y. ile yerinde dökme yapıların karşılaştırılması

Yerinde dökme betonarme yapılarda deprem enerjisi, yapının monolitik ve rijit olan birleşim noktalarının hasar görerek mafsallaşması ile tüketilmektedir. Bu yapılarda sünek davranış betona tam bir aderans ile bağlı donatının kalıcı birim deformasyon bölgesine girmekle sağlanmaktadır. Prefabrike yapıların birleşim bölgeleri tam monolitik ve rijit olmadığından şiddetli depremlerde prefabrike yapıların birleşim bölgelerinde deprem enerjisi tüketme gücü yerinde dökme yapılara göre daha azdır. Prefabrike yapıların birleşim bölgelerinde donatıların sürekliliğinin kaynak yada bulonlu birleşim ile sağlanması zor olmaktadır. Şantiye koşullarında kaynak gevrek kırılmaya yol açmakta, bulonların kısa boylu oluşu ise kopmadan kalıcı uzamalar yapmalarına olanak vermemekte veya sıyrılmaktadır. Uzun bulonların ise tersinir yükleme nedeniyle basınç altında burkulmaları söz konusudur. Bu durumda enerji tüketme gerçekleşmeyebilir. Donatıların birleşim yerinde kaynaksız ve bulonsuz olarak basit biçimde bindirilip betonlandığı birleşimlerde betonun ezilmesi ile aderans yok olmakta ve donatı kuvvet aktaramamaktadır.

Prefabrike yapıların birleşim bölgeleri bir bakıma, yerinde dökme yapıların birleşim bölgelerine göre önceden çatlamış olarak nitelenmektedir. Monolitik betonarme yapıda birleşim yerindeki çatlama ile birlikte yapı salınımı sönümlenerek yapının

deprem enerjisi tüketimi artar. Yerinde dökme betonarme yapıya göre prefabrike yapıların daha esnek olmaları nedeniyle daha uzun periyotludur, dolayısıyla yatay ötelemeleride daha fazladır. Bu nedenle prefabrike yapı, sönümdeki artışı ile birlikte olan büyük miktarda yatay ötelemeler yapacağından yapı stabilitesi bozulabilir.

Betonarme prefabrike yapıların depreme dayanıklı tasarımında yukarıda belirtilen, yerinde dökme betonarmeden farklı olan noktalarının dikkete alınması ve buna göre tasarım seçeneklerinin geliştirilmesi gerekmektedir, [16].

2.3.2 Prefabrike çerçevesel yapıların depreme dayanıklı tasarım seçenekleri

Prefabrike çerçevesel yapıların yerinde dökme yapılar kadar deprem güvenliğine sahip biçimde tasarlanmalarında çeşitli seçenekler mevcuttur;

2.3.2.1 Moment alabilen kolon-kiriş birleşimli sistemler

Bu seçenek yerinde dökme betonarme çerçevesel yapılarda kiriş uçlarında mafsallaşma ile gerçekleşen enerji tüketimini prefabrike çerçevesel yapıların kolon-kiriş birleşimlerinde de gerçekleştirmek şeklinde özetlenebilir.

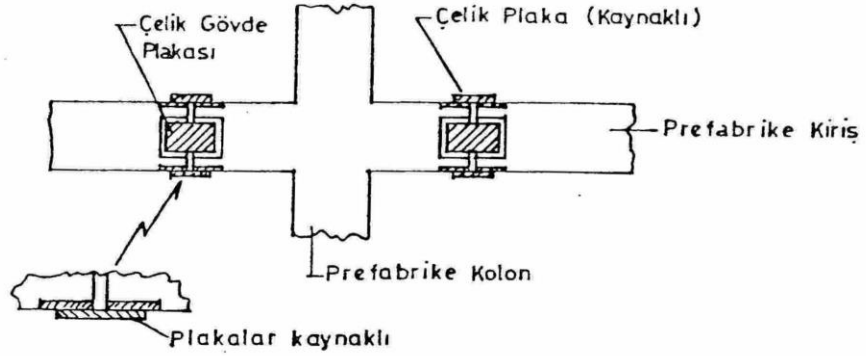
Yatay kuvvetlerin taşıyıcı sistemi oluşturan çerçevelerce karşılandığı sistemlerde birleşim noktalarının moment ve kesme kuvvetini aktarabilir özellikte olması gerekir. Birleşim bölgesinde dayanım koşulunun yanında bilinçli detaylandırma ile gerekli süneklik sağlanmalı ve yatay ötelemenin artması önlenmelidir. Bu koşulların sağlanması için düşey yük taşıma görevini yüklenen prefabrike çerçevenin birleşimlerinin birdöküme eşdeğer olması gerekir. Bu tür birleşimleri dört sınıfta toplamak mümkündür.

- Kuru Birleşimler (Palaka ve cıvata kaynatılarak)
- Yerinde Dökme Birleşimler
- Geçmeli Birleşimler (Kolonlara bırakılan filizler, özel açılmış deliklere geçirilip, epoxy veya harçla doldurulur)
- Sonradan Germe (Post Tension)

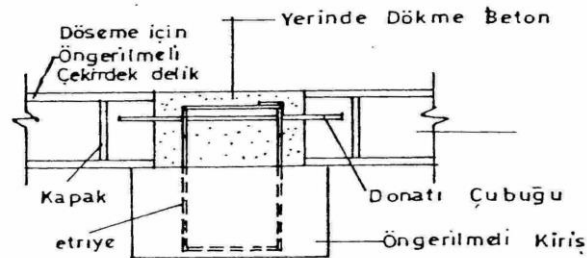
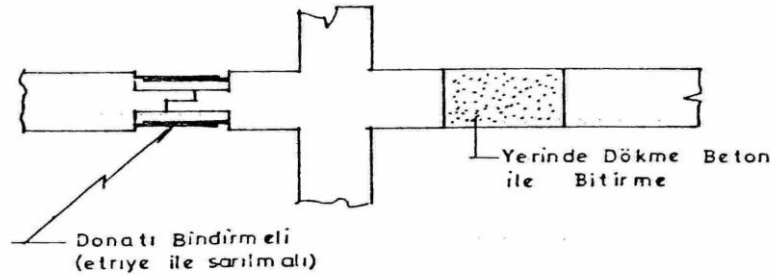
Son yıllarda depremi benzeştiren yükler altında yapılan deneyler, dört sınıfta toplanan birleşimlerin iyi detaylandırıldığı takdirde (Şekil 2.7, 2.8, 2.9, 2.10) yeterli davranış gösterdiği kanıtlanmıştır.

Şekil 2.7 'de gösterilen birleşimde, moment ve kesme kuvveti kaynatılan çelik plakalarla aktarılmaktadır. Alt ve üst plaka, momenti aktaran kuvvet çiftini oluştururken, gövde plakası da kesme kuvvetini aktarma görevini yüklenmektedir. Bu tür bir birleşimin deprem türü yükler altında sağlıklı davranabilmesi için, kaynağın çok dikkatli yapılması ve kaynak yapılan gömülü plakaların eleman içindeki ankrajının iyi yapılması gerekir. “Ayrıca ODTÜ 'de yapılan deneyler, iki eleman arasındaki açıklığın da çok önemli bir parametre olduğunu gösterdiğinden, bu konudaki toleranslara kesinlikle uyulması gerekir.”, [23].

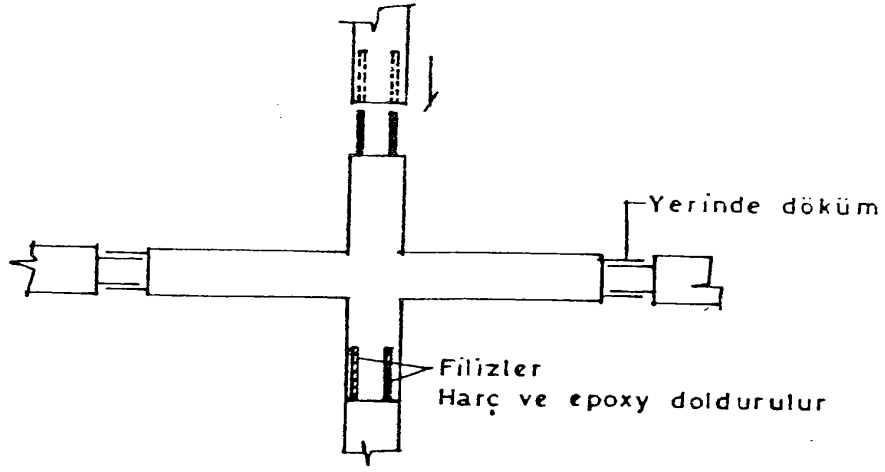
Şekil 2.8 'de gösterilen yerinde dökme birleşimde, birleşimin yerindeki donatı sürekliliği için gerekli bindirme boyunu sağlamak zor olduğu için kaynak yada manşon kullanılır.



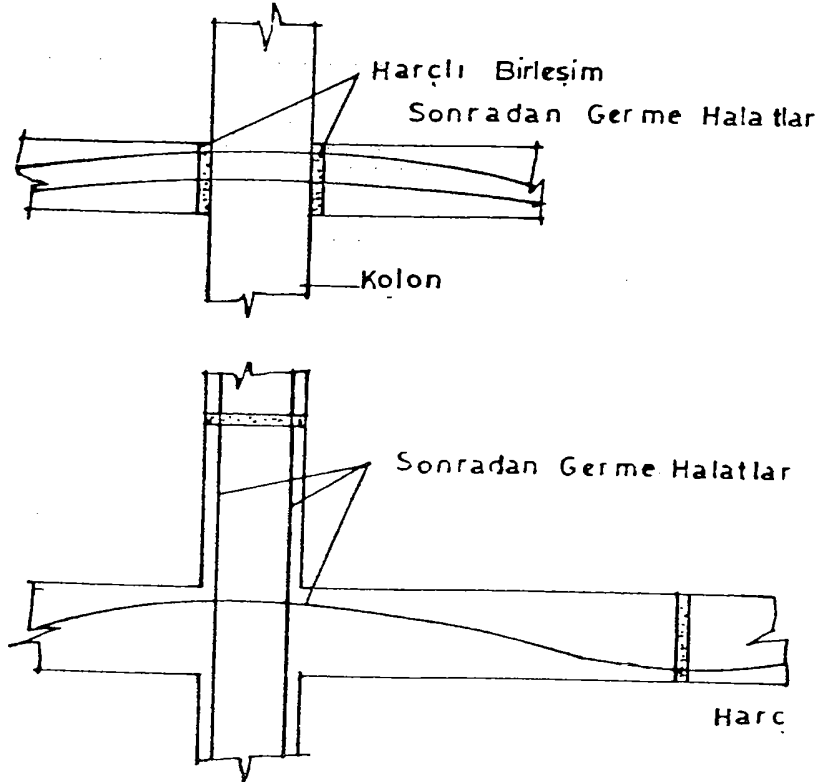
Şekil 2.7 Kuru birleşimler



Şekil 2.8 Yerinde dökme beton birleşimler



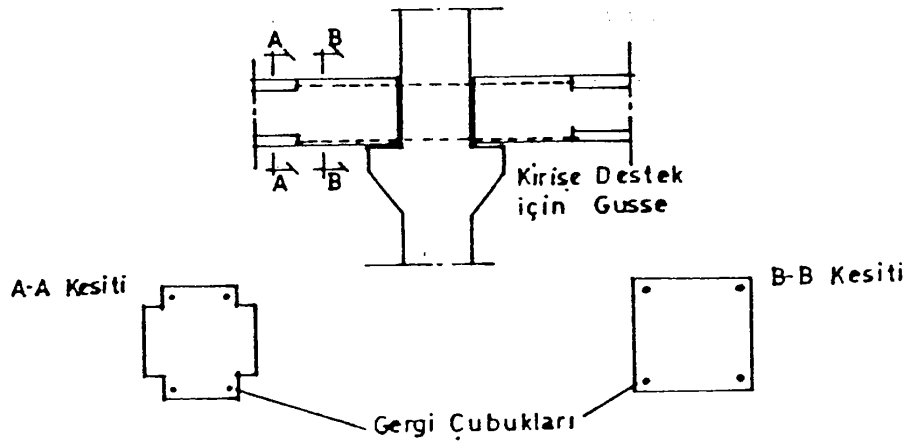
Şekil 2.9 Geçmeli birleşim



Şekil 2.10 Sonradan germe ile yapılan birleşim

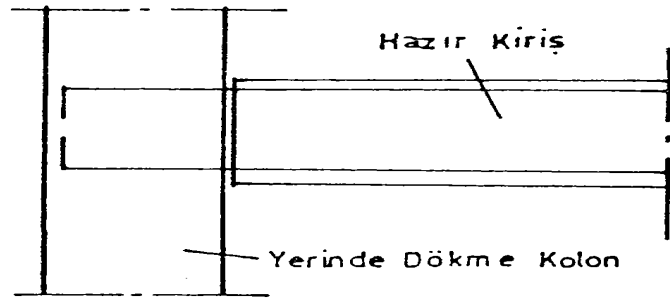
Şekil 2.9 'da geçmeli birleşimde, bir kolonda bırakılan filizler diğer kolondaki deliklere girmekte, daha sonra bu delikler epoxy veya özel harç enjekte edilerek doldurulmaktadır. Bu tür birleşimlerde kesme kuvvetinin filizlerle karşılanacağı unutulmamalıdır.

Şekil 2.10 'da görülen sonradan germe ile oluşturulan kolon-kiriş birleşim yerlerinin de mafsallaşarak enerji tüketebilecekleri deneylerle belirlenmiştir. Bu tür birleşim noktalarının montaj sırasında desteklenmesi için kısa konsollu birleşim noktası bağlantısı önerilmektedir (Şekil 2.11). Çerçevesel yapılarda bu tür birleşim yerlerinin uygulama öncesinde denenmesi gerekir. Çünkü son gerilme düzeyi, gergi çubuklarının ankrajlanma nitelikleri, gergi çubuklarının betonlanmış yada betonlanmamış yuvalar içinde yer almaları, birleşim yerlerinde harcın kalınlığı ve niteliği gibi faktörler etkili olmaktadır.



Şekil 2.11 Sonradan germe elemanlarla kolona bağlanmış kirişler

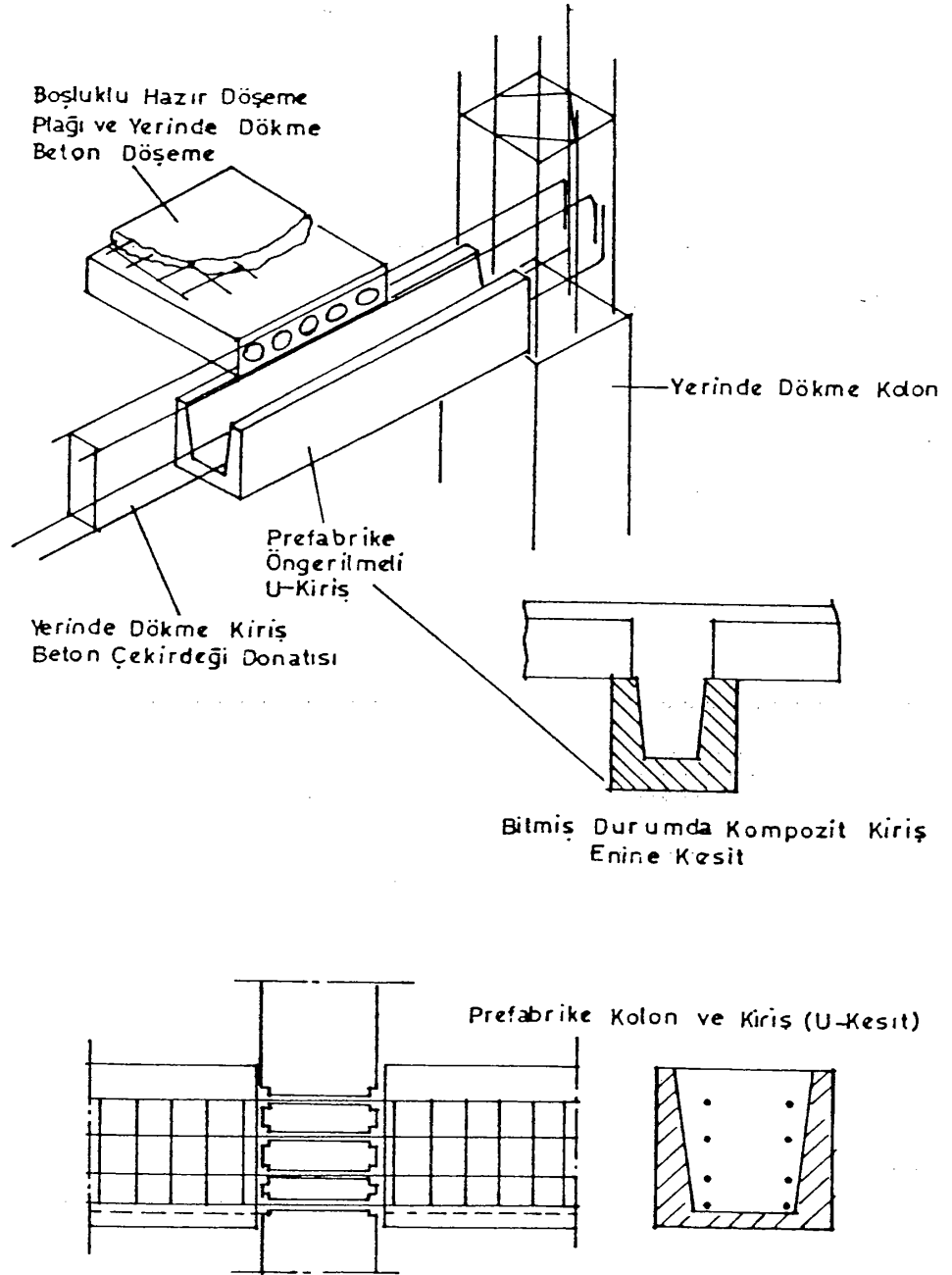
Hazır kiriş ve yerinde dökme kolondan oluşan birleşim yerinin yerinde dökme kolon-kiriş gibi davranabildiği gözlenmiştir (Şekil 2.12).



Şekil 2.12 Yerinde dökme kolon-prefabrike kiriş birleşimi

Yerinde dökme kolon ve hazır U kirişler ve döşeme plaklarından oluşan birleşim yerlerinde, yerinde dökme betonarme kiriş çekirdekleri bulunmaktadır. Yapılan deneylerde bu tür birleşimin yüksek duktilite ve enerji tükettikleri belirlenmiştir(Şekil 2.13).

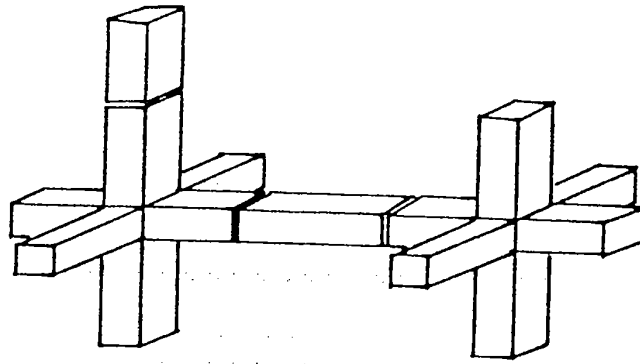
Moment taşıyabilen ve mafsallaşarak enerji tüketebilen birleşim noktaları genellikle yapımı güç, önemli miktarda yerinde dökme beton ve donatı işçiliği, kontrollü son gerilme işlemleri gibi şantiye işçiliği fazla olan çözümlerdir.



Şekil 2.13 Moment taşıyabilen birleşim

2.3.2.2 Moment almayan kolon-kiriş birleşimli sistemler

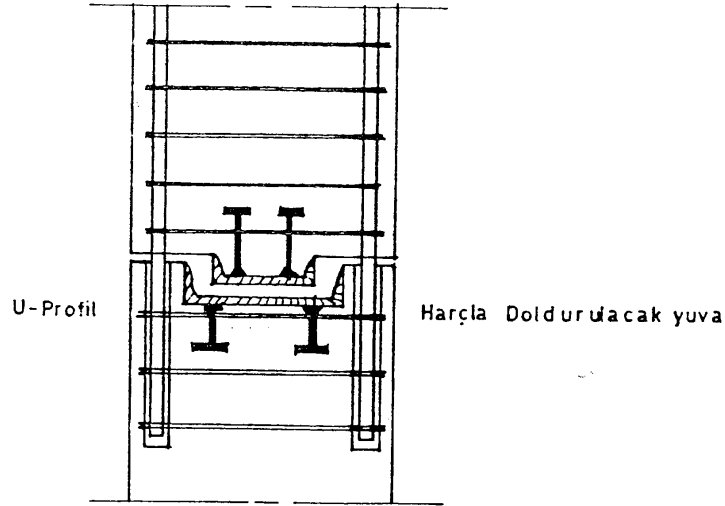
Kolon-kiriş birleşim noktalarını prefabrike elemanlarının moment etkilerinin minimum olduğu yerlerde yapmak iyi bir çözümdür. Kolonların orta noktaları yaklaşık olarak yatay yüklerden dolayı oluşan momentlerinin sıfır veya çok küçük değerde olduğu noktalardır. Bu durumda kolon-kolon birleşim yerlerini bu noktalarda yaparak, birleşim yerlerinden yalnızca kesme kuvvetlerinin taşıma işlevi beklenmektedir. Bu tür çerçeveli prefabrike sistemler üç boyutlu elemanlardan oluşmaktadır (Şekil 2.14). Üç boyutlu elemanların üretimi, taşınması doğrusal elemanlara göre daha zordur.



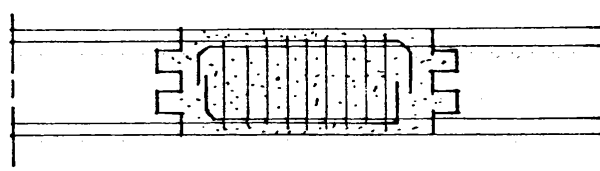
Şekil 2.14 Üç boyutlu elemanlardan oluşan prefabrike çerçeve sistem

Bu tasarımda kolon-kolon bağlantılarının kesme gerilmesini aktarması gerekir. Kolon-kolon birleşimlerinde yeterli kesme kuvveti aktarabilmesi için Şekil 2.15'deki bağlantı önerilenler arasındadır. Bu tür bir bağlantının genel olarak moment taşıma gücü çok kısıtlıdır. Ancak bu noktaya fazla bir moment zorlaması gelmez. Kolon-kiriş birleşimlerinde ise mafsallaşmanın kiriş açıklığına doğru kaydırılması dönmeye dayanıklı kiriş-kiriş bağlantısının oluşturulmasını gerektirir. Şekil 2.16 'da kolona saplanan kiriş ucu-kiriş bağlantısının büyük tersinir yüklemelerin yarattığı dönmelere karşı koyabilmesi için oldukça uzun olması gerekir.

Üç boyutlu elemanların montaj sırasında desteklenme zorunluluğu olup, ek yerlerinin betonlanmasının uzun zaman alacağı unutulmamalıdır.



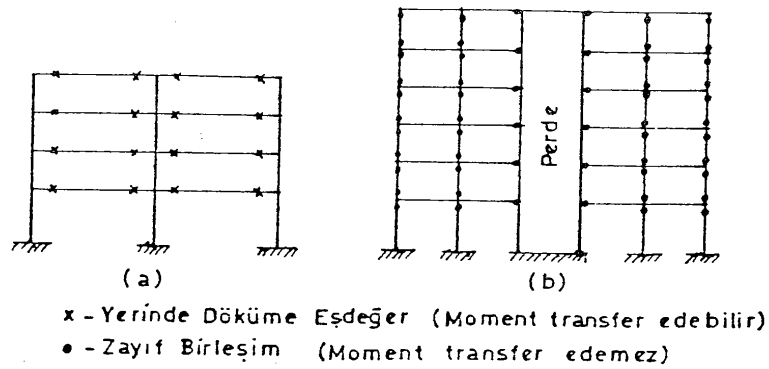
Şekil 2.15 Kesme kuvveti aktaran kolon-kolon birleşimi



Şekil 2.16 Moment alabilecek kiriş-kiriş birleşimi

2.3.2.3 Yatay yük almayan prefabrike çerçeve sistemler

Çerçeve elemanlarının enerji tüketemeyecek şekilde üretildiği enerji tüketimi ve yatay yük taşıma işlevinin yerinde dökme betonarme perde veya kutu sistemler tarafından alındığı, kolonların yalnızca düşey yük taşımakta oldukları kabul edilen bir tasarım şeklidir (Şekil 2.17).



Şekil 2.17 Yatay yük almayan prefabrike çerçeve sistem

Bu tasarımda döşeme, kiriş ve kolonların oluşturduğu sistemin, yerinde döküm perde duvarlı sisteme bağlantısı önemlidir. Yatay yüklerin tümünü taşıyan perde yada kutu sistemin yatay öteleme özellikleri özellikle üst katlarda kolonlarda ve döşemelerde önemli yatay ötelemelere ve uç dönmelerine yol açacaktır. Bu yatay ötelemeler altında kolon-kiriş bağlantılarının kayması, döşeme ve kirişlerin mesnetlerden düşmesi önlenmelidir. Döşemeninde kendi düzlemi içinde rijit olması gerekmektedir. Boşluklu perdelerin oluşturduğu sistemler ise enerji tüketme bakımından daha üstün olup, yapı stabilitesi de daha az etkilenmektedir.

2.3.2.4 Düktilitesi ve enerji tüketme gücü olmayan birleşim sistemleri

Enerji tüketiminin beklenmediği, birleşim bölgelerinin büyük yatay kuvvetleri elastik gerilim ve deformasyon limitlerini aşmadan taşıyabileceği tasarım şeklidir. Bu da birleşim noktalarının, şiddetli depremlerde çok büyük yatay yüklere elastik olarak dayanacak biçimde boyutlandırılmalarını gerektirir. Bu durumda ekonomik olmayan eleman boyutları ve donatı miktarları gerekebilir.

2.3.3 Prefabrike taşıyıcı sistemlerde birleşimler

Prefabrike sistemlerin birleşim noktaları, birleşim yöntemleri ve birleştirilen elemanların cinslerine göre çok çeşitli olabilmektedir. Deprem kuşağı üzerinde olan ülkemizde, yapıların düşey yüklerle beraber yatay kuvvetlere karşı da güvenli yapılması zorunluluğu, bu noktaları daha önemli duruma getirmektedir.

Bir birleşim, yapının ömrü boyunca karşılaştacağı, ölü ve hareketli yükler, deprem ve rüzgar kuvvetleri, toprak ve su basıncı gibi yükleri taşıyabilecek durumda olmalıdır.

Bir birleşim noktasında genel olarak basınç, çekme ve kesme kuvvetleri ile eğilme ve burulma momentlerinin aktarılması söz konusu olabilir. Birleşim bu kuvvetlerin birkaçına dayanıklı olabileceği gibi hepsine de dayanıklı yapılabilir.

Birleşimde önemli olan elemanlara etkiyen eksenel kuvvet, moment ve kesme kuvvetinin tersinir ve tekrarlanır yükler altında sağlıklı olarak aktarılabilmesi, gerekli süneklik ve enerji tüketiminin sağlanabilmesidir. Metalle yapılan kaynaklı ve bulonlu birleşimler yangına ve korozyona karşı korunmalıdır. Birleşimler kolay uygulanabilir olmalı ve yapının genel estetiğine katkıda bulunmalıdır.

Prefabrike yapı elemanları arasındaki birleşimler çeşitli şekillerde olmasına rağmen, bunlar genel olarak dört ana başlık altında toplanabilir.

- Kuru Birleşimler
- Yerinde Dökme Birleşimler
- Geçmeli Birleşimler
- Sonradan Germe Birleşimler

Kuru Birleşimler, elemanlara gömülen çelik levhalardan yararlanarak, plaka veya cıvata kaynatılarak yapılır. Bu gibi durumlarda iki eleman arasındaki açıklık sınırlanmalı ve gömülü plakaların yeterli ankraja sahip olmasına ve kaynağın dikkatli yapılmasına özen gösterilmelidir. Bu tür birleşimlerde moment ve kesme kuvveti kaynatılan çelik plaka ve civatalara aktarılır.

Yerinde Dökme Birleşimler, eleman ucunda açıklıkta bırakılmış donatıların birbirine eklenmesi ve bu bölgeye beton dökülmesi ile yapılır. Birleşimin bir miktar kalıba ve betonun prizini alması için zamana ihtiyacı vardır.

Geçmeli Birleşimler, bir elemanda bırakılan filizlerin, diğer elemandaki özel açılmış deliklere geçirilmesi, daha sonra bu deliklere epoxy ve veya özel harç enjekte edilerek doldurulması ile yapılır. Bu gibi birleşimlerde kesme kuvvetlerinin filizlerle karşılanacağı unutulmamalıdır.

Sonradan Germe Birleşimler, eleman içinde yağlanarak ya da tüp içine alınarak betona yapışmaması sağlanmış çelik halatların montaj sırasında hidrolik krikolarla çekme uygulanıp uçlarının bulonlanması ile yapılır. Bu işlemten sonra donatı yapışmadan bırakılabileceği gibi tüp içine harç ta enjekte edilebilir. Bu tür birleşimlerin tersinir ve tekrarlanır yük altında sağlıklı bir davranış gösterdiği yapılan deneylerle gözlenmiştir.

2.3.4 Prefabrike betonarme çerçeve sistemlerde birleşimler

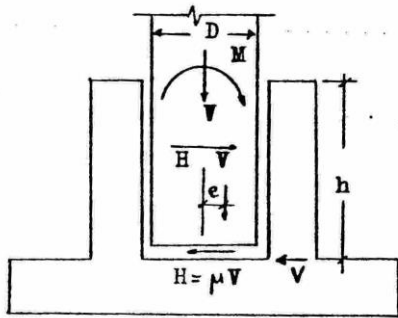
Değerlendirme birleştirilen elemanların cinslerine göre yapıldığında birleşimleri;

- Temel-Kolon Birleşimleri
- Kolon-Kolon Birleşimleri
- Kolon-Kiriş Birleşimleri

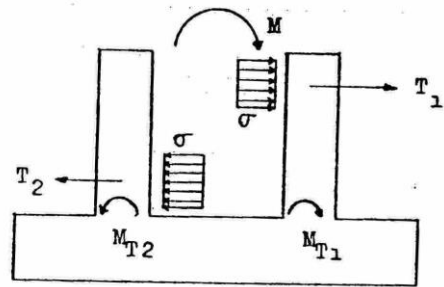
2.3.4.1 Temel-kolon birleşimleri

Temel-Kolon Birleşimi, genellikle yuvalı temele (soket) kolonun oturtulması, bulonlu ve kaynaklı olarak kuru, yerinde dökme ve geçmeli olarak yapılmaktadır.

Çerçevesi yapıların kolonlarının sandık (soket) şeklinde hazır temel pabuçlarına oturduğu birleşimde, yatay kuvvetin bir bölümü sürtünme, bir bölümü ise kolonun içine girdiği yuva çevresinin kesme dayanımı tarafından karşılanır (Şekil 2.18). Kolondaki eğilme momenti, kolon temel yuvası çevre betonunda gerilmeler oluşturur (Şekil 2.19).

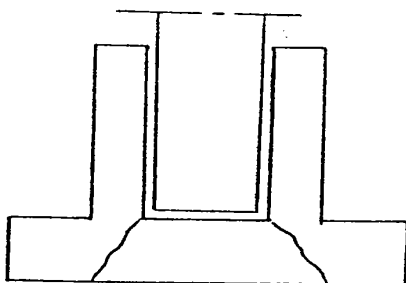


Şekil 2.18 Sandık temel içinde oluşan kuvvetler

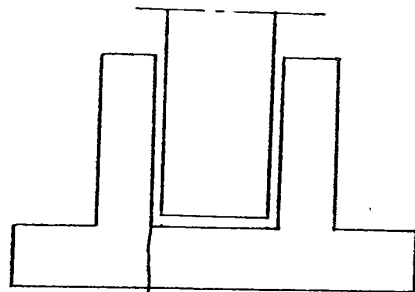


Şekil 2.19 Sandık kenarlarında oluşan kuvvetler

Temel soketi, yükleri zemine iletecek taşıma gücünde olmalı, kesme yada eğilmeden dolayı kırılmamalıdır (Şekil 2.20). Bu tip temelde kolonun zemine ankastre bağlanması için kolonun içine girdiği sandık derinliği, kolonun en büyük enkesit boyutunun 1.5 katı ya da daha fazla olmalıdır. Eğer temel oyuğu (soket) temel seviyesinden yüksekte ise moment hareketine dayanabilmesi için soket duvarları kuvvetlendirilir. Bu tür birleşimin montaj işlemi kolay ve çabuktur.



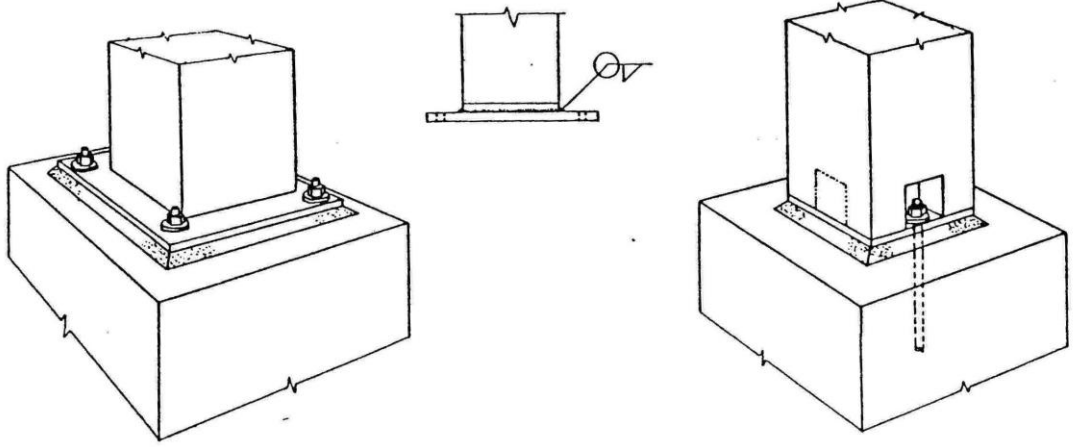
Kritik Kesme Kuvvetleri Düzlemi



Kritik Moment Düzlemi

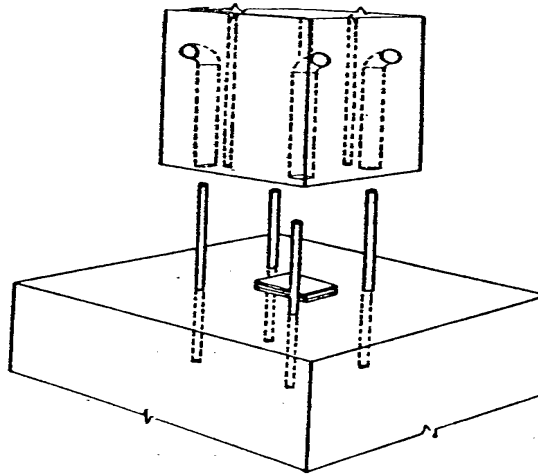
Şekil 2.20 Sandık temellerinin kritik noktaları

Temel-kolon kuru birleşiminde kolon tabanına kaynaklanmış kolonla aynı büyüklükte veya kolondan daha geniş bir çelik levha temelde bırakılan ankraj bulonları yardımıyla temelle birleştirilir (Şekil 2.21). Ankraj bulonları kolonda bir yuva içine alınabildiği gibi kolon dışına da yerleştirilebilir. Çelik kısımlar korozyona karşı korunmalıdır. Temel levhasının moment taşıma gücü az olduğundan bu tür bir temel-kolon birleşiminin deprem bölgelerinde yatay yük almayan çerçevelerde kullanılması düşünülebilir, [3].



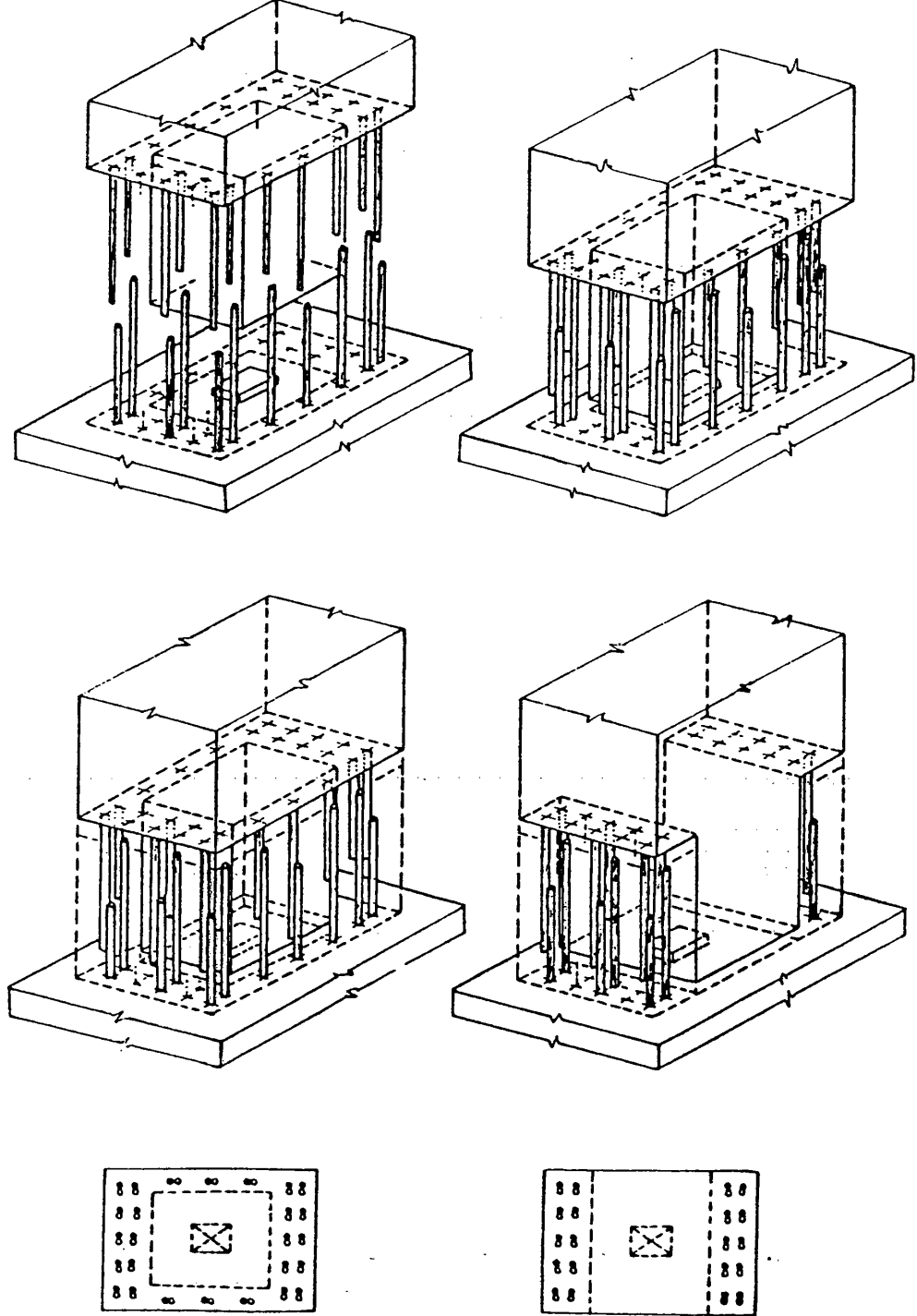
Şekil 2.21 Temel-kolon kuru birleşimi

Temel-kolon geçmeli birleşiminde, temele önceden yerleştirilen donatı filizleri kolondaki yuvasına geçirildikten sonra etrafındaki boşluklara özel harç enjekte edilerek birleşim tamamlanır (Şekil 2.22). Yuva boyu donatı çapına göre arttırılabilir. Birleşimin dönmeye karşı direnci donatıların dayanabilirliğine bağlıdır.



Şekil 2.22 Geçmeli temel-kolon birleşimi

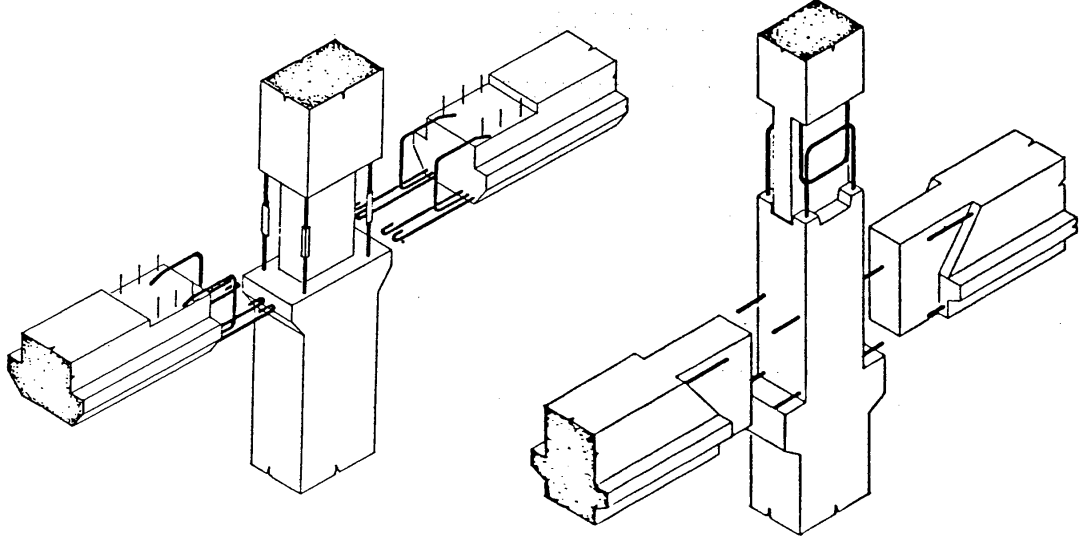
Yerinde dökme temel-kolon birleşiminde temelde bırakılan filizlere kolon donatıları kaynaklanarak kalan boşluklar betonlanır (Şekil 2.23).



Şekil 2.23 Yerinde dökme kolon-temel birleşimi

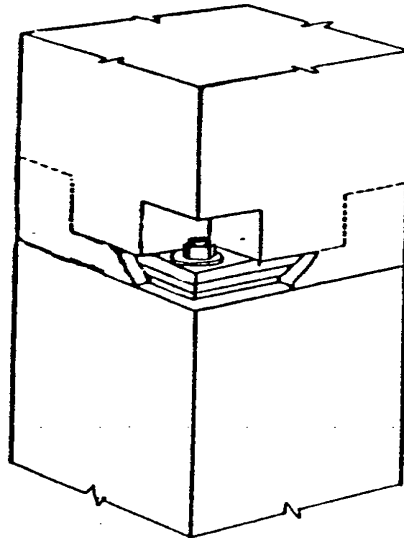
2.3.4.2 Kolon-kolon birleşimleri

Genellikle kolon ortalarında yada kiriş seviyesinde yapılır (Şekil 2.24). Bu birleşimlerde kuru, yerinde dökme, ve geçmeli birleşim yöntemleri uygulanır.

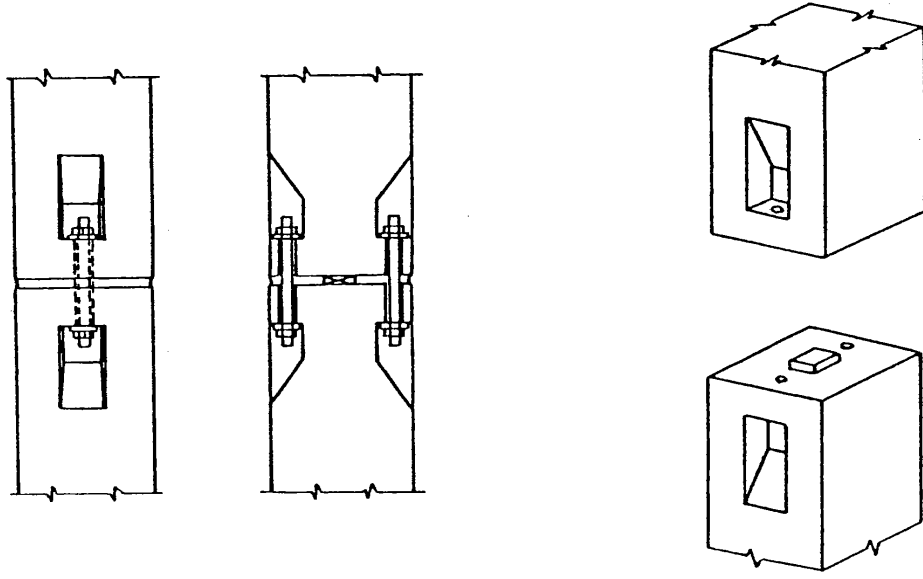


Şekil 2.24 Yerinde dökme kolon-kolon birleşimi

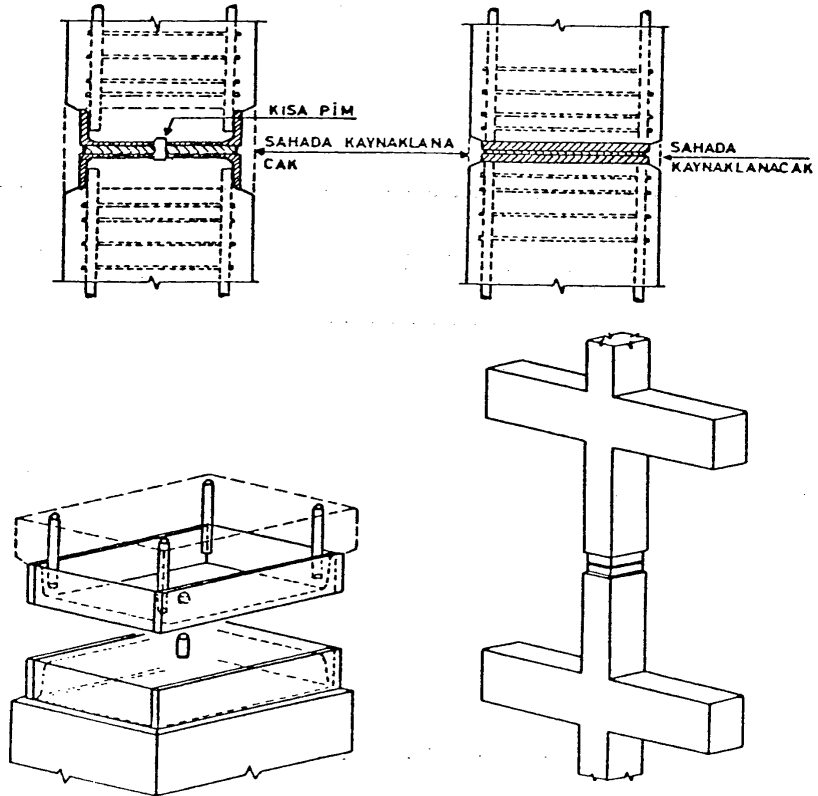
Kolon-kolon kuru birleşiminde taban levhalı yada levhasız bulonlu veya kaynaklı olarak yapılabilmektedir. Şekil 2.25 'deki taban levhalı birleşimin moment taşıma kapasitesi bulonlarla sınırlıdır. Şekil 2.26 'daki bulonlu ve Şekil 2.27 'deki kaynaklı birleşimin moment aktarma kapasitesi düşüktür. Bu tip birleşimin kolay uygulanabilmesi açısından birleşim 1/5 mesafesinde yapılmalıdır. Kiriş seviyesindeki birleşim için uygun değildir.



Şekil 2.25 Taban levhalı birleşim

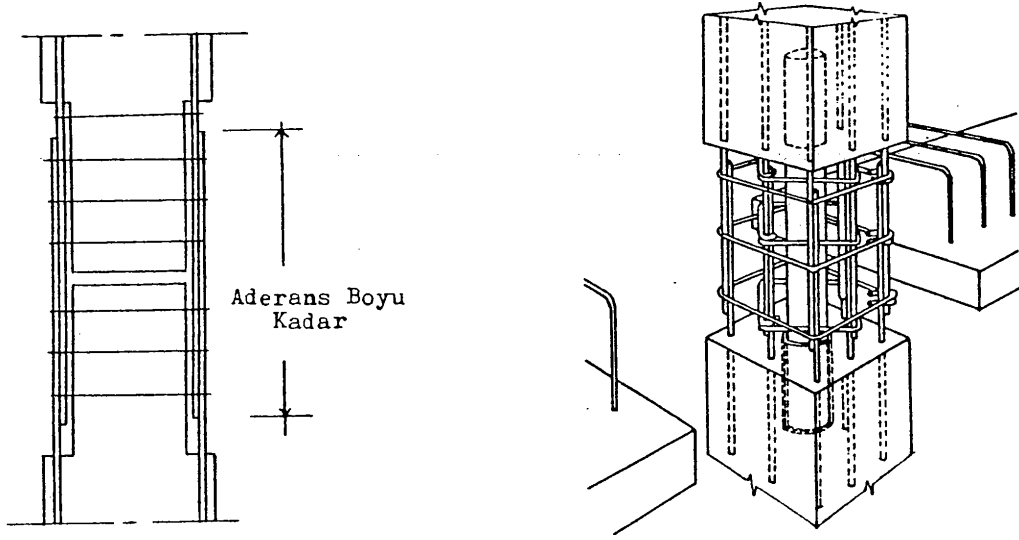


Şekil 2.26 Bulonlu kolon-kolon birleşimi



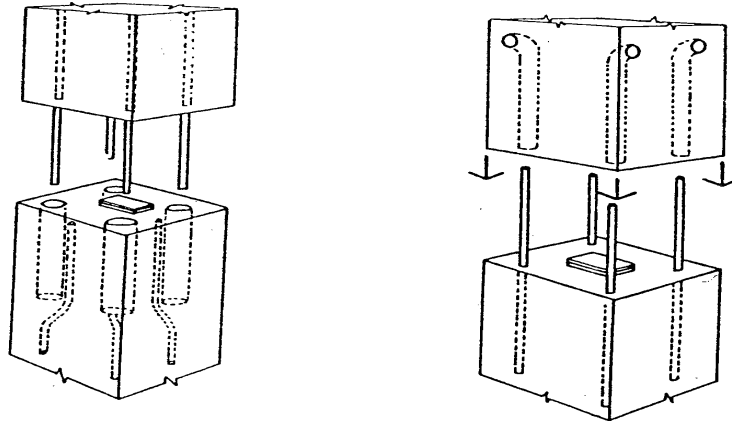
Şekil 2.27 Kolon-kolon kaynaklı birleşim

Birleşimlerin olabildiğince rijit olması için yerinde dökme betonlu yapıldığı da olur. Bu tür birleşimlerde kolon uçlarındaki donatılar etriyelerle sarılır veya kaynak yapılır. Birleşimin kaynaklı olduğu yerlerde kolonun tek parça olmasını sağlayacak biçimde kaynak yapılması gerekir. Diğer bir deyişle birleşim, moment aktarabilmeli ve kesme kuvveti taşıyabilmelidir. Şekil 2.28 'deki yerinde dökme birleşimde, kolonlarda bırakılan filizler bindirme şeklinde eklendikten ve etriyelerle sarıldıktan sonra beton dökülmektedir. Bu birleşim moment aktarabilir. Donatıların aderans boyları kadar birbirlerine bindirilmeleri ve sonradan dıştan betonlanmaları ile monolitiklik sağlanır. İşçiliği fazla ve zaman alıcı bir uygulamadır.



Şekil 2.28 Sonradan betonlanan rijitleştirilmiş kolon-kolon birleşimi

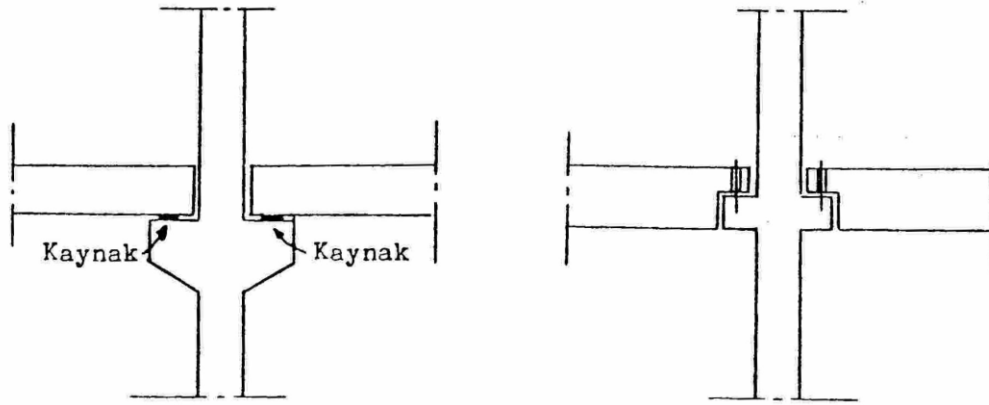
Şekil 2.29 'da yuvaları alt veya üst kolonda olan kolon-kolon geçmeli birleşimi görülmektedir. Moment taşıma kapasiteleri donatı çubuklarının mukavemeti ile sınırlıdır.



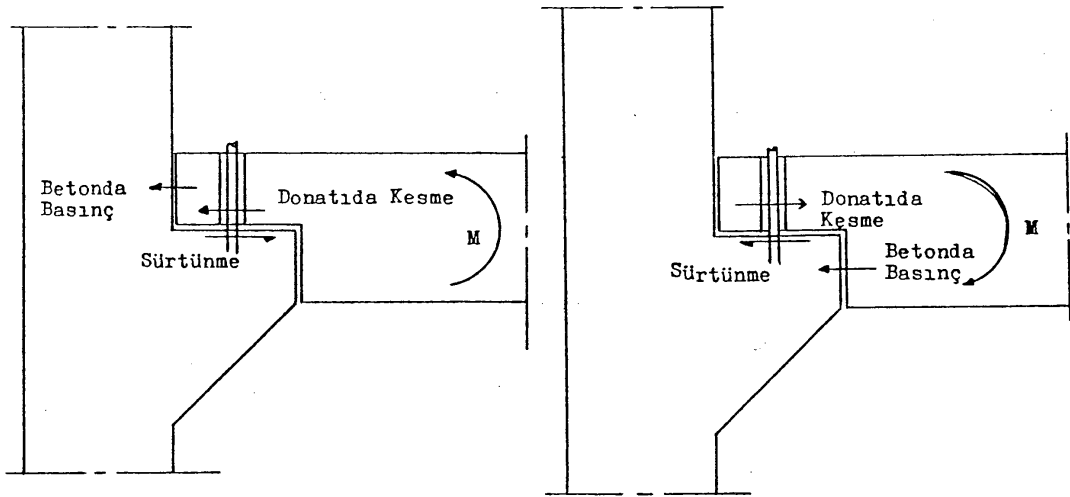
Şekil 2.29 Geçmeli kolon-kolon birleşimi

2.3.4.3 Kolon-kiriş birleşimleri

Kuru birleşim, yerinde dökme, geçmeli ve sonradan germe yöntemleri kullanılmaktadır. Bu birleşimlerde zaman zaman kolona bağlı kısa konsollardan yararlanılır (Şekil 2.30). Bu birleşimlerin sadece sürtünmeye dayanarak yük taşımaları deprem açısından uygun değildir. Geçmeli ve kaynaklı olmaları daha uygundur. Şekil 2.31 'de bu tür birleşimlerde deprem sırasında oluşan kuvvetler gösterilmektedir, [4].



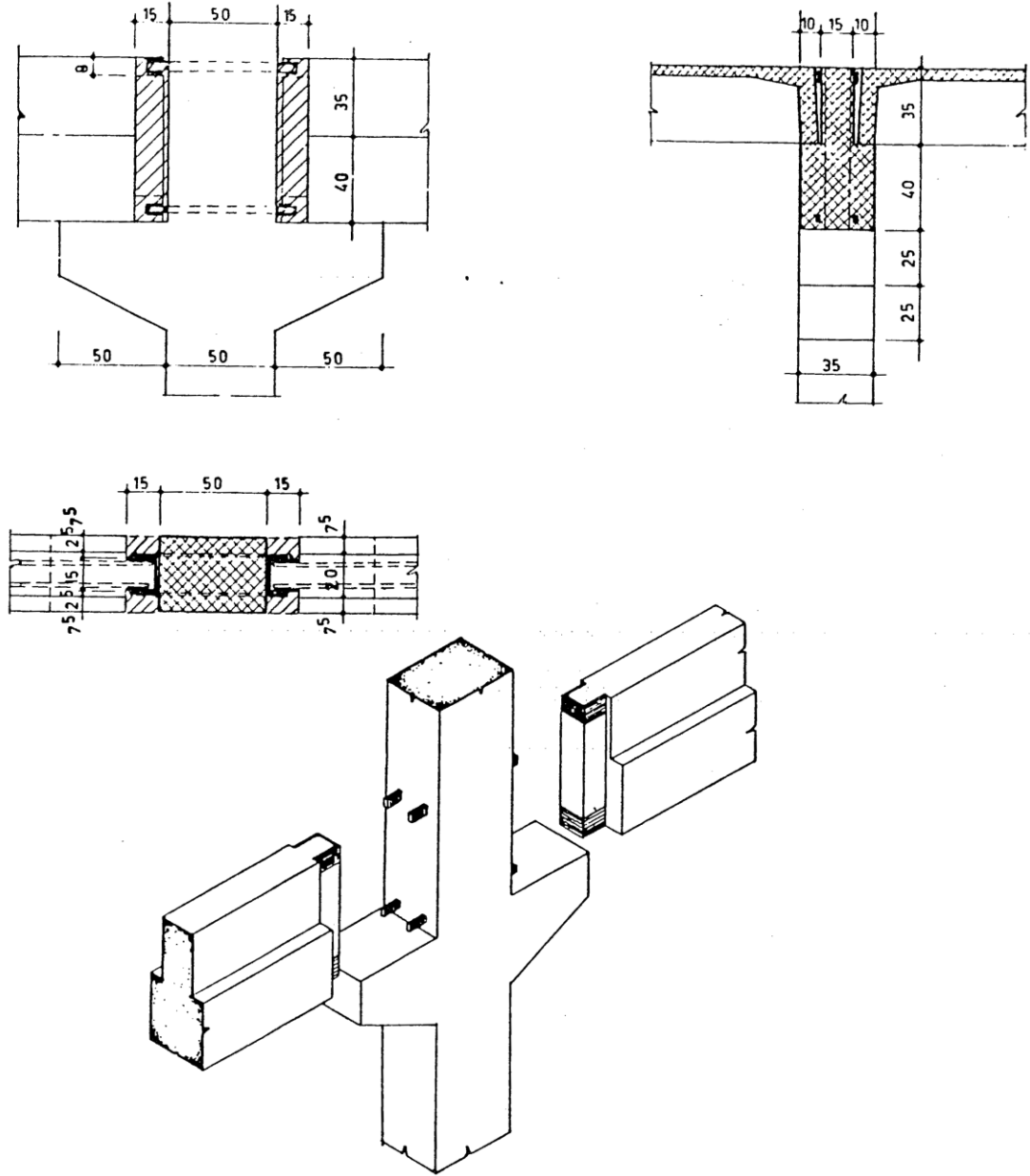
Şekil 2.30 Kısa konsollu kolon-kiriş birleşimleri



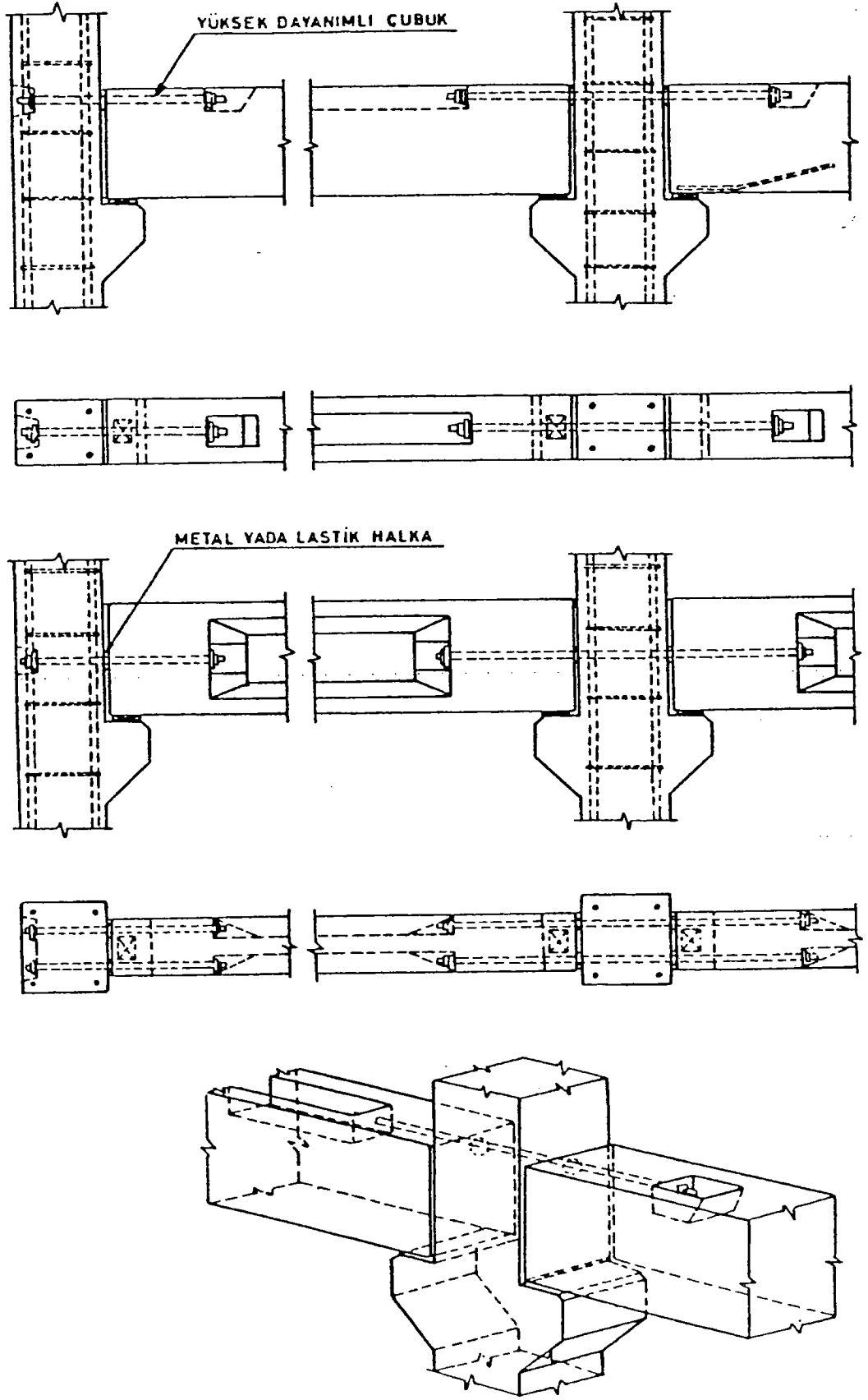
Şekil 2.31 Kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan kuvvetler

Kolon-kiriş kuru birleşimleri çeşitli şekillerde olmaktadır. Şekil 2.32 'de sürekli kolonlarda kat seviyesinde oluşturulan konsollara kirişler oturtulur. Kolondaki çelik donatılar kiriş uçlarındaki çelik plakaya kaynaklanır. Birleşim noktaları korozyona karşı betonlanır. Şekil 2.33 'deki uzun bulonlarla yapılan birleşimin kesme, normal kuvvet ve moment aktarma kapasitesi yüksektir.

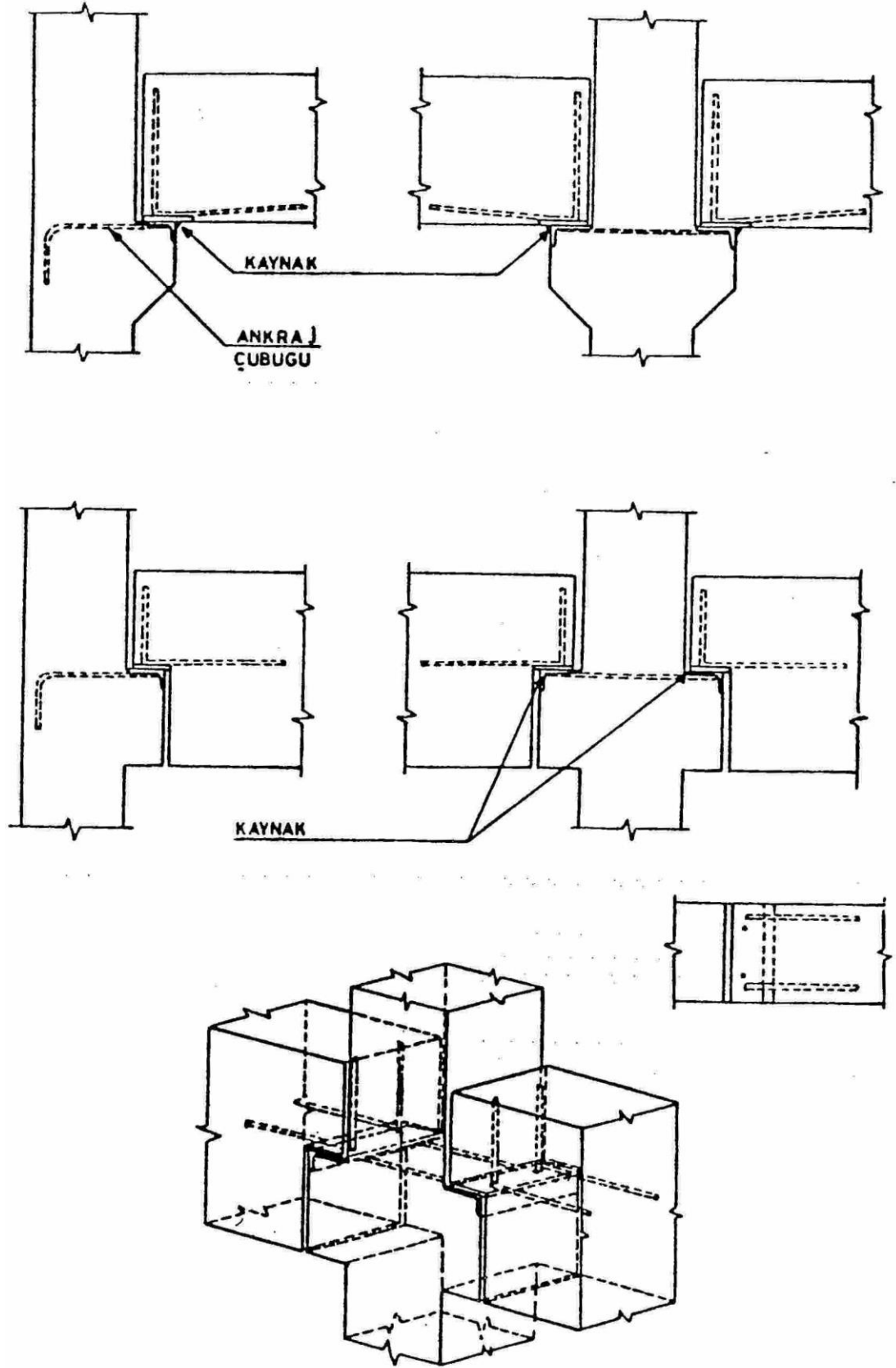
Şekil 2.34 'de çelik oturma yüzeyli birleşimin düşey kesme kuvveti aktarma kapasitesi oldukça yüksek, montajı kolaydır. Birleşim kaynaklı olduğu için korozyona ve yangına karşı korunmalıdır. Kirişin donatısı ve boyutları birleşim yerinde oluşacak eğilme momentlerini taşıyabilecek güçte olmalıdır.



Şekil 2.32 Konsol kaynaklı birleşim

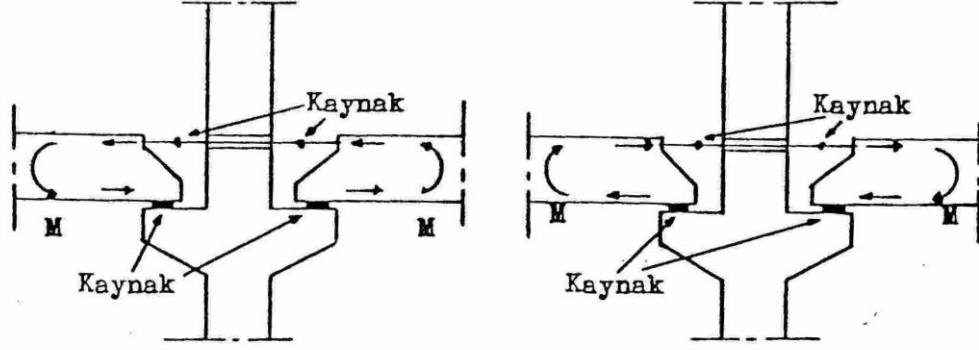


Şekil 2.33 Uzun bulonlarla yapılan birleşim



Şekil 2.34 Çelik oturma yüzeyli birleşim

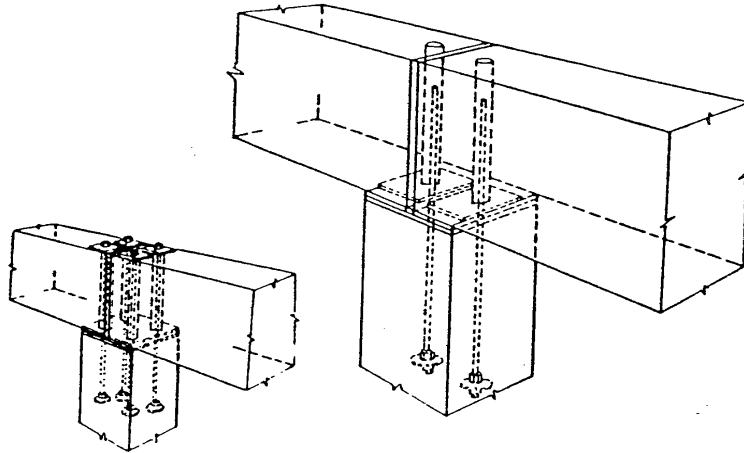
Orta aks kolon-kiriş birleşimindeki iç kuvvetler Şekil 2.35 'de gösterilmektedir. Kaynaklı olan bu birleşim yerinde kirişin üst tarafındaki kaynaklı donatılar ile kirişin alt yüzeyindeki kaynak kirişteki oluşacak kuvvetleri taşıyabilmelidir. Ayrıca hem üst donatının hem de alt taraftaki kaynağın kiriş ve kolon betonları içine yeterli şekilde ankraj edilmeleri gerekir.



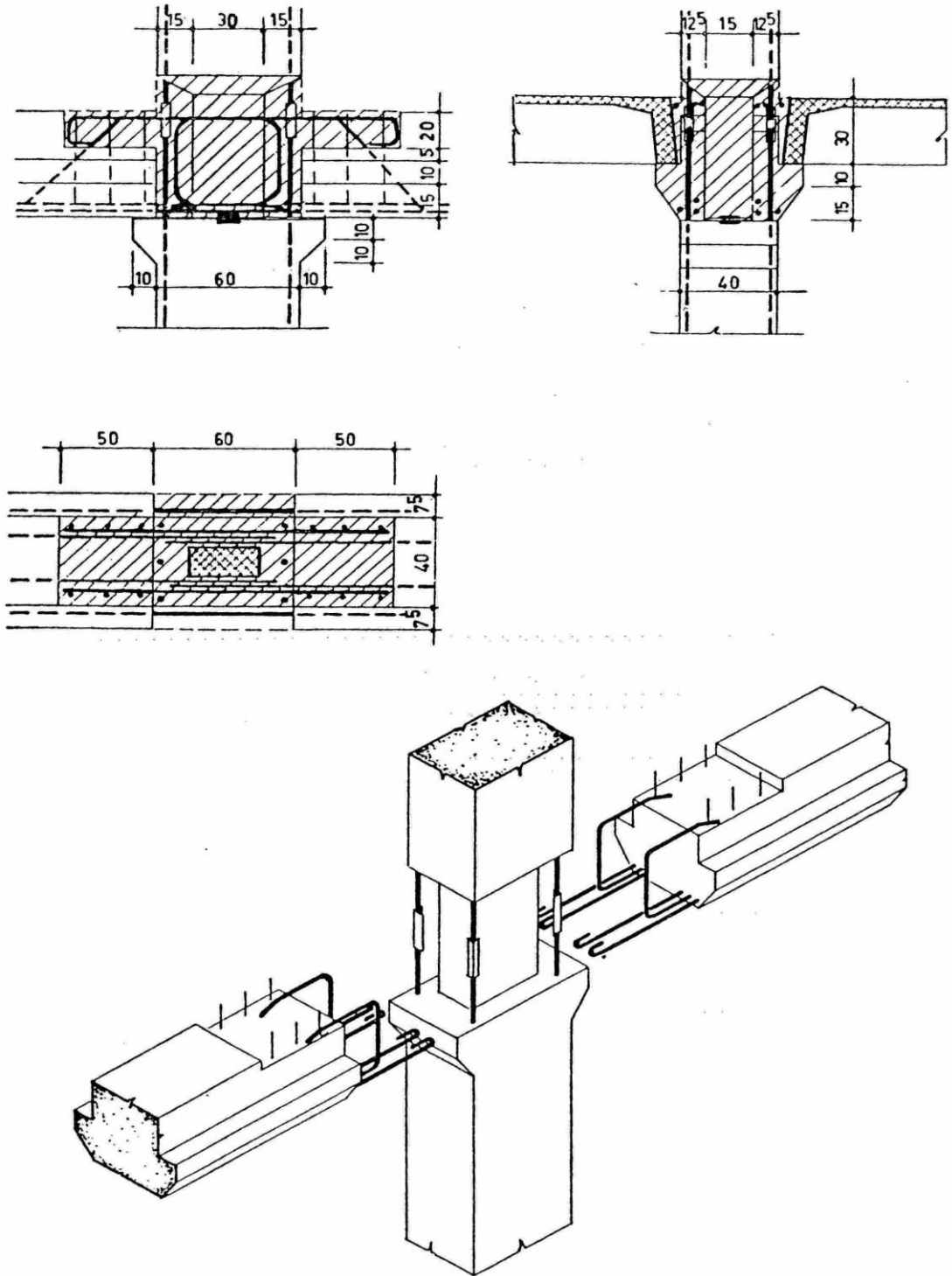
Şekil 2.35 İç aks kolon-kiriş birleşiminde oluşan etkiler

Şekil 2.36 'da kirişin doğrudan kolona geçmeli birleşimi görülmektedir. Bu tür birleşimler deprem kuvvetlerinden çok düşey yüklerin taşınmasına etkili olurlar. Deprem kuvvetleri yerinde döküm perde duvarlarca karşılanır.

Kolon-kiriş yerinde dökme birleşiminde normal ve kesme kuvvetlerinin yanı sıra, eğilme momentleri de bir elemandan diğer elemana aktarılabilir. Şekil 2.37 'deki kolon-kiriş birleşiminde alt ve üst kolondaki takviye donatıları kaynaklanarak birbirine bağlanır. Kirişler, uçlarındaki demir filizler üst üste gelecek şekilde kolondaki konsolcuklara yerleştirilir. Birleşim bölgesine beton dökülerek işlem tamamlanır.

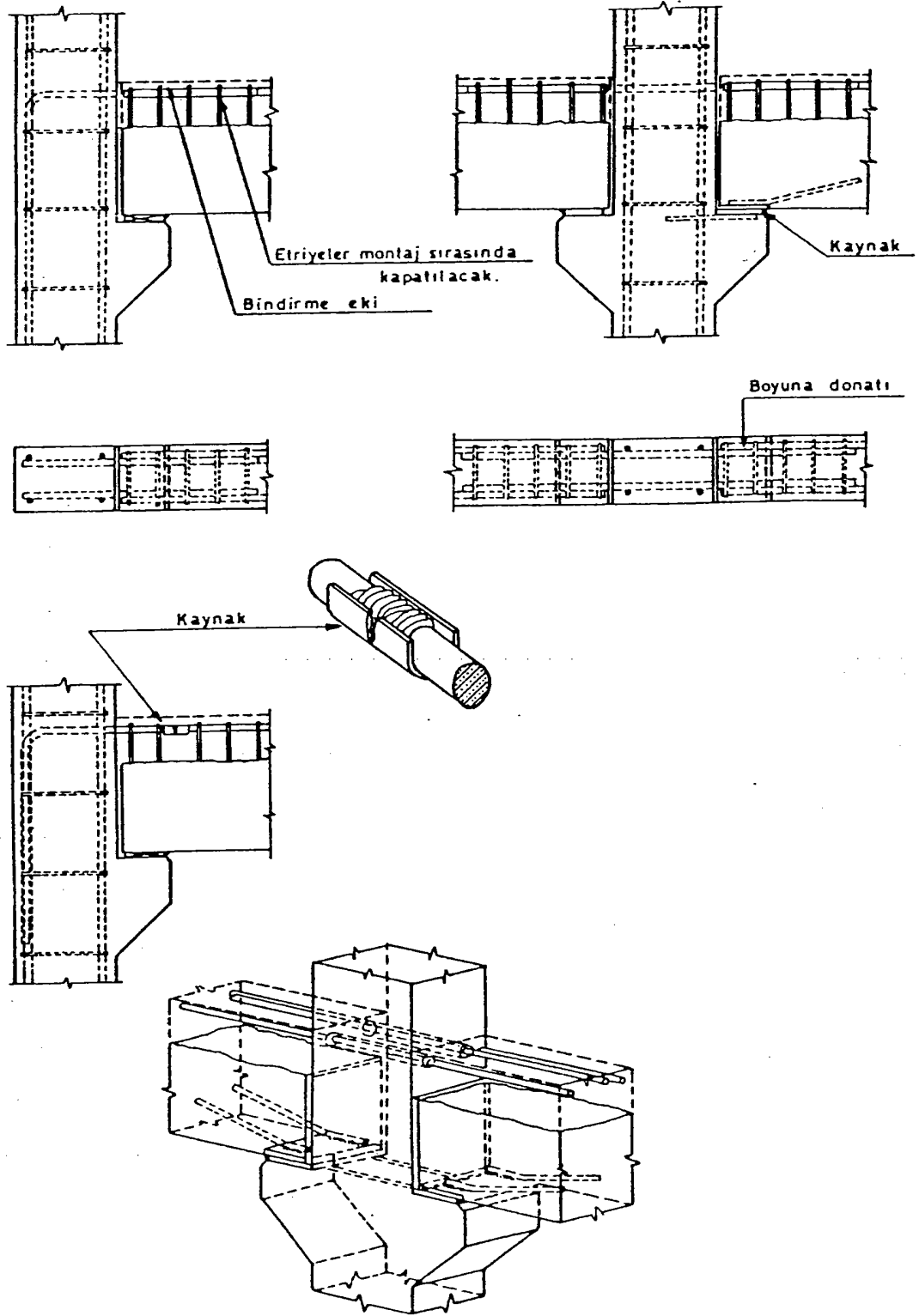


Şekil 2.36 Geçmeli kolon-kiriş birleşimi



Şekil 2.37 Yerinde dökme kolon-kiriş birleşimi

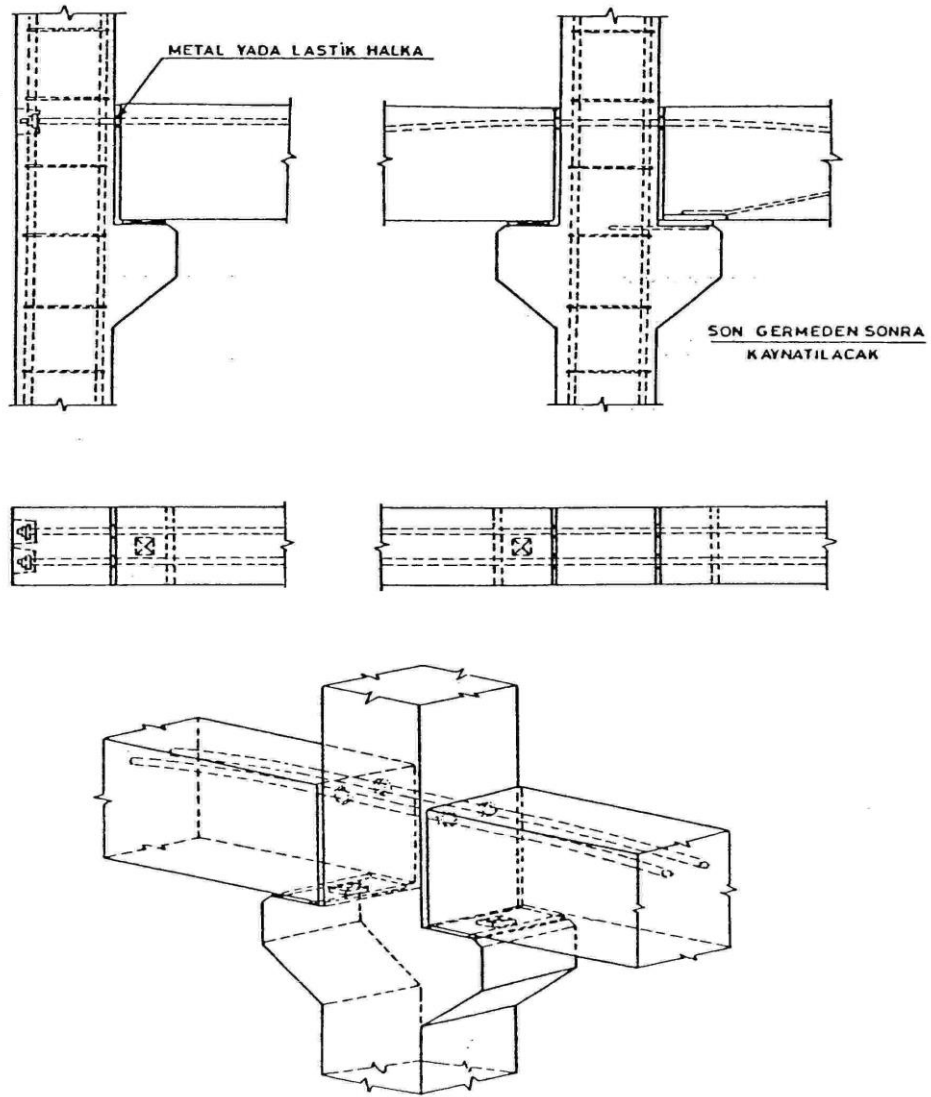
Şekil 2.38 'deki kolon-filigran kiriş birleşimi de yerinde döküm betonla yapılır. Kolon-kiriş geçmeli birleşiminde kolondaki donatı çubukları kirişteki yuvalarına geçirilmektedir.



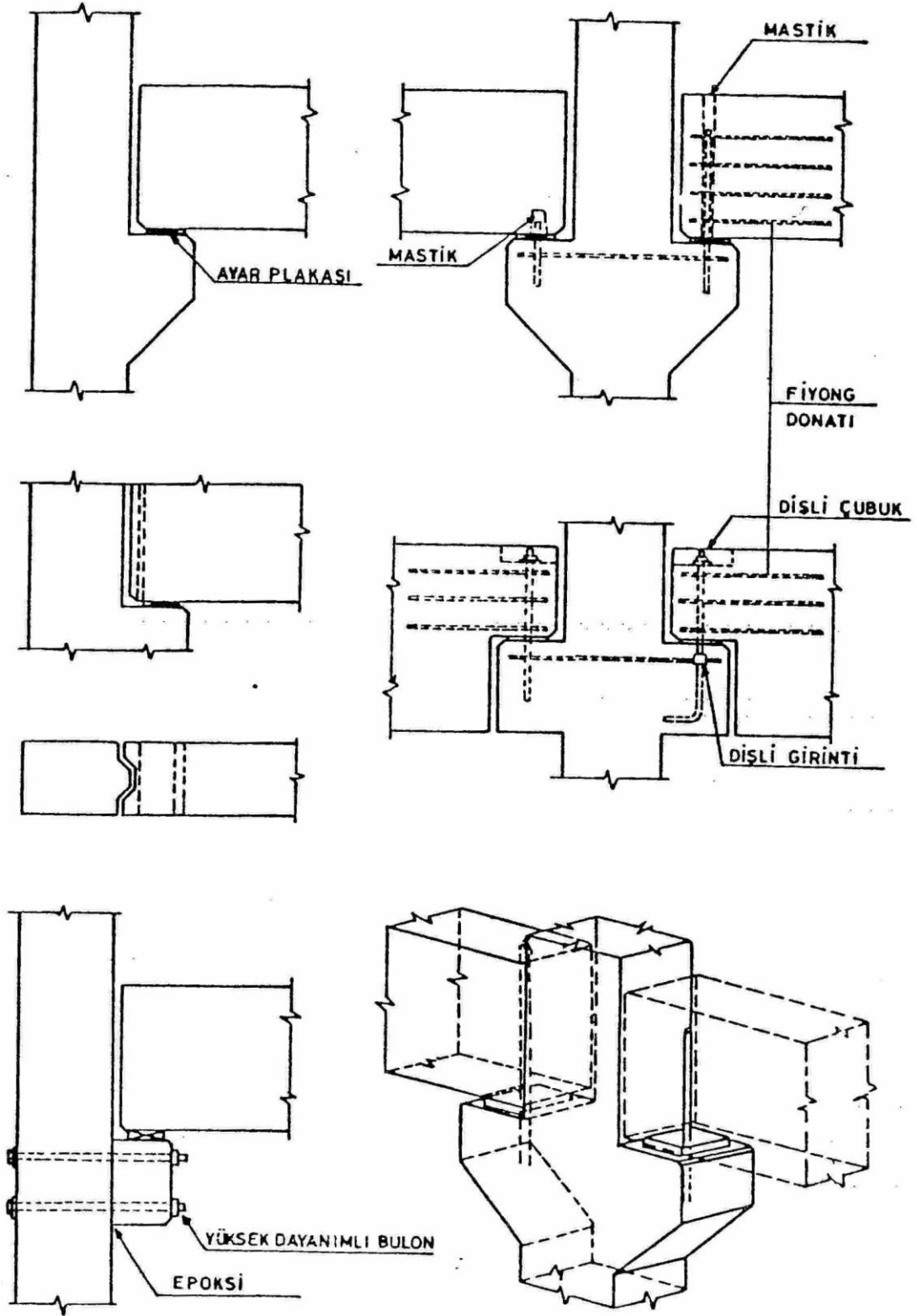
Şekil 2.38 Filigran kiriş-kolon birleşimi

Sonradan germeli kolon-kiriş birleşimi şekil 2.39 'da görülmektedir. Birleşimin kesme kuvveti, normal kuvvet ve moment taşıma kapasitesi yüksektir. şekil ve performans olarak monolitik yapımı andırır.

şekil 2.40 'daki oturmalı ve geçmeli birleşimlerde birleşim tamamlanmadan önce kirişin yana devrilmesi önlenmelidir.

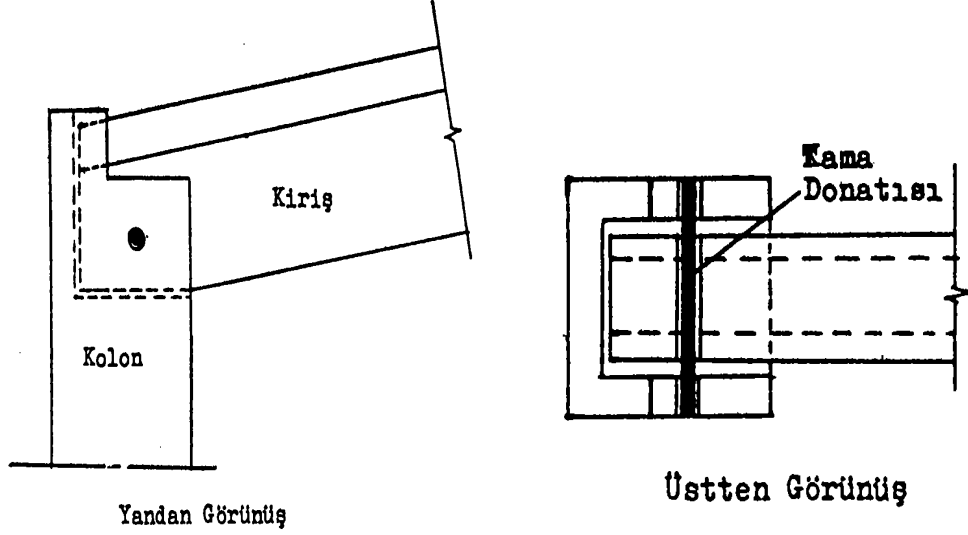


şekil 2.39 Sonradan germe kiriş-kolon birleşimi



Şekil 2.40 Oturmalı ve geçmeli birleşim

Şekil 2.41 'deki ek yeri endüstri binalarında çoğunlukla kullanılan mafsallı bir ek yeridir. Buradaki donatılar çifte kesme etkisi altındadır, kama donatılarının kirişlerde oluşabilecek en büyük çubuk kuvvetlerini taşıyabilecek güçte olmaları gerekir. Ayrıca kamaları taşıyan betonların boyutlarının yeterli olması ve kamalardan gelen ezilme gerilmelerini taşıyabilecek güçte olmaları sağlanmalıdır, [4].



Şekil 2.41 Kamalı birleşim

2.4 Prefabrike Yapıların Depreme Göre Hesabı

Prefabrike yapılar için duyulan en büyük kuşku, deprem dayanımı ile ilgilidir. Deprem açısından sorun tıpkı çelik yapılarda olduğu gibi bağlantı noktalarında yoğunlaşmaktadır. Bağlantıdaki zayıflıklar, yapıların deprem davranışını olumsuz etkilemektedir.

Bağlantı noktalarının deprem davranışı üzerindeki olumsuz etkisi nedeni ile geçmişte birçok deprem ülkesinde prefabrike yapıların deprem bölgesinde yapılmasına izin verilmemiştir. Prefabrike inşaat teknolojisinin başlangıcı deprem tehlikesinin bulunmadığı ülkelerdeki uygulamalara dayanmaktadır. Betonarme yapıların depreme göre detaylandırılması uzun bir geçmişe dayanır ve geliştirilen kurallar genellikle yerinde dökme beton için geçerlidir. Oldukça yakın bir geçmişi olan prefabrike yapılarda ise bağlantı bölgesi yapının en zayıf halkasını oluşturur ve bilhassa deprem bölgelerinde yapılacak prefabrike yapıların depreme karşı dayanıklılığının ve davranışında bağlantıların etkisini daha da belirginleşir.

ABD’de prefabrike ve öngörmeli yapılar konusunda en yetkili ve yol gösterici bir kuruluş olan Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) yayımlanan kitapçığında, prefabrike ve öngörmeli yapıların projelendirilmesi ve detaylandırılması konusunda en yetkili bilgileri içermektedir. Kitapçıkta prefabrike ve öngörmeli birleşimlerin elastik olmayan davranışları konusundaki boşluğa değinilmekte ve mevcut çok sayıda bulonlu veya kaynaklı birleşimin tersinir yükler altındaki elastik olmayan davranışının henüz deneysel olarak ispat edilmediği rapor edilmektedir. Bu yüzden eğer bir birleşimin kendisi monolitik değilse veya davranışı mühendislik kabullerine göre monolitik sayılmıyorsa ,PCI komitesi ,deprem bölgelerinde yapılacak bu tür yapılarda deprem performansı yüksek birleşimlerin ancak deneysel olarak elde edilebilecek veriler ışığında projelendirilmesini tavsiye etmektedir. Ayrıca Press projesi çerçevesinde yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre, Japon beton şartnamesi (AIJ Kılavuzu) betonarme prefabrike yapılarıda genişletecek şekilde genişletilmiştir, [15].

2.4.1 Depreme dayanıklı yapı tasarımı

Bir yapının tasarımı ve boyutlanması, genel olarak göçme durumunda yeterli güvenliğin sağlanması ve kullanma durumunda kararlılık, çatlama ve yerdeğiştirme gibi öngörülen koşulların yerine getirilmesi olarak tanımlanabilir.

Deprem bölgelerinde yapılan betonarme yapıları, tasarım depremi yükleri altında bile doğrusal-elastik kalacak şekilde tasarlamak genelde ekonomik bir çözüm değildir. Yeni deprem yönetmeliğinde, şiddetli depremlerde can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen ya da tamamen göçmelerinin önlenmesi öngörülmektedir.

Yapıyı zorlayan etkilere biri olması nedeni ile dinamik yük olarak kabul edilen depremin şiddeti ve oluşum sıklığı istatistiksel olarak bulunabilir. Bir yapının sabit yük, hareketli yük ve sıcaklık gibi etkilere maruz kalma sıklığı ile karşılaştırıldığında depremin çok daha seyrek olduğu görülür ve birçok yapı bulunduğu bölgede, beklenen şiddette bir depreme maruz kalmadan faydalı ömrünü tamamlar. Bu durumda her yapının, sözü edilen beklenen şiddetteki depremi, hiç hasarsız ve düşey yükler için olduğu gibi elastik davranış sınırları içinde kalarak karşılamasını amaçlamak çok pahalı ve ülke ekonomisine büyük yük getiren çözüm gibi görülmekte. Ülkemizin deprem kuşağında bulunduğu unutulmamalıdır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımıdaki temel ilke, yapının sık ve küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak, orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde, fakat taşıyıcı sistemlerde kolayca onarılabilecek önemsiz hasarlarla, çok şiddetli depremleri, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistemi tamamen göçmeden, can

kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Başka bir deyişle şiddetli depremlerde, yapının elastik sınırlar dışına çıkacağı, donatının yer yer akacağı ve hasar oluşacağı baştan kabul edilmektedir. Yapıda yer yer plastik mafsallaşma oluşacak ve yapının ayakta kalması bu masfallarda yeterli enerji tüketilmesiyle mümkün olabilecektir.

Yapı elemanlarının dayanımları, taşıyıcı sistemin dayanımı için gerekli olduğu gibi, elemanların birleşim ve bağlantı bölgelerinin gerektiği gibi uygun düzenlenmesi de, elemanların öngörülen dayanımın ortaya çıkması için önemlidir. Bu yerdeki çözümler ve büyük dönmeler sistemdeki elemanlarda önemli zorlamalar oluşmadan göçmeyi oluşturabilir. Depreme karşı güvenliğin sağlanmasında, taşıyıcı sistemin tasarımının iyi yapılması çözümlemeden daha önemli olabilir.

Bütün bu noktalar göz önünde bulundurulduğunda, depreme dayanıklı bir yapının aşağıdaki üç koşulu sağlaması gereklidir.

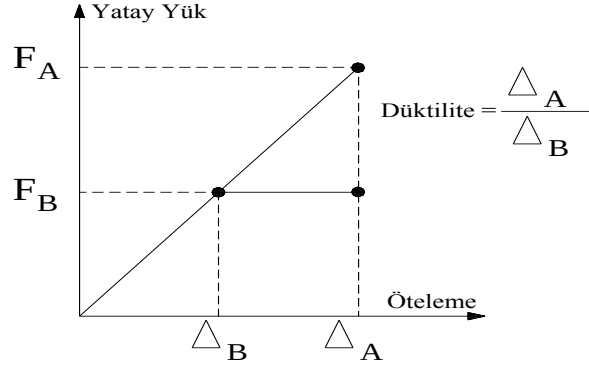
- a) Dayanım
- b) Süneklik
- c) Yanal rijitlik

Seçilen bir deprem etkisine karşı taşıyıcı sistemin gerekli dayanıma sahip olması boyutlandırmanın esasını teşkil eder. Dayanımın sağlanması sadece kesitte gerekli donatının bulunması şeklinde kabul edilmemelidir. Donatının aderansının sağlanması, gerekli kenetlenme boyuna sahip olacak şekilde başlangıç ve bitiş yerlerinin tespit edilmesi ve betonun yerleşimini zorlaştıracak donatı düzenlerinden kaçınılmasında dayanımın oluşması için gereklidir.

Deprem yönetmeliklerinde dayanımın taşıma gücü yöntemleriyle hesaplanacağı belirtilmekte ve her eleman kesme dayanımının, o elemanın eğilme dayanımından büyük olması gerektiği vurgulanmaktadır. Betonarme elemanlarda eğilme momenti altında donatının akma gerilmesine erişmesi sonucu meydana gelen güç tükenmesi sünektir. Tam tersine kesme kuvvetleri altında eğik çekme gerilmeleri veya eğik basınç gerilmelerinin betonda oluşturduğu güç tükenmesi gevrek olarak meydana gelmektedir. Dolayısıyla betonarme elemanlarda sünek güç tükenmesinin, gevrek olandan daha önce ortaya çıkması sağlanmalıdır.

Yapının yeterli enerji tüketebilmesi için gerekli süneklik, eleman boyutları ve donatı detayları ile ilgili getirilen koşullarla sağlanmaktadır. Yapıda büyük hasarların ve tümünden göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını büyük elastik ötesi yer değiştirmelerin devam ettirebilmesi ile mümkündür. Süneklik kavramı büyük şekil ve yer değiştirme yapabilme, tekrarlı yüklemelerde enerji

söndürebilme özelliğiyle de doğrudan ilgilidir, [7,23]. Matematiksel olarak süneklik, ulaşabilecek toplam yer değiştirmenin elastik sınıra erişildiğindeki yer değiştirmeye oranı olarak tanımlanabilir. Şekil 2.42 'de elastik olan ve elastik olmayan kuvvet-yer değiştirme bağıntısı gösterilmiştir.



Şekil 2.42 Yatay yük, öteleme ve düktilite ilişkisi

İkinci mertbe momentlerini azaltmak ve bölme duvar gibi taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarı en alt düzeyde tutmak için deprem yönetmeliklerinde iki kat arasındaki görelî yanal ötelemeye bir sınır getirilmektedir. Bu sınır, yapının belirli bir yanal rijitliği sahip olmasını zorunlu kılmaktadır.

2.4.2 Yapıların yatay yükler altında genel davranışı

Yatay yükler altındaki binanın davranışı bir düşey konsol davranışına benzetilebilir. Etkiyen yatay kuvvet, temele taban kesme kuvveti ve devirici moment olarak iletilir. Her kata etkiyen bilinmesi durumunda, kat kesme kuvvetleri ve devirici momentler kolayca hesaplanabilir.

Deprem durumunda ivme nedeniyle meydana gelen atalet kuvvetlerinin, kütlelerin yoğunlaştığı kat seviyelerinde etkidiği kabul edilir. Her kata etkiyen bileşke deprem kuvvetinin etki noktası, her kattaki kütle merkezi olur. Düzenli binalarda bu nokta kattan kata çok az değişir.

Yatay kuvvetlerin etkisiyle bir kat döşemesi alttaki kat döşemesine göre relatif olarak hareket eder. Eğer bu öteleme binanın bir asal doğrultusunda tüm kat kolonlarında aynı doğrultuda ortaya çıkarsa, kat kesme kuvvetleri kolon öteleme rijitliği ile orantılı olur, [7].

2.4.3 Yapıların deprem etkisi altında hesabı

Deprem etkisi altındaki bina türü yapıların taşıyıcı sisteminde boyutlamaya esas olacak kesit etkilerinin bulunmasında üç farklı çözümleme yöntemi vardır. Bu yöntemler;

- 1) Zaman Tanım Alanında Çözümleme Yöntemi
- 2) Mod Birleştirme Yöntemi
- 3) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (Birinci Moda Göre Hesap)

Bu yöntemlerden uygulaması kolay olan “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (Birinci Moda Göre Hesap)”, taşıyıcı sistemi düzenli veya düzensizliği fazla olmayan yapılarda, yapının birinci temel modunu esas olarak deprem yüklerini hesaplayan yaklaşımdır.

Boyutlamada kapasite kavramının kullanılması, sünekliğin kontrollü bir şekilde ve istenilen yerlerde oluşmasının sağlanması ve istenmeyen güç tükenmesi şekillerinin önlenmesi koşulu ile bu yöntem daha karmaşık çözümlemelere ihtiyaç duyulmaksızın yaygın bir şekilde uygulanabilir.

Kiriş, kolon ve perdelerden oluşan betonarme iskeletli yapılara etkiyen deprem yükleri genellikle yapıya döşemeleri seviyesinde etkiyen yatay yükler olarak kabul edilir. Yatay yüklerin binanın asal doğrultularında ayrı ayrı etkiği kabul edilerek, taşıyıcı sistemlerin elemanlarında kesit etkileri bulunur, [7].

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi [1] yönetmelikte ana hatlarıyla şu şekilde verilmektedir; Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, tasarıma esas “Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Taban kesme kuvveti)” V_t ;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (2.1)$$

olarak belirtilmiştir. Bu bağıntıda yer alan, W binanın toplam ağırlığını, $A(T_1)$ göz önüne alınan deprem doğrultusu için binanın birinci doğal titreşim T_1 ’e karşı gelen spektral ivme katsayısını ve $R_a(T_1)$ göz önüne alınan deprem doğrultusu için binanın birinci doğal titreşim periyodu T_1 ’e karşı gelen deprem yükü azaltma katsayısını göstermektedir.

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan ve tanım olarak %5 sönüm oranı için elastik Tasarım İvme Spektrumu'nun yer çekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşı gelen Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$,

$$A(T) = A_0 IS(T) \quad (2.2)$$

Yeni deprem yönetmeliğinde verilen formül ile bulunur. Spektral İvme Katsayısının bulunmasında kullanılan parametreler aşağıda açıklanmıştır.

Deprem bölgelerine göre değişen ve deprem tehlikesinin bölgedeki durumunu gösteren Etkin yer ivme katsayısı, A_0 , Tablo 2.1 'de tanımlanmıştır.

Tablo 2.1 Etkin yer ivme katsayısı, A_0

DEPREM BÖLGESİ	$A_0(G)$
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

Bina önem katsayısı I , binanın kullanım amacı veya türüne göre değişmekte olup, Tablo 2.2 'de tanımlanmıştır.

Tablo 2.2 Bina önem katsayısı (I)

Binanın kullanım amacı ve türü	Bina önem katsayısı (I)
Deprem sonrası kullanımı gereken binalar (Hastane, dispanser, itfaiye, PTT)	1.5
İnsanların uzun süreli olarak bulunduğu ve değerli eşyaların saklandığı binalar (Okullar, yurt ve yatakhaneler, kışlalar, ceza evleri)	1.4
İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar (spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları)	1.2
Diğer binalar (Konutlar, işyeri, oteller, bina türü endüstri yapıları vs.)	1.0

Depremden hemen sonra kullanılması gereken yapılarda ve halkın çok yığıldığı yapılarda, depremin doğuracağı can kaybı ve zarar daha fazla olacağından bu katsayı daha büyüktür.

Spektrum katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak aşağıdaki bağıntılar yardımı ile hesap edilir.

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.3)$$

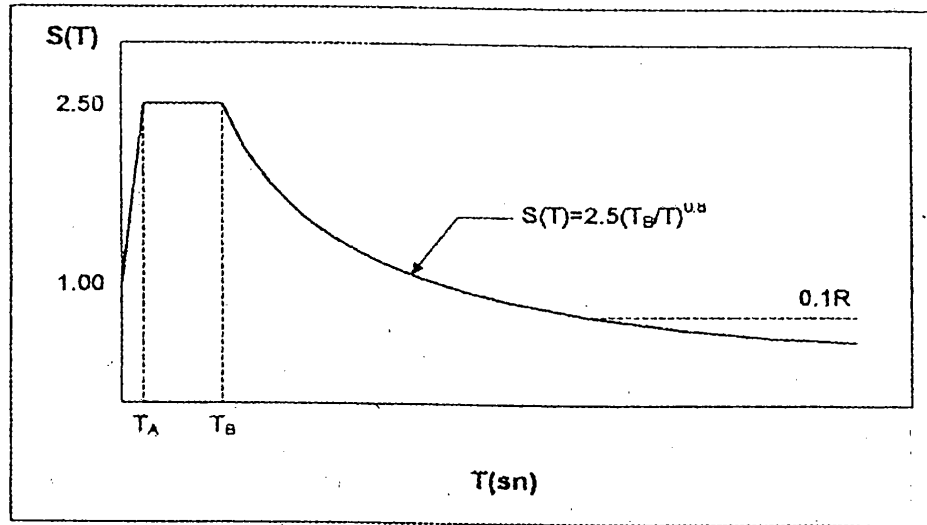
$$S(T) = 2.5 \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (2.4)$$

$$S(T) = 2.5 \left[\frac{T_B}{T} \right]^{0.8} \quad T_B \leq T \quad (2.5)$$

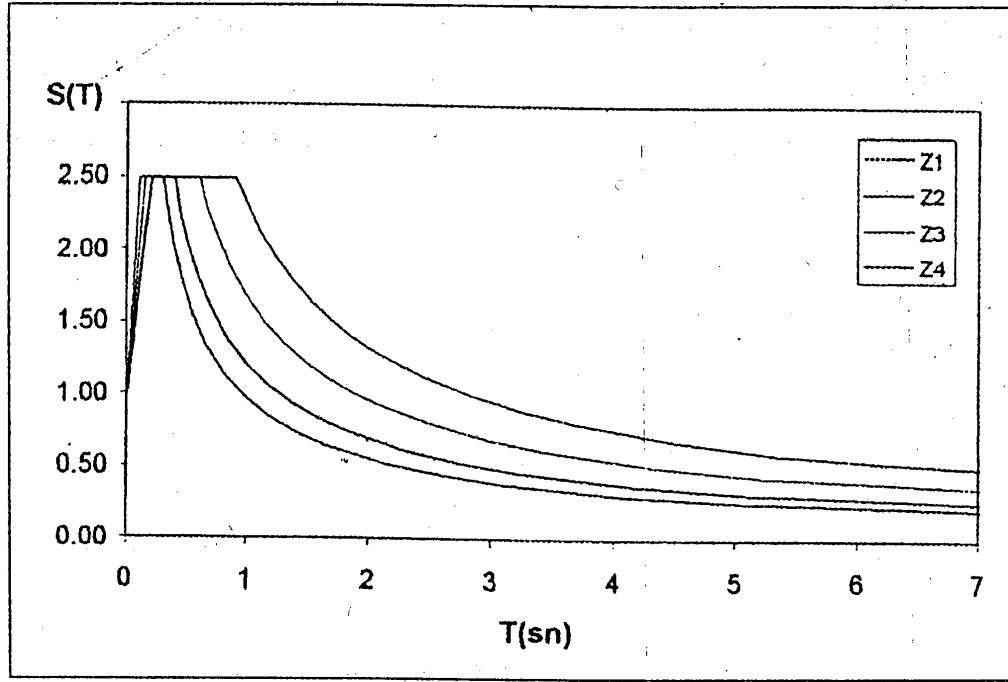
Şekil 2.43 'de görüldüğü gibi spektrum katsayıları başlangıçta doğrusal olarak yükselen bir kolon ardından en büyük değerini aldığı bir kolu bulunmaktadır. Daha sonra yapı periyodunun büyümesi ile üstel bir şekilde bu katsayı küçülmektedir. Spektrum katsayısı yumuşak zeminlerde, daha geniş periyot bölgesinde en büyük değerini alırken sert zeminlerde bu bölge daha dar olarak ortaya çıkmaktadır. Zemin büyütmesinin yumuşak zeminlerde daha geniş bölgede etkili olduğu sonucu buradan çıkarılabilir. Tablo 2.3'de yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B (saniye), bu zeminlere ait ivme spektrum eğrileri ise Şekil 2.44 'de görülmektedir.

Tablo 2.3 Spektrum karakteristik periyotları (T_A , T_B)

Yerel zemin sınıfı	T_A (s)	T_B (s)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90



Şekil 2.43 Spektrum katsayısı $S(T)$



Şekil 2.44 Yerel zemin sınıflarına ait ivme spektrum eğrileri

Deprem etkisinin dinamik bir etki olduğu düşünülürse, toplam deprem kuvvetinin Kütle*İvme şeklinde yazılabileceği kabul edilebilir.

Sonuç olarak taşıyıcı sisteme etkiyen toplam deprem yükü $W A(T_1)$ şeklinde yapı ağırlığının spektral ivme katsayısı ile çarpımı olarak elde edilir. Bulunan bu deprem etkisini yapının elastik davranarak taşımasını öngörmek ekonomik olmayan büyük boyutların ortaya çıkmasına neden olur, [7].

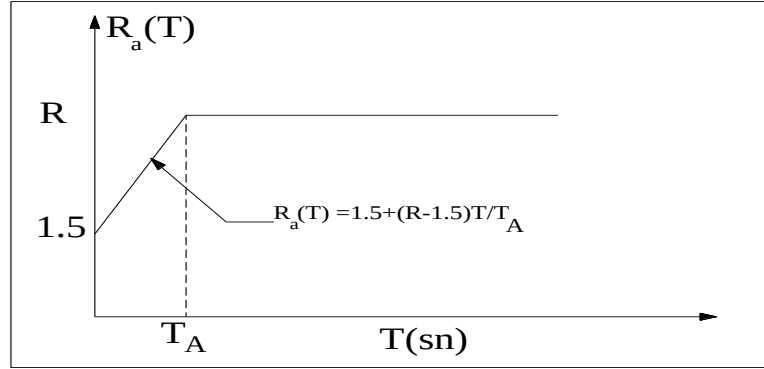
Deprem yönetmeliklerinde genel eğilim, meydana gelme olasılığı düşük olan deprem etkisinin taşıyıcı sistemin elastik ötesi kapasitenin de göz önüne alınarak taşınmasıdır. Fakat çözümlemede bir zorluk nedeniyle deprem yükü belirli bir katsayıya bölünerek azaltılır ve taşıyıcı sistemin doğrusal elastik çözümlemesi kullanılır. Buradaki azaltma katsayısı $R_a(T)$ “Deprem Yüğü azaltma Katsayısı”dır.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.6)$$

$$R_a(T) = R \quad T_A \leq T \quad (2.7)$$

Şekil 2.45 'de verilen R Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, T_1 Yapı Periyoduna ve T_A Zemin Spektrum Karakteristik Periyoduna bağlı olarak verilmiştir. Yeni deprem yönetmeliğinde yerinde dökme betonarme binalar, prefabrike betonarme binalar ve

elik binalar için suneklik düzeyine bağlı olarak Tablo 2.4 ’de gösterildiği gibi verilmiştir.



şekil 2.45 Deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$

Tablonun incelenmesinden suneklik düzeyi yüksek olan yapılarda, elastik ötesi davranış önemli olduğu için taşıyıcı sistem davranış katsayısı, dolayısıyla deprem yükü azaltma katsayısının daha büyük olduğu görülmektedir.

Hiperstatiklik derecesi yüksek olan taşıyıcı sistemlerde, elemanlar arası yardımlaşma daha fazla ve doğrusal olmayan elastik ötesi davranış nedeniyle kapasite artması ve dolayısıyla deprem yükü azaltma katsayısı, R_a , daha büyük olur.

Yerinde dökme betonarme binaların hiperstatiklik derecesi, prefabrike yapılara göre daha yüksek olduğu için elastik ötesi davranış nedeniyle ortaya çıkacak kapasite daha fazla olacaktır. Dolayısıyla taşıyıcı sistem davranış katsayısı da daha büyüktür.

Çerçeveli sistemlerin perdeli olanlara göre daha sünek olmasının ve boşluklu perdelerin davranışının bu iki sistemin arasında bulunmasının da tabloda verilen değerlerle uyumlu olduğu görülmektedir.

Bunların yanında, yönetmeliklerde öngörülen donatı akma gerilmesi ve beton dayanımının yanında, öngörülen donatı kopma uzaması ve betonun en büyük kısılmasının sağlanması gibi, iki malzeme arasında aderansın gerçekleşmesi de sünekliğin n koşuludur, [23].

Tablo 2.4 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)

Bina Taşıyıcı Sistemi	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
1) Yerinde Dökme Betonarme Binalar		
1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	4	8
1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	4	6
1.4) Deprem yüklerinin, çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar.....	4	7
2) Prefabrike Betonarme Yapılar		
2.1) Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar.....	3	6
2.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar.....	--	5
2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	--	4
2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluksuz) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar.....	3	5
3) Çelik Binalar		
3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	5	8
3.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar.....	4	7
3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	3	--
b) Çaprazların dış merkez olması durumu.....	--	7
c) Betonarme perde durumu.....	4	6
3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	4	--
b) Çaprazların dışmerkez olamsı durumu.....	--	8
c) Betonarme perde durumu.....	4	7

2.4.4 Prefabrike endüstri yapıların tasarımı

Ülkemizde endüstri türü yapılar bağlantı noktaları mafsallı olanlar ağırlıklı olmak üzere;

1) Prefabrike mafsallı çerçeveli

2) Moment aktarabilen bağlantılara sahip prefabrike çerçeveler

şeklinde iki grupta toplanabilir. Şekil 2.47’de görüldüğü gibi bu binalar genelde tek katlı bağlantıları kolon ucu ile tepe kirişi arasında olacak şekilde tasarlanmaktadır. Kolonlar genelde bir soketli temele (çanak temel) oturmakta ve montaj boşluğu harçla doldurulmaktadır.

Yeni deprem yönetmeliğinde mafsallı bağlantılara ancak tek katlı binalarda izin verilmektedir.

TDY’nin 7.12.1.1 maddesine göre;

“Endüstri yapısı türü tek katlı binalar dışında, bağlantıları mafsallı olan (moment aktarmayan) prefabrike çerçeve türü taşıyıcı sistemlere, her iki doğrultuda yatay deprem yüklerinin tamamını taşıyabilen yerinde dökme betonarme perdeler yapılması koşulu ile izin verilebilir.”

Birden fazla katlı olan yapılarda mafsallı bağlantı varsa, her iki yönde tüm deprem yükünü alabilecek perdeler ihtiyacı vardır. Fakat uygulamada sık görülen arakatın sadece binanın aksı içinde bulunması diğer kısımlarda arakat olmaması durumu için açıklayıcı bir bilgi yoktur.

Bu tür çerçevelerde kirişler kolonlara mafsallı bağlandıkları için deprem sırasında ilave moment almazlar. Bu yapılarda göçme konumuna ulaşması kolon tabanlarında oluşacak mafsallarla olur.

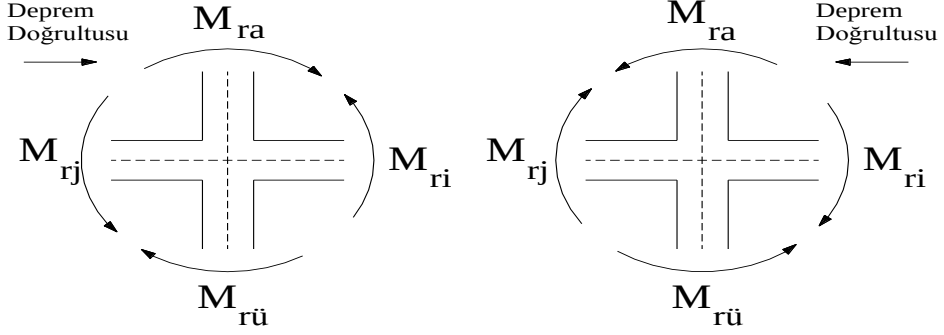
Konvansiyonel yapılarda kolonlar kirişler kadar sünek olmadığından, deprem yönetmelikleri plastik mafsallaşmanın kolonda değil kirişte oluşmasını öngörür. Bu koşul yönetmelikte “Kolonların kirişlerden daha güçlü olması” şeklinde belirtilmiştir.

TDY’nin 7.3.5.1. maddesine göre;

“Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına saplanan kolonların moment kapasitelerinin toplamı, düğüm noktasına saplanan kirişlerin moment kapasitelerinin toplamından en az %20 büyük olmalıdır.”

Şekil 2.46 'da depremin her iki yönü için kolon-kiriş düğüm noktası davranışı gösterilmiştir. Burada M_{ri} ve M_{rj} kirişin negatif ve pozitif taşıma gücü momenti, M_{ra} ve $M_{r\bar{u}}$ kolonun taşıma gücü momentini göstermektedir.

$$\sum (M_{r\bar{u}} + M_{ra}) \geq \frac{6}{5} \sum (M_{ri} + M_{rj}) \quad (2.8)$$



Şekil 2.46 Deprem doğrultusuna göre kolon-kiriş taşıma momenti

TDY'nin 7.3.5.4. maddesine göre, bu koşulun uygulanmasına zorunlu olmadığı özel durumlar şu şekildedir;

“Düğüm noktasında birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10A_c f_{ck}$ olması durumunda bu şartın sağlanması zorunlu değildir.”

Koşulun tek katlı çerçevelerde uygulanmamasının nedeni, kolonlardaki eksenel yük düzeyinin çok küçük olması, dolayısıyla kolonlarında kirişlere yakın bir sünekliğe sahip olması gerekmektedir.

Şiddetli depremlerde, süneklikten dolayı elasto-plastik deformasyon sonucu büyük yanal deplasmanlar meydana gelir. Büyük yanal deplasmanlar ikinci mertebe momentlerin oluşmasına sebep olmaktadır. İkinci mertebe momentlerin minimum düzeyde kalmasına sağlamak için yönetmelikte göreceli kat deformasyonları sınırlandırılmıştır.

Mafsal bağlantılı prefabrike çerçevelerde, yanal yükler altında monolitik çerçevelere oranla daha büyük yanal ötelenmeler oluşur. Bu yanal ötelenmeyle ilgili yeni deprem yönetmeliğinde göreceli kat ötelenmelerinin sınırlandırılması başlığı altında 6.10.1 maddesine açıklanarak,

$$(\Delta_i)_{\max} \leq 0.0035h \quad (2.9)$$

$$(\Delta_i)_{\max} \leq \frac{0.02}{R} h \quad (2.10)$$

ifadesi getirilmiştir.

Burada Δ_i , herhangi bir kattaki görelî öteleme, h_i kat yüksekliği ve R ise taşıyıcı sistem davranış katsayısını göstermektedir. Görelî öteleme değeri, davranış katsayısının nispeten büyük olduğu yapılar da formül 2.10 'da görüldüğü gibi yapı davranış katsayısıyla ters orantılıdır.

Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, bağlantıları moment aktarabilen tek katlı çerçevelerde taşındığı binalarda $R=6$ olduğu için bu sınır aşğıdaki gibi yazılabilir;

$$(\Delta_i)_{\max} \leq 0.0033h \quad (2.11)$$

Prefabrike yapılar için davranış katsayısının daha küçük olması gerektiğı savunulabilir. Fakat prefabrike yapıların üretimde sürekli kontrol, beton sınıfının yerinde dökme yapılara göre çok yüksek olması bu katsayının prefabrike yapılar için 6 ve 5 seviyesinde tutulmasında önemli bir etken olmuştur.

Bununla beraber yayımlanan bir makalede çağdaş dünya yönetmelikleri prefabrike yapılara uygulama bakımından incelenmiş ve hemen hemen tüm yönetmeliklerde R_a davranış katsayısının yerinde dökme ve prefabrike yapılar için aynı alındığı görülmüştür. Sadece Bulgaristan Deprem Yönetmeliğinde, prefabrike yapılar için %12 kadar daha düşük bir katsayı alınması öngörülmüştür.

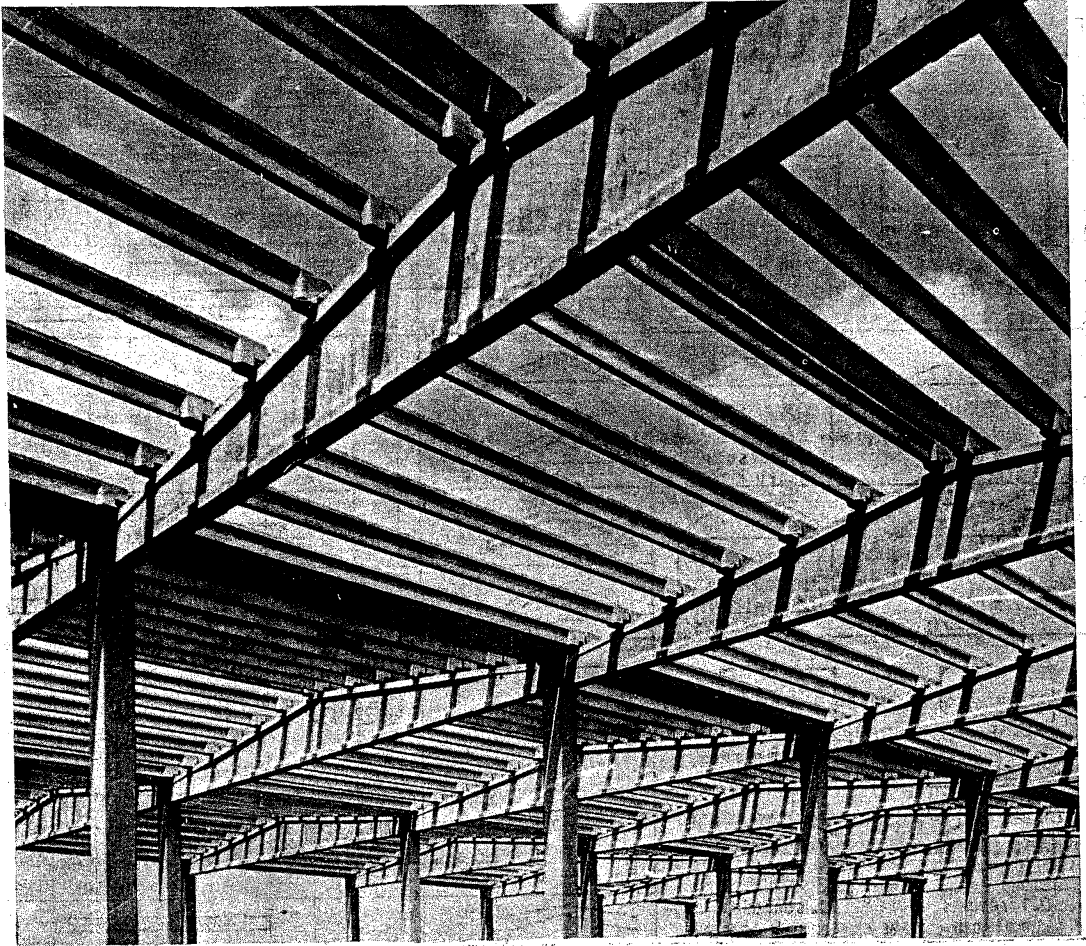
ABD ve Japonya'nın müştereken yürüttükleri PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) projesi kapsamında depreme dayanıklı prefabrike inşaat konusunda yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre, Japon beton şartnamesi prefabrike betonarme yapıları da içerecek şekilde genişletilmiştir. Japon araştırmacılar prefabrike betonarme yapılarda bağlantıların Eşdeğer Monolitik Birleşim özelliklerine sahip olduğu durumlarda normal betonarme şartname kurallarının kullanılabileceğı belirtmektedir, [26].

Bu özellikler şöyle sıralanabilir;

- 1) Bağlantılar monolitik sisteme eşdeğer rijitlik ve dayanıma sahip olmalı
- 2) Bağlantılar hesap momentini ve/veya kuvvetlerini aktaracak mukavemette olmalı

- 3) Monolitik sisteme eşdeğer dayanılılıkta, kullanılabilirlikte ve yangına karşı dayanılılıkta olmalıdır.

Yönetmelikte bağlantıları moment aktarabilen prefabrike yapılar için 7.12.2.1. maddesine “Prefabrike bina çerçevelerindeki moment aktarabilen tüm bağlantıların deprem etkisi ile oluşan tersinir ve yinelenir yükler altında monolitik davranışa eşdeğer dayanıklılığa ve sünekliğe sahip oldukları, literatürden kaynak verilerek, analitik yöntemlerle veya deneylerle kanıtlanmış olacaktır.” koşulunu getirmiştir. Öne sürülen koşul oldukça ağırdır. Özellikle çok katlı prefabrike yapılarda yatay yüklerin etkisiyle oluşan deplasmanların ve kesit tesirlerinin küçültülmesi amacıyla moment aktaran birleşimlerden oluşan çerçeve sistemlerin oluşturulması kaçınılmazdır. Dolayısıyla bu tür bağlantıları sahip prefabrike çerçevelerin monolitiğe eşdeğer bir davranış sergilemesi istenmektedir.



Şekil 2.47 Dilberler fabrikası, İstanbul, [10]

3. TDY'1998, UBC'97, EUROCODE-8 YÖNETMELİKLERİNİN PREFABRİKE BİNALAR AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI

3.1 UBC'97 ye Göre Deprem Tasarımı

3.1.1 Statik deprem kuvvetleri

Toplam taban kesme kuvveti, V , aşağıdaki formüllerle açıklanmıştır, [34].

$$V=WC_vI/RT \quad (3.1)$$

$$V<2.5WC_aI/R \quad (3.2)$$

$$V>0.11C_aIW \quad (3.3)$$

$$V>0.8WZN_vI/R \text{ (4. Deprem bölgesinde)} \quad (3.4)$$

Bu bağlantılarda yer alan W yapının toplam ağırlığını vermektedir. Kar yüklemesi, kar yükü 1.44 kN/m^2 'den yüksek bölgelerde %25'i ölü yük olarak, diğer bölgelerde alınmaz, T yapının periyodu, R taşıyıcı sistem davranış katsayısını ifade etmektedir. Z etkin yer ivme katsayısını, C_a ve C_v etkin yer ivme katsayısına bağlı katsayıları, N_a , N_v depremin merkez üssüne uzaklığa bağlı etkileşim katsayılarını, I ise yapı önem katsayısını ifade etmektedir. Bu katsayılar tablo 3.1, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.8 den ulaşılabilir.

3.1.2 Kat kesme kuvvetleri

Toplam yatay kuvvet yapı yüksekliğine bağlı olarak (3.5), (3.6), (3.7) formülleri uyarınca hesaplanır.

$$V=F_t + \sum_{i=1}^n Fi \quad (3.5)$$

Yapının üst noktasından yatay bir F_t toplam kuvvet uygulanır ve F_n yatay kuvvetine dahil edilir.

$$F_t = 0,07TV \quad (3.6)$$

F_t , hiçbir zaman $0.25V$ 'yi geçemez, $T \leq 0,7$ sn için sıfır alınabilir. Toplam yatay kuvvet katlara aşağıdaki formülle dağıtılır.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (3.7)$$

W_i , W_x kat kütlelerini, h_i , h_x kat kütlelerinin temelden yüksekliğini tayin eder.

3.1.3 Yapı periyodunu tayini

Tüm binalar için T yaklaşık aşağıdaki formülle hesaplanabilir.

$$T = C_t * h_N^{3/4} \quad (3.8)$$

Burada C_t katsayısı moment yüklerinin çerçevelerle taşındığı çelik binalarda 0.08, betonarme binalarda 0.07 ve diğer tüm binalarda 0.05 alınabilir, h_N toplam bina yüksekliğidir.

3.1.4 Kat deplasman sınırları

Δ_m Göreli kat ötelemeleri;

$$\Delta_m \leq 0.025 h \quad T < 0.7 \text{ sn} \quad (3.9)$$

$$\Delta_m \leq 0.02 h \quad T \geq 0.7 \text{ sn} \quad (3.10)$$

Yapıda oluşacak ikinci mertebe momentleride dikkate alarak bulunan maksimum inelastik deplasmanlar;

$$\Delta_m = 0.7R\Delta_s \quad (3.11)$$

Δ_m = Taban kesme kuvveti etkisi altında malzemelerin inelastik davranışlarında dikkate alınarak bulunan toplam yer değiştirmesi

Δ_s = Deprem kuvvetleri etkisinde yapıda oluşacak toplam deplasmanı ifade eder.

3.1.5 Prefabrike binalar için özel kurallar

- Tüm tasarımlar prefabrike binaların birleşim noktalarının güçlendirilmesi için yapılmalıdır. Birleşim noktalarında dikkate alınacak yanal deprem kuvvetleri;

$$F_p = 4C_a I_p W_p \quad (3.12)$$

veya

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left(1 + 3 \frac{h_x}{h_r}\right) W_p \quad (3.13)$$

formülleriyle hesaplanmaktadır. Burada; $0.7C_a I_p W_p < F_p < 4C_a I_p W_p$ olmalıdır. Prefabrike yapılar birleşim noktalarında $a_p=1$ ve $R=3$ alınır. h_r çatı yüksekliğini ve h_x ise eleman yüksekliğini ifade eder.

R ise yapı davranış katsayısını (konsol kolonlu sistemler için 2.2 alınır) ifade eder.

Tablo 3.1 Etkin yer ivme katsayısı, Z

Deprem Bölgesi	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Tablo 3.2 Zemin profil tipi

Zemin Profili Tipi	Zemin Cinsi	Üstten 30 M'lik Kısım İçin Zemin Özellikler		
		Kayma Dalgası Hızı (m/s)	Standart Pen. Katsayısı, N	Drenajsız Kayma mukavemeti, (kPA)
A	Sert Kaya	>1500	-	-
B	Kaya	760'dan 1500'e	-	-
C	Çok Sıkı Zemin	360'dan 760'a	>50	100
D	Sert zemin profili	180'den 360'a	15'den 50'ye	50'den 100'e
E	Yumuşak zemin Profili	<180	<15	<50

Tablo 3.3 Sismik katsayı, C_v

Zemin Profili Tipi	Sismik Bölge Katsayısı				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N_v
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N_v
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N_v
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N_v
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N_v

Tablo 3.4 Yakınlık katsayısı, N_v

Deprem Tipi	Deprem Kaynağına Olan Mesafe			
	<2 km	5 km	10 km	>15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Tablo 3.5 Sismik katsayı, C_a

Zemin Profil Tipi	Sismik Katsayılar, Z				
	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32 N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40 N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40 N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44 N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36 N_a$

Tablo 3.6 Yakınlık katsayısı, N_a

Deprem Tipi	Deprem Kaynağına Olan Mesafe		
	<2 km	5 km	>10 km
A	1.5	1.2	1.2
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Tablo 3.7 Sismik kaynak tipi

Sismik Kaynak Tipi	Sismik Kaynağın Tanımı	En Büyük Moment Şiddeti	Kayma Oranı (mm/yıl)
A	Büyük Deprem Üretme Kapasitesine Sahip Faylar	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	A ve C'ye Uymayan Tüm Fay Tipleri	$M \geq 7.0$	$SR < 5$
		$M < 7.0$	$SR > 2$
		$M \geq 6.5$	$SR < 2$
C	Büyük Deprem Üretme Kapasitesine Sahip Olmayan Faylar	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

Tablo 3.8 Bina önem katsatısı

Kategori	Yapıcı Fonksiyonu	Önem Katsayısı	
		I	I_p
Önemli Yapılar	Enerji Santralleri, Yangın ve Polis İstasyonları, Acil Durum ve Haberleşme Merkezleri	1.25	1.5
Zararlı Atık İçeren Yapılar	Toksit ve Patlayıcı Madde İçeren Yapılar	1.25	1.5
Özel Yapılar	Ofis, Otel, Tatil Köyü ,Endüstri Yapıları	1	1

3.2 Eurocode-8'e Göre Deprem Tasarımı

3.2.1 Statik deprem kuvvetleri

Taban kesme kuvveti aşağıdaki formülle hesaplanır, [33].

$$F_b = S_d * W \quad (3.14)$$

$$S_d = \alpha S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3.15)$$

$$S_d = \alpha S \frac{\beta_0}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3.16)$$

$$S_d = \alpha S \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3.17)$$

$$S_d = \alpha S \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_{d1}} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}} \quad T_D \leq T \quad (3.18)$$

Burada T yapının doğal titreşim periyodunu, W yapının toplam ağırlığını ifade eder. Yapı toplam ağırlığı bulunurken kar yüklerinin %20'si yük olarak dikkate alınır. Formül 3.17 ve 3.18'de dizayn periyodu $S_d > 0.2\alpha$ olmalıdır. α deprem ivmesinin yer çekim ivmesine oranıdır. S zemin parametresi, β_0 spektral ivme katsayısı, k_{d1} ve k_{d2} katsayıları, T_B , T_C , T_D zemin sınıfları için karakteristik zemin periyotları Tablo 3.10'dan alınabilir. Davranış katsayısı q tablo 3.13 'den alınabilir.

3.2.2 Yatay deprem kuvvetlerinin katlara dağılımı

Toplam yatay kuvvetler katlara yükseklik ve kütleleriyle orantılı olarak dağıtılır.

$$F_i = F_b + \frac{z_i W_i}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \quad (3.19)$$

F_i = i. kata etkiyen yatay kuvveti

z_i, z_j = kat kuvvetleri W_i ve W_j 'nin temelden yüksekliğini ifade eder.

3.2.3 Yapının temel periyodu

Yapının doğal titreşim periyodunun EUROCODE-8’de değişik yapı dinamiği (eg. Reyleigh Method) yöntemlerine göre hesabı verilmiştir. Fakat aşağıdaki yaklaşık metodla hesaplanmasında mümkündür.

Yüksekliği 80 m’den az binalar için T ;

$$T = C_t * h_N^{3/4} \quad (3.20)$$

Burada C_t katsayısı moment yüklerinin çerçevelerle taşındığı çelik binalarda 0.08, betonarme binalarda 0.07 ve diğer tüm binalarda 0.05 olarak alınır, h_N toplam bina yüksekliğidir.

Yüksekliği 80 m’den büyük binalarda ;

$$T = 2d^{1/2} \quad (3.21)$$

d metre cinsinden binanın tepe noktasının deplesmanıdır.

3.2.4 Kat deplesmanı sınırlamaları

Eurocode-8 ’de deplesmanlar servis sınırı dikkate alınarak belirlenmiştir. Denklem (3.22) ’da binada yapısal olmayan kırılğan malzemelerin bulunması durumu, denklem (3.23) ’de yapısal olmayan elemanların taşıyıcı elemanlara sabitlenmesi durumu dikkate alınmıştır.

$$d_r/v = 0,004 h \quad (3.22)$$

$$d_r/v = 0,006 h \quad (3.23)$$

v, Tablo 3.11 ’e göre alınan önem katsayısını, d_r ise katlar arasındaki kat ötelemeleri farkını (Görelî Kat Ötelemesi) ifade eder.

$$d_r = d_s - d_{s-1} \quad (3.24)$$

$$d_s = k_d * q_o * d_e * \gamma_I \quad (3.25)$$

k_d ; süneklik katsayısı (Tablo 3.12)

q_o = davranış katsayısı (Tablo 3.13)

d_e = elastik analiz yöntemine göre noktaların deplesmanı

γ_I = önem katsayısı (Tablo 3.14)

3.2.5 Prefabrike binalar için özel kurallar

Eurocode-8’de prefabrike binalar beş ayrı kategoriye ayrılmıştır.

- Çerçeve Sistemler
- Panolu Sistemeler
- Karışık Sistemler (prekast kolon, kiriş ve prekast veya monolitik panolar)
- Kutu Sistemler
- Ters sarkaçlı Sistemler (Yapının kütlesinin % 50 veya daha fazlasının yapı yüksekliğinin üst 1/3’de toplandığı binalar mesela prefabrike endüstri yapıları gibi)

Prefabrike binalarda davranış katsayısı q_p ;

$$q_p = k_p * k_d * q_o \quad (3.26)$$

$k_p = 1,0$ (Birleşim noktaları mafsalsal bölgesinden uzak yapılan binalar)

$k_p = 0,75$ (Eleman boyutların fazla tutulduğu veya enerji sönüm leyicilerin kullanıldığı binalar)

$k_p = 1,0$ (üsteki özel kurallara uymayan binalar)

3.2.6 Prefabrike bina birleşim bölgeleri için özel kurallar

- Mafsalsal bölgelerinin dışında yapılan birleşimlerde; bu tür birleşimlerin hesabında dikkate alınan kesit tesirler 1.1 katsayısıyla artırılmalıdır.
- Aşırı dizayn birleşimleri; Birleşimlerin mafsalsal bölgelerinde yapıldığı fakat aşırı dizayn yapılarak inelastik bölgenin birleşimin dışına taşındığı birleşimlerdir. Bu tür birleşimlerde kesit tesirleri yüksek-orta sünek davranış için 2.0, düşük süneklik için 1,5 katsayısıyla artırılmalıdır.
- Enerji sönümleyicilerin kullanıldığı birleşimler; bu tür birleşimlerde bölgesel süneklik koşullarına uyulur.
- Birleşimin mafsalsal bölgelerinde yapılan binalarda hesap kuvveti;

$$R_{pd} = R_d / (\gamma_{Rd} \gamma_{cycl}) \quad (3.27)$$

R_d : Monolitik yüklemeye dizayn kuvvetleri

γ_{Rd} : Ekstantirisite faktörü

γ_{cycl} : Bireleşimin sünekliğine bağlı bir azaltma faktörü.

Normal kuvvet etkisi altında $\gamma_{Rd} = 1,2$ (yüksek sünek birleşimlerde), $\gamma_{Rd} = 1,1$ (orta sünek birleşimlerde), $\gamma_{Rd} = 1,0$ (Düşük sünek birleşimlerde) alınır. Kesme kuvveti etkisi altında $\gamma_{Rd} = 1.35, 1.25, 1.15$ (Yüksek-orta-düşük sünek birleşimler). Düşey birleşimlerde normal kuvvet etkisi altında $\gamma_{cycl} = 1.15$, kesme kuvvetleri etkisi altında $\gamma_{cycl} = 1.2$, yatay birleşimlerde kesme kuvveti etkisi altında;

$$\gamma_{cycl} = 1 + 0,15 q_p \geq 1,20 \quad (3.28)$$

Birleşimin kritik bölgelerin dışında yapıldığı binalarda birleşim bölgelerinin dizaynında γ_{Rd} ve γ_{cycl} katsayıları kullanılmaz.

Kolon-kolon birleşimlerinin kritik bölgelerde yapıldığı binalar düşük süneklikli yapılar kapsamına girer.

Tablo 3.9 Temel zeminin sınıflandırılması

Temel Zemin	Tanım	Vs (m/s)
A	Kaya veya diğer jeolojik formasyonlar sık kum veya aşırı konsolide kil zemin	>800
		>400
B	Orta sıkı kum, çakıl veya sert killer	350-200
C	Gevşek korozyonsuz zeminler orta katı yumuşak korozyonsuz zeminler	<200
		<200

Tablo 3.10 Elastik davranışta parametreler

Temel zemini	S	β_0	k_{d1}	k_{d2}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	2.5	2/3	5/3	0.1	0.4	3.0
B	1.0	2.5	2/3	5/3	0.15	0.6	3.0
C	0.9	2.5	2/3	5/3	0.2	0.8	3.0

Tablo 3.11 Azaltma katsayısı, v

Önem kategorisi	I	II	III	IV
Azaltma katsayısı	2.5	2.5	2	2

Tablo 3.12 Düktilite sınıfı katsayı, k_d

süneklik sınıfı	yüksek	orta	düşük
k_d	1	0.75	0.5

Tablo 3.13 Davranış faktörü, q_0

Yapı Tipi		q_0
Çerçeve Sistemi		5.0
Karışık Sistemler	Çerçeve Sistemleri	5.0
	Perdeli Sistemler Çift Yönlü	5.0
	Perdeli Sistemler Tek Yönlü	4.5
Panel sistemler	Çift yönlü paneller	5.0
	Tek yönlü yapılar	4.0
Çekirdek sistemler		3.5
Ters sarkaç tipi yapılar		2.0

Tablo 3.14 Önem katsayısı, γ_1

Önem Kategorisi	Yapılar	Önem Faktörü, γ_1
I	Hastaneler, itfaiyeler, enerji santralleri	1.4
II	Okul, enstitüler, toplantı salonları	1.2
III	Sıradan yapılar	1.0
IV	Düşük öneme sahip yapılar	0.8

3.3 Örnek Uygulama

3.3.1 Deprem kuvvetlerinin bir örnekle incelenmesi

Örnek olarak mafsal bağlantılı tek katlı endüstri yapısı incelencektir, [12]. Hesaplar;

- Kütlenin kolon tepelerinde toplanması (Dikey Sarkaç)(Şekil 3.1)
- Kolon tepe noktalarının yatay kuvvetler altında aynı deplesmanı yapmaları
- Yapılan sistemlerde yatay veya düşey herhangi bir düzensizliğin bulunmaması
- Malzemelerin linear elastik davranış sergilemesi

kabulüne göre yapılmaktadır. Bu durumda deprem etkisini basit düşey bir sarkaçta analiz etmekte yeterli olacaktır.

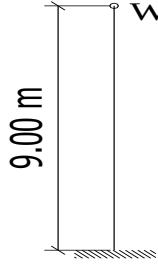
3.3.2 Yapı hakkında bilgiler

Bu bölümde dikkate alacağımız örnek bölüm 4.1 'deki örnektir. Kullanılan malzeme, yükler , taşıyıcı elemanlar ve depremsellik örnekten alınmıştır. Daha kolay

anlaşılması için örnek 4.1 'deki çerçeve düzlemine dik yönde deprem etkileri dikkate alınacaktır.

Kolonlar (65*65) boyutlarında olup, beton C30, donatı S420 kullanılmıştır. Zemin sınıfı Z₃, S_D, B (TDY'98, UBC'97 , EUROCODE-8) seçilmiştir. C30 için elastisite modülü $E_b = 3.18 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır. Yükler için örneğe bakınız.

3.3.3 Bina doğal titreşim periyodu



$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot \frac{0.65 \cdot 0.65^3}{12} = 473041 \text{ kN/m}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{24.744 \cdot 9.0^3}{3 \cdot 473041}} = 0,71 \text{ sn}$$

Şekil 3.1 Ters sarkaç tipi yapı sistemi

3.3.4 Deprem kuvvetleri

Deprem kuvvetleri TDY'1998, UBC'97 ve EUROCODE-8 'e göre yapılacak ve dikkate alınması gereken deprem kuvvetlerinin mukayeseleri yapılacaktır.

3.3.4.1 TDY' 98 'e göre

Taban kesme kuvveti V Denklem (3.4), (3.5) , (3.1)'e göre hesaplanır.

$$S = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.71} \right)^{0.8} = 2.18 \text{ sn}$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S / R = 247.44 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.18 / 5 = 43.15 \text{ kN}$$

$$R = \text{Yapı davranış katsayısı} = 5 \text{ (Tablo 3.8)}$$

$$A_0 = \text{Etkin yer ivme katsayısı} = 0.4 \text{ (Tablo 3.4)}$$

$$I = \text{Yapı Önem katsayısı} = 1 \text{ (Tablo 3.5), } S = \text{Spektrum Katsayısı} = 2.18 \text{ (Denklem 3.6)}$$

$$W = \text{Ağırlık} = 247.44 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{V_t}{k} = \frac{43.15 \cdot 9^3}{3 \cdot 473041} \cdot 100 = 2.2 \text{ cm}$$

3.3.4.2 UBC'ye göre

Toplam taban kesme kuvveti, V, denklem (3.1)'e göre;

$$V = W C_v I / R T = 225 * 0.64 * 1 / (2.2 * 0.71) = 92.19 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = 92.19 * 9^3 / 3 * 473041 = 4.74 \text{ cm}$$

$$R = \text{Yapı davranış katsayısı} = 2.2$$

$$C_v = \text{Sismik katsayısı} = 0.64 \text{ (Tablo 3.4)}$$

$$I = \text{Yapının önem katsayısı} = 1 \text{ (Tablo 3.5)}$$

$$T = \text{Yapının Doğal Titreşim Periyodu} = 0.71 \text{ sn}$$

$$W = \text{Toplam kütle} = 225 \text{ kN} \quad (\text{Kar yüklemesi} = 0)$$

3.3.4.3 Eurocode-8'e göre

Toplam taban kesme kuvveti, V, denklem (5.4), (5.12), (5.1)'den hesaplanır.

$$V = W * \frac{\alpha * S * \beta_o}{k_p k_d q_o} [T_C / T]^{k_{d1}} = 240 * \frac{0.3 * (1) * 2.5}{0.75 * 1 * 2} [0.6 / 0.71]^{2/3} = 107.26$$

$$d_{\max} = 107.26 * 9^3 / 3 * 473041 = 5.5 \text{ cm}$$

$$W = \text{Toplam kütle (Kar yükleri \%20)} = 240 \text{ kN}$$

$$\alpha = \text{Deprem ivmesinin yer çekim ivmesine oranı} = 0,3$$

$$S = \text{Zemin parametresi} = 1 \text{ (Tablo 5.2)}$$

$$\beta_o = \text{İvme katsayısı} = 2.5 \text{ (Tablo 5.2)}$$

$$k_{d1} = \text{Sismik katsayılar} = 2/3 \text{ (Tablo 5.2)}$$

$$k_d = \text{Süneklik katsayısı} = 1 \text{ (Tablo 5.4)}$$

$$k_p = \text{Birleşimler bölgeleri yüksek dayanımlı yapıda} = 0.75$$

$$T_C = \text{Periyot Limiti} = 0.60 \text{ sn}$$

$$T = \text{Yapının doğal titreşim periyodu} = 0.71 \text{ sn}$$

$$q_o = \text{Davranış katsayısı} = 2.0$$

Tablo 3.15 Deprem yükleri

TDY'98	$V = W \frac{A_0 IS}{R}$	Zemin Tipi: Z3 $A_0 = 0.40$ $I = 1$ $T = 0.71$ $T_B = 0.6$ s. $S = 2.5(T_B/T)^{0.8} = 2.18$ $R = 5$ $W = DL + 0.3 SL$	$V = 0.174 W$
	$V > W (0.10 A_0 I)$		$V > 0.04 W$
UBC'97	$V = W \frac{C_v I}{RT}$	Zemin Tipi: S_D $C_v = 0.64$ $I = 1$ $R = 2.2$ $T = 0.71$ $W = DL + 0.25 SL$ Eğer $DSL > 1.44 \text{ kN/m}^2$ $W = DL$ Eğer $DSL < 1.44 \text{ kN/m}^2$	$V = 0.41 W$
	$V < W (2.5 C_a I / R)$ $V > W (0.11 C_a I)$ $V > W (0.8 Z N_v I / R)$	$C_a = 0.44$ $Z = 0.4$ $N_v = 1$	$V < 0.5 W$ $V > 0.05 W$ $V > 0.14 W$
Eurocode-8	$V = W \frac{\alpha S \beta_0}{k_p k_d q_0} \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}}$	Zemin Tipi: B $\alpha = 0.3$ $S = 1$ $\beta_0 = 2.5$ $T_C = 0.6$ s. $T = 0.71$ $k_{d1} = 2/3$ $k_p = 0.75$ $k_d = 1$ $q_0 = 2$ $W = DL + 0.2 SL$	$V = 0.447 W$
	$V > W (0.20 \alpha)$		$V > 0.06 W$

Tablo 3.16 Birleşim noktalarına gelen deprem kuvvetleri

TDY'98	$F_p = 1.2W_p \frac{A_0 IS}{R}$	Zemin Tipi: Z3 W_p : Bölümün ağırlığı $A_0 = 0.4$ $I = 1$ $T = 0.71$ s. $T_B = 0.6$ s. $S = 2.5(T_B/T)^{0.8} = 2.18$ $R = 5$	$F_p = \mathbf{0.209} W_p$
UBC'97	$F_p = W_p(4C_a I_p)$	Zemin Tipi W_p : bölümün ağırlığı $C_a = 0.44$ $I_p = 1$	$F_p = \mathbf{1.76} W_p$
	$F_p = W_p \frac{a_p C_a I_p}{R_p} (1 + 3h_x/h_r)$	$R_p = 3$ $a_p = 1$ h_p : bağlantının yüksekliği h_x : çatı yüksekliği	$F_p = \mathbf{0.59} W_p$
	$F_p > W_p(0.7C_a I_p)$ $F_p < W_p(4C_a I_p)$		$F_p > 0.3 W_p$ $F_p < 1.76 W_p$
Eurocode-8	$F_p = 2W_p \frac{\alpha S \beta_o}{k_p k_d q_o} [T_C/T]^{k_{d1}}$	Zemin Tipi : B W_p : Bölümün ağırlığı $\alpha = 0,3$ $S = 1$ $\beta_o = 2.5$ $T_C = 0.6$ s. $T = 0.71$ $k_{d1} = 2/3$ $k_p = 0.75$ $k_d = 0.75$ $q_o = 2$	$F_p = \mathbf{0.89} W_p$

Tablo 3.17 Deprem dizayn kuvvetleri

Ağırlık Yüzdesi	TDY'98	UBC'97	Eurocode-8
Yapı	17.4	41.0	44.7
Yapısal Bağlantılar	20.9	59	89

Tablo 3.18 Kolon tepe nokta deplasmanları

	Elastik(SAP 90)	Unelastik	Elastik Limit	Unelastik Limit
TDY'98	2,2 cm	-	0.0035h=3.15 cm 0.02h/R = 3.6 cm	-
UBC'97	4.74 cm	7.30	-	0.02 h = 18cm
Eurocode-8	5.5 cm	11.0	-	0.012h=10.8cm Servis Limiti

3.4 Sonuç

Tek katlı endüstri prefabrike yapılarda kullanım amacına göre yanal deprem kuvvetlerinin alınması için perdeler teşkil edilmelidir. Deprem kuvvetlerinin perdelerle aktarılabilmesi için, çatı düzleminde rijit diyafram yapılması esasına göre çelik çatı çaprazları ve cephelerde çelik çaprazların atılması gerekmektedir.

Endüstri binalarında kolon tepe noktalarının deplasmanları malzemenin elastik davranışına göre daha yüksek çıkmaktadır. Yanal deplasmanların aşağıdaki nedenlerle %40 artırılması gerekir;

- Kolonların soket içindeki dönmesi
- Kolon tabanındaki çatlamlar
- Temelin zemin içinde dönmesi
- P-Δ etkileri

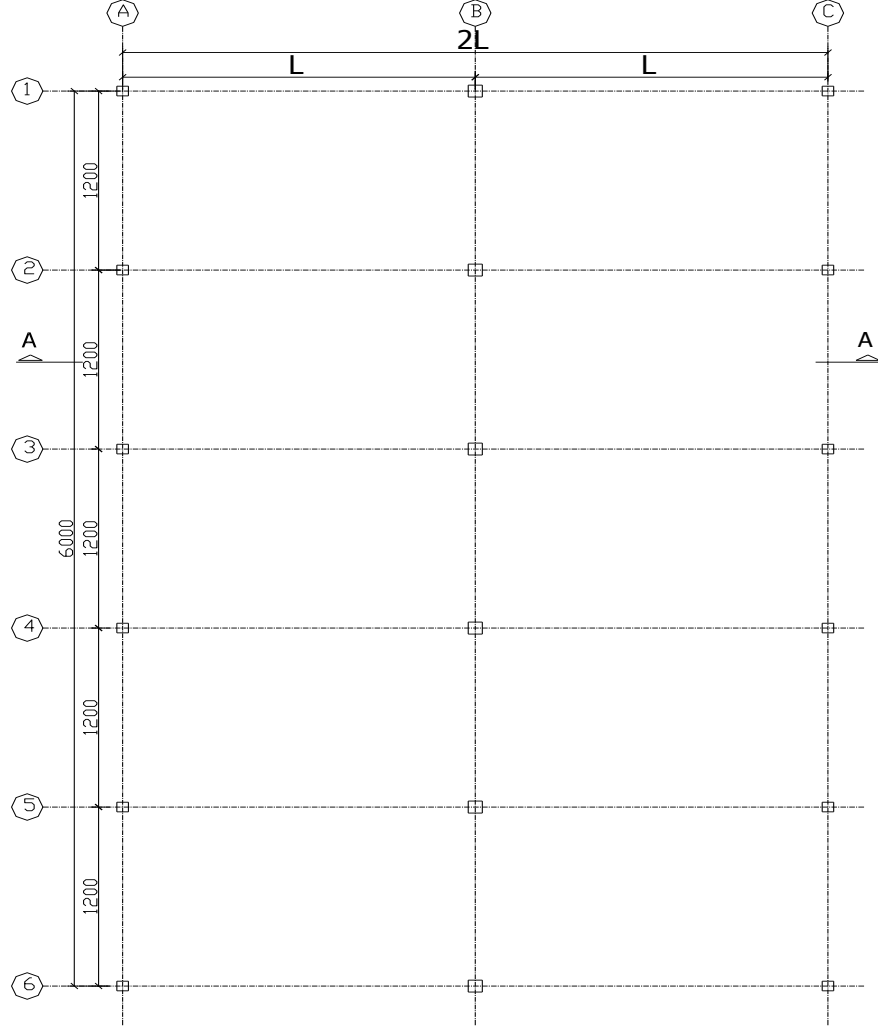
Deprem yükü azaltma katsayısı R , tek katlı prefabrike yapılarda deprem kuvvetlerinin belirlenmesi açısından önemlidir. Deprem yükü azaltma katsayısı TDY'98'de 5 alınırken, UBC'97'de 2.2, Eurocode-8'de 2 alınmaktadır.

Prekast çerçevelerin ana taşıyıcı elemanları (kolonlar, kirişler) deprem esnasında duktilite ve dayanım şartlarına uygun davranış sergilerler ama bağlantı elemanları için aynı durum söz konusu değildir. Bağlantılar kritiktir ve prekast çerçevelerin en zayıf olduğu bölümlerdir. UBC'97 ve Eurocode-8'de bağlantılar için katı kurallar getirilmiştir. Bağlantı elemanlarında, sismik tasarım yükleri UBC'97 ve Eurocode-8'de TDY'98'e göre 3-4 katı alınmaktadır. TDY'98'de bağlantı hesaplarında dikkate alınan büyüklüklerin gözden geçirilmesi gerekir.

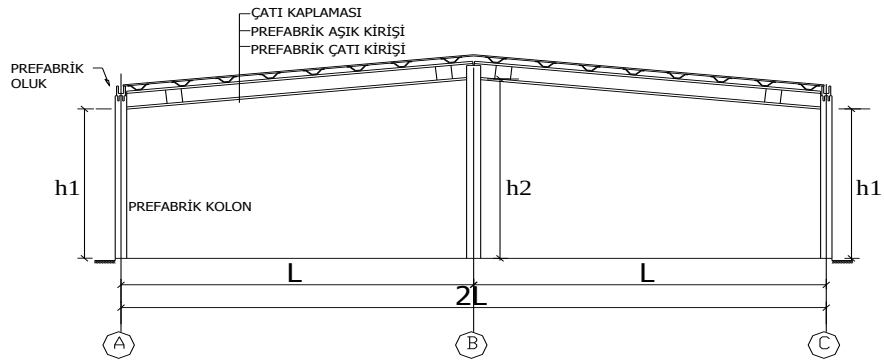
Kolon tabanında meydana gelen plastik mafsallaşmalar, kolonun inelastik deformasyon yapmadan çökmesine neden olmaktadır. Bu sebeple kolon tabanlarının iyi sarılması gerekir.

4. ENDÜSTRİ YAPISININ PREFABRİKE BETONARME VE ÇELİK SİSTEM ÇÖZÜMLERİNİN MALİYET ANALİZLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI

4.1 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-1 ($h_1=9.00\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=20\text{m}$)



Şekil 4.1 Prefabrik endüstri binası sistem planı



Şekil 4.2 Prefabrik endüstri binası sistem kesiti

4.1.1 Yapı hakkında genel bilgiler

- Malzeme

Prefabrike Elemanlar; Öngerilmeli Aşıklar, Oluk : C35 / S1600/S420

Öngerilmeli Kirişler : C40 / S1860/S420

Kolonlar : C30 / S420

Yerinde Dökme Beton;

Temeller : C20 / S420

- ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Zemin Sınıfı : Z₄

Zemin Güvenlik Gerilmesi : $\sigma_{z,güv} = 100 \text{ kN/m}^2$

- DEPREM BÖLGESİ : 1

- YÜKLER [31]

Çatı Kaplaması (Aluminyum Sandviç) : 0.12 kN/m^2

Kar Yüğü : 0.75 kN/m^2

4.1.2 Taşıyıcı sistem elemanları

- Aşıklar

Kesit Alanı : $A_c = 610.0 \text{ cm}^2$

Öz Ağırlık : $0.061 \times 25.0 = 1.525 \text{ kN/m}$

1 Adet Aşık : $1.524 \times 12.0 = 18.29 \text{ kN}$

- Oluk Kirişleri

Kesit Alanı : 965.0 cm^2

Öz Ağırlık : $0.0965 \times 25 = 2.4125 \text{ kN/m}$

1 Adet Oluk Ağırlığı = $2.4125 \times 12 = 28.95 \text{ kN}$

- Çatı Kirişleri

$$\text{Kesit Alanı} = 2950 \text{ cm}^2$$

$$\text{Öz Ağırlık} = 0.0295 \times 25 = 7.375 \text{ kN/m}$$

$$1 \text{ Adet Kiriş Ağırlığı} : 7.375 \times 19.8 = 146.025 \approx 150 \text{ kN}$$

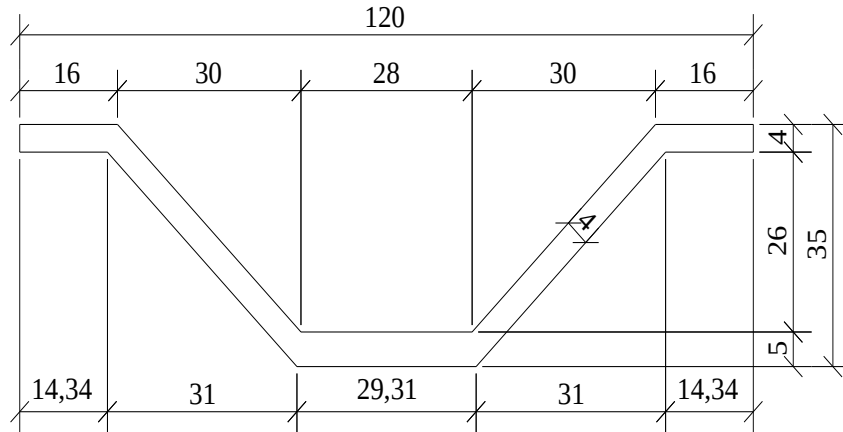
- Kolonlar

Kolon boyutları A,C akslarında (65x65) , B aksında (80x80) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

$$\text{Kolon Ağırlığı} : \text{A, C Aksında} ; 0.65 \times 0.65 \times 25 = 10.56 \text{ kN/m}$$

$$\text{B Aksında} ; 0.80 \times 0.80 \times 25 = 16.00 \text{ kN/m}$$

4.1.3 Aşık (omega) kirişi hesabı



Şekil 4.3 Aşık kirişi kesiti

*Kesit Tesileri:

$$A = 610 \text{ cm}^2 \quad I = 89379.42 \text{ cm}^4 \quad e = Y_b - 2.5 = 17.045 - 2.5 = 14.545 \text{ cm}$$

$$Y_b = 17.045 \text{ cm} \quad S_b = 5243.73 \text{ cm}^3 \quad Y_t = 17.955 \text{ cm} \quad S_t = 4977.97 \text{ cm}^3$$

* Bir aşık kirişine gelen yükler:

$$\text{Aşık özağırlığı} = 0.061 \times 2.50 = 0.1525 \text{ t/m}$$

$$\text{Çatı kaplama} = 0.012 \times 2.2 = 0.0264 \text{ t/m}$$

$$\text{g} = 0.179 \text{ t/m}$$

$$\text{Hareketli yük} : q = 0.075 \times 2.2 = 0.165 \text{ t/m}$$

*Moment hesabı:

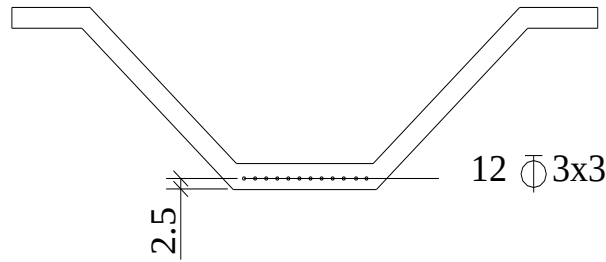
Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır, [29]. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır, [28, 13].
L=11.80 m

$$P = 0.179 + 0.165 = 0.344 \text{ t/m} \quad P_d = 1.4 \times 0.179 + 1.6 \times 0.165 = 0.515 \text{ t/m}$$

$$M_g = 0.179 \times 11.8^2 / 8 = 3.115 \text{ tm} \quad M_{zati} = 0.1525 \times 11.8^2 / 8 = 2.654 \text{ tm}$$

$$M_q = 0.165 \times 11.8^2 / 8 = 2.872 \text{ tm} \quad M_{g+q} = 0.344 \times 11.8^2 / 8 = 5.987 \text{ tm}$$

$$V_d = 0.515 \times 11.8 / 2 = 3.038 \text{ t} \quad M_d = 0.515 \times 11.8^2 / 8 = 8.964 \text{ tm}$$



Şekil 4.4 Aşık kirişi öngerme teli yerleşimi

*Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti} \quad P_f = \frac{M_g/S_b + M_q/S_{bc} - f_t}{1/A + e/S_b} \quad (9)$$

$$f_t = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ [29] (BS35)}$$

$$\text{Verilen net öngerme kuvveti} \quad P_{\text{öng}} = 0.70 \cdot A_s \cdot f_{pu}$$

$$\text{Transferde net öngerme kuvveti} \quad P_i = 0.9 \cdot P_{\text{öng}}$$

$$\text{Serviste net öngerme kuvveti} \quad P_{fi} = 0.8 \cdot P_{\text{öng}}$$

$$\text{Gerekli halat sayısı} \quad N = P_f / P_{fi}$$

$$P_f = \frac{598732/5243.73 - 29.93}{1/610 + 14.545/5243.73} = 190090.87$$

270 K Ø 3x3 düşük relaksiyonlu halat kullanıldığında ;

$$A_s = 3 \times \pi \times 3^2 / 4 = 21.206 \text{ mm}^2 = 0.212 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{öng}} = 0.7 \times 0.212 \times 16000 = 2374.4 \text{ kg} = 2.37 \text{ t}$$

$$P_i = 0.9 \times 2374.4 = 2136.96 \text{ kg}$$

$$P_{fi} = 0.8 \times 2374.4 = 1899.52 \text{ kg}$$

$$N = P_f / P_{fi} = 19090.87 / 1899.52 = 10.05 \text{ (12 adet kablo seçildi) (Şekil 4.4)}$$

*Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması

Çalışma yükleri altında gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında yapılacaktır.

Gerilme kontrolleri için sınır değerler [2, 29];

Öngerilme verildiğinde		C30	C35	C40
Mesnetlerde çekme bölgesi için maksimum	$-1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$	-23	-25	-26.8 kg/cm ²
Mesnetlerde basınç bölgesi için maksimum	$0.6 * f'_{ci}$	126	147	168 kg/cm ²
Açıklıkta çekme bölgesi için maksimum	$-0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$	-11.5	-12.5	-13.4 kg/cm ²
Açıklıkta basınç bölgesi için maksimum	$0.6 * f'_{ci}$	126	147	168 kg/cm ²

Servis Yükleri Altında		C30	C35	C40	
Mesnetlerde çekme bölgesi için maksimum	$-1.6 \cdot \sqrt{f'_c}$	-27.7	-29.9	-32	kg/cm ²
Mesnetlerde basınç bölgesi için maksimum	$0.45 \cdot f'_c$	135	157.5	180	kg/cm ²
Açıklıkta çekme bölgesi için maksimum	$-1.6 \cdot \sqrt{f'_c}$	-27.7	-29.9	-32	kg/cm ²
Açıklıkta basınç bölgesi için maksimum	$0.45 \cdot f'_c$	135	157.5	180	kg/cm ²

*Mesnette gerilme kontrolleri

Öngerilme verildiğinde :

$$\sigma_{üst} = \frac{N * P_i}{A} - \frac{N * P_i * e}{S_t} < -1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N * P_i}{A} + \frac{N * P_i * e}{S_b} < 0.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

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

Servis yükleri altında :

$$\sigma_{üst} = \frac{N * P_f}{A} - \frac{N * P_f * e}{S_t} < -1.6 * \sqrt{f'_c}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N * P_f}{A} + \frac{N * P_f * e}{S_b} < 0.45 * \sqrt{f'_c}$$

***Açıklıkta gerilme kontrolleri**

Öngerilme verildiğinde :

$$\sigma_{üst} = \frac{N * P_i}{A} - \frac{N * P_i * e}{S_t} + \frac{M_{zati}}{S_t} < -0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N * P_i}{A} + \frac{N * P_i * e}{S_b} - \frac{M_{zati}}{S_b} < 0.6 * f'_{ci}$$

Kaplama konulduğunda :

$$\sigma_{üst} = \frac{N * P_f}{A} - \frac{N * P_f * e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} < -1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N * P_f}{A} + \frac{N * P_f * e}{S_b} - \frac{M_g}{S_b} < 0.45 * f'_{ci}$$

Hareketli yükler altında :

$$\sigma_{üst} = \frac{N * P_f}{A} - \frac{N * P_f * e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} + \frac{M_q}{S_t} < 0.45 * f'_{ci}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{N * P_f}{A} + \frac{N * P_f * e}{S_b} - \frac{M_g}{S_b} - \frac{M_q}{S_b} < -1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 4.1 'de gösterilmiştir.

***Taşıma Kapasitesinin Kontrolü**

Taşıma kapasitelerinin kontrolü moment ve kesme kuvvetlerinin kesit tarafından taşındığının kontrolüdür.

Moment kapasitesinin kontrolü :

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

$$M_{res} = (A_{ps} * f'_{pd} + A_s * f_{yd}) * (d - a/2) \quad [29]$$

$$a = (A_{ps} * f'_{pd} + A_s * f_{yd}) / (0.85 * f'_{cd} * b)$$

Tablo 4.1 Aşık kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	$\sigma_{g,\text{üst}}$	$\sigma_{g,\text{alt}}$	Mq	$\sigma_{g,\text{üst}}$	$\sigma_{q,\text{alt}}$	$\sigma^0_{g,\text{üst}}$	$\sigma^0_{g,\text{alt}}$	$\sigma(g+q),\text{üst}$	$\sigma(g+q),\text{alt}$
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-32.89	113.17	-29.23	100.59
2	0.30	31117.0	6.25	5.93	28699.0	5.77	5.47	-26.64	107.23	-17.22	89.19
3	0.61	60596.0	12.17	11.56	55888.0	11.23	10.66	-20.72	101.61	-5.83	78.38
4	0.91	88438.0	17.77	16.87	81567.0	16.39	15.56	-15.12	96.30	4.92	68.17
5	1.21	114642.0	23.03	21.86	105735.0	21.24	20.16	-9.86	91.31	15.04	58.57
6	1.51	139208.0	27.96	26.55	128392.0	25.79	24.48	-4.92	86.62	24.52	49.56
7	1.82	162136.0	32.57	30.92	149539.0	30.04	28.52	-0.32	82.25	33.38	41.16
8	2.12	183427.0	36.85	34.98	169175.0	33.98	32.26	3.96	78.19	41.60	33.35
9	2.42	203080.0	40.80	38.73	187301.0	37.63	35.72	7.91	74.44	49.19	26.15
10	2.72	221095.0	44.41	42.16	203917.0	40.96	38.89	11.53	71.00	56.14	19.54
11	3.03	237472.0	47.70	45.29	219021.0	44.00	41.77	14.82	67.88	62.47	13.54
12	3.33	252212.0	50.67	48.10	232616.0	46.73	44.36	17.78	65.07	68.16	8.14
13	3.63	265314.0	53.30	50.60	244700.0	49.16	46.67	20.41	62.57	73.22	3.33
14	3.93	276778.0	55.60	52.78	255273.0	51.28	48.68	22.71	60.39	77.65	-0.87
15	4.24	286605.0	57.57	54.66	264336.0	53.10	50.41	24.69	58.51	81.44	-4.47
16	4.54	294793.0	59.22	56.22	271889.0	54.62	51.85	26.33	56.95	84.60	-7.47
17	4.84	301344.0	60.54	57.47	277931.0	55.83	53.00	27.65	55.70	87.13	-9.88
18	5.14	306258.0	61.52	58.40	282462.0	56.74	53.87	28.63	54.76	89.03	-11.68
19	5.45	309533.0	62.18	59.03	285483.0	57.35	54.44	29.29	54.14	90.30	-12.88
20	5.75	311171.0	62.51	59.34	286994.0	57.65	54.73	29.62	53.83	90.93	-13.48
21	6.05	311171.0	62.51	59.34	286994.0	57.65	54.73	29.62	53.83	90.93	-13.48
22	6.35	309533.0	62.18	59.03	285483.0	57.35	54.44	29.29	54.14	90.30	-12.88
23	6.66	306258.0	61.52	58.40	282462.0	56.74	53.87	28.63	54.76	89.03	-11.68
24	6.96	301344.0	60.54	57.47	277931.0	55.83	53.00	27.65	55.70	87.13	-9.88
25	7.26	294793.0	59.22	56.22	271889.0	54.62	51.85	26.33	56.95	84.60	-7.47
26	7.56	286605.0	57.57	54.66	264336.0	53.10	50.41	24.69	58.51	81.44	-4.47
27	7.87	276778.0	55.60	52.78	255273.0	51.28	48.68	22.71	60.39	77.65	-0.87
28	8.17	265314.0	53.30	50.60	244700.0	49.16	46.67	20.41	62.57	73.22	3.33
29	8.47	252212.0	50.67	48.10	232616.0	46.73	44.36	17.78	65.07	68.16	8.14
30	8.77	237472.0	47.70	45.29	219021.0	44.00	41.77	14.82	67.88	62.47	13.54
31	9.08	221095.0	44.41	42.16	203917.0	40.96	38.89	11.53	71.00	56.14	19.54
32	9.38	203080.0	40.80	38.73	187301.0	37.63	35.72	7.91	74.44	49.19	26.15
33	9.68	183427.0	36.85	34.98	169175.0	33.98	32.26	3.96	78.19	41.60	33.35
34	9.98	162136.0	32.57	30.92	149539.0	30.04	28.52	-0.32	82.25	33.38	41.16
35	10.29	139208.0	27.96	26.55	128392.0	25.79	24.48	-4.92	86.62	24.52	49.56
36	10.59	114642.0	23.03	21.86	105735.0	21.24	20.16	-9.86	91.31	15.04	58.57
37	10.89	88438.0	17.77	16.87	81567.0	16.39	15.56	-15.12	96.30	4.92	68.17
38	11.19	60596.0	12.17	11.56	55888.0	11.23	10.66	-20.72	101.61	-5.83	78.38
39	11.50	31117.0	6.25	5.93	28699.0	5.77	5.47	-26.64	107.23	-17.22	89.19
40	11.80	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-32.89	113.17	-29.23	100.59

Aderanslı öngerme çeliği için :

$$f_{pd} = f_{pd} * (1 - 0.4 * \rho_p * f_{pd} / f_{cd})$$

Basınç bölgesi tabla içinde kalmayan kesitlerin taşıma gücü momanti :

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

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

Kesitte betonarme donatısı bulunmadığı durumlarda $A_s * f_{yd} = 0$ 'dır.

$$f_{cd} = 350 / 1.3 = 269.23 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 16000 / 1.15 = 13913 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b * d) = 12 * 0.212 / (15.66 * 2 * 32.5) = 0.0025$$

$$f_{pd} = 13913 * (1 - 0.4 * 0.0025 * 13913 / 269.23) = 13194.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{2.544 * 13194 + 1.00 * 3652}{0.85 * 269.23 * 31.32} = 5.19 \cong 5 \text{ cm}$$

$$M_{res} = (2.544 * 13194.02 + 1.0 * 3652) * (32.5 - 5.19 / 2) = 1112991.9 \text{ kg.cm} = 11.13 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 11.13 > 8.964 \text{ tm}$$

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 12 * 1899.52 = 22794 \text{ kg}$$

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

$$M_{cr} = (2 * 13.5 + \frac{22794}{610} + \frac{22794 * 14.545}{5243.73} - \frac{311500}{5243.73}) * 5243.73 = 357563 \text{ kg.cm}$$

$$= 3.57 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = 11.13 > 1.33 * M_{cr} = 1.3 * 3.57 = 4.65 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 2Φ8 (1.00 cm²)

Kesme dayanımı hesabı :

$$V_d = 3.038 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b_w * d = 0.65 * 13.5 * 11 * 32.5 * 10^{-3} = 3.14 \text{ t}$$

$$V_{rmax} = 0.22 * 270 * 11 * 32.5 * 10^{-3} = 21.23 \text{ t}$$

$$V_{rmax} > V_{cr} > V_d \text{ (Minumum donatı yeterli)}$$

$$A_{sw} / s \geq 0.30 * f_{ctd} / f_{ywd} * b_w = 0.3 * 13.5 / 3652 * 11 = 0.012$$

$$s \leq 0.28 / 0.012 = 23.3 \text{ cm} \quad (A_{sw} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ } \Phi 6)$$

$$\text{Mesnetlerde minumum } s = d/4 = 8.125 \text{ cm} \quad \text{Seçilen } \Phi 6/10/15 \text{ cm}$$

*Sehim hesabı

Öngerilme elemanlarda sehim hesabı [2] göre yapılacaktır.

Ters sehimin bulunması :

$$f_{\text{öng}} = \frac{P_i * e * L^2}{8 * E_{ci} * I_b}, \text{ burada}$$

E_{ci} = öngerme verildiğinde betonun elastisite modülü (kg/cm^2)

$$E_{ci} = 0.14 * \gamma * \sqrt{\gamma * f_{ci}}$$

γ = birim hacim ağırlığı

f_{ci} = öngerme verildiğinde beton dayanımı (kg/cm^2)

Zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E_{ci} * I_b}$$

Kaplama ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{kap}} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E_c * I_b}, \text{ } E_c = 28 \text{ günlük betonun elastisite modülü (kg/cm}^2\text{)}$$

İlave yüklerden dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E_c * I_b} < L/180$$

*Servis yükü altında oluşabilecek sehimin bulunması

Montaj elemanda oluşacak sehim :

Montajda sehim düzeltme faktörü :	Kaplamasız	Kaplamalı
Ters sehim için ($f_{\text{öng}}$)	1.80	1.80
Normal sehim için (f_{zati})	1.85	1.85
$f_{\text{transfer}} = 1.8 * f_{\text{öng}} - 1.85 * f_{\text{zati}}$		

Servis yükü altında elemanda oluşan sehim :

Serviste sehim düzeltme faktörü :	Kaplamasız	Kaplamalı
Ters sehim için ($f_{\text{öng}}$)	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 sehim için (f_{zati})	-----	2.30
Hürekli yüklerden sehim için (f_{kar})	-----	-----

Kaplamasız durum için

$$f_{servis} = 2.45*f_{\text{öng}} - 2.70*f_{\text{zati}} - 3.00*f_{\text{ilave}} + f_{\text{hrk}}$$

Kaplamalı durum için

$$f_{servis} = 2.20*f_{\text{öng}} - 2.40*f_{\text{zati}} - 3.00*f_{\text{ilave}} - 2.30*f_{\text{kap}} + f_{\text{hrk}}$$

Öngermeden ters sehimin bulunması

$$E_{ci} = 0.14 * 2500 * \sqrt{2500 * 245} = 273918 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14 * 2500 * \sqrt{2500 * 350} = 327395 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{\text{öng}} = \frac{12 * 2136.96 * 14.545 * 1180^2}{8 * 273918 * 89379.42} = 2.65 \text{ cm } \uparrow$$

Aşık zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 * 1.525 * 1180^4}{384 * 273918 * 89379.42} = 1.57 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 2.65 - 1.57 = 1.08 \text{ cm } \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayılı sehim} = 1.80 * 2.65 - 1.85 * 1.57 = 1.86 \text{ cm } \uparrow$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 0.264 * 1180^4}{384 * 327395 * 89379.42} = 0.23 \text{ cm } \downarrow$$

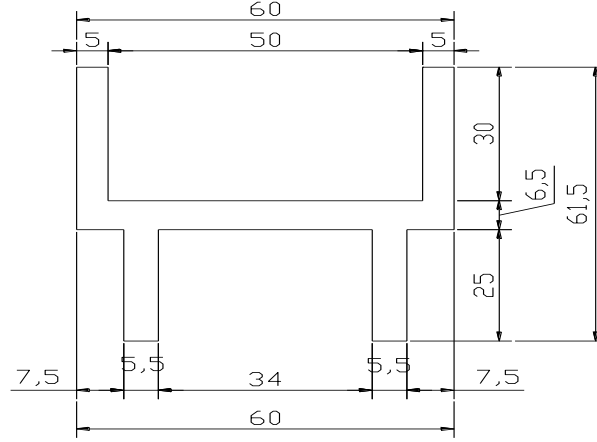
Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 1.65 * 1180^4}{384 * 327395 * 89379.42} = 1.42 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 1.08 - 0.23 - 1.42 = -0.57 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste katsayılı sehim} = 2.45 * 2.65 - 2.7 * 1.57 - 3 * 0.23 - 1.42 = 0.14 \text{ cm } \uparrow$$

4.1.4 Oluk kirişi hesabı



Şekil 4.5 Oluk kirişi kesiti

*Kesit Tesileri:

$$A = 965 \text{ cm}^2 \quad I = 204976.4 \text{ cm}^4 \quad e = Y_b - 8.5 = 29.44 - 8.5 = 20.94 \text{ cm}$$
$$Y_b = 29.44 \text{ cm} \quad S_b = 6962.51 \text{ cm}^3 \quad Y_t = 32.06 \text{ cm} \quad S_t = 6393.52 \text{ cm}^3$$

* Bir aşık kirişine gelen yükler:

$$\text{Oluk özağırlığı} = 0.0965 \times 2.50 = 0.242 \text{ t/m}$$

$$\text{Çatı kaplama} = 0.012 \times 1.0 = 0.012 \text{ t/m}$$

$$g = 0.252 \text{ t/m}$$

$$\text{Hareketli yük (kar)} : 0.075 \times 1.0 = 0.075 \text{ t/m}$$

$$\text{Hareketli yük (su)} : 0.10 \times 0.50 \times 0.30 = 0.015 \text{ t/m}$$

$$g = 0.09 \text{ t/m}$$

*Moment hesabı:

Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır.

$$L = 11.80 \text{ m}$$

$$P = 0.252 + 0.09 = 0.342 \text{ t/m}$$

$$P_d = 1.4 \times 0.252 + 1.6 \times 0.09 = 0.497 \text{ t/m}$$

$$M_g = 0.252 \times 11.8^2 / 8 = 4.386 \text{ tm}$$

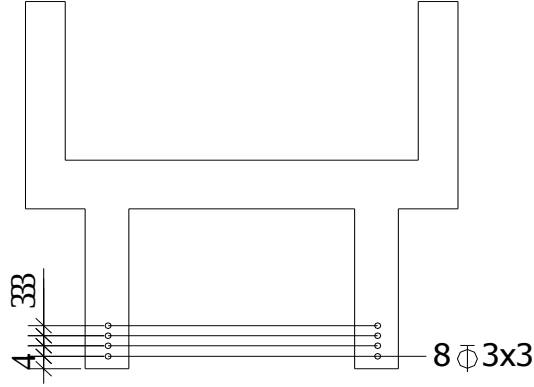
$$M_{zati} = 0.242 \times 11.8^2 / 8 = 4.212 \text{ tm}$$

$$M_q = 0.09 \times 11.8^2 / 8 = 1.566 \text{ tm}$$

$$M_{g+q} = 0.342 \times 11.8^2 / 8 = 5.953 \text{ tm}$$

$$V_d = 0.497 \times 11.8 / 2 = 2.932 \text{ t}$$

$$M_d = 0.497 \times 11.8^2 / 8 = 8.650 \text{ tm}$$



Şekil 4.6 Oluk kirişi öngerme teli yerleşimi

*Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti } P_f = \frac{M_g/S_b + M_q/S_{bc} - f_t}{1/A + e/S_b} \quad (9)$$

$$f_t = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{BS35})$$

$$\text{Verilen net öngerme kuvveti } P_{\text{öng}} = 0.70 \cdot A_s \cdot f_{pu}$$

$$\text{Transferde net öngerme kuvveti } P_i = 0.9 \cdot P_{\text{öng}}$$

$$\text{Serviste net öngerme kuvveti } P_{fi} = 0.8 \cdot P_{\text{öng}}$$

$$\text{Gerekli halat sayısı } N = P_f / P_{fi}$$

$$P_f = \frac{595300/6962.51 - 29.93}{1/965 + 20.94/6962.51} = 13742.2$$

270 K Φ 3x3 düşük relaksiyonlu halat kullanıldığında ;

$$A_s = 3 \times \pi \times 3^2 / 4 = 21.206 \text{ mm}^2 = 0.212 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{öng}} = 0.7 \times 0.212 \times 16000 = 2374.4 \text{ kg} = 2.37 \text{ t}$$

$$P_i = 0.9 \times 2374.4 = 2136.96 \text{ kg}$$

$$P_{fi} = 0.8 \times 2374.4 = 1899.52 \text{ kg}$$

$$N = P_f / P_{fi} = 13742.2 / 1899.52 = 7.23 \text{ (8 adet kablo seçildi) (Şekil 4.6)}$$

*Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 4.2 'de gösterilmiştir.

Tablo 4.2 Oluk kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	$\sigma g_{\text{üst}}$	σg_{alt}	Mq	$\sigma g_{\text{üst}}$	σq_{alt}	$\sigma 0g_{\text{üst}}$	$\sigma 0g_{\text{alt}}$	$\sigma(g+q)_{\text{üst}}$	$\sigma(g+q)_{\text{alt}}$
1	0.00	0.0	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	-38.276	69.132	-34.023	61.450
2	0.30	43832.0	6.856	6.295	15654.0	2.448	2.248	-31.420	62.836	-24.719	52.907
3	0.61	85357.0	13.351	12.260	30484.0	4.768	4.378	-24.925	56.872	-15.905	44.812
4	0.91	124574.0	19.484	17.892	44491.0	6.959	6.390	-18.791	51.239	-7.580	37.168
5	1.21	161485.0	25.258	23.194	57673.0	9.021	8.283	-13.018	45.938	0.255	29.973
6	1.51	196089.0	30.670	28.164	70032.0	10.954	10.058	-7.606	40.968	7.601	23.228
7	1.82	228387.0	35.722	32.802	81567.0	12.758	11.715	-2.554	36.329	14.456	16.933
8	2.12	258377.0	40.412	37.110	92277.0	14.433	13.253	2.136	32.022	20.822	11.087
9	2.42	286060.0	44.742	41.086	102164.0	15.979	14.673	6.466	28.046	26.698	5.691
10	2.72	311436.0	48.711	44.730	111227.0	17.397	15.975	10.435	24.401	32.085	0.745
11	3.03	334506.0	52.320	48.044	119466.0	18.685	17.158	14.044	21.088	36.982	-3.752
12	3.33	355268.0	55.567	51.026	126881.0	19.845	18.223	17.291	18.106	41.389	-7.799
13	3.63	373723.0	58.453	53.676	133473.0	20.876	19.170	20.178	15.455	45.307	-11.396
14	3.93	389872.0	60.979	55.996	139240.0	21.778	19.999	22.703	13.136	48.735	-14.544
15	4.24	403714.0	63.144	57.984	144183.0	22.551	20.708	24.868	11.148	51.673	-17.242
16	4.54	415248.0	64.948	59.641	148303.0	23.196	21.300	26.672	9.491	54.121	-19.490
17	4.84	424476.0	66.392	60.966	151599.0	23.711	21.774	28.116	8.166	56.080	-21.289
18	5.14	431397.0	67.474	61.960	154070.0	24.098	22.129	29.198	7.172	57.549	-22.638
19	5.45	436011.0	68.196	62.623	155718.0	24.356	22.365	29.920	6.509	58.528	-23.538
20	5.75	438318.0	68.557	62.954	156542.0	24.484	22.484	30.281	6.178	59.018	-23.987
21	6.05	438318.0	68.557	62.954	156542.0	24.484	22.484	30.281	6.178	59.018	-23.987
22	6.35	436011.0	68.196	62.623	155718.0	24.356	22.365	29.920	6.509	58.528	-23.538
23	6.66	431397.0	67.474	61.960	154070.0	24.098	22.129	29.198	7.172	57.549	-22.638
24	6.96	424476.0	66.392	60.966	151599.0	23.711	21.774	28.116	8.166	56.080	-21.289
25	7.26	415248.0	64.948	59.641	148303.0	23.196	21.300	26.672	9.491	54.121	-19.490
26	7.56	403714.0	63.144	57.984	144183.0	22.551	20.708	24.868	11.148	51.673	-17.242
27	7.87	389872.0	60.979	55.996	139240.0	21.778	19.999	22.703	13.136	48.735	-14.544
28	8.17	373723.0	58.453	53.676	133473.0	20.876	19.170	20.178	15.455	45.307	-11.396
29	8.47	355268.0	55.567	51.026	126881.0	19.845	18.223	17.291	18.106	41.389	-7.799
30	8.77	334506.0	52.320	48.044	119466.0	18.685	17.158	14.044	21.088	36.982	-3.752
31	9.08	311436.0	48.711	44.730	111227.0	17.397	15.975	10.435	24.401	32.085	0.745
32	9.38	286060.0	44.742	41.086	102164.0	15.979	14.673	6.466	28.046	26.698	5.691
33	9.68	258377.0	40.412	37.110	92277.0	14.433	13.253	2.136	32.022	20.822	11.087
34	9.98	228387.0	35.722	32.802	81567.0	12.758	11.715	-2.554	36.329	14.456	16.933
35	10.29	196089.0	30.670	28.164	70032.0	10.954	10.058	-7.606	40.968	7.601	23.228
36	10.59	161485.0	25.258	23.194	57673.0	9.021	8.283	-13.018	45.938	0.255	29.973
37	10.89	124574.0	19.484	17.892	44491.0	6.959	6.390	-18.791	51.239	-7.580	37.168
38	11.19	85357.0	13.351	12.260	30484.0	4.768	4.378	-24.925	56.872	-15.905	44.812
39	11.50	43832.0	6.856	6.295	15654.0	2.448	2.248	-31.420	62.836	-24.719	52.907
40	11.80	0.0	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	-38.276	69.132	-34.023	61.450

*Taşıma Kapasitesinin Kontrolü

Moment kapasitesinin kontrolü :

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

$$M_{res} = (A_{ps} * f_{pd} + A_s * f_{yd}) * (d - a/2)$$

$$a = (A_{ps} * f_{pd} + A_s * f_{yd}) / (0.85 * f_{cd} * b)$$

Aderanslı öngerme çeliği için :

$$f_{pd} = f_{pd} * (1 - 0.4 * \rho_p * f_{pd} / f_{cd})$$

Basınç bölgesi tabla içinde kalmayan kesitlerin taşıma gücü momanti :

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

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

Kesitte betonarme donatısı bulunmadığı durumlarda $A_s * f_{yd} = 0$ 'dır.

$$f_{cd} = 350 / 1.3 = 269.23 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 16000 / 1.15 = 13913 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b * d) = 8 * 0.212 / (10 * 61.5) = 0.00276$$

$$f_{pd} = 13913 * (1 - 0.4 * 0.00276 * 13913 / 269.23) = 13194.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{8 * 0.212 * 13194 + 1.57 * 3652}{0.85 * 269.23 * 10} = 12.24 \text{ cm}$$

$$M_{res} = (8 * 0.212 * 13194.02 + 1.57 * 3652) * (53 - 12.24/2) = 1313595 \text{ kg.cm} = 13.14 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 13.14 > 8.65 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 2Φ10 (1.57 cm²)

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 8 * 1899.52 = 15196.16 \text{ kg}$$

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

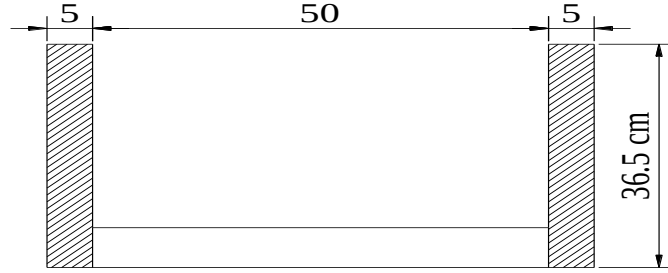
$$M_{cr} = (2 * 13.5 + \frac{15196.2}{965} + \frac{15196.2 * 20.94}{6962.51} - \frac{438600}{6962.51}) * 6962.5 = 177236.2 \text{ kg.cm}$$

$$= 1.77 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 13.14 > 1.33 * M_{cr} = 1.3 * 1.77 = 2.36 \text{ tm}$$

Kesme dayanımı hesabı :

Mesnette Tahkik ;



Şekil 4.7 Oluk mesnet kesiti

$$V_d = 2.932 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{dtd} \cdot b_w \cdot d = 0.65 \cdot 13.5 \cdot 10 \cdot 36.5 \cdot 10^{-3} = 3.2 \text{ t}$$

$$V_{rmax} = 0.22 \cdot 270 \cdot 10 \cdot 36.5 \cdot 10^{-3} = 21.68 \text{ t}$$

$$V_{rmax} > V_{cr} > V_d \text{ (Minumum donatı yeterli)}$$

$$A_{sw}/s \geq 0.30 \cdot f_{ctd}/f_{ywd} \cdot b_w = 0.3 \cdot 13.5/3652 \cdot 10 = 0.011$$

$$s \leq 0.28/0.011 = 25.4 \text{ cm } (A_{sw} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ 1}\Phi 6)$$

$$\text{Mesnetlerde minumum } s = d/4 = 36.5/4 = 9.125 \text{ cm} \quad \text{Seçilen } \Phi 6/5/7.5 \text{ cm}$$

Mesnetten 60 cm İlerde Tahkik ;

$$V_d = 2.932 - 0.497 \cdot 0.6 = 2.63 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{dtd} \cdot b_w \cdot d = 0.65 \cdot 13.5 \cdot 10 \cdot 61.5 \cdot 10^{-3} = 5.4 \text{ t}$$

$$V_{rmax} = 0.22 \cdot 270 \cdot 10 \cdot 61.5 \cdot 10^{-3} = 36.53 \text{ t}$$

$$V_{rmax} > V_{cr} > V_d \text{ (Minumum donatı yeterli)}$$

$$A_{sw}/s \geq 0.30 \cdot f_{ctd}/f_{ywd} \cdot b_w = 0.3 \cdot 13.5/3652 \cdot 10 = 0.011$$

$$s \leq 0.28/0.011 = 25.4 \text{ cm } (A_{sw} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ 1}\Phi 6)$$

$$\text{Mesnetlerde minumum } s = d/4 = 61.5/4 = 15.37 \text{ cm} \quad \text{Seçilen } \Phi 6/10/15 \text{ cm}$$

*Sehim hesabı

Öngerilme elemanlarda sehim hesabı göre yapılacaktır.

Öngermeden ters sehimin bulunması

$$E_{ci} = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 245} = 273918 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 350} = 327395 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{ong} = \frac{8 \cdot 2136.96 \cdot 20.94 \cdot 1180^2}{8 \cdot 273918 \cdot 204976.4} = 1.11 \text{ cm } \uparrow$$

Oluk zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 * 2.42 * 1180^4}{384 * 273918 * 204976.4} = 1.08 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 1.11 - 1.08 = 0.03 \text{ cm } \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayılı sehim} = 1.80 * 1.11 - 1.85 * 1.08 = 0.00 \text{ cm}$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 0.1 * 1180^4}{384 * 327395 * 204976.4} = 0.03 \text{ cm } \downarrow$$

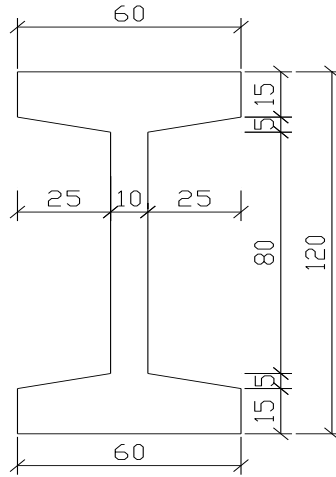
Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 0.9 * 1180^4}{384 * 327395 * 204976.4} = 0.34 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 0.03 - 0.03 - 0.34 = -0.34 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste katsayılı sehim} = 2.45 * 1.11 - 2.7 * 1.08 - 3 * 0.03 - 0.34 = -0.62 \text{ cm } \downarrow$$

4.1.5 Çatı kirişi hesabı



Şekil 4.8 Çatı kirişi kesiti

***Kesit Tesileri:**

$$A = 2950 \text{ cm}^2 \quad I = 6072292 \text{ cm}^4 \quad e = Y_b - 7.0 = 60.0 - 7.0 = 53.0 \text{ cm}$$

$$Y_b = 60.0 \text{ cm} \quad S_b = 101205 \text{ cm}^3 \quad Y_t = 60.0 \text{ cm} \quad S_t = 101205 \text{ cm}^3$$

*** Bir çatı kirişine gelen yükler:**

$$\text{Kiriş özağırlığı} = 0.295 \times 2.50 = 0.7375 \text{ t/m}$$

$$\text{Aşık özağırlığı} = 0.061 \times 12.0 = 0.732 \text{ t/m}$$

$$\text{Çatı kaplama} = 0.012 \times 12.0 = 0.144 \text{ t/m}$$

$$g = 1.6135 \text{ t/m}$$

$$\text{Hareketli yük : } q = 0.075 \times 12 = 0.90 \text{ t/m}$$

***Moment hesabı:**

Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır.

$$L = 19.80 \text{ m}$$

$$P = 1.6135 + 0.90 = 2.3135 \text{ t/m}$$

$$P_d = 1.4 \times 1.6165 + 1.6 \times 0.9 = 3.699 \text{ t/m}$$

$$M_g = 1.6165 \times 19.8^2 / 8 = 79.07 \text{ tm}$$

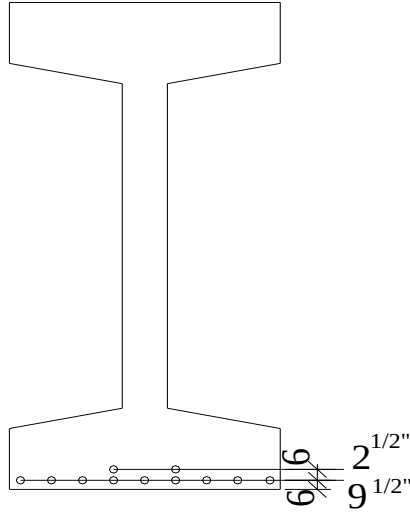
$$M_{zati} = 0.7375 \times 19.8^2 / 8 = 36.14 \text{ tm}$$

$$M_q = 0.90 \times 19.8^2 / 8 = 44.104 \text{ tm}$$

$$M_{g+q} = 2.5135 \times 19.8^2 / 8 = 123.174 \text{ tm}$$

$$V_d = 3.699 \times 19.8 / 2 = 36.32 \text{ t}$$

$$M_d = 3.699 \times 19.8^2 / 8 = 181.269 \text{ tm}$$



Şekil 4.9 Çatı kirişi öngerme teli yerleşimi

***Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması**

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti } P_f = \frac{M_g / S_b + M_q / S_{bc} - f_t}{1/A + e/S_b} \quad (9)$$

$$f_t = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{400} = 32.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{BS35})$$

$$\text{Verilen net öngerme kuvveti } P_{\text{öng}} = 0.70 * A_s * f_{pu}$$

$$\text{Transferde net öngerme kuvveti } P_i = 0.9 * P_{\text{öng}}$$

$$\text{Serviste net öngerme kuvveti } P_{fi} = 0.8 * P_{\text{öng}}$$

$$\text{Gerekli halat sayısı } N = P_f / P_{fi}$$

$$P_f = \frac{12317400/101205 - 32.0}{1/2950 + 53/101205} = 103987.8$$

7 telli 270 K düşük relaksiyonlu 1/2" halat kullanıldığında ;

$$P_{\text{öng}} = 0.7 \times 0.987 \times 18600 = 12851 \text{ kg} = 12.81 \text{ t}$$

$$P_i = 0.9 \times 12851 = 11566 \text{ kg}$$

$$P_{fi} = 0.8 \times 12851 = 10281 \text{ kg}$$

$$N = P_f / P_{fi} = 103987.8 / 10281 = 10.11 \text{ (11 adet kablo seçildi) (Şekil 4.9)}$$

***Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması**

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 4.3 'de gösterilmiştir.

***Taşıma Kapasitesinin Kontrolü**

Moment kapasitesinin kontrolü :

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

$$M_{\text{res}} = (A_{ps} * f_{pd} + A_s * f_{yd}) * (d - a/2)$$

$$a = (A_{ps} * f_{pd} + A_s * f_{yd}) / (0.85 * f_{cd} * b)$$

Aderanslı öngerme çeliği için :

$$f_{pd} = f_{pd} * (1 - 0.4 * \rho_p * f_{pd} / f_{cd})$$

Basınç bölgesi tabla içinde kalmayan kesitlerin taşıma gücü momanti :

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

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

Kesitte betonarme donatısı bulunmadığı durumlarda $A_s * f_{yd} = 0$ 'dır.

$$f_{cd} = 400 / 1.3 = 308.0 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 14.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 18600 / 1.15 = 16174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b * d) = 11 * 0.987 / (60 * 120) = 0.00151$$

$$f_{pd} = 16174 * (1 - 0.4 * 0.00151 * 16174 / 308) = 15661 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{11 * 0.987 * 15661 + 10.16 * 3652}{0.85 * 308 * 60} = 13.19 < 15 \text{ cm}$$

$$M_{\text{res}} = (11 * 0.987 * 15661 + 10.16 * 3652) * (113 - 13.19 / 2) = 22040284 \text{ kg.cm} = 220.4 \text{ tm}$$

$$M_{\text{res}} = 220.84 > 181.269 \text{ tm}$$

Tablo 4.3 Çatı kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	σ_g , üst	σ_g , alt	Mq	σ_g , üst	σ_q , alt	σ_{0g} ,üst	σ_{0g} ,alt	$\sigma(g+q)$,üst	$\sigma(g+q)$, alt
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-23.499	109.754	-20.889	97.561
2	0.30	790176.0	7.81	7.81	440755.0	4.36	4.36	-15.692	101.947	-8.726	85.398
3	0.61	1538763.0	15.20	15.20	858312.0	8.48	8.48	-8.295	94.550	2.797	73.875
4	0.91	2245763.0	22.19	22.19	1252672.0	12.38	12.38	-1.309	87.564	13.679	62.993
5	1.21	2911174.0	28.77	28.77	1623834.0	16.04	16.04	5.266	80.989	23.921	52.750
6	1.51	3534997.0	34.93	34.93	1971799.0	19.48	19.48	11.430	74.825	33.524	43.148
7	1.82	4117232.0	40.68	40.68	2296566.0	22.69	22.69	17.183	69.072	42.486	34.186
8	2.12	4657879.0	46.02	46.02	2598135.0	25.67	25.67	22.525	63.730	50.808	25.864
9	2.42	5156937.0	50.96	50.96	2876507.0	28.42	28.42	27.456	58.799	58.489	18.183
10	2.72	5614407.0	55.48	55.48	3131680.0	30.94	30.94	31.976	54.279	65.531	11.141
11	3.03	6030289.0	59.58	59.58	3363657.0	33.24	33.24	36.085	50.169	71.932	4.740
12	3.33	6404583.0	63.28	63.28	3572436.0	35.30	35.30	39.784	46.471	77.694	-1.022
13	3.63	6737289.0	66.57	66.57	3758017.0	37.13	37.13	43.071	43.184	82.815	-6.143
14	3.93	7028406.0	69.45	69.45	3920400.0	38.74	38.74	45.948	40.307	87.296	-10.624
15	4.24	7277935.0	71.91	71.91	4059586.0	40.11	40.11	48.413	37.842	91.137	-14.465
16	4.54	7485876.0	73.97	73.97	4175574.0	41.26	41.26	50.468	35.787	94.337	-17.666
17	4.84	7652229.0	75.61	75.61	4268364.0	42.18	42.18	52.112	34.143	96.898	-20.226
18	5.14	7776994.0	76.84	76.84	4337957.0	42.86	42.86	53.345	32.910	98.818	-22.147
19	5.45	7860170.0	77.67	77.67	4384353.0	43.32	43.32	54.166	32.089	100.099	-23.427
20	5.75	7901758.0	78.08	78.08	4407550.0	43.55	43.55	54.577	31.678	100.739	-24.067
21	6.05	7901758.0	78.08	78.08	4407550.0	43.55	43.55	54.577	31.678	100.739	-24.067
22	6.35	7860170.0	77.67	77.67	4384353.0	43.32	43.32	54.166	32.089	100.099	-23.427
23	6.66	7776994.0	76.84	76.84	4337957.0	42.86	42.86	53.345	32.910	98.818	-22.147
24	6.96	7652229.0	75.61	75.61	4268364.0	42.18	42.18	52.112	34.143	96.898	-20.226
25	7.26	7485876.0	73.97	73.97	4175574.0	41.26	41.26	50.468	35.787	94.337	-17.666
26	7.56	7277935.0	71.91	71.91	4059586.0	40.11	40.11	48.413	37.842	91.137	-14.465
27	7.87	7028406.0	69.45	69.45	3920400.0	38.74	38.74	45.948	40.307	87.296	-10.624
28	8.17	6737289.0	66.57	66.57	3758017.0	37.13	37.13	43.071	43.184	82.815	-6.143
29	8.47	6404583.0	63.28	63.28	3572436.0	35.30	35.30	39.784	46.471	77.694	-1.022
30	8.77	6030289.0	59.58	59.58	3363657.0	33.24	33.24	36.085	50.169	71.932	4.740
31	9.08	5614407.0	55.48	55.48	3131680.0	30.94	30.94	31.976	54.279	65.531	11.141
32	9.38	5156937.0	50.96	50.96	2876507.0	28.42	28.42	27.456	58.799	58.489	18.183
33	9.68	4657879.0	46.02	46.02	2598135.0	25.67	25.67	22.525	63.730	50.808	25.864
34	9.98	4117232.0	40.68	40.68	2296566.0	22.69	22.69	17.183	69.072	42.486	34.186
35	10.29	3534997.0	34.93	34.93	1971799.0	19.48	19.48	11.430	74.825	33.524	43.148
36	10.59	2911174.0	28.77	28.77	1623834.0	16.04	16.04	5.266	80.989	23.921	52.750
37	10.89	2245763.0	22.19	22.19	1252672.0	12.38	12.38	-1.309	87.564	13.679	62.993
38	11.19	1538763.0	15.20	15.20	858312.0	8.48	8.48	-8.295	94.550	2.797	73.875
39	11.50	790176.0	7.81	7.81	440755.0	4.36	4.36	-15.692	101.947	-8.726	85.398
40	11.80	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-23.499	109.754	-20.889	97.561

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 11 \cdot 10281 = 113091 \text{ kg}$$

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

$$M_{cr} = \left(2 \cdot 14.5 + \frac{113091}{2950} + \frac{113091 \cdot 53}{101205} - \frac{3614118}{101205} \right) \cdot 101205 = 9194438 \text{ kg.cm}$$

$$= 91.94 \text{ t.m}$$

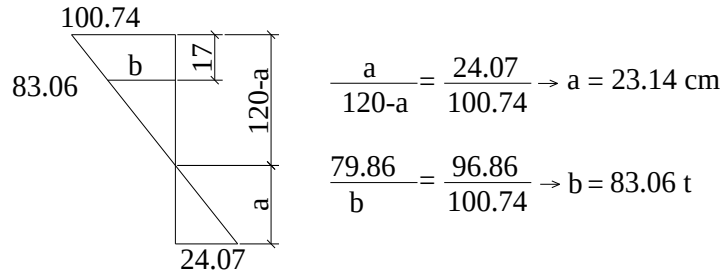
$$M_{res} = 220.40 > 1.33 \cdot M_{cr} = 1.33 \cdot 91.94 = 122.3 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 4Φ18 (10.16 cm²)

*** Kiriş üst başlığı yanal burkulma tahkiki :**

Üst başlık kesiti ≈ 60*17 cm

Mx momentinden açıklık ortasında oluşan basınç kuvveti (Şekil 4.10);



Şekil 4.10 Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı

Kiriş üst başlığına gelen basınç kuvveti

$$N = ((100.74 + 83.06)/2) \cdot 17 \cdot 60 = 93738 \text{ kg} = 93.74 \text{ t}$$

Depremde oluşan moment

$$W = 0.2 \cdot (0.6 \cdot 0.17 \cdot 2.5) = 0.051 \text{ tm}$$

$$W = 0.2 \cdot (0.876 + 0.3 \cdot 0.9) = 0.229 \text{ tm}$$

$$\underline{\hspace{1cm}} \\ 0.280 \text{ tm}$$

Kirişin 19.80 m açıklığında tutulmadığı kabulü ile ;

$$E = 3400000 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = 0.28 \cdot 19.8^2 / 8 = 13.72 \text{ tm}$$

$$S_{ky} = 0.60 \cdot 19.80 = 11.88 \text{ m}$$

$$E \cdot I_f = (3400000 \cdot 0.17 \cdot 0.60^3 / 12) / 2.5 = 4161.6 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \frac{EI_f}{S_{ky}^2} = \pi^2 * 4161.6 / 11.88^2 = 291.02 \text{ t}$$

$N_k = 291.02 > 93.74 \text{ t} \rightarrow$ kiriş üst başlığında yanal burkulma sorunu yok

$$\beta = \frac{1}{1 - N/N_k} = \frac{1}{1 - 93.74/291.02} = 1.475$$

$$M'' = \beta * M_y = 1.475 * 13.72 = 20.237 \text{ tm}$$

$$A_s = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$N = 93.74 \text{ t}$$

$$6\Phi 16 (12.06 \text{ cm}^2)$$

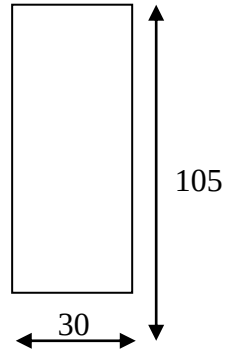
Kesme dayanımı hesabı :

Mesnette ; (mesnette kesme dayanımı [28]' e göre yapılacaktır)

$$V_d = 1.33 * 36.62 = 48.70 \text{ t}$$

$$V_{res} = 0.2 * 400 / 1.3 * 30 * 105 * 10^{-3} = 193.85 \text{ t}$$

$$V_{res} = 193.85 \text{ t} > V_d = 48.70 \text{ t}$$



A_s teçhizatı ;

Şekil 4.11 Çatı kirişi mesnet kesit değerleri

$$A_{s1} = A_{sf} + A_n = \frac{1}{0.7 * f_{yk} * d} [V_d * a + H_d (h - d)] + \frac{H_d}{0.7 * f_{yk}} =$$

$$= \frac{1}{0.7 * 420 * 1025} [487000 * 300 + 48700 * 30] + \frac{48700}{0.7 * 420} = 655 \text{ mm}^2 = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{V_d}{f_{yk} * \mu_e} + \frac{H_d}{0.7 * f_{yk}}$$

$$A_{cr} = b * h = 300 * 1050 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$\mu_e = \frac{6.9 * \lambda^2 * A_{cr} * \mu}{V_d} = \frac{6.9 * 1^2 * 315000 * 1.4}{487000} = 6.2 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{s2} = \frac{487000}{420 * 3.4} + \frac{48700}{0.7 * 420} = 506 \text{ mm}^2 = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s1}, A_{s2}) = (6.55, 5.06) = 6.55 \text{ cm}^2 \quad (4\Phi 18 \text{ } A_s = 10.16 \text{ cm}^2)$$

A_h teçhizatı ;

$$A_h = \frac{V_d}{2.1 * f_{yk} * \mu_e} = \frac{487000}{2.1 * 420 * 3.4} = 162 \text{ mm}^2 = 1.62 \text{ cm}^2 \quad (4\Phi 14 \text{ } A_s = 6.16 \text{ cm}^2)$$

$$A_s \geq 0.6 * b * h / f_{yk} = 0.6 * 300 * 1050 / 420 = 450 \text{ mm}^2 = 4.5 \text{ cm}^2 < 10.16 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq 0.3 * b * h / f_{ywk} = 0.3 * 300 * 1050 / 420 = 225 \text{ mm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

Askı teçhizatı ;

$$A'_{sh} = A_{sh} = \frac{V_d}{0.7 * f_{ywk}} = \frac{487000}{0.7 * 420} = 1656 \text{ mm}^2 = 16.56 \text{ cm}^2 (6\Phi 20 \text{ As}=18.84 \text{ cm}^2)$$

A_v teçhizatı ;

$$A_h = A_v \geq \frac{1}{2 * f_{ywk}} \left[\frac{V_d}{0.70} - 0.17 \sqrt{f_{ck}} * b * d \right] \\ \frac{1}{2 * 420} \left[\frac{487000}{0.70} - 0.17 \sqrt{40} * 300 * 1025 \right] = 434 \text{ mm}^2 (4\Phi 14 \text{ As}=616 \text{ mm}^2)$$

Mesnetten 100 cm ilerde kesme dayanım hesabı [30];

$$V_d = 1.33 * (36.62 - 3.699 * 1) = 43.78 \text{ t}$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 120 * 10^{-3} = 81.3 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 120 = 11310 = 11.31 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 * 11.31 = 9.05 \text{ t}$$

$$V_{r,max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 43.78 - 9.05 = 34.73 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 34.73 / (3.65 * 120) = 0.079$$

$$s \leq 1.00 / 0.079 = 12.6 \text{ cm} (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/10 \text{ cm}$$

Mesnetten 200 cm ilerde kesme dayanım hesabı [30];

$$V_d = 1.33 * (36.62 - 2 * 3.699) = 38.76 \text{ t}$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 120 * 10^{-3} = 81.3 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 120 = 11310 = 11.31 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 * 11.31 = 9.05 \text{ t}$$

$$V_{r,max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 38.76 - 9.05 = 29.71 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 29.71 / (3.65 * 120) = 0.069$$

$$s \leq 1.00 / 0.069 = 14.5 \text{ cm} (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/15 \text{ cm}$$

Mesnetten 300 cm ilerde kesme dayanım hesabı [30];

$$V_d = 1.33 * (36.62 - 3 * 3.699) = 34.03 \text{ t}$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 120 * 10^{-3} = 81.3 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 120 = 11310 = 11.31 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 * 11.31 = 9.05 \text{ t}$$

$$V_{r,max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 34.03 - 9.05 = 24.98 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 24.98 / (3.65 * 120) = 0.057$$

$$s \leq 1.00 / 0.057 = 17.5 \text{ cm} (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/17.5/20 \text{ cm}$$

*Sehim hesabı

Öngerilme elemanlarda sehim hesabı göre yapılacaktır.

Öngermeden ters sehimin bulunması

$$E_{ci} = 0.14 * 2500 * \sqrt{2500 * 280} = 292831 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14 * 2500 * \sqrt{2500 * 400} = 350000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{\text{öng}} = \frac{11 * 11566 * 53 * 1980^2}{8 * 292831 * 6072292} = 1.86 \text{ cm } \uparrow$$

Kiriş zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 * 7.375 * 1980^4}{384 * 292831 * 6072292} = 0.83 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 1.86 - 0.83 = 1.03 \text{ cm } \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayılı sehim} = 1.80 * 1.86 - 1.85 * 0.83 = 1.81 \text{ cm } \uparrow$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 8.76 * 1980^4}{384 * 350000 * 6072292} = 0.82 \text{ cm } \downarrow$$

Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 * 9 * 1980^4}{384 * 350000 * 6072292} = 0.85 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 1.03 - 0.82 - 0.85 = -0.64 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste katsayılı sehim} = 2.45 * 1.86 - 2.7 * 0.83 - 3 * 0.82 - 0.85 = -0.99 \text{ cm } \downarrow$$

4.1.6 Statik ve betonarme hesabı

Yüklemeler

G1 Yükleme;

Yükler Şekil 4.12'den de anlaşılacağı gibi düğüm noktalarına etkitilmektedir, [5, 22].

P1 yükleri ;

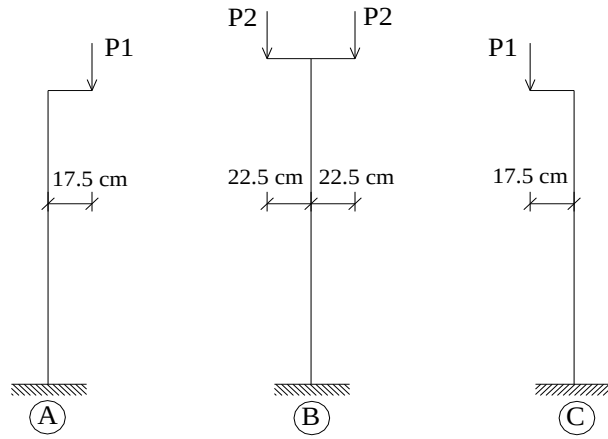
$$\text{Aşık} = 18.3 * 4 = 73.2 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 * 150 = 75 \text{ kN}$$
$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ 148.2 \text{ kN}$$

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 5 * 10.625 = 53.125 \text{ kN}$$
$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ 82.075 \text{ kN}$$



Şekil 4.12 G1 yükleme şekli

P2 yükleri ;

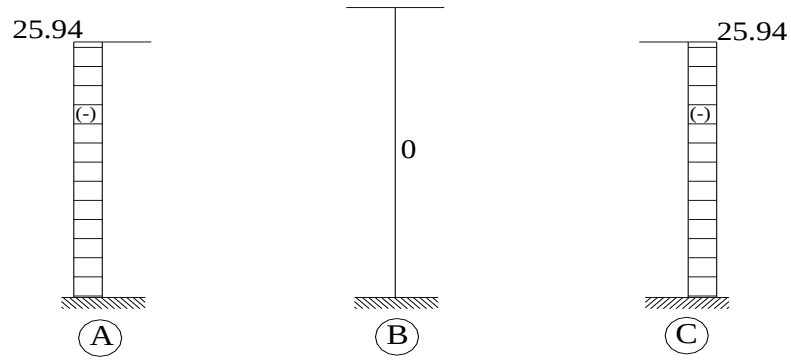
$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 4 = 73.2 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 150 = 75 \text{ kN}$$

$$148.2 \text{ kN}$$

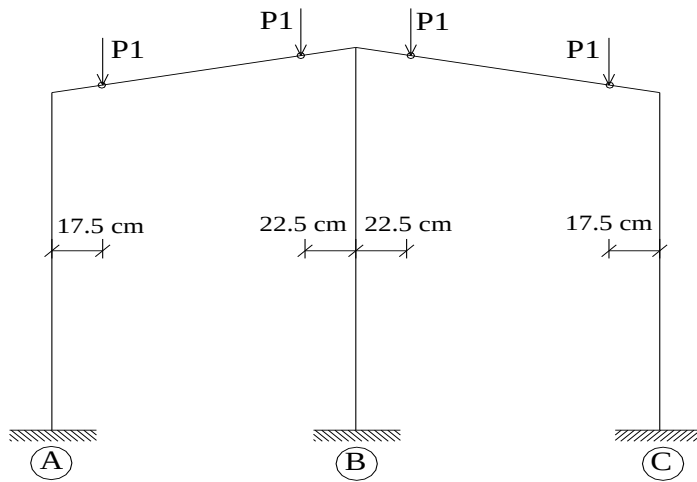
Normal kuvvet ;

$$\text{Kolon} = 6 \cdot 16 = 96.0 \text{ kN}$$



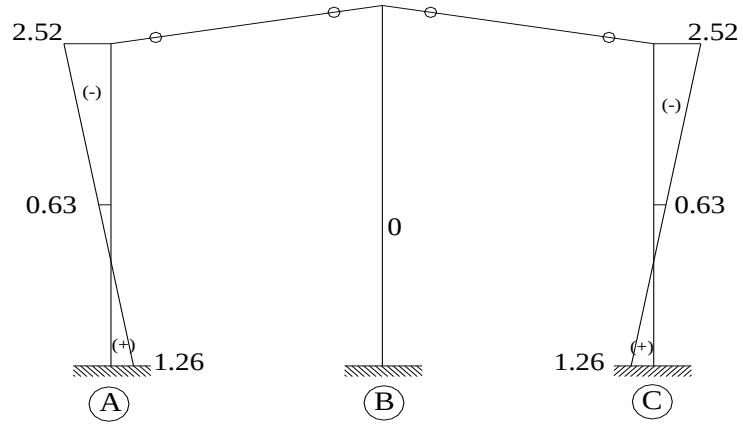
Şekil 4.13 G1 eğilme momentleri (kN.m)

G2 Yüklemesi;



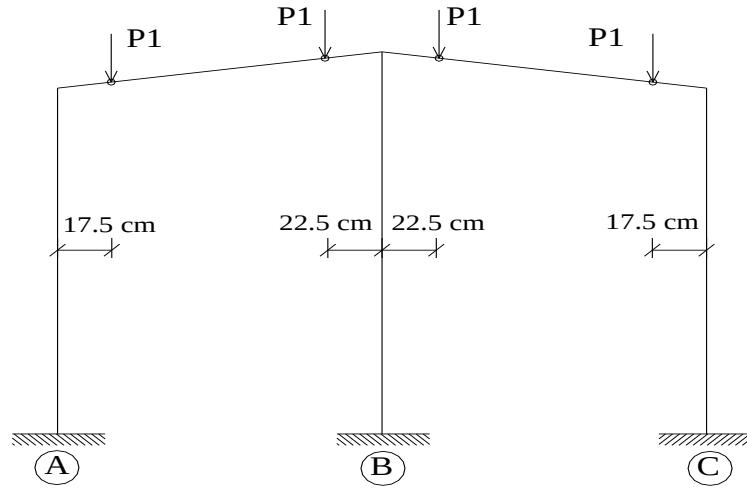
Şekil 4.14 G2 yükleme şekli

P1 Yükları ; Kaplama+Tesisat = $10 \cdot 12 \cdot 0.12 = 14.4 \text{ kN}$



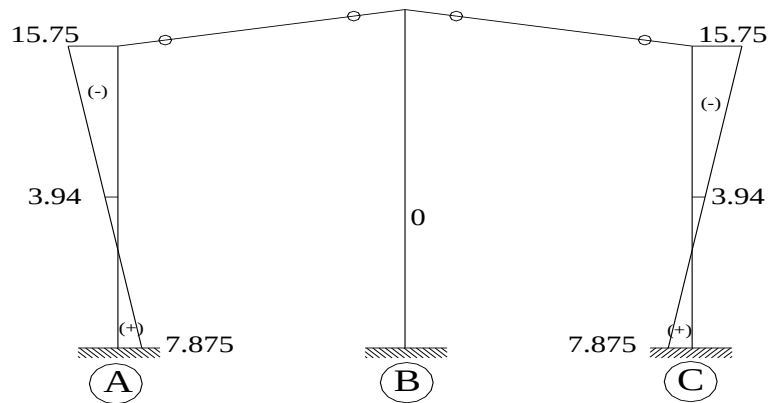
Şekil 4.15 G2 eğilme momentleri (kN.m)

Kar Yüklemeşi;



Şekil 4.16 Kar yüklemeşi şekli

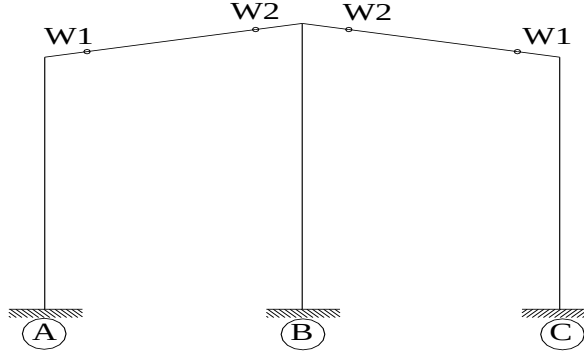
P1 Yükları = $10 \cdot 12 \cdot 0.75 = 90.0 \text{ kN}$



Şekil 4.17 Kar eğilme momentleri (kN.m)

Deprem Yükleme;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;



Şekil 4.18 Çerçevi düzlemi deprem kuvvetleri

$$W_1 = 148.2 + 82.075 + 14.4 + 0.3 \cdot 90 = 271.68 \text{ kN}$$

$$W_2 = (148.2 + 14.4 + 0.3 \cdot 90) \cdot 2 + 96.0 = 475.20 \text{ kN} \quad \Sigma W = 1018.56 \text{ kN}$$

Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 1018.54/3 = 339.52 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z4 için kolon kesiti

H = 9 için 65x65 cmxcm, H = 11 için 80x80 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

Deprem ön hesabı

$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından S=1 alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R = 1018.56 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1/5 = 81.49 \text{ kN}$$

Yatay yüklerin dağıtılması

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 4.4'de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

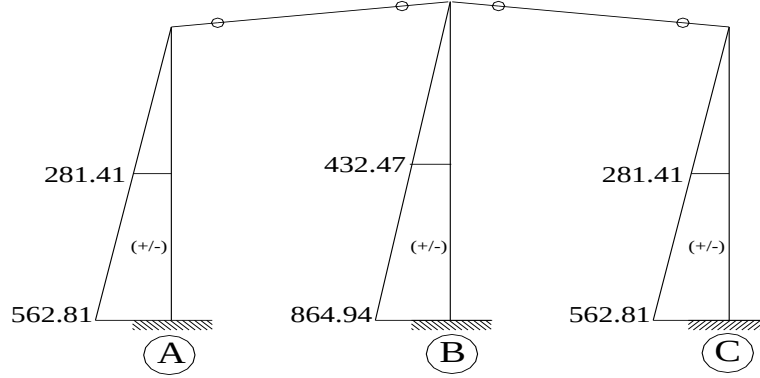
Tablo 4.4 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F _i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d ²
1	271.68	9.00	2445.12	19.69	27.17	1.41	27.77	54.02
2	475.20	11.00	5227.20	42.10	47.52	1.41	59.36	94.47
1	271.68	9.00	2445.12	19.69	27.17	1.41	27.77	54.02
		Σ	10117.44	81.49			114.90	202.51

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{202.51 \cdot 10^{-4}}{114.88 \cdot 10^{-2}}} = 0.83 < T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5$$

$$d_{\max} = 1.41 \cdot 2.5 \approx 3.5 \text{ cm} < 0.035 \cdot H (3.5 \text{ cm})$$

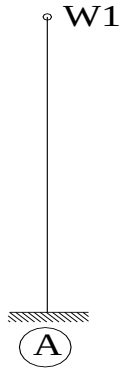
$$V_t = 1018.56 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 203.71 \quad F_1 = F_2 = 49.23 \text{ kN} \quad F_3 = 105.24 \text{ kN}$$



Şekil 4.19 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;



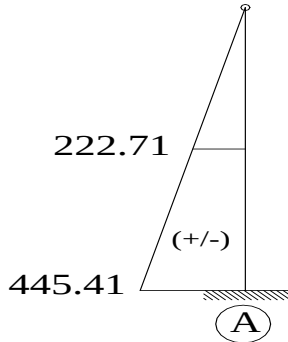
Çatı kaplaması	$= 60 \cdot 10 \cdot 0.12 = 72.0 \text{ kN}$
Aşık	$= 5 \cdot 4 \cdot 18.3 = 366.0 \text{ kN}$
Çatı kirişi	$= 6 \cdot 0.5 \cdot 150 = 450.0 \text{ kN}$
Oluk	$= 5 \cdot 28.95 = 144.75 \text{ kN}$
Kolon	$= 6 \cdot 5 \cdot 10.625 = 316.87 \text{ kN}$
Kar	$= 0.3 \cdot 60 \cdot 10 \cdot 0.75 = 135.0 \text{ kN}$
	$W = 1484.62 \text{ kN}$

Şekil 4.20 A-C aksları deprem kuvvetleri

$$w = W/6 = 247.44 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.65 \cdot 0.65^3 / 12 = 473041 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{24.744 \cdot 9^3}{3 \cdot 473041}} = 0.71 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

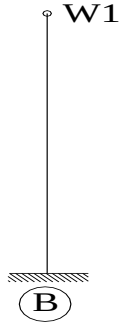
$$= 247.44 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 49.49 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{49.49 \cdot 9.0^3}{3 \cdot 473041} \cdot 100 = 2.54 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 2.54 < 0.0035 \cdot 900 = 3.15 \text{ cm}$$

Şekil 4.21 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;



$$\text{Çatı kaplaması} = 60 \cdot 20 \cdot 0.12 = 144.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 \cdot 8 \cdot 18.3 = 732.0 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 \cdot 150 = 900.0 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 \cdot 6 \cdot 16.0 = 576.0 \text{ kN}$$

$$\text{Kar} = 0.3 \cdot 60 \cdot 20 \cdot 0.75 = 270.0 \text{ kN}$$

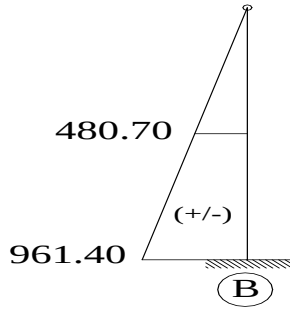
$$W = 2622.0 \text{ kN}$$

Şekil 4.22 B aksı deprem kuvvetleri

$$w = W/6 = 437.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.80 \cdot 0.80^3 / 12 = 1085440.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{43.70 \cdot 11^3}{3 \cdot 1085440}} = 0.84 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S = 2.5$$



$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R$$

$$= 437.00 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5 / 5 = 87.40 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{87.40 \cdot 11.0^3}{3 \cdot 1085440} \cdot 100 = 3.57 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 3.57 < 0.0035 \cdot 1100 = 3.85 \text{ cm}$$

Şekil 4.23 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.5 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	9.00	M	-25.94	-2.52	-15.75	-65.04	-44.21	-25.61
		N	230.28	14.40	90.00	486.55	334.68	220.21
		V	0.00	-0.42	-2.63	-4.80	-3.05	-0.38
	4.50	M	-25.94	-0.63	-3.94	-43.50	-30.51	-23.91
		N	230.28	14.40	90.00	486.55	334.68	220.21
		V	0.00	-0.42	-2.63	-4.80	-3.05	-0.38
	0.00	M	-25.94	1.26	7.88	-21.95	-16.81	-22.21
		N	230.28	14.40	90.00	486.55	334.68	220.21
		V	0.00	-0.42	-2.63	-4.80	-3.05	-0.38
B	11.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	392.40	28.80	180.00	877.68	601.20	379.08
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.50	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	392.40	28.80	180.00	877.68	601.20	379.08
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	392.40	28.80	180.00	877.68	601.20	379.08
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.6 Çerçeve düzleminde ikinci merteye hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-44.21	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	-44.21
		N	334.68					0.00	334.68
		V	-3.05					-62.53	-65.58
	4.50	M	-30.51				-14.75	-281.41	-326.67
		N	334.68					0.00	334.68
		V	-3.05					-62.53	-65.58
	0.00	M	-16.81	0.00	0.00	8.81	-29.49	-562.81	-609.11
		N	334.68					0.00	334.68
		V	-3.05					-62.53	-65.58
B	11.00	M	0.00	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-78.63	-78.63
	5.50	M	0.00				-26.49	-432.47	-458.96
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-78.63	-78.63
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.81	-52.98	-864.94	-917.92
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-78.63	-78.63

Tablo 4.7 Çerçeve düzleminde ikinci merteye hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-25.61	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	-25.61
		N	220.21					0.00	220.21
		V	-0.38					-62.53	-62.91
	4.50	M	-23.91				-9.70	-281.41	-315.03
		N	220.21					0.00	220.21
		V	-0.38					-62.53	-62.91
	0.00	M	-22.21	0.00	0.00	8.81	-19.41	-562.81	-604.43
		N	220.21					0.00	220.21
		V	-0.38					-62.53	-62.91
B	11.00	M	0.00	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-78.63	-78.63
	5.50	M	0.00				-16.70	-432.47	-449.17
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-78.63	-78.63
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.81	-33.41	-864.94	-898.35
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-78.63	-78.63

Mafsallı bağlantılı prefabrik betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertebeye hesapları Tablo 4.8 ve Tablo 4.9 'da verilmiştir.

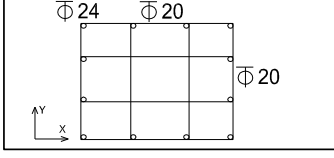
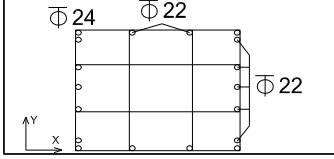
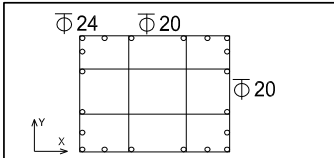
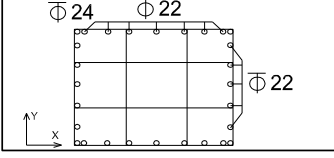
Tablo 4.8 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebeye hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.54	6.35	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	334.68					0.00	334.68
		V	0.00					-49.49	-49.49
	4.50	M	0.00				-10.63	-222.71	-233.34
		N	334.68					0.00	334.68
		V	0.00					-49.49	-49.49
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	6.35	-21.25	-445.41	-466.66
		N	334.68					0.00	334.68
		V	0.00					-49.49	-49.49
B	11.00	M	0.00	3.57	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-87.40	-87.40
	5.50	M	0.00				-26.83	-480.70	-507.53
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-87.40	-87.40
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.93	-53.66	-961.40	-1015.06
		N	601.20					0.00	601.20
		V	0.00					-87.40	-87.40

Tablo 4.9 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebeye hesabı (0.9G+E+M_{II})

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.54	6.35	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	220.21					0.00	220.21
		V	0.00					-49.49	-49.49
	4.50	M	0.00				-6.99	-222.71	-229.70
		N	220.21					0.00	220.21
		V	0.00					-49.49	-49.49
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	6.35	-13.98	-445.41	-459.39
		N	220.21					0.00	220.21
		V	0.00					-49.49	-49.49
B	11.00	M	0.00	3.57	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-87.40	-87.40
	5.50	M	0.00				-16.92	-480.70	-497.62
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-87.40	-87.40
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.93	-33.83	-961.40	-995.23
		N	379.08					0.00	379.08
		V	0.00					-87.40	-87.40

Tablo 4.10 Kolon betonarme hesabı [6]

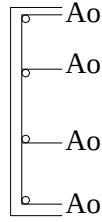
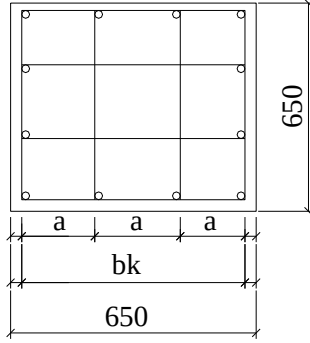
MALZEME (BS30/S420)									
KOLON BOYUTU (cm)	K O T	Y Ö N	Y Ü K L E M E	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	DONATI ŞEMASI		
S _A , S _C KOLON BETONARME HESABI	y=65	9.00	X	1	65.04	486.55	10.56		4Φ24 + 8Φ20 A _s = 43,20 cm ² ρ _s = %1
			X	2	44.21	334.68	10.56		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
		Y	Y	1	0.00	486.55	10.56		
			Y	2	0.00	334.68	10.56		
			Y	3	0.00	220.21	10.56		
	x=65 y=65	4.50	X	1	43.50	486.55	10.56	"	
			X	2	326.67	334.68	11.11		
			X	3	315.03	220.21	12.10		
			Y	1	0.00	486.55	10.56		
			Y	2	233.34	334.68	10.56		
			Y	3	229.70	220.21	10.56		
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=80	0.00	X	1	21.95	486.55	10.56		4Φ24 + 14Φ22 A _s = 71,28 cm ² ρ _s = %1,69
			X	2	609.11	334.68	26.27		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	486.55	10.56		
			Y	2	466.66	334.68	18.46		
			Y	3	459.39	220.21	19.59		
	x=80 y=80	11.00	X	1	0.00	877.68	16.00		4Φ24 + 16Φ20 A _s = 68.32 cm ² ρ _s = %1
			X	2	0.00	601.20	16.00		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	877.68	16.00		
			Y	2	0.00	601.20	16.00		
			Y	3	0.00	379.08	16.00		
	y=80	5.50	X	1	0.00	877.68	16.00	"	
			X	2	458.96	601.20	16.00		
			X	3	449.17	379.08	16.00		
			Y	1	0.00	877.68	16.00		
			Y	2	507.53	601.20	16.00		
			Y	3	497.62	379.08	16.00		
	y=80	0.00	X	1	0.00	877.68	16.00		4Φ24 + 24Φ22 A _s = 109.28 cm ² ρ _s = %1,70
			X	2	917.92	601.20	28.20		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	877.68	16.00		
			Y	2	1015.06	601.20	32.42		
			Y	3	995.23	379.08	34.36		

N0T: YÜKLEME 1= 1.4G+1.6Q

YÜKLEME 2= G+Q+E+M_{II}

YÜKLEME 3= 0.9G+E+M_{II}

Kolonlarda enine donatı koşulları ;



Beton BS30 $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Etriye ve çiroz S420 $f_{ywk} = 420 \text{ N/mm}^2$

$b_k = 600 \text{ mm}$

$a = 200 \text{ mm} (\leq 25\Phi \text{ etr.})$

$A_c = 650 \times 650 = 422500 \text{ mm}^2$

$A_{ck} = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$

$0.2 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 0.2 \cdot 30 \cdot 422500 \cdot 10^{-3} = 2535 \text{ kN}$

S_a ve S_c kolonlarında $N_{dmax} = 486.55 < 2535$

S_b kolonlarında $N_{dmax} = 877.68 < 2535$

Seçilen etriye (çiroz) $\Phi 8$ $A_s = 50.3 \text{ mm}^2$

$A_{sh} = 2 \cdot 50.3 + 2 \cdot 50.3 = 201.2 \text{ mm}^2$

Şekil 4.24 Kolon etriye düzeneği

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0.3 \cdot s \cdot b_k \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \Rightarrow s \leq \frac{A_{sh}}{\frac{2}{3} \cdot 0.3 \cdot b_k \cdot \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}}$$

$$s \leq \frac{201.2}{\frac{2}{3} \cdot 0.3 \cdot 600 \cdot \left(\frac{422500}{360000} - 1 \right) \cdot \frac{30}{420}} = 135.2 \text{ mm}$$

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} \cdot 0.075 \cdot s \cdot b_k \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \Rightarrow s \leq \frac{A_{sh}}{\frac{2}{3} \cdot 0.075 \cdot b_k \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}}$$

$$s \leq \frac{201.2}{\frac{2}{3} \cdot 0.075 \cdot 600 \cdot \frac{30}{420}} = 93.9 \text{ mm} \Rightarrow s \leq 100 \text{ mm}$$

Seçilen etriye $\Phi 8/9 \text{ cm}$ (Sarılma bölgesinde)

Sarılma bölgesi uzunluğu $h/3 = 300 \text{ cm}$ A, C aksları

$h/3 = 367 \text{ cm}$ B aksları

Orta bölgede (sarılma bölgesi üstünde) etriye $\Phi 8/20 \text{ cm}$

Kolonlarda kesme kuvveti taşıma gücü hesabı;

$$f_{ctd} = 1.9/1.4 = 1.36 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ywd} = 365 \text{ N/mm}^2$$

$$V_r = V_c + V_{sr}$$

$$V_{cr} = 0.65 * f_{ctd} * b_w * d = 0.65 * 1.36 * 650 * 610 * 10^{-3} = 350.51 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * V_{cr} = 0.8 * 350.51 = 280.41 \text{ kN}$$

$$V_{sr} = \frac{A_0 * n * f_{ywd} * d}{s}$$

Sarılma bölgesi için ; (4 kollu $\Phi 8/9$)

$$V_{sr} = \frac{50.3 * 4 * 365 * 610}{90} * 10^{-3} = 497.95 \text{ kN}$$

$$V_r = 280.41 + 497.75 = 778.16 \text{ kN}$$

Orta bölgesi için ; (4 kollu $\Phi 8/20$)

$$V_{sr} = \frac{50.3 * 4 * 365 * 610}{200} * 10^{-3} = 223.99 \text{ kN}$$

$$V_r = 280.41 + 223.99 = 504.40 \text{ kN}$$

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

$$\min V_r = \min (778.16, 504.40, 1991.8) = 504.40 \text{ kN}$$

SA, SC Kolonlarda ;

$$V_{dmax} = 65.58 \text{ kN} \quad V_e = 1.4 * 65.58 = 95.91 < 504.40 \text{ kN}$$

SB Kolonlarda ;

$$V_{dmax} = 87.40 \text{ kN} \quad V_e = 1.4 * 87.40 = 122.36 < 504.40 \text{ kN}$$

*Tüm kolonlarda kesme güvenliği sağlanmaktadır.

Çatı kirişi-kolon birleşim hesabı;

*Kiriş ağırlığı (bir mesnede gelen) ; Kiriş özağırlığı = 150 kN $\rightarrow W_1 = 75 \text{ kN}$

*Çatı yükleri (bir mesnede gelen) ;

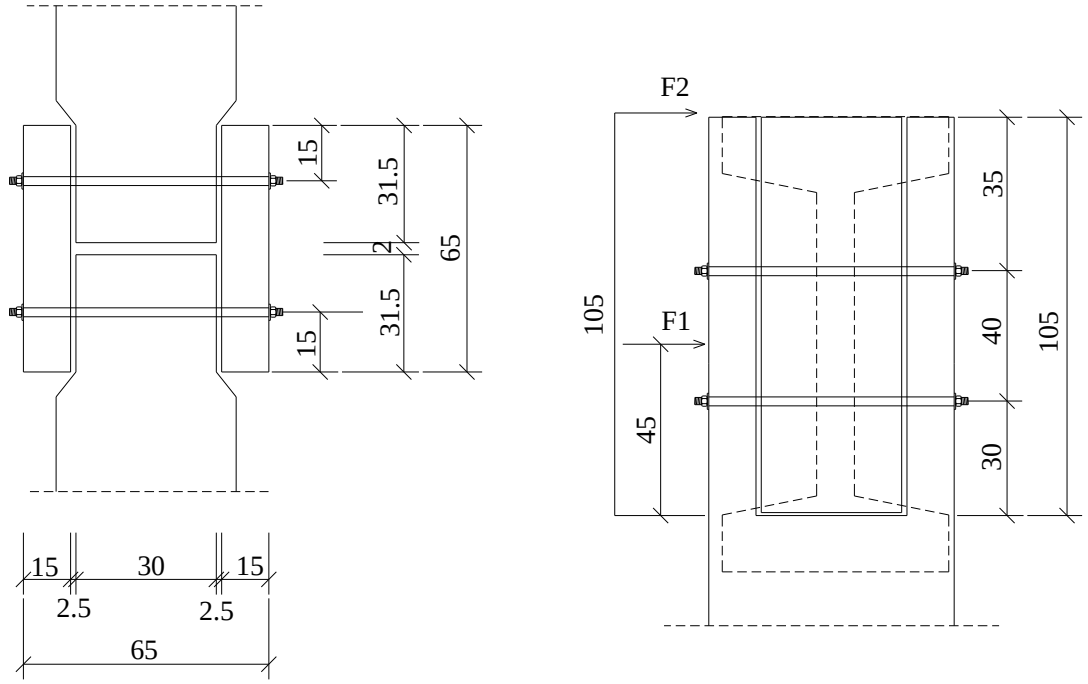
$$\text{Aşıklar} = 4 * 18.3 = 73.2 \text{ kN}$$

$$\text{Tesisat + Kaplama} = 12 * 10 * 0.12 = 14.4 \text{ kN}$$

$$\text{Kar (\%30)} = 0.30 * 12 * 10 * 0.75 = 27 \text{ kN}$$

$$\text{Oluklar} = 28.95 \text{ kN}$$

$$W_2 = 143.55 \text{ kN}$$



Şekil 4.25 Çatı kirişi-kolon birleşim detayı

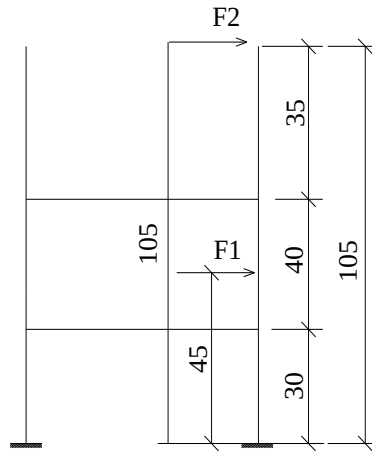
$$W = W_1 + W_2 = 75 + 143.55 = 218.55 \text{ kN}$$

$$F = A_0 \cdot W = 0.4 \cdot 1.5 \cdot 2.5 / 5 \cdot 4 / 3 \cdot 218.55 = 87.42 \text{ kN}$$

$$F_1 = F \cdot W_1 / W = 87.42 \cdot 75 / 218.55 = 30 \text{ kN}$$

$$F_2 = F \cdot W_2 / W = 87.42 \cdot 143.55 / 218.55 = 57.42 \text{ kN}$$

$$H_1 = 60 - 15 = 45 \text{ cm} \quad H_2 = (h_{\max} + h_{\min}) / 2 = (105 + 105) / 2 = 105 \text{ cm}$$



Şekil 4.26 Kolon uç konsolu açıklık ve yükü

Betonarme hesabı ;

$$M = 37.13 \text{ kN.m} \rightarrow A_s = 11.2 \text{ cm}^2 (5\Phi 20 A_s = 15.7 \text{ cm}^2)$$

$$M = 35.31 \text{ kN.m} \rightarrow A_s' = 10.5 \text{ cm}^2 (4\Phi 20 A_s' = 12.56 \text{ cm}^2)$$

$$H = 57.42 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 0.25 \cdot 600 \cdot 125 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 376.0 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cr}} = 0.65 \cdot 1.25 \cdot 600 \cdot 125 \cdot 10^{-3} = 60.93 \text{ kN}$$

Seçilen etriye ; $\Phi 8/7.5$

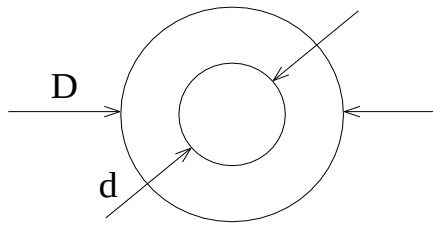
$$V_{\text{ws}} = 100 \cdot 125 \cdot 365 / 75 \cdot 10^{-3} = 60.8 \text{ kN}$$

Pim hesabı ;

$$A_{s,\text{ger}} = 57.42 / (1.33 \cdot 144) = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{3.0 \cdot \frac{4}{\pi} \cdot 0.86^2} = 1.68 \text{ cm} \text{ Seçilen } 2\Phi 32$$

Betonda ezilme tahkiki ;



$$D = 100 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm}$$

$$F = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4 = 65.97 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 57420 / 6597 = 8.70 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 8.70 \text{ N/mm}^2 < 0.85 \cdot 23.1 = 19.6 \text{ N/mm}^2$$

Şekil 4.27 Rondela Boyutları

T1 Temeli Hesabı (A ve C aksları) [28, 6]

Tablo 4.11 T1 temeli kesit tesirleri

Temele Etkiyen Kesit Zorları						
Yön	Kesit Zoru	Boyut	1.4G + 1.6 Q	G + Q	Deprem	İkinci Mertebe
X	M	kNm	-21.95	-16.81	-562.81	-29.49
	N	kN	486.55	334.68	0.00	0.00
	V	kN	-4.80	-3.05	-62.53	0.00
Y	M	kNm	0.00	0.00	-445.41	-53.66
	N	kN	486.55	334.68	0.00	0.00
	V	kN	0.00	0.00	-49.49	0.00

Yuva kalınlığı hesabı ; (h_1)

$$b_1 = 65 + 10 + 10 = 85 \quad b_1/3 = 85/3 = 28.33 \quad h_1 = 30 \text{ cm seçildi}$$

Soket yüksekliği hesabı ; (H)

En elverişsiz M/N_h değere $G+Q+E+M_{II}$ durumunda meydana gelmektedir.

$$M = 16.81 + 562.81 + 29.49 + 0.2 \cdot (3.05 + 62.53) = 622.226 \text{ kN.m}$$

$$N = 334.68 \text{ kN}$$

$$M/(N \cdot h) = 622.226 / (334.68 \cdot 0.65) = 2.86 > 2 \quad l_b = 2 \cdot 65 = 130 \text{ cm} \rightarrow H = 130 + 5 = 135 \text{ cm}$$

Temel boyutu seçimi ;

Birkaç ön boyut deneme hesabından sonra temelin simetrik olarak yapılmasını ve temel taban boyutlarının

$$L_x = 4.00 \text{ m} \quad L_y = 4.00 \text{ m}$$

Temel yüksekliğinde $dt = 0.4 \text{ m}$ olarak seçilmesine karar verilmiştir.

Temel taban alanı ile mukavemet momentleri ;

$$A_t = 4.00 \cdot 4.00 = 16.00 \text{ m}^2$$

$$W_{I-I} = 4.0 \cdot 4.0^2 / 6 = 10.67 \text{ m}^3 \quad W_{II-II} = 4.0 \cdot 4.0^2 / 6 = 10.67 \text{ m}^3$$

Zemin gerilmesi kontrolleri ;

a) $G+Q$ yükleme :

± 0.00 Kotundaki kesit zorları :

$$N = 334.68 \text{ kN} \quad M_x = 16.81 \text{ kN} \quad V_x = 3.05 \text{ kN}$$

$$G_{\text{soket}} = 1.45 \cdot 1.45 \cdot 1.35 \cdot 25 = 70.96 \text{ kN}$$

$$G_{\text{temel}} = 4.00 \cdot 4.00 \cdot 0.40 \cdot 25 = 160 \text{ kN}$$

$$N_0 = 334.68 + 70.96 + 160 + 395.30 = 960.94 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 16.81 + 3.05 \cdot (0.2 + 1.35 + 0.4) = 22.75 \text{ kN.m}$$

X-Yönünde gerilmeler ;

$$\sigma = \frac{960.94}{16.00} \pm \frac{22.75}{10.67} = 60.06 \pm 2.13 \rightarrow \sigma_1 = 62.13 < 100 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 57.93 < 100 \text{ kN/m}^2$$

Y-Yönünde gerilmeler ;

$$\sigma_3 = \sigma_4 = 334.68 / 16 = 20.92 < 100 \text{ kN/m}^2$$

b) $G+Q+E+M_{II}$ yükleme :

± 0.00 Kotundaki kesit zorları :

$$N = 334.68 \text{ kN} \quad M_x = 16.81 + 562.81 + 29.49 = 609.11 \text{ kN} \quad V_x = 3.05 + 62.53 = 65.58 \text{ kN}$$

$$M_y = 445.41 + 53.66 = 499.07 \text{ kN} \quad V_y = 49.49 \text{ kN}$$

X-Yönünde gerilmeler ;

$$N_0 = 334.68 + 70.96 + 160 + 395.30 = 960.94 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 609.11 + 65.58 \cdot 1.95 = 736.99 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{960.94}{16.00} \pm \frac{736.99}{10.67} = 60.06 \pm 69.07$$

$$\sigma_1 = 129.13 < 1.5 \cdot 100 = 150 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = -9.07 \rightarrow \sigma_1 \text{ yeniden hesaplanacak.}$$

$$e = 736.99/960.94 = 0.767 \quad c = 4/2 - 0.767 = 1.233 \quad L_x = 3 \cdot 1.233 = 3.699 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 960.94}{4 \cdot 3.699} = 129.89 < 150 \text{ kN/m}^2$$

Y-Yönünde gerilmeler ;

$$N_0 = 960.94 \text{ kN}$$

$$M_{0y} = 499.07 + 49.49 \cdot 1.95 = 595.57 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{960.94}{16.00} \pm \frac{595.57}{10.67} = 60.06 \pm 55.8$$

$$\sigma_3 = 115.88 < 150 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_4 = 4.26 < 150 \text{ kN/m}^2$$

Temel hesabı için kesit tesirleri ;

a) 1.4G + 1.6Q Yükleme ;

Kritik A-A ve B-B kesitleri olarak kesit yanağının ortasından geçen kesitler alınmıştır.

± 0.00 Kotundaki kesit zorları ;

$$N = 486.55 \text{ kN} \quad M_x = 21.95 \text{ kN.m} \quad V_x = 4.80 \text{ kN} \quad M_y = 0 \quad M_z = 0$$

X- Yönünde gerilmeler ve kesit zorları ;

$$x = \frac{4.00}{2} - \frac{0.85 + 0.30}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$M_0 = 21.95 + 4.80 \cdot 1.95 = 31.31 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{486.55}{16.00} \pm \frac{31.31}{10.67} = 30.41 \pm 2.93 \rightarrow \sigma_1 = 33.34 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 27.48$$

$$\sigma_x = 33.34 - \frac{1.425}{4.0} \cdot (33.34 - 27.48) = 31.25 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{A-A} = \frac{4.00 \cdot 1.425^2}{10.67} \cdot (2 \cdot 33.34 + 31.25) = 74.55 \text{ kN.m}$$

$$V_{A-A} = 4.00 \cdot 1.425 \cdot \frac{33.34 + 31.25}{2} = 184.08 \text{ kN}$$

Y- Yönünde gerilmeler ve kesit zorları ;

$$y = \frac{4.00}{2} - \frac{0.85 + 0.30}{2} = 1.425\text{m} \quad \sigma = \frac{486.55}{16.00} = 30.41$$

$$M_{B-B} = \frac{4.00 * 1.425^2}{10.67} * 30.41 = 123.50 \text{ kN.m}$$

$$V_{B-B} = 4.00 * 1.425 * 30.41 = 173.34 \text{ kN}$$

b) G+Q+E+M_{II} Yükleme ;

± 0.00 Kotundaki kesit zorları ;

$$N_G = 70.96 + 16.0 + 395.30 = 626.26 \text{ kN} \quad \sigma_G = 626.26 / 16 = 39.14 \text{ kN/m}^2$$

X- Yönünde gerilmeler ve kesit zorları ;

$$\sigma_x = \frac{3.699 - 1.425}{3.699} + 129.89 = 79.91 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{A-A} = \frac{4.00 * 1.425^2}{10.67} * (2 * 129.89 + 79.91) - \frac{4.0 * 1.425^2}{2} * 39.14 = 99.63 \text{ kN.m}$$

$$V_{A-A} = 4.00 * 1.425 * \left(\frac{129.89 + 79.91}{2} - 39.14 \right) = 374.48 \text{ kN}$$

Y- Yönünde gerilmeler ve kesit zorları ;

$$\sigma_x = \frac{4 - 1.425}{4} * 115.88 = 74.55 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{B-B} = \frac{4.00 * 1.425^2}{10.67} * (2 * 115.88 + 74.55) - \frac{4.0 * 1.425^2}{2} * 39.14 = 74.22 \text{ kN.m}$$

$$V_{A-A} = 4.00 * 1.425 * \left(\frac{115.88 + 74.55}{2} - 39.14 \right) = 319.63 \text{ kN}$$

Hesap momentleri ve kesme kuvvetleri ;

$$X \text{ yönünde } M_{dx} = \text{Max} (74.55 , 99.63) = 99.63 \text{ kN.m}$$

$$V_{dx} = \text{Max} (184.08 , 374.48) = 374.48 \text{ kN}$$

$$Y \text{ yönünde } M_{dy} = \text{Max} (123.50 , 74.22) = 123.50 \text{ kN.m}$$

$$V_{dy} = \text{Max} (173.34 , 319.63) = 319.63 \text{ kN}$$

Beton Hesabı ;

$$M_{dx} = 99.63 \text{ kN.m} \quad b=400 \text{ cm} \quad h= 40 \text{ cm} \quad d=35 \text{ cm}$$

$$C20/S420 \rightarrow A_{sx} = 8.0 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen donatı } 18\Phi 14 \text{ (\%2) seçildi.}$$

$$V_{rx} = 0.65 * 0.1 * 400 * 35 = 910 \text{ kN} > 374.48 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 123.50 \quad b=400 \text{ cm} \quad h=40 \text{ cm} \quad d=34 \text{ cm}$$

$$C20/S420 \rightarrow A_{sy} = 10.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Seilen donatı 18}\Phi 14 \text{ (%2) seildi}$$

$$V_{ry} = 0.65*0.1*400*34 = 884 \text{ kN} > 319.63 \text{ kN}$$

Zımbalama kontrolü ;

$$U_p = 4*(75+40-5) = 440 \text{ cm} \quad d = 35 \text{ cm}$$

a) 1.4G+1.6Q Yüklemeı ;

$$e_x = \frac{21.95 + 4.80*1.55}{486.55} = 0.06 \quad e_y = 0.0$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{0.06}{1.1}} = 0.924$$

$$V_{pd} = 486.35 - 1.1*1.1*30.41 = 449.75 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = 0.924*1.425*4400*350*10^{-3} = 2028.7 > 449.75 \text{ kN}$$

b) G+Q+E+M_{II} Yüklemeı ;

$$e_x = \frac{16.81 + 562.81*29.49 + 65.58*1.55}{334.68} = 2.12 \quad e_y = 0.0$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{2.12}{1.1}} = 0.25$$

$$V_{pd} = 334.68 - 1.1*1.1*20.92 = 309.37 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = 0.25*1.425*4400*350*10^{-3} = 548.62 > 309.37 \text{ kN}$$

Soket donatıları hesabı ;

a) 1.4G+1.6Q Yüklemeı

X yönünde soket yatay yükü ;

$$M_x = 21.95 + 4.80*0.20 = 22.91 \text{ kN.m} \quad V_x = 4.80 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 1.5*22.91/1.30 + 5/4*4.80 = 32.43 \text{ kN}$$

Y yönünde soket yatay yükü ;

$$M = 0.0 \quad V = 0.0 \quad V_{0y} = 0.0$$

b) G+Q+E+M_{II} Yüklemeı ;

$$M_x = 16.81 + 562.81 + 29.49 + 65.58*0.2 = 622.226 \text{ kN.m} \quad V_x = 65.58 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 1.5*622.26/1.3+5/4*65.58 = 799.93 \text{ kN}$$

$$M_y = 445.41 + 53.66 + 0.2 \cdot 49.49 = 508.97 \text{ kN.m} \quad V_y = 49.49 \text{ kN}$$

$$V_{0y} = 1.5 \cdot 508.97 / 1.3 + 5/4 \cdot 49.49 = 649.13 \text{ kN}$$

Hesaba esas olan değerler ;

$$V_{0x} = \max(32.43, 799.93) = 799.93 \text{ kN}$$

$$V_{0y} = 649.13 \text{ kN}$$

Tablo 4.12 T1 temeli betonarme hesabı

Yük Yönü	V ₀ (kN)	Oranlar	Katsayılar		Kesit zorları (kNm, kN)		b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	min A _s (0.015) (cm ²)	Donatı	Poz
X	799.93	B/A=1.0 H/A=1.17	k1	24.12	Mk1	38.14	45	26	4.3	1.76	3Φ14	1
			k2	28.11	Mk2	32.73	90	26	3.6	3.51	5Φ10	2
			k3	27.76	Mk2	24.49	85	25	2.78	3.19	4Φ10	3
			k4	0.405	T	323.97	---	---	4.44	---	---	1'
Y	649.13	B/A=1.0 H/A=1.17	k1	24.12	Mk1	30.95	45	26	3.41	1.76	3Φ14	1
			k2	28.11	Mk2	26.56	90	26	2.9	3.51	5Φ10	2
			k3	27.76	Mk2	19.88	85	25	2.23	3.19	4Φ10	3
			k4	0.405	T	262.9	---	---	3.6	---	---	1'

Not = 1) Hesaplanan donatılar herhangi bir yanağın bir yüzü içindir.

2) X ve Y yönünde Poz1 donatılarının büyük olanı seçilecektir.

3) Kesit zorlarının hesabında Ek-B'deki abaklardan faydalanılmıştır.

T yatay çekme kuvveti için donatı hesabı ;

$$A_{syx} = \frac{323.97}{2 \cdot 36.5} = 4.44 \text{ cm}^2 \quad A_{syy} = \frac{262.90}{2 \cdot 36.5} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Soket düşey donatı hesapları ;

$$V_{0x}/2 = 799.93/2 = 399.96 \text{ kN} \quad d = 145 - 30/2 = 130 \text{ cm}$$

$$\text{Manivela kolu} \rightarrow a = 135 - 130/6 = 113.33 \text{ cm}$$

$$V_d = \frac{399.96 + 113.33}{0.8 \cdot 130} = 435.84 \text{ kN} \quad A_{sd} = 435.84/36.5 = 11.41 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı 4Φ14 (12.32 cm²) Poz4

Ezilme Kontrolü ;

$$c = \sqrt{435.84^2 + 399.96^2} = 591.54 \quad \sigma_c = \frac{591.54}{300 \cdot 300} = 6.57 < 11 \text{ N/mm}^2$$

Temel kalıp planı ve donatı detayları Ek C 'de verilmiştir.

4.2 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-2 ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20.0m$)

Taşıyıcı sistem elemanları ;

Taşıyıcı sistemin kolon boyutları hariç diğer elemanlarda kesitler örnek-1 ile aynıdır. Kolon boyutları A,C akslarında (45x45) , B aksında (60x60) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

Yükler ;

Aşık, oluk, çatı kirişi, çatı kaplaması ve kar yükleri ve bu yüklerden meydana gelen kesit tesirleri değişmemektedir. Fakat kolon boyutlarındaki değişimden dolayı normal kuvvet değerleri değişmektedir.

P1 yükleri ;

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 2 \cdot 5.06 = 10.12 \text{ kN}$$

$$39.07 \text{ kN}$$

P2 yükleri ;

Normal kuvvet ;

$$\text{Kolon} = 3 \cdot 9.00 = 27.0 \text{ kN}$$

Deprem yükleme ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 148.2 + 39.07 + 14.4 + 0.3 \cdot 90 = 228.67 \text{ kN}$$

$$W_2 = (148.2 + 14.4 + 0.3 \cdot 90) \cdot 2 + 27.0 = 406.2 \text{ kN} \quad \Sigma W = 863.54 \text{ Kn}$$

Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 863.54 / 3 = 287.8 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z_4 için kolon kesiti

$H = 4$ için 45x45 cmxcm, $H = 6$ için 60x60 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

Deprem ön hesabı ;

$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından $S=1$ alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R = 863.54 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1 / 5 = 69.08 \text{ kN}$$

Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 4.13'de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

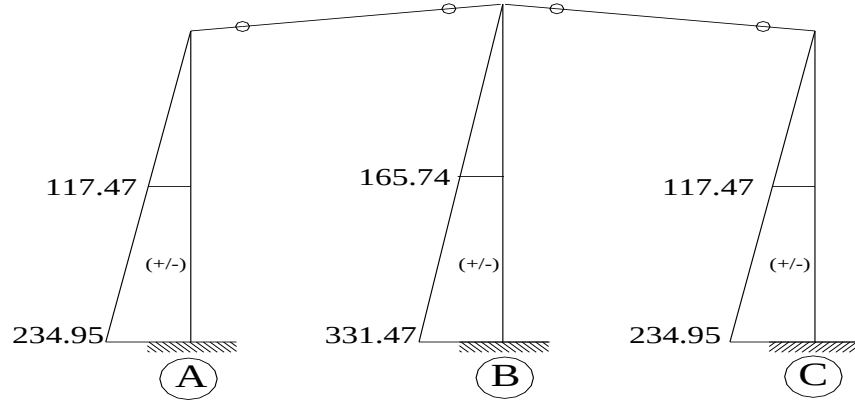
Tablo 4.13 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F _i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d ²
1	228.67	4.00	914.68	14.81	22.87	0.462	6.84	4.88
2	406.20	6.00	2437.20	39.46	40.62	0.464	18.31	8.75
1	228.67	4.00	914.68	14.81	22.87	0.462	6.84	4.88
		Σ	4266.56	69.08			31.99	18.51

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{18.50 * 10^{-4}}{31.99 * 10^{-2}}} = 0.48 < T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5$$

$$d_{\max} = 0.462 * 2.5 \approx 1.155 \text{ cm} < 0.035 * H (1.75 \text{ cm})$$

$$V_t = 863.54 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 172.71 \quad F_1 = F_2 = 37.03 \text{ kN} \quad F_3 = 98.66 \text{ kN}$$



Şekil 4.28 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

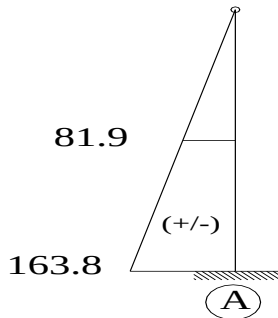
Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;

$$W = (72.0 + 366.0 + 450.0 + 144.75 + 135.0 + 6 * 2 * 5.06) / 6 = 204.75 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 * 10^7 * 0.45 * 0.45^3 / 12 = 108666.56 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{20.475 * 9^3}{3 * 108666.56}} = 0.40 \text{ sn} \quad T_B = 0.9 \text{ sn} \quad S = 2.5$$



$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 2.5$$

$$V_t = W * A_0 * I * S(T) / R$$

$$= 204.75 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 40.95 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{40.95 * 4.0^3}{3 * 10866.56} * 100 = 0.8 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 0.8 < 0.0035 * 400 = 1.4 \text{ cm}$$

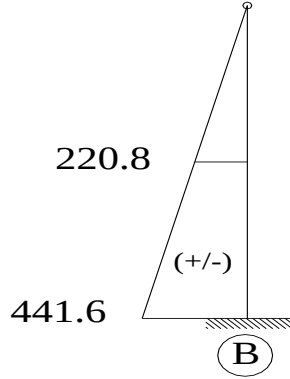
Şekil 4.29 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;

$$W = (144.0+732.0+900.0+270.0+6*3*9.0)/6 = 368.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18*10^7*0.60*0.60^3/12 = 343440.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{36.8 * 6^3}{3 * 343440}} = 0.55 \text{ sn} \quad TB = 0.9 \text{ sn} \quad S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S = 2.5$$

$$V_t = W * A_0 * I * S(T)/R$$

$$= 368.00 * 0.4 * 1 * 2.5/5 = 73.60 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{73.60 * 6.0^3}{3 * 343440} * 100 = 1.54 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 1.54 < 0.0035 * 600 = 2.1 \text{ cm}$$

Şekil 4.30 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.14 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	4.00	M	-25.94	-2.52	-15.75	-65.04	-44.21	-25.61
		N	187.27	14.40	90.00	426.34	291.67	181.50
		V	0.00	-0.95	-5.91	-10.79	-6.86	-0.86
	2.00	M	-25.94	-0.63	-3.94	-43.50	-30.51	-23.91
		N	187.27	14.40	90.00	426.34	291.67	181.50
		V	0.00	-0.95	-5.91	-10.79	-6.86	-0.86
	0.00	M	-25.94	1.26	7.88	-21.95	-16.81	-22.21
		N	187.27	14.40	90.00	426.34	291.67	181.50
		V	0.00	-0.95	-5.91	-10.79	-6.86	-0.86
B	6.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	323.40	28.80	180.00	781.08	532.20	316.98
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	323.40	28.80	180.00	781.08	532.20	316.98
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	323.40	28.80	180.00	781.08	532.20	316.98
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.15 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	4.00	M	-44.21	0.46	2.89	0.00	0.00	0.00	-44.21
		N	291.67					0.00	291.67
		V	-6.86					-58.74	-65.60
	2.00	M	-30.51				-4.21	-117.47	-152.19
		N	291.67					0.00	291.67
		V	-6.86					-58.74	-65.60
	0.00	M	-16.81	0.00	0.00	2.89	-8.42	-234.95	-260.18
		N	291.67					0.00	291.67
		V	-6.86					-58.74	-65.60
B	6.00	M	0.00	0.46	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-55.25	-55.25
	3.00	M	0.00				-7.72	-165.74	-173.46
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-55.25	-55.25
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	2.90	-15.43	-331.47	-346.90
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-55.25	-55.25

Tablo 4.16 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	4.00	M	-25.61	0.46	2.89	0.00	0.00	0.00	-25.61
		N	181.50					0.00	181.50
		V	-0.86					-58.74	-59.60
	2.00	M	-23.91				-2.62	-117.47	-144.00
		N	181.50					0.00	181.50
		V	-0.86					-58.74	-59.60
	0.00	M	-22.21	0.00	0.00	2.89	-5.24	-234.95	-262.40
		N	181.50					0.00	181.50
		V	-0.86					-58.74	-59.60
B	6.00	M	0.00	0.46	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-55.25	-55.25
	3.00	M	0.00				-4.60	-165.74	-170.34
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-55.25	-55.25
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	2.90	-9.19	-331.47	-340.66
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-55.25	-55.25

Mafsall bağlantılı prefabrike betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci merteye hesapları Tablo 4.17 ve Tablo 4.18 'da verilmiştir.

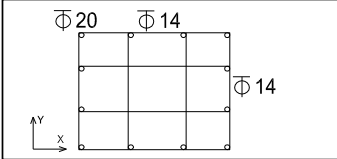
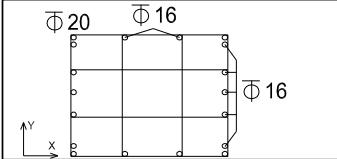
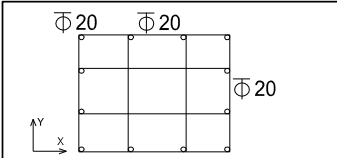
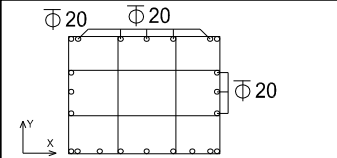
Tablo 4.17 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci merteye hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	4.00	M	0.00	0.80	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	291.67					0.00	291.67
		V	0.00					-40.95	-40.95
	2.00	M	0.00				-2.92	-81.90	-84.82
		N	291.67					0.00	291.67
		V	0.00					-40.95	-40.95
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	2.00	-5.83	-163.80	-169.63
		N	291.67					0.00	291.67
		V	0.00					-40.95	-40.95
B	6.00	M	0.00	1.54	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-73.60	-73.60
	3.00	M	0.00				-10.24	-220.80	-231.04
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-73.60	-73.60
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	3.85	-20.49	-441.60	-462.09
		N	532.20					0.00	532.20
		V	0.00					-73.60	-73.60

Tablo 4.18 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci merteye hesabı (0.9G+E+M_{II})

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	4.00	M	0.00	0.80	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	181.50					0.00	181.50
		V	0.00					-40.95	-40.95
	2.00	M	0.00				-1.82	-81.90	-83.72
		N	181.50					0.00	181.50
		V	0.00					-40.95	-40.95
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	2.00	-3.63	-163.80	-167.43
		N	181.50					0.00	181.50
		V	0.00					-40.95	-40.95
B	6.00	M	0.00	1.54	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-73.60	-73.60
	3.00	M	0.00				-6.10	-220.80	-226.90
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-73.60	-73.60
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	3.85	-12.20	-441.60	-453.80
		N	316.98					0.00	316.98
		V	0.00					-73.60	-73.60

Tablo 4.19 Kolon betonarme hesabı

MALZEME (BS30/S420)									
KOLON BOYUTU (cm)	K O T	Y Ü K L E M E	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	DONATI ŞEMASI			
S _A , S _C KOLON BETONARME HESABI	y=45	4.00	X	1	65.04	426.34	5.06		4Φ20 + 8Φ14 A _s = 24.88 cm ² ρ _s = %1.2
			X	2	44.21	291.67	5.06		
			X	3					
		Y	1	0.00	426.34	5.06			
			2	0.00	291.67	5.06			
			3	0.00	181.50	5.06			
	x=45 y=45	2.00	X	1	43.50	426.34	5.06	"	
			X	2	152.19	291.67	6.71		
			X	3	144.00	181.50	7.49		
		Y	1	0.00	426.34	5.06			
			2	84.82	291.67	5.06			
			3	83.72	181.50	5.06			
	y=45	0.00	X	1	21.95	426.34	5.06		4Φ20 + 14Φ16 A _s = 40.70 cm ² ρ _s = %2.01
			X	2	260.18	291.67	15.37		
			X	3					
		Y	1	0.00	426.34	5.06			
			2	169.63	291.67	8.05			
			3	167.43	181.50	9.25			
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=60	6.00	X	1	0.00	781.08	9.00		4Φ20 + 8Φ20 A _s = 37.68 cm ² ρ _s = %1.05
			X	2	0.00	532.20	9.00		
			X	3					
		Y	1	0.00	781.08	9.00			
			2	0.00	532.20	9.00			
			3	0.00	316.98	9.00			
	x=60 y=60	3.00	X	1	0.00	781.08	9.00	"	
			X	2	173.46	532.20	9.00		
			X	3	170.34	316.98	9.00		
		Y	1	0.00	781.08	9.00			
			2	231.04	532.20	9.00			
			3	226.90	316.98	9.00			
	y=60	0.00	X	1	0.00	781.08	9.00		4Φ20 + 16Φ20 A _s = 62.8 cm ² ρ _s = %1,74
			X	2	346.90	532.20	10.74		
			X	3					
		Y	1	0.00	781.08	9.00			
			2	462.09	532.20	17.29			
			3	453.80	316.98	19.37			

N0T: YÜKLEME 1= 1.4G+1.6Q

YÜKLEME 2= G+Q+E+M_{II}

YÜKLEME 3= 0.9G+E+M_{II}

4.3 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-3 ($h_1=14.0m$, $h_2=16.0m$, $L=20m$)

Taşıyıcı sistem elemanları;

Taşıyıcı sistemin kolon boyutları hariç diğer elemanlarda kesitler örnek-1 ile aynıdır. Kolon boyutları A,C akslarında (80x80) , B aksında (100x100) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

Yükler ;

Aşık, oluk, çatı kirişi, çatı kaplaması ve kar yükleri ve bu yüklerden meydana gelen kesit tesirleri değişmemektedir. Fakat kolon boyutlarındaki değişimden dolayı normal kuvvet değerleri değişmektedir.

P1 yükleri ;

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 7 \cdot 16.0 = \underline{112.0 \text{ kN}}$$
$$140.95 \text{ kN}$$

P2 yükleri ;

$$\text{Normal kuvvet ; Kolon} = 8 \cdot 25.0 = 200.0 \text{ kN}$$

Deprem yükleme ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 148.2 + 140.95 + 14.4 + 0.3 \cdot 90 = 330.55 \text{ kN}$$

$$W_2 = (148.2 + 14.4 + 0.3 \cdot 90) \cdot 2 + 200.0 = 579.2 \text{ kN} \quad \Sigma W = 1240.3 \text{ Kn}$$

Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 1240.3 / 3 = 413.4 \text{ kN}$$

Ek-A' deki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z_4 için kolon kesiti

H = 14 için 80x80 cmxcm

H = 16 için 100x100 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

Deprem ön hesabı

$$A_0=0.4 , I=1 , R=5 , S=1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından $S=1$ alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R = 1240.3 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1 / 5 = 99.22 \text{ kN}$$

Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 4.20'de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

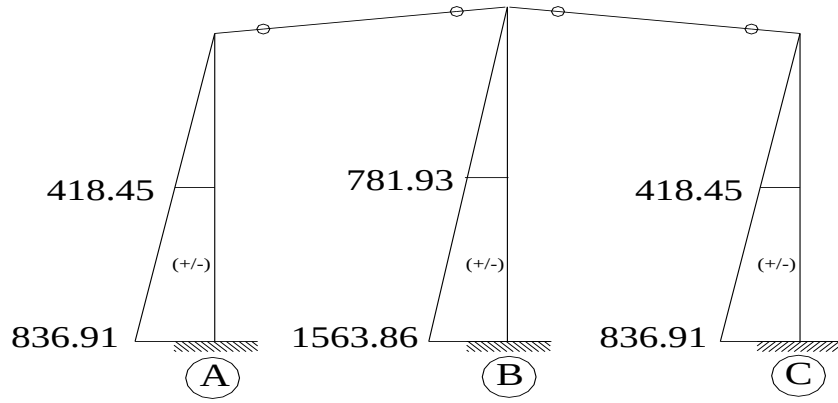
Tablo 4.20 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	Fi (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d2
1	330.55	14.00	4627.70	24.79	33.06	2.29	56.77	173.34
2	579.20	16.00	9267.20	49.64	57.92	2.29	113.68	303.74
1	330.55	14.00	4627.70	24.79	33.06	2.29	56.77	173.34
		Σ	18522.60	99.22			227.21	650.43

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{650.22 * 10^{-4}}{227.22 * 10^{-2}}} = 1.062 > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5 * \left(\frac{0.9}{1.062}\right)^{0.8} = 2.19$$

$$d_{\max} = 2.29 * 2.19 \approx 5.02 \text{ cm} < 0.035 * H (5.25 \text{ cm})$$

$$V_t = 1240.3 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 217.3 \quad F_1 = F_2 = 54.29 \text{ kN} \quad F_3 = 108.72 \text{ kN}$$



Şekil 4.31 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

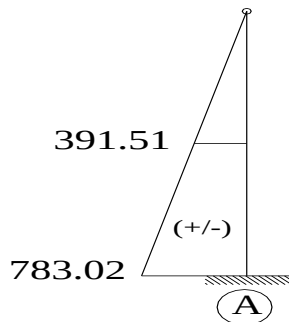
Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;

$$W = (72.0 + 366.0 + 450.0 + 144.75 + 135.0 + 6 * 7 * 16.0) / 6 = 306.63 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 * 10^7 * 0.80 * 0.80^3 / 12 = 1085440.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{30.663 * 14^3}{3 * 1085440}} = 1.01 \text{ sn} > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5 * \left(\frac{0.9}{1.01}\right)^{0.8} = 2.28$$



$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 2.28$$

$$V_t = W * A_0 * I * S(T) / R$$

$$= 306.63 * 0.4 * 1 * 2.28 / 5 = 55.93 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{55.93 * 14.0^3}{3 * 1085440} * 100 = 4.7 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 4.7 < 0.0035 * 1400 = 4.9 \text{ cm}$$

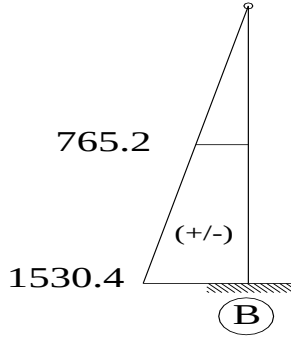
Şekil 4.32 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;

$$W = (144.0+732.0+900.0+270.0+6*8*25)/6 = 541.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18*10^7*1.0*1.0^3/12 = 2650000.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2*\pi*\sqrt{\frac{m}{k}} = 2*\pi*\sqrt{\frac{54.1*16^3}{3*2650000}} = 1.05 \text{ sn} > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5*\left(\frac{0.9}{1.05}\right)^{0.8} = 2.21$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.21$$

$$V_t = W*A_0*I*S(T)/R$$

$$= 541.00*0.4*1*2.21/5 = 95.65 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{95.65*16.0^3}{3*2650000} * 100 = 4.92 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 4.92 < 0.0035*1600 = 5.6 \text{ cm}$$

Şekil 4.33 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.21 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	14.00	M	-25.94	-2.52	-15.75	-65.04	-44.21	-25.61
		N	289.15	14.40	90.00	568.97	393.55	273.20
		V	0.00	-0.27	-1.69	-3.08	-1.96	-0.24
	7.00	M	-25.94	-0.63	-3.94	-43.50	-30.51	-23.91
		N	289.15	14.40	90.00	568.97	393.55	273.20
		V	0.00	-0.27	-1.69	-3.08	-1.96	-0.24
	0.00	M	-25.94	1.26	7.88	-21.95	-16.81	-22.21
		N	289.15	14.40	90.00	568.97	393.55	273.20
		V	0.00	-0.27	-1.69	-3.08	-1.96	-0.24
B	16.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	496.40	28.80	180.00	1023.28	705.20	472.68
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	8.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	496.40	28.80	180.00	1023.28	705.20	472.68
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	496.40	28.80	180.00	1023.28	705.20	472.68
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.22 Çerçeve düzleminde ikinci merteye hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.19

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	14.00	M	-44.21	2.29	12.54	0.00	0.00	0.00	-44.21
		N	393.55					0.00	393.55
		V	-1.96					-59.78	-61.74
	7.00	M	-30.51				-24.67	-418.45	-473.63
		N	393.55					0.00	393.55
		V	-1.96					-59.78	-61.74
	0.00	M	-16.81	0.00	0.00	12.54	-49.34	-836.91	-903.06
		N	393.55					0.00	393.55
		V	-1.96					-59.78	-61.74
B	16.00	M	0.00	2.29	12.54	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-97.74	-97.74
	8.00	M	0.00				-44.21	-781.93	-826.14
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-97.74	-97.74
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	12.54	-88.42	-1563.86	-1652.28
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-97.74	-97.74

Tablo 4.23 Çerçeve düzleminde ikinci merteye hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.19

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	14.00	M	-25.61	2.29	12.54	0.00	0.00	0.00	-25.61
		N	273.20					0.00	273.20
		V	-0.24					-59.78	-60.02
	7.00	M	-23.91				-17.13	-418.45	-459.49
		N	273.20					0.00	273.20
		V	-0.24					-59.78	-60.02
	0.00	M	-22.21	0.00	0.00	12.54	-34.25	-836.91	-893.37
		N	273.20					0.00	273.20
		V	-0.24					-59.78	-60.02
B	16.00	M	0.00	2.29	12.54	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-97.74	-97.74
	8.00	M	0.00				-29.63	-781.93	-811.56
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-97.74	-97.74
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	12.54	-59.26	-1563.86	-1623.12
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-97.74	-97.74

Mafsall bağlantılı prefabrike betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertbe hesapları Tablo 4.24 ve Tablo 4.25 'da verilmiştir.

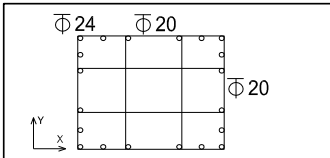
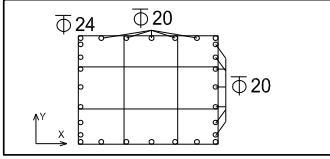
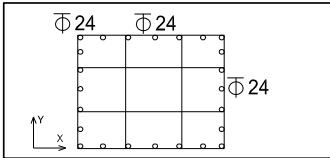
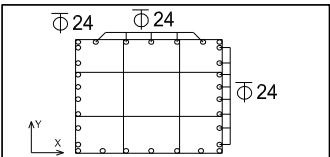
Tablo 4.24 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı ($G+Q+E+M_{II}$)

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M_{II}	E	G+Q+E+ M_{II}
A,C	14.00	M	0.00	4.70	11.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	393.55					0.00	393.55
		V	0.00					-55.93	-55.93
	7.00	M	0.00				-23.12	-391.51	-414.63
		N	393.55					0.00	393.55
		V	0.00					-55.93	-55.93
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	11.75	-46.24	-783.02	-829.26
		N	393.55					0.00	393.55
		V	0.00					-55.93	-55.93
B	16.00	M	0.00	4.92	12.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-95.65	-95.65
	8.00	M	0.00				-43.37	-765.20	-808.57
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-95.65	-95.65
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	12.30	-86.74	1530.40	1443.66
		N	705.20					0.00	705.20
		V	0.00					-95.65	-95.65

Tablo 4.25 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı ($0.9G+E+M_{II}$)

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M_{II}	E	0.9G+E+ M_{II}
A,C	14.00	M	0.00	4.70	11.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	273.20					0.00	273.20
		V	0.00					-55.93	-55.93
	7.00	M	0.00				-16.05	-391.51	-407.56
		N	273.20					0.00	273.20
		V	0.00					-55.93	-55.93
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	11.75	-32.10	-783.02	-815.12
		N	273.20					0.00	273.20
		V	0.00					-55.93	-55.93
B	16.00	M	0.00	4.92	12.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-95.65	-95.65
	8.00	M	0.00				-29.07	-765.20	-794.27
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-95.65	-95.65
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	12.30	-58.14	1530.40	1472.26
		N	472.68					0.00	472.68
		V	0.00					-95.65	-95.65

Tablo 4.26 Kolon betonarme hesabı

MALZEME (BS30/S420)									
KOLON BOYUTU (cm)	K O L O N	Y Ö L E M E	Y Ü K L E M E	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	DONATI ŞEMASI		
S _A S _C KOLON BETONARME HESABI	y=80	14.00	X	1	65.04	568.97	16.00		4Φ24 + 16Φ20 A _s = 68.32 cm ² ρ _s = %1.06
			X	2	44.21	393.55	16.00		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
		Y	Y	1	0.00	568.97	16.00		
			Y	2	0.00	393.55	16.00		
			Y	3	0.00	273.20	16.00		
	x=80 y=80	70.00	X	1	43.50	568.97	16.00	"	
			X	2	473.63	393.55	16.00		
			X	3	459.49	273.20	16.00		
			Y	1	0.00	568.97	16.00		
			Y	2	414.63	393.55	16.00		
			Y	3	407.56	273.20	16.00		
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=100	0.00	X	1	21.95	568.97	16.00		4Φ24 + 24Φ20 A _s = 93.44 cm ² ρ _s = %1.46
			X	2	903.06	393.55	28.89		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	568.97	16.00		
			Y	2	829.26	393.55	25.93		
			Y	3	815.12	273.20	26.88		
	x=100 y=100	16.00	X	1	0.00	1023.28	25.00		4Φ24 + 20Φ24 A _s = 108.48 cm ² ρ _s = %1.08
			X	2	0.00	705.20	25.00		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	1023.28	25.00		
			Y	2	0.00	705.20	25.00		
			Y	3	0.00	472.68	25.00		
	x=100 y=100	8.00	X	1	0.00	1023.28	25.00	"	
			X	2	826.14	705.20	25.00		
			X	3	811.56	472.68	25.00		
			Y	1	0.00	1023.28	25.00		
			Y	2	808.57	705.20	25.00		
			Y	3	794.27	472.68	25.00		
	y=100	0.00	X	1	0.00	1023.28	25.00		4Φ24 + 26Φ24 A _s = 126.56 cm ² ρ _s = %1.27
			X	2	1652.28	705.20	40.07		
			X	3	0.00	0.00	0.00		
			Y	1	0.00	1023.28	25.00		
			Y	2	1443.66	705.20	33.47		
			Y	3	1472.26	472.68	37.31		

NOT YÜKLEME 1= 1.4G+1.6Q

YÜKLEME 2= G+Q+E+M_{II}

YÜKLEME 3= 0.9G+E+M_{II}

4.4 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-4 ($h_1=19.0m$, $h_2=21.0m$, $L=20m$)

*Taşıyıcı sistem elemanları ;

Taşıyıcı sistemin kolon boyutları hariç diğer elemanlarda kesitler değişmemektedir. Kolon boyutları A,C akslarında (100x100) , B aksında (120x120) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

*Yükler ;

Aşık, oluk, çatı kirişi, çatı kaplaması ve kar yükleri ve bu yüklerden meydana gelen kesit tesirleri değişmemektedir. Fakat kolon boyutlarındaki değişimden dolayı normal kuvvet değerleri değişmektedir.

P1 yükleri ;

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 9.5 \times 25.0 = 237.5 \text{ kN}$$
$$266.45 \text{ kN}$$

P2 yükleri ;

Normal kuvvet ;

$$\text{Kolon} = 10.5 \times 36.0 = 378.0 \text{ kN}$$

Deprem yükleme ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 148.2 + 266.45 + 14.4 + 0.3 \times 90 = 456.05 \text{ kN}$$

$$W_2 = (148.2 + 14.4 + 0.3 \times 90) \times 2 + 378.0 = 757.2 \text{ kN} \quad \Sigma W = 1669.3 \text{ Kn}$$

Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 1669.3 / 3 = 556.4 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z_4 için kolon kesiti

H = 19 için 100x100 cmxcm

H = 21 için 120x120 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

Deprem ön hesabı ;

$$A_0=0.4 , I=1 , R=5 , S=1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından $S=1$ alınmıştır.

$$V_t = W \times A_0 \times I \times S(T) / R = 1669.3 \times 0.4 \times 1 \times 1 / 5 = 133.54 \text{ kN}$$

Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 4.27'de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

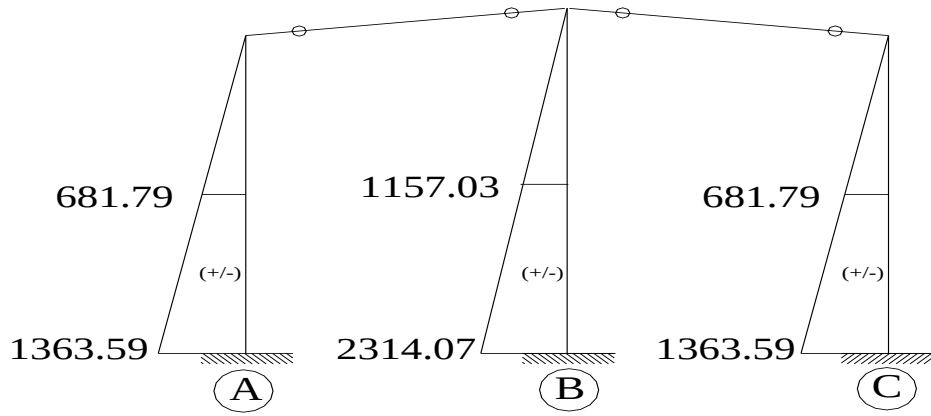
Tablo 4.27 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	Fi (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d2
1	456.05	19.00	8664.95	34.82	45.61	3.24	112.82	478.74
2	757.20	21.00	15901.20	63.90	75.72	3.24	207.03	794.88
1	456.05	19.00	8664.95	34.82	45.61	3.24	112.82	478.74
		Σ	33231.10	133.54			432.67	1752.36

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{1752.36 * 10^{-4}}{432.67 * 10^{-2}}} = 1.27 > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5 * \left(\frac{0.9}{1.27}\right)^{0.8} = 1.90$$

$$d_{\max} = 3.24 * 1.90 \approx 6.156 \text{ cm} < 0.035 * H (7.0 \text{ cm})$$

$$V_t = 1669.3 * 0.4 * 1 * 1.90 / 5 = 253.73 \quad F_1 = F_2 = 66.16 \text{ kN} \quad F_3 = 121.41 \text{ kN}$$



Şekil 4.34 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

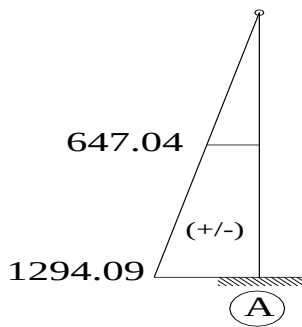
Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;

$$W = (72.0 + 366.0 + 450.0 + 144.75 + 135.0 + 6 * 9.5 * 25.0) / 6 = 432.125 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 * 10^7 * 1.0 * 1.0^3 / 12 = 2650000.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{43.21 * 19^3}{3 * 2650000}} = 1.21 \text{ sn} > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5 * \left(\frac{0.9}{1.21}\right)^{0.8} = 1.97$$



$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1.97$$

$$V_t = W * A_0 * I * S(T) / R$$

$$= 432.125 * 0.4 * 1 * 1.97 / 5 = 68.11 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{68.11 * 19.0^3}{3 * 2650000} * 100 = 5.87 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 5.87 < 0.0035 * 1900 = 6.65 \text{ cm}$$

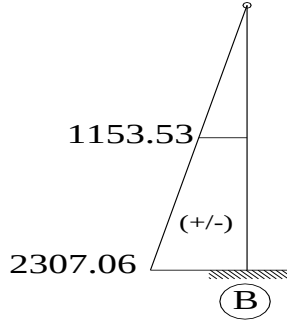
Şekil 4.35 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;

$$W = (144.0+732.0+900.0+270.0+6*10.5*36)/6 = 719.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18*10^7*1.2*1.2^3/12 = 5495040.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2*\pi*\sqrt{\frac{m}{k}} = 2*\pi*\sqrt{\frac{71.9*21^3}{3*5495040}} = 1.26 \text{ sn} > T_B=0.90 \rightarrow S = 2.5*\left(\frac{0.9}{1.26}\right)^{0.8} = 1.91$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S = 2.21$$

$$V_t = W*A_0*I*S(T)/R$$

$$= 719*0.4*1*1.91/5=109.86 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{109.86*21.0^3}{3*5495040}*100 = 6.17 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 6.17 < 0.0035*2100 = 7.35 \text{ cm}$$

Şekil 4.36 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.28 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6	G+Q	0.9G
A,C	19.00	M	-25.94	-2.52	-15.75	-65.04	-44.21	-25.61
		N	414.65	14.40	90.00	744.67	519.05	386.15
		V	0.00	-0.20	-1.24	-2.26	-1.44	-0.18
	9.50	M	-25.94	-0.63	-3.94	-43.50	-30.51	-23.91
		N	414.65	14.40	90.00	744.67	519.05	386.15
		V	0.00	-0.20	-1.24	-2.26	-1.44	-0.18
	0.00	M	-25.94	1.26	7.88	-21.95	-16.81	-22.21
		N	414.65	14.40	90.00	744.67	519.05	386.15
		V	0.00	-0.20	-1.24	-2.26	-1.44	-0.18
B	21.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	674.40	28.80	180.00	1272.48	883.20	632.88
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.50	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	674.40	28.80	180.00	1272.48	883.20	632.88
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	674.40	28.80	180.00	1272.48	883.20	632.88
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.29 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 1.9

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	19.00	M	-44.21	3.24	15.39	0.00	0.00	0.00	-44.21
		N	519.05					0.00	519.05
		V	-1.44					-71.77	-73.21
	9.50	M	-30.51				-39.94	-681.79	-752.24
		N	519.05					0.00	519.05
		V	-1.44					-71.77	-73.21
	0.00	M	-16.81	0.00	0.00	15.39	-79.88	-1363.59	-1460.28
		N	519.05					0.00	519.05
		V	-1.44					-71.77	-73.21
B	21.00	M	0.00	3.24	15.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-110.19	-110.19
	10.50	M	0.00				-67.96	-1157.03	-1224.99
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-110.19	-110.19
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	15.39	-135.92	-2314.07	-2449.99
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-110.19	-110.19

Tablo 4.30 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 1.9

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	19.00	M	-25.61	3.24	15.39	0.00	0.00	0.00	-25.61
		N	386.15					0.00	386.15
		V	-0.18					-71.77	-71.95
	9.50	M	-23.91				-29.71	-681.79	-735.42
		N	386.15					0.00	386.15
		V	-0.18					-71.77	-71.95
	0.00	M	-22.21	0.00	0.00	15.39	-59.43	-1363.59	-1445.23
		N	386.15					0.00	386.15
		V	-0.18					-71.77	-71.95
B	21.00	M	0.00	3.24	15.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-110.19	-110.19
	10.50	M	0.00				-48.70	-1157.03	-1205.73
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-110.19	-110.19
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	15.39	-97.40	-2314.07	-2411.47
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-110.19	-110.19

Mafsal bağlantılı prefabrike betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertbe hesapları Tablo 4.31 ve Tablo 4.32 'da verilmiştir.

Tablo 4.31 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	19.00	M	0.00	5.87	14.68	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	519.05					0.00	519.05
		V	0.00					-68.11	-68.11
	9.50	M	0.00				-38.09	-647.04	-685.13
		N	519.05					0.00	519.05
		V	0.00					-68.11	-68.11
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	14.68	-76.17	-1294.09	-1370.26
		N	519.05					0.00	519.05
		V	0.00					-68.11	-68.11
B	21.00	M	0.00	6.17	15.43	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-109.86	-109.86
	10.50	M	0.00				-68.12	-1153.53	-1221.65
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-109.86	-109.86
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	15.43	-136.23	-2307.06	-2443.29
		N	883.20					0.00	883.20
		V	0.00					-109.86	-109.86

Tablo 4.32 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı (0.9G+E+M_{II})

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	19.00	M	0.00	5.87	14.68	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	386.15					0.00	386.15
		V	0.00					-68.11	-68.11
	9.50	M	0.00				-28.33	-647.04	-675.37
		N	386.15					0.00	386.15
		V	0.00					-68.11	-68.11
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	14.68	-56.67	-1294.09	-1350.76
		N	386.15					0.00	386.15
		V	0.00					-68.11	-68.11
B	21.00	M	0.00	6.17	15.43	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-109.86	-109.86
	10.50	M	0.00				-48.81	-1153.53	-1202.34
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-109.86	-109.86
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	15.43	-97.62	-2307.06	-2404.68
		N	632.88					0.00	632.88
		V	0.00					-109.86	-109.86

Tablo 4.33 Kolon betonarme hesabı

MALZEME (BS30/S420)							
	KOLON BOYUTU (cm)	K O T	Y Ö N E M E	Y Ü K L E M E	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)
S _A , S _C KOLON BETONARME HESABI	y=100	19.00	X	1	65.04	744.67	25.00
				2	44.21	519.05	25.00
				3	0.00	386.15	25.00
		0.00	Y	1	0.00	744.67	25.00
				2	0.00	519.05	25.00
				3	0.00	386.15	25.00
	x=100 y=100	9.50	X	1	43.50	744.67	25.00
				2	752.24	519.05	25.00
				3	735.42	386.15	25.00
		0.00	Y	1	0.00	744.67	25.00
				2	685.13	519.05	25.00
				3	675.37	386.15	25.00
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=100	0.00	X	1	21.95	744.67	25.00
				2	1460.28	519.05	36.35
				3	0.00	386.15	25.00
		0.00	Y	1	0.00	744.67	25.00
				2	1370.26	519.05	33.54
				3	1350.76	386.15	34.64
	y=120	21.00	X	1	0.00	1272.48	36.00
				2	0.00	883.20	36.00
				3	0.00	632.88	36.00
		10.50	Y	1	0.00	1272.48	36.00
				2	1221.65	883.20	36.00
				3	1202.34	632.88	36.00
	y=120	0.00	X	1	0.00	1272.48	36.00
				2	2449.99	883.20	48.43
				3	0.00	632.88	50.43
		0.00	Y	1	0.00	1272.48	36.00
				2	2443.29	883.20	48.26
				3	2404.68	632.88	50.43

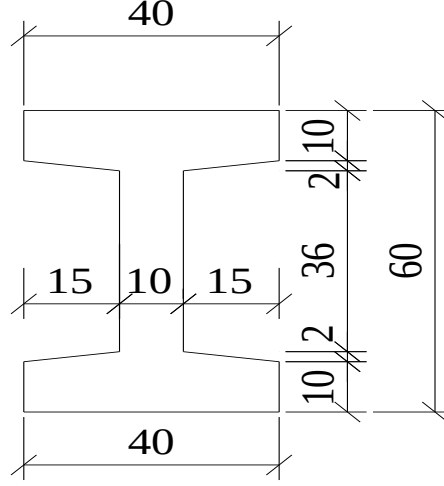
N0T: YÜKLEME 1= 1.4G+1.6Q

YÜKLEME 2= G+Q+E+M_{ii}

YÜKLEME 3= 0.9G+E+M_{ii}

4.5 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-5 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=10\text{m}$)

4.5.1 Çatı kirişi hesabı



Şekil 4.37 Çatı kirişi kesiti

Kesit Tesirleri

$$\begin{aligned} A &= 1290 \text{ cm}^2 & I &= 592535 \text{ cm}^4 & e &= Y_b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \\ Y_b &= 30.0 \text{ cm} & S_b &= 19751 \text{ cm}^3 & Y_t &= 30.0 \text{ cm} & S_t &= 19751 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Bir çatı kirişine gelen yükler

$$\begin{aligned} \text{Kiriş ağırlığı} &= 0.129 \times 2.50 = 0.322 \text{ t/m} \\ \text{Aşık öz ağırlığı} &= 0.061 \times 12.0 = 0.732 \text{ t/m} \\ \text{Çatı kaplama} &= 0.012 \times 12.0 = 0.144 \text{ t/m} \\ g &= 1.198 \text{ t/m} \end{aligned}$$

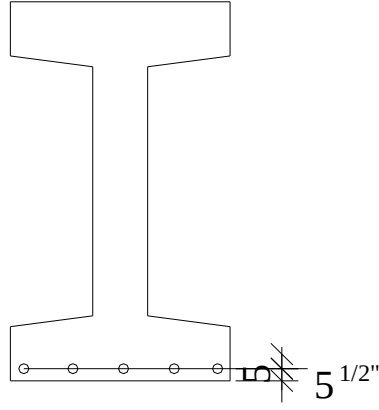
$$\text{Hareketli yük : } q = 0.075 \times 12 = 0.90 \text{ t/m}$$

Moment hesabı

Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır.

$$L = 9.80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= 1.198 + 0.90 = 2.098 \text{ t/m} & P_d &= 1.4 \times 1.198 + 1.6 \times 0.9 = 3.117 \text{ t/m} \\ M_g &= 1.198 \times 9.8^2 / 8 = 14.38 \text{ tm} & M_{zati} &= 0.322 \times 9.8^2 = 3.86 \text{ tm} \\ M_q &= 0.90 \times 9.8^2 / 8 = 10.8 \text{ tm} & M_{g+q} &= 2.098 \times 9.8^2 / 8 = 25.19 \text{ tm} \\ V_d &= 3.117 \times 9.8 / 2 = 15.27 \text{ t} & M_d &= 3.117 \times 9.8^2 / 8 = 37.42 \text{ tm} \end{aligned}$$



Şekil 4.38 Çatı kirişi öngerme teli yerleşimi

Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti } P_f = \frac{2519000/19751 - 32.0}{1/1290 + 25/19751} = 46810$$

7 telli 270 K düşük relaksiyonlu 1/2" halat kullanıldığında ;

$$N = P_f / P_{fi} = 46810 / 10281 = 4.55 \text{ (5 adet 1/2" kablo seçildi) (Şekil 4.38)}$$

Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 3.3 de gösterilmiştir.

Taşıma Kapasitesinin Kontrolü

Moment kapasitesinin kontrolü

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

$$f_{cd} = 400 / 1.3 = 308.0 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 14.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 18600 / 1.15 = 16174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b \cdot d) = 5 \cdot 0.987 / (40 \cdot 60) = 0.002$$

$$f_{pd} = 16174 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.002 \cdot 16174 / 308) = 15494 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{5 \cdot 0.987 \cdot 15494 + 6.16 \cdot 3652}{0.85 \cdot 308 \cdot 40} = 9.44 < 10 \text{ cm}$$

$$M_{res} = (5 \cdot 0.987 \cdot 15494 + 6.16 \cdot 3652) \cdot (55 - 9.44 / 2) = 4975669 \text{ kg.cm} = 49.75 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 49.75 > 37.42 \text{ tm}$$

Tablo 4.34 Çatı kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	σ_g , üst	σ_g , alt	Mq	σ_g , üst	σ_g , alt	σ_{0g} ,üst	σ_{0g} ,alt	$\sigma(g+q)$, üst	$\sigma(g+q)$, alt
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-28.369	118.028	-25.217	104.915
2	0.30	143725.0	7.28	7.28	107974.0	5.47	5.47	-21.093	110.751	-12.474	92.172
3	0.61	279886.0	14.17	14.17	210265.0	10.65	10.65	-14.199	103.858	-0.401	80.099
4	0.91	408483.0	20.68	20.68	306873.0	15.54	15.54	-7.688	97.347	11.001	68.696
5	1.21	529514.0	26.81	26.81	397799.0	20.14	20.14	-1.560	91.219	21.733	57.965
6	1.51	642982.0	32.55	32.55	483041.0	24.46	24.46	4.185	85.474	31.793	47.904
7	1.82	748885.0	37.92	37.92	562601.0	28.48	28.48	9.547	80.112	41.184	38.514
8	2.12	847223.0	42.90	42.90	636478.0	32.23	32.23	14.526	75.133	49.903	29.795
9	2.42	937997.0	47.49	47.49	704672.0	35.68	35.68	19.122	70.537	57.951	21.746
10	2.72	1021206.0	51.70	51.70	767183.0	38.84	38.84	23.335	66.324	65.329	14.368
11	3.03	1096851.0	55.53	55.53	824012.0	41.72	41.72	27.165	62.494	72.036	7.661
12	3.33	1164932.0	58.98	58.98	875157.0	44.31	44.31	30.612	59.047	78.073	1.625
13	3.63	1225448.0	62.04	62.04	920620.0	46.61	46.61	33.675	55.983	83.439	-3.741
14	3.93	1278399.0	64.73	64.73	960400.0	48.63	48.63	36.356	53.302	88.134	-8.436
15	4.24	1323786.0	67.02	67.02	994497.0	50.35	50.35	38.654	51.005	92.158	-12.460
16	4.54	1361609.0	68.94	68.94	1022911.0	51.79	51.79	40.569	49.090	95.512	-15.814
17	4.84	1391866.0	70.47	70.47	1045643.0	52.94	52.94	42.101	47.558	98.194	-18.497
18	5.14	1414560.0	71.62	71.62	1062691.0	53.80	53.80	43.250	46.409	100.207	-20.509
19	5.45	1429689.0	72.39	72.39	1074057.0	54.38	54.38	44.016	45.643	101.548	-21.850
20	5.75	1437253.0	72.77	72.77	1079740.0	54.67	54.67	44.399	45.260	102.219	-22.521
21	6.05	1437253.0	72.77	72.77	1079740.0	54.67	54.67	44.399	45.260	102.219	-22.521
22	6.35	1429689.0	72.39	72.39	1074057.0	54.38	54.38	44.016	45.643	101.548	-21.850
23	6.66	1414560.0	71.62	71.62	1062691.0	53.80	53.80	43.250	46.409	100.207	-20.509
24	6.96	1391866.0	70.47	70.47	1045643.0	52.94	52.94	42.101	47.558	98.194	-18.497
25	7.26	1361609.0	68.94	68.94	1022911.0	51.79	51.79	40.569	49.090	95.512	-15.814
26	7.56	1323786.0	67.02	67.02	994497.0	50.35	50.35	38.654	51.005	92.158	-12.460
27	7.87	1278399.0	64.73	64.73	960400.0	48.63	48.63	36.356	53.302	88.134	-8.436
28	8.17	1225448.0	62.04	62.04	920620.0	46.61	46.61	33.675	55.983	83.439	-3.741
29	8.47	1164932.0	58.98	58.98	875157.0	44.31	44.31	30.612	59.047	78.073	1.625
30	8.77	1096851.0	55.53	55.53	824012.0	41.72	41.72	27.165	62.494	72.036	7.661
31	9.08	1021206.0	51.70	51.70	767183.0	38.84	38.84	23.335	66.324	65.329	14.368
32	9.38	937997.0	47.49	47.49	704672.0	35.68	35.68	19.122	70.537	57.951	21.746
33	9.68	847223.0	42.90	42.90	636478.0	32.23	32.23	14.526	75.133	49.903	29.795
34	9.98	748885.0	37.92	37.92	562601.0	28.48	28.48	9.547	80.112	41.184	38.514
35	10.29	642982.0	32.55	32.55	483041.0	24.46	24.46	4.185	85.474	31.793	47.904
36	10.59	529514.0	26.81	26.81	397799.0	20.14	20.14	-1.560	91.219	21.733	57.965
37	10.89	408483.0	20.68	20.68	306873.0	15.54	15.54	-7.688	97.347	11.001	68.696
38	11.19	279886.0	14.17	14.17	210265.0	10.65	10.65	-14.199	103.858	-0.401	80.099
39	11.50	143725.0	7.28	7.28	107974.0	5.47	5.47	-21.093	110.751	-12.474	92.172
40	11.80	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-28.369	118.028	-25.217	104.915

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 5 \cdot 10281 = 51405 \text{ kg}$$

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

$$M_{cr} = \left(2 \cdot 14.5 + \frac{51405}{1290} + \frac{51405 \cdot 25}{19751} - \frac{386000}{19751} \right) \cdot 19751 = 2258958 \text{ kg.cm}$$

$$= 22.59 \text{ tm}$$

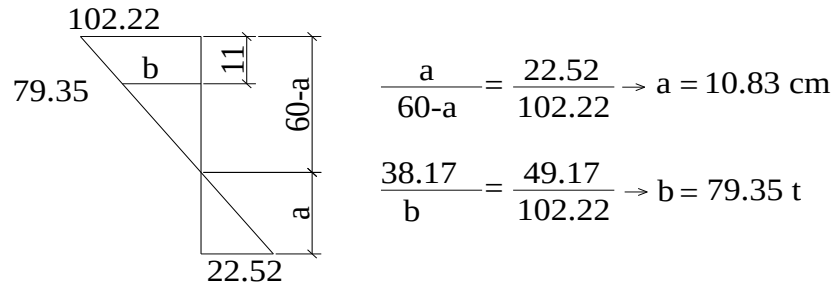
$$M_{res} = 49.75 > 1.33 \cdot M_{cr} = 1.3 \cdot 22.59 = 30.04 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 4Φ14 (6.16 cm²)

*** Kiriş üst başlığı yanal burkulma tahkiki :**

Üst başlık kesiti ≈ 40*11 cm

Mx momentinden açıklık ortasında oluşan basınç kuvveti (Şekil 4.39);



Şekil 4.39 Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı

Kiriş üst başlığına gelen basınç kuvveti

$$N = ((102.22 + 79.35)/2) \cdot 11 \cdot 40 = 39945 \text{ kg} = 39.95 \text{ t}$$

Depremde oluşan moment

$$W = 0.2 \cdot (0.4 \cdot 0.11 \cdot 2.5) = 0.022 \text{ tm}$$

$$W = 0.2 \cdot (0.876 + 0.3 \cdot 0.9) = 0.229 \text{ tm}$$

$$0.251 \text{ tm}$$

Kirişin 14.80 m açıklığında tutulmadığı kabulü ile ;

$$E = 34000000 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = 0.251 \cdot 9.8^2 / 8 = 3.01 \text{ tm}$$

$$S_{ky} = 0.60 \cdot 9.80 = 5.88 \text{ m}$$

$$E \cdot I_f = (34000000 \cdot 0.11 \cdot 0.40^3 / 12) / 2.5 = 797.9 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \frac{EI_f}{S_{ky}^2} = \pi^2 * 797.9 / 5.88^2 = 227.8t$$

$N_k = 227.8 t > 39.95 t \rightarrow$ kiriş üst başlığında yanal burkulma sorunu yok

$$\beta = \frac{1}{1 - N/N_k} = \frac{1}{1 - 39.95/227.8} = 1.21$$

$$M'' = \beta * M_y = 1.21 * 3.01 = 3.64 \text{ tm}$$

$$N = 39.95 t$$

$$A_s = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$4\Phi 20 (12.56 \text{ cm}^2)$$

Kesme dayanımı hesabı :

Mesnette ;

$$V_d = 1.33 * 15.27 = 20.31 t$$

$$V_{res} = 0.2 * 400 / 1.3 * 30 * 60 * 10^{-3} = 110.8 t$$

$$V_{res} = 110.8 t > V_d = 20.31 t$$

Birleşim bölgesi hesabı TS 9967-4.5.3.1.5.2'ye göre yapılacaktır.

$A_{sf} + A_n$ teçhizatı;

$$A_{sf} + A_n = \frac{V_d}{0.7 \cdot f_{yk} \cdot \mu_e} + \frac{H_d}{0.7 f_{yk}}$$

$$A_{cr} = \frac{b \cdot h}{\cos \theta} = \frac{300 * 600}{\cos 20} = 191552 \text{ mm}^2$$

$$\mu_e = \frac{6.9 * d^2 A_{cr} \cdot \mu}{V_d} = \frac{6.9 * 1 * 191552 * 1.4}{203100} = 9.11 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{sf} + A_n = \frac{203100}{0.7 * 420 * 3.4} + \frac{20310}{0.7 * 420} = 299 \text{ mm}^2 = 2.99 \text{ cm}^2 \quad (2\Phi 16 A_s = 4.02 \text{ cm}^2)$$

A_{sh} teçhizatı;

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

$$A_{cr} = 1.7 * l_b * b = 1.7 * (0.12 * \frac{365}{1.45} * 16) * 300 = 246488$$

$$\mu = (6.9 * 1 * 246488 * 1.4) / (402 * 420) = 14.1 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{sh} = \frac{402 * 420}{3.4 * 420} = 118.2 \text{ mm}^2 < [0.9 * 1.7 * 0.12 * (385 / 1.45) * 16 * 300] / 420 = 528 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı $4\Phi 14 (616 \text{ mm}^2)$

Mesnetten 100 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 * (15.27 - 3.117 * 1) = 16.204 t$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 60 * 10^{-3} = 40.66 t$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 60 = 5655 = 5.65 t$$

$$V_c = 0.8 * 5.6 = 4.5 t$$

$$V_{max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 16.204 - 4.75 = 11.71 t \quad A_{sw}/s \geq 11.71 / (3.65 * 60) = 0.053$$

$$s \leq 1.00/0.053 = 18.70 \text{ cm } (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/10 \text{ cm}$$

Mesnetten 200 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33*(15.27-2*3.117)=12.048 \text{ t}$$

$$V_{rmax} > V_d > V_c$$

$$V_s = 12.4078 - 4.5 = 7.55 \text{ t} \quad A_{sw}/s \geq 7.55/(3.65*60) = 0.034$$

$$s \leq 1.00/0.034 = 29 \text{ cm } (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/20 \text{ cm}$$

Sehim hesabı

Öngermenden ters sehimin bulunması

$$E_{ci} = 0.14*2500*\sqrt{2500*280}=292831 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14*2500*\sqrt{2500*400}=350000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{\text{öng}} = \frac{7*11566*25*980^2}{8*292831*592535} = 1.0\text{cm} \uparrow$$

Kiriş zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5*3.22*980^4}{384*292831*592535} = 0.22\text{cm} \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 1.1-0.22 = 0.78 \text{ cm} \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayıli sehim} = 1.80*1.1-1.85*0.22 = 1.573 \text{ cm} \uparrow$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5*8.76*980^4}{384*350000*592535} = 0.51\text{cm} \downarrow$$

Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{yük}} = \frac{5*9*980^4}{384*350000*592535} = 0.52\text{cm} \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 0.78 - 0.51 - 0.52 = -0.25 \text{ cm} \downarrow$$

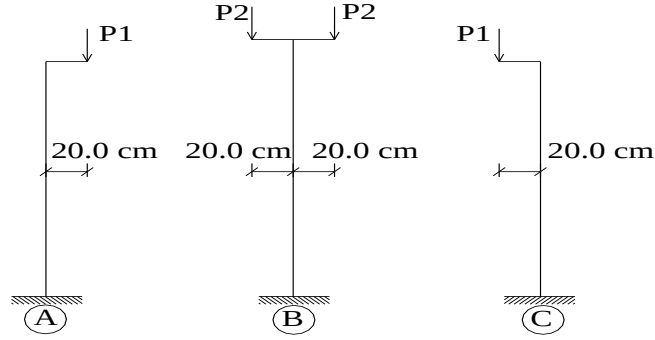
$$\text{Serviste katsayıli sehim} = 2.45*1.0-2.7*0.22-3*0.51-0.52 = -0.19 \text{ cm} \downarrow$$

4.5.2 Statik ve betonarme hesabı

Taşıyıcı sistemin kolon ve çatı kirişi hariç diğer elemanlarda kesitler örnek-1 ile aynıdır. Kolon boyutları A,C akslarında (55x55) , B aksında (65x65) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

Yüklemeler

G1 Yükleme;



Şekil 4.40 G1 yükleme şekli

P1 yükleri ;

$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 2 = 36.6 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 31.61 = 15.8 \text{ kN}$$

$$\underline{52.4 \text{ kN}}$$

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 4.5 \cdot 7.56 = 34.02 \text{ kN}$$

$$\underline{62.97 \text{ kN}}$$

P2 yükleri ;

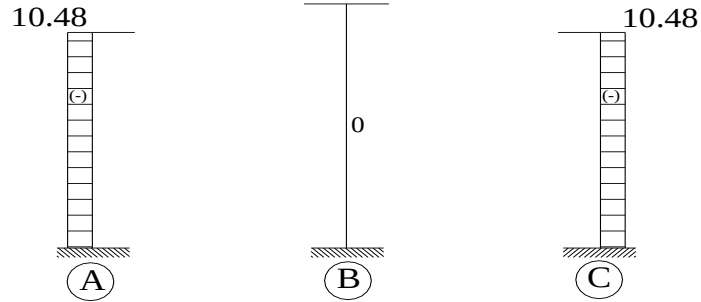
$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 2 = 36.6 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 31.61 = 15.8 \text{ kN}$$

$$\underline{52.4 \text{ kN}}$$

Normal kuvvet ;

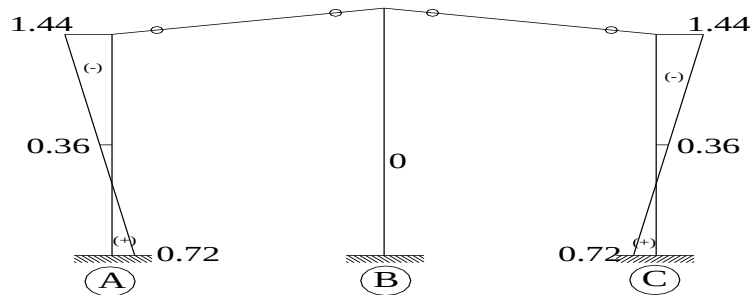
$$\text{Kolon} = 5.5 \cdot 10.56 = 58.08 \text{ kN}$$



Şekil 4.41 G1 eğilme momentleri (kN.m)

G2 Yükleme;

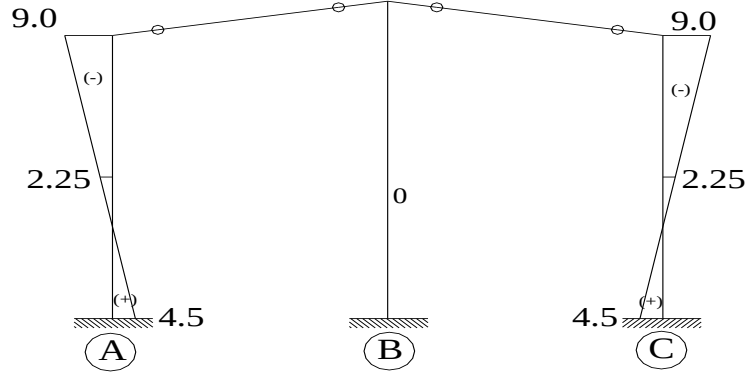
P1 Yükleri ; $\text{Kaplama} + \text{Tesisat} = 5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 7.2 \text{ kN}$



Şekil 4.42 G2 eğilme momentleri (kN.m)

Kar Yükleme;

$$P1 \text{ Yüklere} = 5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 45.0 \text{ kN}$$



Şekil 4.43 Kar eğilme momentleri (kN.m)

Deprem yüklemesi ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 52.4 + 62.97 + 7.2 + 0.3 \cdot 45 = 136.07 \text{ kN}$$

$$W_2 = (52.4 + 7.2 + 0.3 \cdot 45) \cdot 2 + 58.8 = 204.28 \text{ kN} \quad \Sigma W = 476.42 \text{ kN}$$

*Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 476.42 / 3 = 158.8 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z_4 için kolon kesiti

H = 9 için 55x55 cmxcm, H = 11 için 65x65 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

*Deprem ön hesabı ;

$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından $S = 1$ alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R = 476.42 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1 / 5 = 38.11 \text{ kN}$$

*Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak aşağıdaki tabloda kullanılan d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

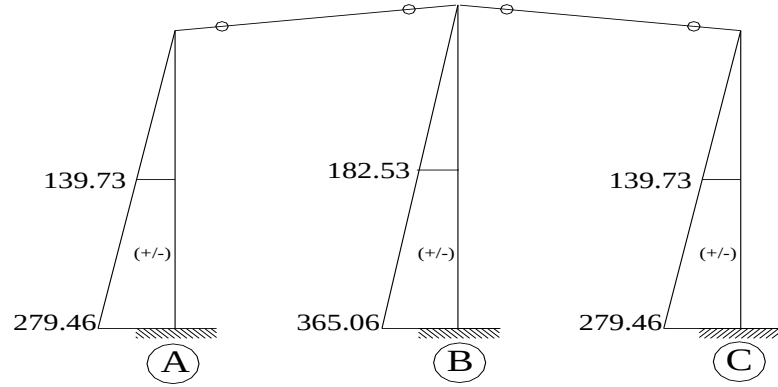
Tablo 4.35 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F_i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	$m \cdot d^2$
1	136.07	9.00	1224.63	9.94	13.61	1.24	12.32	20.92
2	204.28	11.00	2247.08	18.24	20.43	1.24	22.61	31.41
1	136.07	9.00	1224.63	9.94	13.61	1.24	12.32	20.92
	476.42	Σ	4696.34	38.11			47.26	73.25

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{73.25 * 10^{-4}}{47.26 * 10^{-2}}} = 0.78 < T_B = 0.90 \rightarrow S=2.5$$

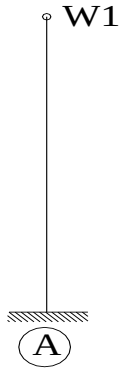
$$d_{\max} = 1.24 * 2.5 \approx 3.1 \text{ cm} < 0.035 * H (3.5 \text{ cm})$$

$$V_t = 476.42 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 95.28 \quad F_1 = F_2 = 24.85 \text{ kN} \quad F_3 = 45.59 \text{ kN}$$



Şekil 4.44 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;



A , C Aksında ;

$$\text{Çatı kaplaması} = 60 * 5 * 0.12 = 36.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 * 2 * 18.3 = 183.0 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 * 0.5 * 31.61 = 94.83 \text{ kN}$$

$$\text{Oluk} = 5 * 28.95 = 144.75 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 * 4.5 * 7.56 = 204.72 \text{ kN}$$

$$\text{Kar} = 0.3 * 60 * 5 * 0.75 = 67.5 \text{ kN}$$

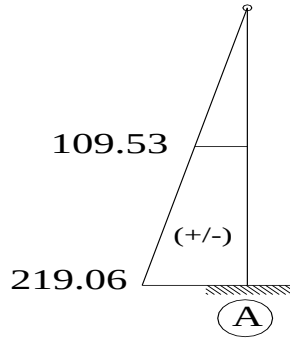
$$W = 730.2 \text{ kN}$$

Şekil 4.45 A-C aksları deprem kuvvetleri

$$w = W/6 = 121.7 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 * 10^7 * 0.55 * 0.55^3 / 12 = 242492 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{12.17 * 9^3}{3 * 242492}} = 0.7 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

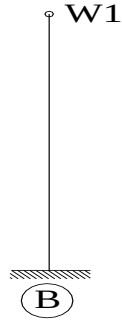
$$= 121.7 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 24.34 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{24.34 \cdot 9.0^3}{3 \cdot 242492} \cdot 100 = 2.34 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 2.44 < 0.0035 \cdot 900 = 3.15 \text{ cm}$$

Şekil 4.46 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;



$$\text{Çatı kaplaması} = 60 \cdot 10 \cdot 0.12 = 72.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 \cdot 4 \cdot 18.3 = 366.0 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 \cdot 31.61 = 189.66 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 \cdot 5.5 \cdot 10.56 = 348.48 \text{ kN}$$

$$\text{Kar} = 0.3 \cdot 60 \cdot 10 \cdot 0.75 = 135.0 \text{ kN}$$

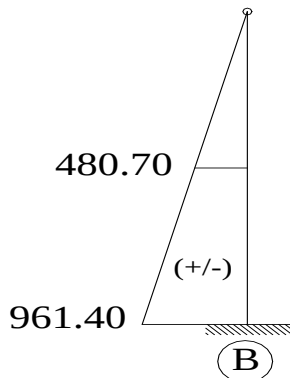
$$W = 1111.14 \text{ kN}$$

Şekil 4.47 B aksları deprem kuvvetleri

$$w = W/6 = 185.19.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.65 \cdot 0.65^3 / 12 = 473042.0 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{18.52 \cdot 11^3}{3 \cdot 473042}} = 0.83 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

$$= 185.19 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 37.04 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{37.04 \cdot 11.0^3}{3 \cdot 473042} \cdot 100 = 3.47 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 3.47 < 0.0035 \cdot 1100 = 3.85 \text{ cm}$$

Şekil 4.48 B aksları deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.36 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	9.00	M	-10.48	-1.44	-9.00	-31.09	-20.92	-10.73
		N	115.37	7.20	45.00	243.60	167.57	110.31
		V	0.00	-0.24	-1.50	-2.74	-1.74	-0.22
	4.50	M	-10.48	-0.36	-2.25	-18.78	-13.09	-9.76
		N	115.37	7.20	45.00	243.60	167.57	110.31
		V	0.00	-0.24	-1.50	-2.74	-1.74	-0.22
	0.00	M	-10.48	0.72	4.50	-6.46	-5.26	-8.78
		N	115.37	7.20	45.00	243.60	167.57	110.31
		V	0.00	-0.24	-1.50	-2.74	-1.74	-0.22
B	11.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	162.88	14.40	90.00	392.19	267.28	159.55
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.50	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	162.88	14.40	90.00	392.19	267.28	159.55
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	162.88	14.40	90.00	392.19	267.28	159.55
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.37 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-20.92	1.24	7.75	0.00	0.00	0.00	-20.92
		N	167.57					0.00	167.57
		V	-1.74					-31.05	-32.79
	4.50	M	-13.09				-6.49	-139.73	-159.31
		N	167.57					0.00	167.57
		V	-1.74					-31.05	-32.79
	0.00	M	-5.26	0.00	0.00	7.75	-12.99	-279.46	-297.71
		N	167.57					0.00	167.57
		V	-1.74					-31.05	-32.79
B	11.00	M	0.00	1.24	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-33.19	-33.19
	5.50	M	0.00				-10.36	-182.53	-192.89
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-33.19	-33.19
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.75	-20.71	-365.06	-385.77
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-33.19	-33.19

Tablo 4.38 Çerçeve düzleminde ikinci mertbe hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-10.73	1.24	7.75	0.00	0.00	0.00	-10.73
		N	110.31					0.00	110.31
		V	-0.22					-31.05	-31.27
	4.50	M	-9.76				-4.27	-139.73	-153.76
		N	110.31					0.00	110.31
		V	-0.22					-31.05	-31.27
	0.00	M	-8.78	0.00	0.00	7.75	-8.55	-279.46	-296.79
		N	110.31					0.00	110.31
		V	-0.22					-31.05	-31.27
B	11.00	M	0.00	1.24	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-33.19	-33.19
	5.50	M	0.00				-6.18	-182.53	-188.71
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-33.19	-33.19
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.75	-12.37	-365.06	-377.43
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-33.19	-33.19

Mafsallı bağlantılı prefabrik betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertbe hesapları Tablo 4.39 ve Tablo 4.40 'da verilmiştir.

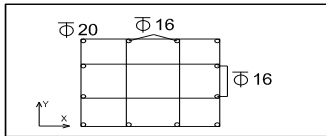
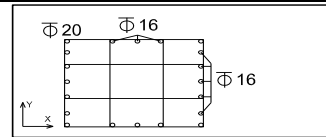
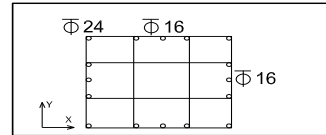
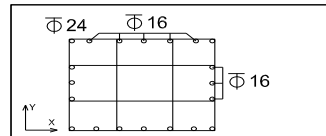
Tablo 4.39 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.44	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	167.57					0.00	167.57
		V	0.00					-24.34	-24.34
	4.50	M	0.00				-5.11	-109.53	-114.64
		N	167.57					0.00	167.57
		V	0.00					-24.34	-24.34
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	6.10	-10.22	-219.06	-229.28
		N	167.57					0.00	167.57
		V	0.00					-24.34	-24.34
B	11.00	M	0.00	3.47	8.68	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-37.04	-37.04
	5.50	M	0.00				-11.61	-203.72	-215.33
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-37.04	-37.04
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.68	-23.21	-407.44	-430.65
		N	267.28					0.00	267.28
		V	0.00					-37.04	-37.04

Tablo 4.40 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (0.9G+E+M_{II})

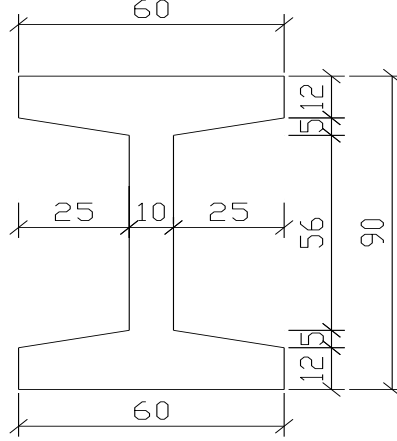
AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.44	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	110.31					0.00	110.31
		V	0.00					-24.34	-24.34
	4.50	M	0.00				-3.36	-109.53	-112.89
		N	110.31					0.00	110.31
		V	0.00					-24.34	-24.34
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	6.10	-6.73	-219.06	-225.79
		N	110.31					0.00	110.31
		V	0.00					-24.34	-24.34
B	11.00	M	0.00	3.47	8.68	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-37.04	-37.04
	5.50	M	0.00				-6.93	-203.72	-210.65
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-37.04	-37.04
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.68	-13.86	-407.44	-421.30
		N	159.55					0.00	159.55
		V	0.00					-37.04	-37.04

Tablo 4.41 Kolon betonarme hesabı

MALZEME (BS30/S420)									
	KOLON BOYUTU (cm)	K O T	Y Ö N	Y Ü K L E M E	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	DONATI ŞEMASI	
S _A , S _C KOLON BETONARME HESABI	y=55	9.00	X	1	31.09	243.60	7.56		4Φ20 + 8Φ16 A _s = 28.64 cm ² ρ _s = 1.00%
				2	20.92	167.57	7.56		
				3	0.00	110.31	7.56		
			Y	1	0.00	243.60	7.56		
				2	0.00	167.57	7.56		
				3	0.00	110.31	7.56		
	x=55 y=55	4.50	X	1	18.78	243.60	7.56	"	
				2	159.31	167.57	7.56		
				3	153.76	110.31	7.56		
			Y	1	0.00	243.60	7.56		
				2	114.64	167.57	7.56		
				3	112.89	110.31	7.56		
y=55	0.00	X	1	6.46	243.60	7.56		4Φ20 + 16Φ16 A _s = 44.72 cm ² ρ _s = 1.48%	
			2	297.71	167.57	14.43			
			3	0.00	110.31	10.92			
		Y	1	0.00	243.60	7.56			
			2	229.28	167.57	10.38			
			3	225.79	110.31	10.92			
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=65	11.00	X	1	0.00	392.19	10.56		4Φ24 + 12Φ16 A _s = 42.2 cm ² ρ _s = 1.0
				2	0.00	267.28	10.56		
				3	0.00	159.55	10.56		
			Y	1	0.00	392.19	10.56		
				2	0.00	267.28	10.56		
				3	0.00	159.55	10.56		
	x=65 y=65	5.50	X	1	0.00	392.19	10.56	"	
				2	192.89	267.28	10.56		
				3	188.71	159.55	10.56		
			Y	1	0.00	392.19	10.56		
				2	215.33	267.28	10.56		
				3	210.65	159.55	10.56		
x=65	0.00	X	1	0.00	392.19	10.56		4Φ24 + 16Φ16 A _s = 50.24 cm ² ρ _s = 1.19	
			2	385.77	267.28	14.28			
			3	0.00	159.55	17.41			
		Y	1	0.00	392.19	10.56			
			2	430.65	267.28	16.49			
			3	421.30	159.55	17.41			

4.6 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-6 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=15\text{m}$)

4.6.1 Çatı kirişi hesabı



Şekil 4.49 Çatı kirişi kesiti

Kesit Tesileri

$$A = 2350 \text{ cm}^2 \quad I = 2692891 \text{ cm}^4 \quad e = Y_b - 6 = 45 - 6.0 = 39 \text{ cm}$$
$$Y_b = 45.0 \text{ cm} \quad S_b = 59842 \text{ cm}^3 \quad Y_t = 45.0 \text{ cm} \quad S_t = 59842 \text{ cm}^3$$

Bir çatı kirişine gelen yükler

$$\begin{aligned} \text{Kiriş özağırlığı} &= 0.235 \times 2.50 = 0.5875 \text{ t/m} \\ \text{Aşık özağırlığı} &= 0.061 \times 12.0 = 0.732 \text{ t/m} \\ \text{Çatı kaplama} &= 0.012 \times 12.0 = 0.144 \text{ t/m} \\ g &= 1.4635 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{Hareketli yük : } q = 0.075 \times 12 = 0.90 \text{ t/m}$$

Moment hesabı

Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır.

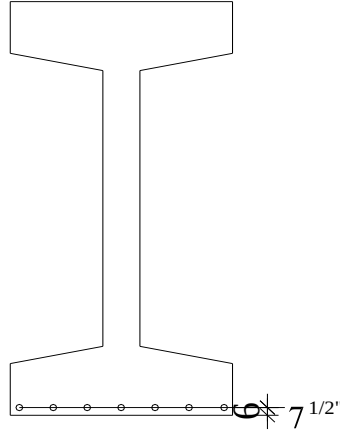
$$L = 14.80 \text{ m}$$

$$P = 1.4635 + 0.90 = 2.3635 \text{ t/m} \quad P_d = 1.4 \times 1.4635 + 1.6 \times 0.9 = 3.49 \text{ t/m}$$

$$M_g = 1.4635 \times 14.8^2 / 8 = 40.07 \text{ tm} \quad M_{zati} = 0.5875 \times 14.8^2 / 8 = 16.08 \text{ tm}$$

$$M_q = 0.90 \times 14.8^2 / 8 = 24.64 \text{ tm} \quad M_{g+q} = 2.3635 \times 14.8^2 / 8 = 64.71 \text{ tm}$$

$$V_d = 3.49 \times 14.8 / 2 = 25.83 \text{ t} \quad M_d = 3.49 \times 14.8^2 / 8 = 95.56 \text{ tm}$$



Şekil 4.50 Çatı kirişi öngerme teli yerleşimi

Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti } P_f = \frac{6471000/59842 - 32.0}{1/2350 + 39/59842} = 70675$$

7 telli 270 K düşük relaksiyonlu 1/2" halat kullanıldığında ;

$$N = P_f / P_{fi} = 70675 / 10281 = 6.87 \text{ (7 adet 1/2" kablo seçildi)}$$

Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 3.3 'de gösterilmiştir.

Taşıma Kapasitesinin Kontrolü

Moment kapasitesinin kontrolü

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

$$f_{cd} = 400 / 1.3 = 308.0 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 14.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 18600 / 1.15 = 16174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200 / 1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b \cdot d) = 7 \cdot 0.987 / (60 \cdot 90) = 0.00128$$

$$f'_{pd} = 16174 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.00128 \cdot 16174 / 308) = 15739 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{7 \cdot 0.987 \cdot 15369 + 6.16 \cdot 3652}{0.85 \cdot 308 \cdot 60} = 8.35 < 12 \text{ cm}$$

Tablo 4.42 Çatı kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	σ_g , üst	σ_g , alt	Mq	σ_g , üst	σ_q , üst	σ_{0g} ,üst	σ_{0g} ,alt	$\sigma(g+q)$, üst	$\sigma(g+q)$, alt
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-18.312	87.216	-16.278	77.526
2	0.30	400443.0	6.69	6.69	246258.0	4.12	4.12	-11.621	80.524	-5.471	66.720
3	0.61	779810.0	13.03	13.03	479555.0	8.01	8.01	-5.281	74.185	4.767	56.481
4	0.91	1138101.0	19.02	19.02	699891.0	11.70	11.70	0.706	68.198	14.436	46.812
5	1.21	1475316.0	24.65	24.65	907266.0	15.16	15.16	6.341	62.563	23.537	37.712
6	1.51	1791455.0	29.94	29.94	1101680.0	18.41	18.41	11.624	57.280	32.068	29.180
7	1.82	2086518.0	34.87	34.87	1283134.0	21.44	21.44	16.555	52.349	40.031	21.217
8	2.12	2360505.0	39.45	39.45	1451626.0	24.26	24.26	21.133	47.771	47.425	13.823
9	2.42	2613416.0	43.67	43.67	1607157.0	26.86	26.86	25.360	43.544	54.251	6.998
10	2.72	2845252.0	47.55	47.55	1749728.0	29.24	29.24	29.234	39.670	60.507	0.741
11	3.03	3056011.0	51.07	51.07	1879337.0	31.40	31.40	32.756	36.148	66.195	-4.947
12	3.33	3245695.0	54.24	54.24	1995986.0	33.35	33.35	35.925	32.978	71.314	-10.066
13	3.63	3414302.0	57.06	57.06	2099673.0	35.09	35.09	38.743	30.161	75.864	-14.616
14	3.93	3561834.0	59.52	59.52	2190400.0	36.60	36.60	41.208	27.696	79.846	-18.597
15	4.24	3688289.0	61.63	61.63	2268166.0	37.90	37.90	43.321	25.582	83.259	-22.010
16	4.54	3793669.0	63.39	63.39	2332970.0	38.99	38.99	45.082	23.821	86.102	-24.854
17	4.84	3877973.0	64.80	64.80	2384814.0	39.85	39.85	46.491	22.413	88.378	-27.129
18	5.14	3941201.0	65.86	65.86	2423697.0	40.50	40.50	47.548	21.356	90.084	-28.835
19	5.45	3983353.0	66.56	66.56	2449619.0	40.93	40.93	48.252	20.652	91.221	-29.973
20	5.75	4004429.0	66.92	66.92	2462580.0	41.15	41.15	48.604	20.299	91.790	-30.542
21	6.05	4004429.0	66.92	66.92	2462580.0	41.15	41.15	48.604	20.299	91.790	-30.542
22	6.35	3983353.0	66.56	66.56	2449619.0	40.93	40.93	48.252	20.652	91.221	-29.973
23	6.66	3941201.0	65.86	65.86	2423697.0	40.50	40.50	47.548	21.356	90.084	-28.835
24	6.96	3877973.0	64.80	64.80	2384814.0	39.85	39.85	46.491	22.413	88.378	-27.129
25	7.26	3793669.0	63.39	63.39	2332970.0	38.99	38.99	45.082	23.821	86.102	-24.854
26	7.56	3688289.0	61.63	61.63	2268166.0	37.90	37.90	43.321	25.582	83.259	-22.010
27	7.87	3561834.0	59.52	59.52	2190400.0	36.60	36.60	41.208	27.696	79.846	-18.597
28	8.17	3414302.0	57.06	57.06	2099673.0	35.09	35.09	38.743	30.161	75.864	-14.616
29	8.47	3245695.0	54.24	54.24	1995986.0	33.35	33.35	35.925	32.978	71.314	-10.066
30	8.77	3056011.0	51.07	51.07	1879337.0	31.40	31.40	32.756	36.148	66.195	-4.947
31	9.08	2845252.0	47.55	47.55	1749728.0	29.24	29.24	29.234	39.670	60.507	0.741
32	9.38	2613416.0	43.67	43.67	1607157.0	26.86	26.86	25.360	43.544	54.251	6.998
33	9.68	2360505.0	39.45	39.45	1451626.0	24.26	24.26	21.133	47.771	47.425	13.823
34	9.98	2086518.0	34.87	34.87	1283134.0	21.44	21.44	16.555	52.349	40.031	21.217
35	10.29	1791455.0	29.94	29.94	1101680.0	18.41	18.41	11.624	57.280	32.068	29.180
36	10.59	1475316.0	24.65	24.65	907266.0	15.16	15.16	6.341	62.563	23.537	37.712
37	10.89	1138101.0	19.02	19.02	699891.0	11.70	11.70	0.706	68.198	14.436	46.812
38	11.19	779810.0	13.03	13.03	479555.0	8.01	8.01	-5.281	74.185	4.767	56.481
39	11.50	400443.0	6.69	6.69	246258.0	4.12	4.12	-11.621	80.524	-5.471	66.720
40	11.80	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-18.312	87.216	-16.278	77.526

$$M_{res} = (7*0.987*15739+6.16*3652)*(84-9.3/2) = 10475999 \text{ kg.cm} = 104.75 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 104.75 > 95.56 \text{ tm}$$

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 7*10281 = 71967 \text{ kg}$$

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

$$M_{cr} = (2*14.5 + \frac{71967}{2350} + \frac{71967*39}{59842} - \frac{1608000}{59842}) * 59842 = 4766748 \text{ kg.cm}$$

$$= 47.67 \text{ tm}$$

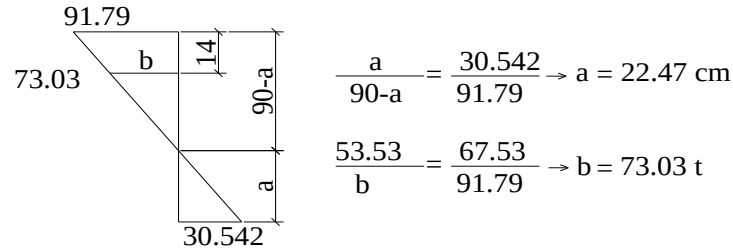
$$M_{res} = 104.75 > 1.33*M_{cr} = 1.3*47.67 = 63.4 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 4Φ14 (6.16 cm²)

Kiriş üst başlığı yanal burkulma tahkiki

Üst başlık kesiti ≈ 60*14 cm

Mx momentinden açıklık ortasında oluşan basınç kuvveti (Şekil 4.51);



Şekil 4.51 Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı

Kiriş üst başlığına gelen basınç kuvveti

$$N = ((91.79+73.03)/2)*14*60 = 69.72 \text{ kg} = 69.72 \text{ t}$$

Depremde oluşan moment

$$W = 0.2*(0.6*0.14*2.5) = 0.042 \text{ t.m}$$

$$W = 0.2*(0.876+0.3*0.9) = 0.229 \text{ t.m}$$

$$0.271 \text{ tm}$$

Kirişin 14.80 m açıklığında tutulmadığı kabulü ile ;

$$E = 3400000 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = 0.271*14.8^2/8 = 7.42 \text{ tm}$$

$$S_{ky} = 0.60*14.80 = 8.88 \text{ m}$$

$$E*I_f = (3400000*0.14*0.60^3/12)/2.5 = 3427.2 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \frac{EI_f}{S_{ky}^2} = \pi^2 * -3427.2 / 8.88^2 = 428.96t$$

$N_k = 428.96 t > 66.22 t \rightarrow$ kiriş üst başlığında yanal burkulma sorunu yok

$$\beta = \frac{1}{1 - N/N_k} = \frac{1}{1 - 69.22/428.96} = 1.19$$

$$M'' = \beta * M_y = 1.19 * 7.42 = 8.83 \text{ tm} \quad A_s = 21.78 \text{ cm}^2$$

$$N = 69.22 t \quad 7\Phi 20 (21.98 \text{ cm}^2)$$

Kesme dayanımı hesabı

Mesnette ;

$$V_d = 1.33 * 25.83 = 34.35 t$$

$$V_{res} = 0.2 * 400 / 1.8 * 30 * 90 * 10^{-3} = 166.15 t$$

$$V_{res} = 166.15 t > V_d = 34.35 t$$

Birleşim bölgesi hesabı TS 9967-4.3.5.1.5.2'ye göre yapılacaktır.

$A_{sf} + A_n$ teçhizatı;

$$A_{sf} + A_n = \frac{V_d}{0.7 \cdot f_{yk} \cdot \mu_e} + \frac{H_d}{0.7 f_{yk}}$$

$$A_{cr} = \frac{b \cdot h}{\cos \theta} = \frac{300 * 900}{\cos 20} = 287328 \text{ mm}^2$$

$$\mu_e = \frac{6.9 * \lambda^2 A_{cr} \cdot \mu}{V_d} = \frac{6.9 * 1 * 287328 * 1.4}{343500} = 8.08 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{sf} + A_n = \frac{343500}{0.7 * 420 * 3.4} + \frac{34350}{0.7 * 420} = 460 \text{ mm}^2 = 4.6 \text{ cm}^2 \quad (4\Phi 14 A_s = 6.16 \text{ cm}^2)$$

A_{sh} teçhizatı;

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

$$A_{cr} = 1.7 * l_b * b = 1.7 * (0.12 * \frac{365}{1.45} * 14) * 300 = 215677$$

$$\mu = (6.9 * 1 * 215677 * 1.4) / (460 * 420) = 10.78 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{sh} = \frac{616 * 420}{3.4 * 420} = 181 \text{ mm}^2 < [0.9 * 1.7 * 0.12 * (365 / 1.45) * 14 * 300] / 420 = 462 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı $4\Phi 14 (616 \text{ mm}^2)$

Mesnetten 100 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 * (25.83 - 3.49 * 1) = 29.79 t$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 90 * 10^{-3} = 60.98 t$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 90 = 8482 = 8.42 t$$

$$V_c = 0.8 \cdot 8.42 = 6.79 \text{ t}$$

$$V_{\text{rmax}} > V_d > V_c$$

$$V_s = 29.79 - 6.79 = 23.0 \text{ t}$$

$$A_{\text{sw}}/s \geq 23.0/(3.65 \cdot 90) = 0.07$$

$$s \leq 1.00/0.07 = 14.28 \text{ cm } (A_{\text{sw}} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/10 \text{ cm}$$

Mesnetten 200 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 \cdot (25.83 - 2 \cdot 3.49) = 25.13 \text{ t}$$

$$V_{\text{rmax}} > V_d > V_c$$

$$V_s = 25.13 - 6.79 = 18.34 \text{ t}$$

$$A_{\text{sw}}/s \geq 18.34/(3.65 \cdot 90) = 0.056$$

$$s \leq 1.00/0.056 = 17.9 \text{ cm } (A_{\text{sw}} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/15 \text{ cm}$$

Mesnetten 300 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 \cdot (25.83 - 3 \cdot 3.49) = 20.48 \text{ t}$$

$$V_{\text{rmax}} > V_d > V_c$$

$$V_s = 20.48 - 6.79 = 13.69 \text{ t}$$

$$A_{\text{sw}}/s \geq 13.69/(3.65 \cdot 90) = 0.042$$

$$s \leq 1.00/0.042 = 23.99 \text{ cm } (A_{\text{sw}} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/20 \text{ cm}$$

***Sehim hesabı**

Öngermenden ters sehimin bulunması

$$E_{\text{ci}} = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 280} = 292831 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 400} = 350000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{\text{öng}} = \frac{7 \cdot 11566 \cdot 39 \cdot 1480^2}{8 \cdot 292831 \cdot 2692891} = 1.1 \text{ cm } \uparrow$$

Kiriş zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 \cdot 5.875 \cdot 1480^4}{384 \cdot 292831 \cdot 2692891} = 0.46 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 1.1 - 0.46 = 0.64 \text{ cm } \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayılı sehim} = 1.80 \cdot 1.1 - 1.85 \cdot 0.46 = 1.129 \text{ cm } \uparrow$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 \cdot 8.76 \cdot 1480^4}{384 \cdot 350000 \cdot 2692891} = 0.58 \text{ cm } \downarrow$$

Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{yük} = \frac{5 * 9 * 1480^4}{384 * 350000 * 2692891} = 0.60 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 0.64 - 0.58 - 0.6 = -0.54 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste katsayılı sehim} = 2.45 * 1.1 - 2.7 * 0.46 - 3 * 0.58 - 0.6 = -0.89 \text{ cm } \downarrow$$

4.6.2 Statik ve betonarme hesabı

Taşıyıcı sistemin kolon ve çatı kirişi hariç diğer elemanlarda kesitler örnek-1 ile aynıdır. Kolon boyutları A,C akslarında (58x58) , B aksında (72x72) olarak tahmin edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir, [5].

Yüklemeler

G1 Yükleme;

P1 yükleri ;

$$\text{Aşık} = 18.3 * 3 = 54.9 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 * 86.95 = 43.47 \text{ kN}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ 98.37 \text{ kN}$$

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 4.5 * 8.41 = 34.02 \text{ kN}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ 66.80 \text{ kN}$$

P2 yükleri ;

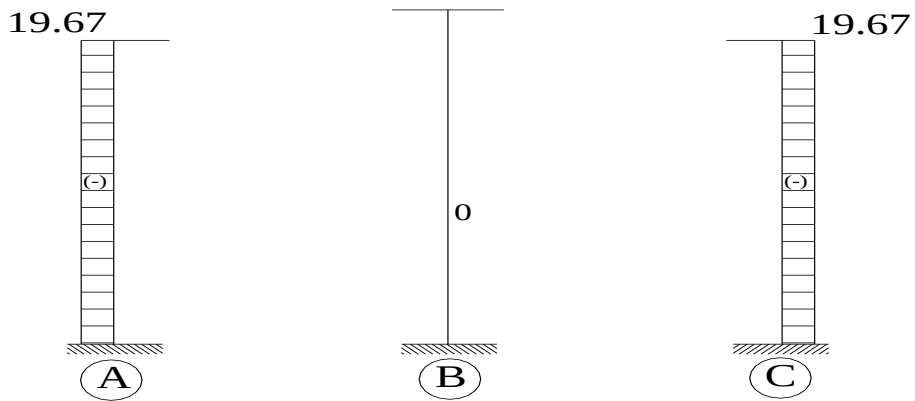
$$\text{Aşık} = 18.3 * 3 = 54.9 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 * 86.95 = 43.47 \text{ kN}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ 98.47 \text{ kN}$$

Normal kuvvet ;

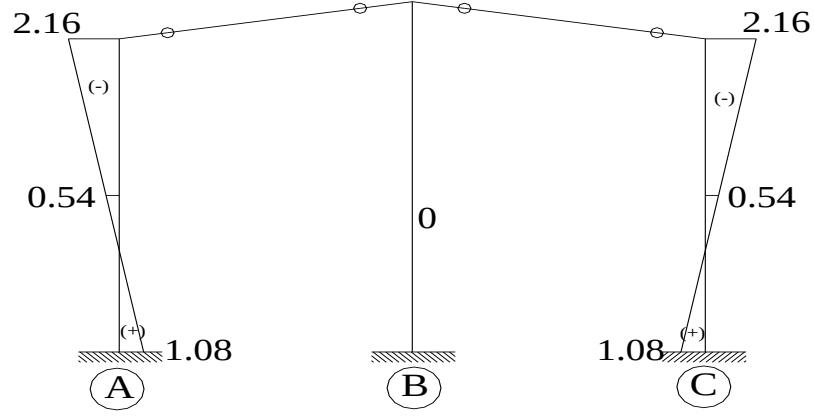
$$\text{Kolon} = 5.5 * 12.96 = 71.28 \text{ kN}$$



Şekil 4.52 G1 eğilme momentleri (kN.m)

G2 Yükleme;

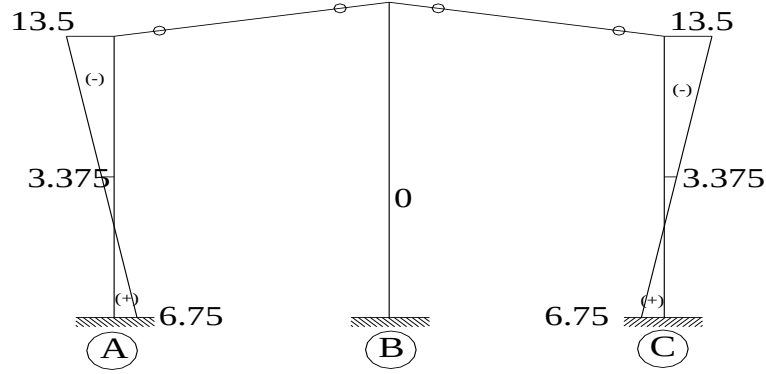
$$\text{P1 Yükları ;} \quad \text{Kaplama+Tesisat} = 7.5 * 12 * 0.12 = 10.8 \text{ kN}$$



Şekil 4.53 G2 eğilme momentleri (kN.m)

Kar Yükleme;

$$P1 \text{ Yüklere} = 7.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 67.5 \text{ kN}$$



Şekil 4.54 Kar eğilme momentleri (kN.m)

Deprem yüklemesi ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 98.37 + 66.80 + 10.8 + 0.3 \cdot 67.5 = 196.22 \text{ kN}$$

$$W_2 = (98.37 + 10.18 + 0.3 \cdot 67.5) \cdot 2 + 71.18 = 328.9 \text{ kN} \quad \Sigma W = 721.34 \text{ Kn}$$

*Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 721.34 / 3 = 240.44 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z_4 için kolon kesiti

$H = 9$ için $58 \times 58 \text{ cm} \times \text{cm}$, $H = 11$ için $72 \times 72 \text{ cm} \times \text{cm}$ olarak tespit edilmiştir.

*Deprem ön hesabı ;

$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından $S = 1$ alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R = 721.34 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1 / 5 = 57.71 \text{ kN}$$

*Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 4.43’de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

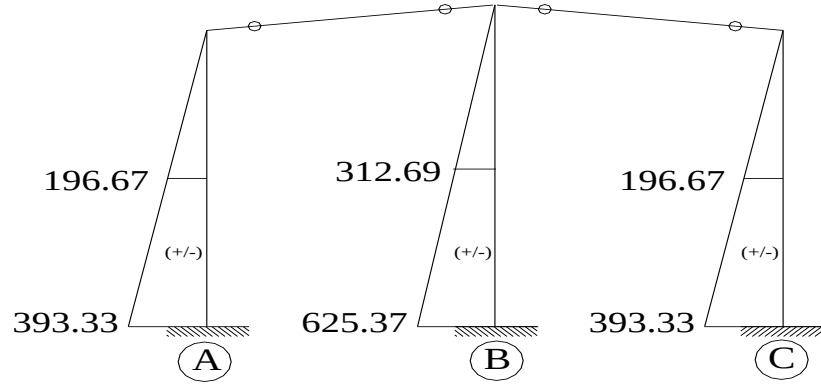
Tablo 4.43 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F _i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d ²
1	196.22	9.00	1765.98	14.25	19.62	1.41	20.10	39.01
2	328.90	11.00	3617.90	29.20	32.89	1.41	41.17	65.39
1	196.22	9.00	1765.98	14.25	19.62	1.41	20.10	39.01
Σ	721.34		7149.86	57.71			81.37	143.41

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{143.41 * 10^{-4}}{81.37 * 10^{-2}}} = 0.83 < T_B = 0.90 \rightarrow S=2.5$$

$$d_{\max} = 1.41 * 2.5 \approx 3.5 \text{ cm} \approx 0.035 * H (3.5 \text{ cm})$$

$$V_t = 721.34 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 144.27 \quad F_1 = F_2 = 35.63 \text{ kN} \quad F_3 = 73.0 \text{ kN}$$



Şekil 4.55 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;

$$\text{Çatı kaplaması} = 60 * 7.5 * 0.12 = 54.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 * 3 * 18.3 = 274.5 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 * 0.5 * 86.95 = 260.85 \text{ kN}$$

$$\text{Oluk} = 5 * 28.95 = 144.75 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 * 4.5 * 8.41 = 227.07 \text{ kN}$$

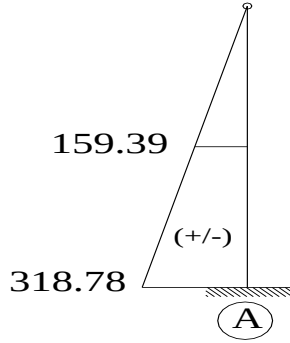
$$\text{Kar} = 0.3 * 60 * 7.5 * 0.75 = 101.25 \text{ kN}$$

$$W = 1062.42 \text{ kN}$$

$$w = W/6 = 177.07 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.58 \cdot 0.58^3 / 12 = 299887 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{17.71 \cdot 9^3}{3 \cdot 299887}} = 0.75 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

$$= 177.07 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 35.42 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{35.42 \cdot 9.0^3}{3 \cdot 299887} \cdot 100 = 2.87 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 2.87 < 0.0035 \cdot 900 = 3.15 \text{ cm}$$

Şekil 4.56 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;

$$\text{Çatı kaplaması} = 60 \cdot 15 \cdot 0.12 = 108.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 \cdot 6 \cdot 18.3 = 549.0 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 \cdot 86.95 = 521.7 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 \cdot 5.5 \cdot 12.96 = 427.68 \text{ kN}$$

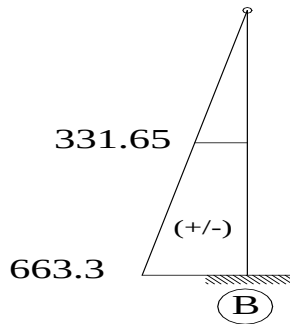
$$\text{Kar} = 0.3 \cdot 60 \cdot 15 \cdot 0.75 = 202.5 \text{ kN}$$

$$W = 1808.9 \text{ kN}$$

$$w = W/6 = 301.48 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.72 \cdot 0.72^3 / 12 = 712157.2 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{30.15 \cdot 11^3}{3 \cdot 712157}} = 0.86 \text{ sn} \quad T_B = 0.9 \text{ sn} \quad S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

$$= 301.48 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 60.3 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{60.3 \cdot 11.0^3}{3 \cdot 712157} \cdot 100 = 3.76 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 3.76 < 0.0035 \cdot 1100 = 3.85 \text{ cm}$$

Şekil 4.57 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.44 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	9.00	M	-19.67	-2.16	-13.50	-52.16	-35.33	-19.65
		N	165.17	10.80	67.50	354.36	243.47	158.37
		V	0.00	-0.36	-2.25	-4.10	-2.61	-0.32
	4.50	M	-19.67	-0.54	-3.38	-33.69	-23.59	-18.19
		N	165.17	10.80	67.50	354.36	243.47	158.37
		V	0.00	-0.36	-2.25	-4.10	-2.61	-0.32
	0.00	M	-19.67	1.08	6.75	-15.23	-11.84	-16.73
		N	165.17	10.80	67.50	354.36	243.47	158.37
		V	0.00	-0.36	-2.25	-4.10	-2.61	-0.32
B	11.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	268.02	21.60	135.00	621.47	424.62	260.66
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.50	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	268.02	21.60	135.00	621.47	424.62	260.66
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	268.02	21.60	135.00	621.47	424.62	260.66
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.45 Çerçeve düzleminde ikinci mertebe hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-35.33	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	-35.33
		N	243.47					0.00	243.47
		V	-2.61					-43.70	-46.31
	4.50	M	-23.59				-10.73	-196.67	-230.98
		N	243.47					0.00	243.47
		V	-2.61					-43.70	-46.31
	0.00	M	-11.84	0.00	0.00	8.81	-21.46	-393.33	-426.63
		N	243.47					0.00	243.47
		V	-2.61					-43.70	-46.31
B	11.00	M	0.00	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-56.85	-56.85
	5.50	M	0.00				-18.71	-312.69	-331.40
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-56.85	-56.85
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.81	-37.42	-625.37	-662.79
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-56.85	-56.85

Tablo 4.46 Çerçeve düzleminde ikinci mertbe hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-19.65	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	-19.65
		N	158.37					0.00	158.37
		V	-0.32					-43.70	-44.02
	4.50	M	-18.19				-6.98	-196.67	-221.84
		N	158.37					0.00	158.37
		V	-0.32					-43.70	-44.02
	0.00	M	-16.73	0.00	0.00	8.81	-13.96	-393.33	-424.02
		N	158.37					0.00	158.37
		V	-0.32					-43.70	-44.02
B	11.00	M	0.00	1.41	8.81	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-56.85	-56.85
	5.50	M	0.00				-11.49	-312.69	-324.18
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-56.85	-56.85
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.81	-22.97	-625.37	-648.34
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-56.85	-56.85

Mafsallı bağlantılı prefabrik betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertbe hesapları Tablo 4.47 ve Tablo 4.48 'da verilmiştir.

Tablo 4.47 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.87	7.18	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	243.47					0.00	243.47
		V	0.00					-35.42	-35.42
	4.50	M	0.00				-8.73	-159.39	-168.12
		N	243.47					0.00	243.47
		V	0.00					-35.42	-35.42
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.18	-17.47	-318.78	-336.25
		N	243.47					0.00	243.47
		V	0.00					-35.42	-35.42
B	11.00	M	0.00	3.76	9.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-60.30	-60.30
	5.50	M	0.00				-19.94	-331.65	-351.59
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-60.30	-60.30
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.39	-39.88	-663.30	-703.18
		N	424.62					0.00	424.62
		V	0.00					-60.30	-60.30

Tablo 4.48 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (0.9G+E+M_{II})

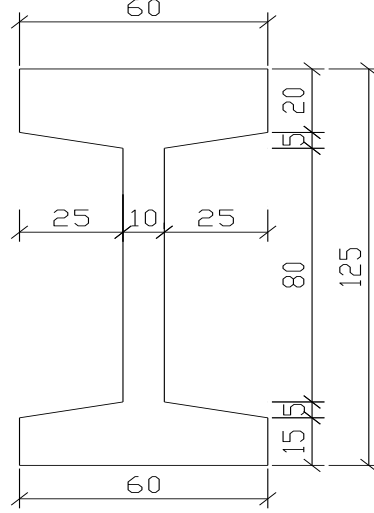
AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.87	7.18	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	158.37					0.00	158.37
		V	0.00					-35.42	-35.42
	4.50	M	0.00				-5.68	-159.39	-165.07
		N	158.37					0.00	158.37
		V	0.00					-35.42	-35.42
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.18	-11.36	-318.78	-330.14
		N	158.37					0.00	158.37
		V	0.00					-35.42	-35.42
B	11.00	M	0.00	3.76	9.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-60.30	-60.30
	5.50	M	0.00				-12.24	-331.65	-343.89
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-60.30	-60.30
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.39	-24.48	-663.30	-687.78
		N	260.66					0.00	260.66
		V	0.00					-60.30	-60.30

Tablo 4.49 Kolon betonarme hesabı

MALZEME (BS30/S420)							DONATI ŞEMASI
KOLON BOYUTU (cm)	KOT	YÖN	YÜKLEME	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	
S _A , S _C KOLON BETONARME HESABI	y=58	9.00	X	1	52.16	354.36	8.41
				2	35.33	243.47	8.41
				3	0.00	158.37	8.41
		4.50	Y	1	0.00	354.36	8.41
				2	0.00	243.47	8.41
				3	0.00	158.37	8.41
	x=58 y=58	4.50	X	1	33.69	354.36	8.41
				2	230.98	243.47	8.67
				3	221.84	158.37	9.30
		0.00	Y	1	0.00	354.36	8.41
				2	168.12	243.47	8.41
				3	165.07	158.37	8.41
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=72	11.00	X	1	0.00	621.47	12.96
				2	0.00	424.62	12.96
				3	0.00	260.66	12.96
		5.50	Y	1	0.00	621.47	12.96
				2	331.40	424.62	12.96
				3	324.18	260.66	12.96
	x=72 y=72	5.50	X	1	0.00	621.47	12.96
				2	331.40	424.62	12.96
				3	324.18	260.66	12.96
		0.00	Y	1	0.00	621.47	12.96
				2	703.18	424.62	24.25
				3	687.78	260.66	25.57

4.7 Prefabrike Yapı Hesabı Örnek-7 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=25\text{m}$)

4.7.1 Çatı kirişi hesabı



Şekil 4.58 Çatı kirişi kesiti

Kesit Tesileri:

$$\begin{aligned} A &= 3250 \text{ cm}^2 & I &= 7136619 \text{ cm}^4 & e &= Y_b - 9 = 65,77 - 9,0 = 56,77 \text{ cm} \\ Y_b &= 65,77 \text{ cm} & S_b &= 108509 \text{ cm}^3 & Y_t &= 59,23 \text{ cm} & S_t &= 120490 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Bir çatı kirişine gelen yükler:

$$\begin{aligned} \text{Kiriş özağırlığı} &= 0.325 \times 2.50 = 0.813 \text{ t/m} \\ \text{Aşık özağırlığı} &= 0.061 \times 12.0 = 0.732 \text{ t/m} \\ \text{Çatı kaplama} &= 0.012 \times 12.0 = 0.144 \text{ t/m} \\ g &= 1.689 \text{ t/m} \end{aligned}$$

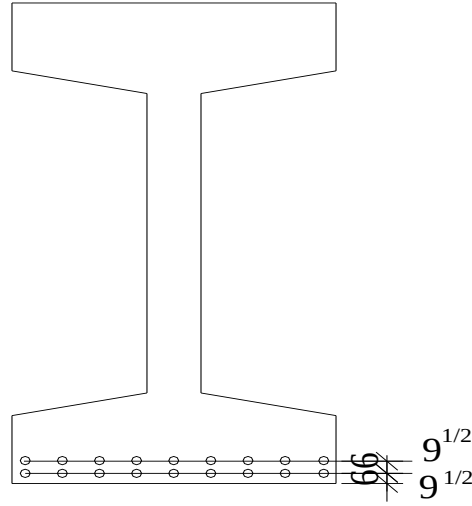
$$\text{Hareketli yük : } q = 0.075 \times 12 = 0.90 \text{ t/m}$$

Moment hesabı:

Taşıma gücü hesabında yük katsayıları sabit yükler için 1.4, hareketli yükler için 1.6 alınacaktır. Malzeme katsayıları betonda 1.3, çelikte 1.15 alınacaktır.

$$L = 24.80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= 1.689 + 0.90 = 2.589 \text{ t/m} & P_d &= 1.4 \times 1.689 + 1.6 \times 0.9 = 3.805 \text{ t/m} \\ M_g &= 1.689 \times 24.8^2 / 8 = 129.85 \text{ tm} & M_{zati} &= 0.813 \times 24.8^2 / 8 = 62.50 \text{ tm} \\ M_q &= 0.90 \times 24.8^2 / 8 = 69.19 \text{ tm} & M_{g+q} &= 2.589 \times 24.8^2 / 8 = 199.04 \text{ tm} \\ V_d &= 3.805 \times 24.8 / 2 = 36.32 \text{ t} & M_d &= 3.805 \times 24.8^2 / 8 = 292.53 \text{ tm} \end{aligned}$$



Şekil 4.59 Çatı kirişi öngerme teli yerleşimi

Gerekli öngerme kuvvetinin hesaplanması

$$\text{Gerekli öngerme kuvveti } P_f = \frac{19904000/108509 - 32.0}{1/3250 + 56.77/108509} = 182256$$

7 telli 270 K düşük relaksasyonlu 1/2" halat kullanıldığında ;

$$N = P_f / P_{fi} = 182256 / 10281 = 17.7 \text{ (18 adet 1/2" kablo seçildi)}$$

Çalışma yüklerinde gerilme kontrollerinin yapılması

Gerilme kontrolleri mesnette ve açıklıkta olmak üzere öngerme verildiğinde ve servis yükleri altında öngerilmeli kesit ve kompozit kesit için Tablo 3.3 'de gösterilmiştir.

Taşıma Kapasitesinin Kontrolü

Moment kapasitesinin kontrolü :

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

$$f_{cd} = 400/1.3 = 308.0 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ctd} = 14.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = 18600/1.15 = 16174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4200/1.15 = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps}/(b*d) = 18*0.987/(60*125) = 0.00237$$

$$f'_{pd} = 16174*(1 - 0.4*0.00237*16174/308) = 15369 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{18*0.987*15369 + 10.16*3652}{0.85*308*60} = 19.7 < 22\text{cm}$$

Tablo 4.50 Çatı kirişi öngerme hesabı

NO	X	Mg	σ_g , üst	σ_g , alt	Mq	σ_g , üst	σ_q , alt	σ_{0g} , üst	σ_{0g} , alt	$\sigma(g+q)$, üst	$\sigma(g+q)$, alt
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-34.032	172.978	-30.251	153.760
2	0.30	1297649.0	10.77	11.96	691465.0	5.74	6.37	-23.262	161.019	-13.742	135.429
3	0.61	2527002.0	20.97	23.29	1346537.0	11.18	12.41	-13.059	149.690	1.897	118.062
4	0.91	3688056.0	30.61	33.99	1965217.0	16.31	18.11	-3.423	138.990	16.668	101.660
5	1.21	4780814.0	39.68	44.06	2547503.0	21.14	23.48	5.646	128.919	30.570	86.224
6	1.51	5805274.0	48.18	53.50	3093396.0	25.67	28.51	14.149	119.478	43.603	71.751
7	1.82	6761437.0	56.12	62.31	3602897.0	29.90	33.20	22.084	110.666	55.767	58.244
8	2.12	7649302.0	63.48	70.49	4076005.0	33.83	37.56	29.453	102.484	67.063	45.702
9	2.42	8468870.0	70.29	78.05	4512720.0	37.45	41.59	36.255	94.931	77.489	34.124
10	2.72	9220141.0	76.52	84.97	4913041.0	40.78	45.28	42.490	88.007	87.047	23.511
11	3.03	9903114.0	82.19	91.27	5276970.0	43.80	48.63	48.158	81.713	95.735	13.863
12	3.33	10517791.0	87.29	96.93	5604507.0	46.51	51.65	53.260	76.048	103.555	5.180
13	3.63	11064169.0	91.83	101.97	5895650.0	48.93	54.33	57.795	71.013	110.506	-2.539
14	3.93	11542251.0	95.79	106.37	6150400.0	51.04	56.68	61.762	66.607	116.588	-9.292
15	4.24	11952035.0	99.20	110.15	6368757.0	52.86	58.69	65.163	62.830	121.801	-15.081
16	4.54	12293521.0	102.03	113.29	6550722.0	54.37	60.37	67.997	59.683	126.146	-19.905
17	4.84	12566711.0	104.30	115.81	6696293.0	55.58	61.71	70.265	57.166	129.621	-23.764
18	5.14	12771603.0	106.00	117.70	6805472.0	56.48	62.72	71.965	55.277	132.228	-26.659
19	5.45	12908197.0	107.13	118.96	6878258.0	57.09	63.39	73.099	54.018	133.966	-28.589
20	5.75	12976495.0	107.70	119.59	6914651.0	57.39	63.72	73.666	53.389	134.835	-29.553
21	6.05	12976495.0	107.70	119.59	6914651.0	57.39	63.72	73.666	53.389	134.835	-29.553
22	6.35	12908197.0	107.13	118.96	6878258.0	57.09	63.39	73.099	54.018	133.966	-28.589
23	6.66	12771603.0	106.00	117.70	6805472.0	56.48	62.72	71.965	55.277	132.228	-26.659
24	6.96	12566711.0	104.30	115.81	6696293.0	55.58	61.71	70.265	57.166	129.621	-23.764
25	7.26	12293521.0	102.03	113.29	6550722.0	54.37	60.37	67.997	59.683	126.146	-19.905
26	7.56	11952035.0	99.20	110.15	6368757.0	52.86	58.69	65.163	62.830	121.801	-15.081
27	7.87	11542251.0	95.79	106.37	6150400.0	51.04	56.68	61.762	66.607	116.588	-9.292
28	8.17	11064169.0	91.83	101.97	5895650.0	48.93	54.33	57.795	71.013	110.506	-2.539
29	8.47	10517791.0	87.29	96.93	5604507.0	46.51	51.65	53.260	76.048	103.555	5.180
30	8.77	9903114.0	82.19	91.27	5276970.0	43.80	48.63	48.158	81.713	95.735	13.863
31	9.08	9220141.0	76.52	84.97	4913041.0	40.78	45.28	42.490	88.007	87.047	23.511
32	9.38	8468870.0	70.29	78.05	4512720.0	37.45	41.59	36.255	94.931	77.489	34.124
33	9.68	7649302.0	63.48	70.49	4076005.0	33.83	37.56	29.453	102.484	67.063	45.702
34	9.98	6761437.0	56.12	62.31	3602897.0	29.90	33.20	22.084	110.666	55.767	58.244
35	10.29	5805274.0	48.18	53.50	3093396.0	25.67	28.51	14.149	119.478	43.603	71.751
36	10.59	4780814.0	39.68	44.06	2547503.0	21.14	23.48	5.646	128.919	30.570	86.224
37	10.89	3688056.0	30.61	33.99	1965217.0	16.31	18.11	-3.423	138.990	16.668	101.660
38	11.19	2527002.0	20.97	23.29	1346537.0	11.18	12.41	-13.059	149.690	1.897	118.062
39	11.50	1297649.0	10.77	11.96	691465.0	5.74	6.37	-23.262	161.019	-13.742	135.429
40	11.80	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	-34.032	172.978	-30.251	153.760

$$M_{res} = (18*0.987*15369+10.16*3652)*(119-19.7/2) = 33852869 \text{ kg.cm} = 338.5 \text{ tm}$$

$$M_{res} = 338.5 > 292.53 \text{ tm}$$

Düktilite hesabı :

$$P_{ef} = 18*10281 = 185058 \text{ kg}$$

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

$$M_{cr} = (2 * 14.5 + \frac{185058}{3250} + \frac{185058 * 56.77}{108509} - \frac{6250000}{108509}) * 108509 = 13581106 \text{ kg.cm}$$

$$= 135.8 \text{ t.m}$$

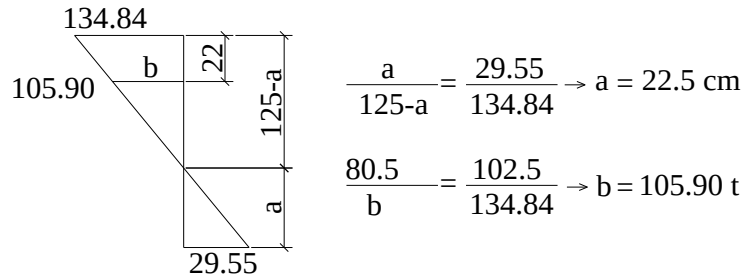
$$M_{res} = 338.5 > 1.33 * M_{cr} = 1.3 * 135.8 = 180.6 \text{ tm}$$

Seçilen donatı : 4Φ18 (10.16 cm²)

Kiriş üst başlığı yanal burkulma tahkiki :

Üst başlık kesiti ≈ 60*22 cm

Mx momentinden açıklık ortasında oluşan basınç kuvveti ;



Şekil 4.60 Çatı kirişinin servis yükleri altında gerilme dağılışı

Kiriş üst başlığına gelen basınç kuvveti

$$N = ((134.84+105.90)/2)*22*60 = 158888 \text{ kg} = 158.9 \text{ t}$$

Depremde oluşan moment

$$W = 0.2*(0.6*0.22*2.5) = 0.066 \text{ t.m}$$

$$W = 0.2*(0.876+0.3*0.9) = 0.229 \text{ t.m}$$

$$\underline{\underline{0.295 \text{ tm}}}$$

Kirişin 24.80 m açıklığında tutulmadığı kabulü ile ;

$$E = 3400000 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = 0.295*24.8^2/8 = 22.68 \text{ tm}$$

$$S_{ky} = 0.60 \cdot 24.80 = 14.88 \text{ m}$$

$$E \cdot I_f = (34000000 \cdot 0.22 \cdot 0.60^3 / 12) / 2.5 = 5385.6 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \frac{EI_f}{S_{ky}^2} = \pi^2 \cdot 5385.6 / 14.88^2 = 240 \text{ t}$$

$N_k = 240.0 \text{ t} > 158.9 \text{ t} \rightarrow$ kiriş üst başlığında yanal burkulma sorunu yok

$$\beta = \frac{1}{1 - N/N_k} = \frac{1}{1 - 158.9/240.0} = 2.96$$

$$M'' = \beta \cdot M_y = 2.96 \cdot 22.68 = 67.13 \text{ tm} \quad A_s = 24.4 \text{ cm}^2$$

$$N = 158.9 \text{ t} \quad 8\Phi 20 (25.12 \text{ cm}^2)$$

$$M'' = \beta \cdot M_y = 1.475 \cdot 13.72 = 20.237 \quad A_s = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$N = 93.74 \text{ t} \quad 6\Phi 16 (12.06 \text{ cm}^2)$$

Kesme dayanımı hesabı :

Mesnette ;

$$V_d = 1.33 \cdot 47.18 = 62.75 \text{ t}$$

$$V_{res} = 0.2 \cdot 400 / 1.3 \cdot 30 \cdot 105 \cdot 10^{-3} = 193.85 \text{ t}$$

$$V_{res} = 193.85 \text{ t} > V_d = 62.75 \text{ t}$$

As teçhizatı ;

$$A_{s1} = A_{sf} + A_n = \frac{1}{0.7 \cdot f_{yk} \cdot d} [V_d \cdot a + H_d (h - d)] + \frac{H_d}{0.7 \cdot f_{yk}} =$$

$$= \frac{1}{0.7 \cdot 420 \cdot 1025} [627500 \cdot 300 + 62750 \cdot 30] + \frac{62750}{0.7 \cdot 420} = 844 \text{ mm}^2 = 8.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{V_d}{f_{yk} \cdot \mu_e} + \frac{H_d}{0.7 \cdot f_{yk}}$$

$$A_{cr} = b \cdot h = 300 \cdot 1050 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$\mu_e = \frac{6.9 \cdot \lambda^2 \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_d} = \frac{6.9 \cdot 1^2 \cdot 315000 \cdot 1.4}{627500} = 4.85 < 3.4 \text{ olmalı}$$

$$A_{s2} = \frac{627500}{420 * 3.4} + \frac{62750}{0.7 * 420} = 650 \text{ mm}^2 = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s1}, A_{s2}) = (8.44, 6.50) = 8.44 \text{ cm}^2 \quad (4\Phi 18 \text{ As}=10.16 \text{ cm}^2)$$

A_h teçhizat ;

$$A_h = \frac{V_d}{2.1 * f_{yk} * \mu_e} = \frac{627500}{2.1 * 420 * 3.4} = 209 \text{ mm}^2 = 2.09 \text{ cm}^2 \quad (4\Phi 14 \text{ As}=6.16 \text{ cm}^2)$$

$$A_s \geq 0.6 * b * h / f_{yk} = 0.6 * 300 * 1050 / 420 = 450 \text{ mm}^2 = 4.5 \text{ cm}^2 < 10.16 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq 0.3 * b * h / f_{ywk} = 0.3 * 300 * 1050 / 420 = 225 \text{ mm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

Askı teçhizatı ;

$$A'_{sh} = A_{sh} = \frac{V_d}{0.7 * f_{ywk}} = \frac{627500}{0.7 * 420} = 2134 \text{ mm}^2 = 21.34 \text{ cm}^2 \quad (8\Phi 20 \text{ As}=25.12 \text{ cm}^2)$$

A_v teçhizatı ;

$$A_h = A_v \geq \frac{1}{2 * f_{ywk}} \left[\frac{V_d}{0.70} - 0.17 \sqrt{f_{ck}} * b * d \right]$$

$$\frac{1}{2 * 420} \left[\frac{627500}{0.70} - 0.17 \sqrt{40} * 300 * 1025 \right] = 674 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi 16 \text{ As}=804 \text{ mm}^2)$$

Mesnetten 100 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 * (47.18 - 3.805 * 1) = 57.83 \text{ t}$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 125 * 10^{-3} = 84.7 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 125 = 11781 = 11.78 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 * 11.78 = 9.43 \text{ t}$$

$$V_{r,max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 57.83 - 9.43 = 48.4 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 48.4 / (3.65 * 125) = 0.106$$

$$s \leq 1.00 / 0.11 = 9.43 \text{ cm} \quad (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \quad \text{Seçilen } \Phi 8/9 \text{ cm}$$

Mesnetten 250 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 * (47.18 - 2 * 3.805) = 50.22 \text{ t}$$

$$V_{r,max} = 0.22 * 308 * 10 * 125 * 10^{-3} = 84.7 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 * 14.5 * 10 * 125 = 11781 = 11.78 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 * 11.78 = 9.43 \text{ t}$$

$$V_{r,max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 50.22 - 9.43 = 40.79 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 40.79 / (3.65 * 125) = 0.089$$

$$s \leq 1.00 / 0.089 = 11.2 \text{ cm} \quad (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \quad \text{Seçilen } \Phi 8/11 \text{ cm}$$

Mesnetten 300 cm ilerde kesme dayanım hesabı ;

$$V_d = 1.33 \cdot (47.18 - 5 \cdot 3.805) = 37.54 \text{ t}$$

$$V_{r,\max} = 0.22 \cdot 308 \cdot 10 \cdot 125 \cdot 10^{-3} = 84.7 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot 14.5 \cdot 10 \cdot 125 = 111781 = 11.78 \text{ t}$$

$$V_c = 0.8 \cdot 11.78 = 9.43 \text{ t}$$

$$V_{r,\max} > V_d > V_c$$

$$V_s = 37.54 - 9.43 = 28.11 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s \geq 28.11 / (3.65 \cdot 125) = 0.0616$$

$$s \leq 1.00 / 0.0616 = 16.23 \text{ cm } (A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ } 2\Phi 8) \text{ Seçilen } \Phi 8/15/20 \text{ cm}$$

Sehim hesabı

Öngermeden ters sehimin bulunması

$$E_{ci} = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 280} = 292831 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 0.14 \cdot 2500 \cdot \sqrt{2500 \cdot 400} = 350000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{\text{öng}} = \frac{18 \cdot 11566 \cdot 56.77 \cdot 2480^2}{8 \cdot 292831 \cdot 7136619} = 4.34 \text{ cm } \uparrow$$

Kiriş zati ağırlığından dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{zati}} = \frac{5 \cdot 8.13 \cdot 2480^4}{384 \cdot 292831 \cdot 7136619} = 1.92 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Transferde net sehim} = 4.34 - 1.92 = 2.42 \text{ cm } \uparrow$$

$$\text{Transferde katsayılı sehim} = 1.80 \cdot 4.34 - 1.85 \cdot 1.92 = 4.26 \text{ cm } \uparrow$$

İlave yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{ilave}} = \frac{5 \cdot 8.76 \cdot 2480^4}{384 \cdot 350000 \cdot 7136619} = 1.73 \text{ cm } \downarrow$$

Hareketli yükten dolayı sehimin bulunması :

$$f_{\text{yük}} = \frac{5 \cdot 9 \cdot 1980^4}{384 \cdot 350000 \cdot 7136619} = 1.77 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste net sehim} = 2.42 - 1.73 - 1.77 = -1.08 \text{ cm } \downarrow$$

$$\text{Serviste katsayılı sehim} = 2.45 \cdot 4.34 - 2.7 \cdot 1.91 - 3 \cdot 1.73 - 1.77 = -1.51 \text{ cm } \downarrow$$

4.7.2 Statik ve betonarme hesabı

Taşıyıcı sistemin kolon ve çatı kirişi hariç diğer elemanlarda kesitler örnek-1 ile aynıdır. Kolon boyutları A,C akslarında (66x66) , B aksında (83x83) olarak tahmin

edildi. Çerçeve yükleri hesaplandıktan sonra, deplasman koşulu sağlanacak biçimde kolon boyutları belirlenecektir.

Yüklemeler

G1 Yükleme;

P1 yükleri ;

$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 5 = 91.5 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 201.5 = 100.75 \text{ kN}$$

$$\underline{192.25 \text{ kN}}$$

Normal kuvvet ;

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 4.5 \cdot 10.89 = 49 \text{ kN}$$

$$\underline{77.95 \text{ kN}}$$

P2 yükleri ;

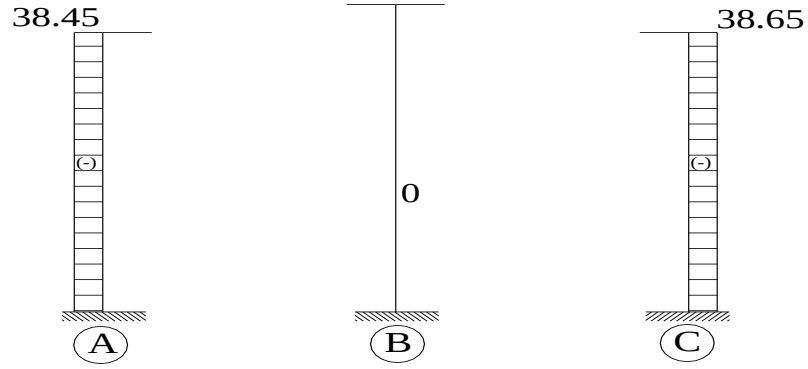
$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 5 = 91.5 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 201.5 = 100.75 \text{ kN}$$

$$\underline{192.25 \text{ kN}}$$

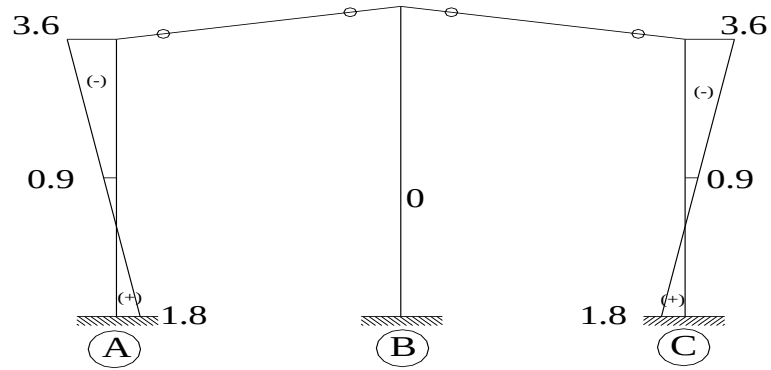
Normal kuvvet ;

$$\text{Kolon} = 5.5 \cdot 17.22 = 94.71 \text{ kN}$$



Şekil 4.61 G1 eğilme momentleri (kN.m)

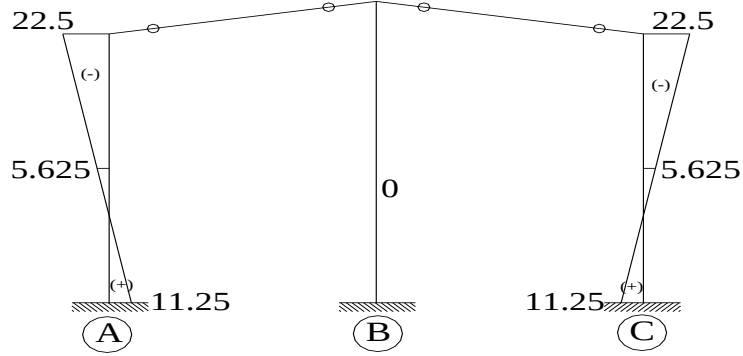
G2 Yükleme; P1 Yükleri ; Kaplama+Tesisat = $12.5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 18 \text{ kN}$



Şekil 4.62 G2 eğilme momentleri (kN.m)

Kar Yükleme;

$$P1 \text{ Yüklere} = 12.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 112.5 \text{ kN}$$



Şekil 4.63 Kar eğilme momentleri (kN.m)

Deprem yüklemesi ;

Çerçeve düzleminde deprem kuvvetleri;

$$W_1 = 192.25 + 77.95 + 18 + 0.3 \cdot 112.5 = 321.95 \text{ kN}$$

$$W_2 = (192.25 + 18 + 0.3 \cdot 112.5) \cdot 2 + 94.71 = 582.71 \text{ kN} \quad \Sigma W = 1226.61 \text{ Kn}$$

*Kolon Boyutlarının saptanması

$$w = 1226.61 / 3 = 408.87 \text{ kN}$$

Ek-A' daki diyagramlardan 1.derece deprem bölgesi ve Z4 için kolon kesiti

H = 9 için 66x66 cmxcm, H = 11 için 83x83 cmxcm olarak tespit edilmiştir.

*Deprem ön hesabı ;

$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından S=1 alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R = 1226.61 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1 / 5 = 98.13 \text{ kN}$$

*Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak aşağıdaki tabloda kullanılan d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

Özel periyot hesabı ;

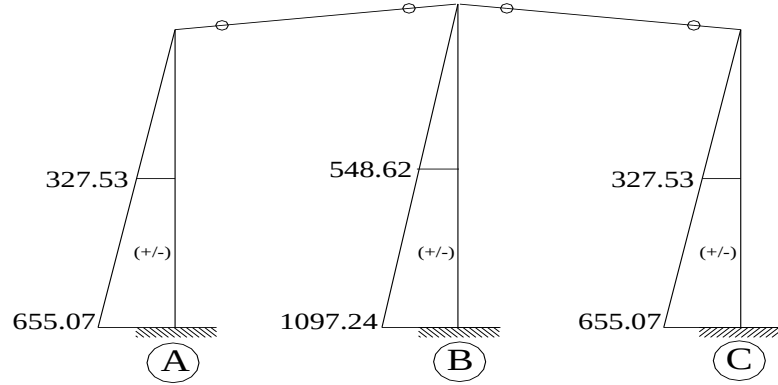
Tablo 4.51 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F _i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d ²
1	321.95	9.00	2897.55	23.30	32.20	1.40	32.62	63.10
2	582.71	11.00	6409.81	51.54	58.27	1.40	72.15	114.21
1	321.95	9.00	2897.55	23.30	32.20	1.40	32.62	63.10
Σ	1226.61		12204.91	98.13			137.38	240.42

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{240.42 * 10^{-4}}{137.38 * 10^{-2}}} = 0.83 < T_B = 0.90 \rightarrow S=2.5$$

$$d_{\max} = 1.4 * 2.5 = 3.5 \text{ cm} \approx 0.035 * H (3.5 \text{ cm})$$

$$V_t = 1226.61 * 0.4 * 1 * 2.5 / 5 = 245.32 \quad F_1 = F_2 = 58.24 \text{ kN} \quad F_3 = 128.84 \text{ kN}$$



Şekil 4.64 Çerçeve düzleminde deprem momentleri (kN.m)

Çerçeve düzlemine dik yönde deprem kuvvetleri;

A , C Aksında ;

$$\text{Çatı kaplaması} = 60 * 12.5 * 0.12 = 90.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 * 5 * 18.3 = 457.5 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 * 0.5 * 201.5 = 604.5 \text{ kN}$$

$$\text{Oluk} = 5 * 28.95 = 144.75 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 * 4.5 * 10.89 = 294.03 \text{ kN}$$

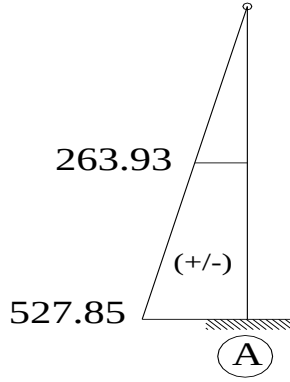
$$\text{Kar} = 0.3 * 60 * 12.5 * 0.75 = 168.75 \text{ kN}$$

$$W = 1759.53 \text{ kN}$$

$$w = W/6 = 293.25 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 * 10^7 * 0.66 * 0.66^3 / 12 = 502831 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 * \pi \sqrt{\frac{29.32 * 9^3}{3 * 502831}} = 0.75 \text{ sn} < T_B = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

$$= 293.25 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 58.65 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{58.65 \cdot 9.0^3}{3 \cdot 502831} \cdot 100 = 2.83 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 2.83 < 0.0035 \cdot 900 = 3.15 \text{ cm}$$

Şekil 4.65 A-C aksları deprem momentleri (kN.m)

B Aksında ;

$$\text{Çatı kaplaması} = 60 \cdot 25 \cdot 0.12 = 180.0 \text{ kN}$$

$$\text{Aşık} = 5 \cdot 10 \cdot 18.3 = 915.0 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 6 \cdot 201.5 = 1209.0 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 6 \cdot 5.5 \cdot 17.22 = 568.26 \text{ kN}$$

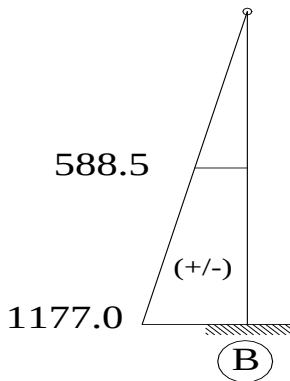
$$\text{Kar} = 0.3 \cdot 60 \cdot 25 \cdot 0.75 = 337.5 \text{ kN}$$

$$W = 3209.76 \text{ kN}$$

$$w = W/6 = 535.0 \text{ kN}$$

$$EI = 3.18 \cdot 10^7 \cdot 0.83 \cdot 0.83^3 / 12 = 1257646 \text{ kNm}^2$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{53.5 \cdot 11^3}{3 \cdot 1257646}} = 0.86 \text{ sn} < TB = 0.9 \text{ sn} \rightarrow S=2.5$$



$$A_0=0.4, I=1, R=5, S=2.5$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R$$

$$= 535 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 107.0 \text{ kN}$$

$$d_{\max} = \frac{107.0 \cdot 11.0^3}{3 \cdot 1257646} \cdot 100 = 3.77 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 3.77 < 0.0035 \cdot 1100 = 3.85 \text{ cm}$$

Şekil 4.66 B aksı deprem momentleri (kN.m)

Tablo 4.52 Temel yüklemelerin süperpozisyonu

AKS	KOT		G1	G2	KAR	1.4G+1.6Q	G+Q	0.9G
A,C	9.00	M	-38.45	-3.60	-22.50	-94.87	-64.55	-37.85
		N	270.20	18.00	112.50	583.48	400.70	259.38
		V	0.00	-0.60	-3.75	-6.84	-4.35	-0.54
	4.50	M	-38.45	-0.90	-5.63	-64.09	-44.98	-35.42
		N	270.20	18.00	112.50	583.48	400.70	259.38
		V	0.00	-0.60	-3.75	-6.84	-4.35	-0.54
	0.00	M	-38.45	1.80	11.25	-33.31	-25.40	-32.99
		N	270.20	18.00	112.50	583.48	400.70	259.38
		V	0.00	-0.60	-3.75	-6.84	-4.35	-0.54
B	11.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	479.21	36.00	225.00	1081.29	740.21	463.69
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.50	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	479.21	36.00	225.00	1081.29	740.21	463.69
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	479.21	36.00	225.00	1081.29	740.21	463.69
		V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tablo 4.53 Çerçeve düzleminde ikinci mertbe hesabı (G+Q+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-64.55	1.40	8.75	0.00	0.00	0.00	-64.55
		N	400.70					0.00	400.70
		V	-4.35					-72.79	-77.14
	4.50	M	-44.98				-17.53	-327.53	-390.04
		N	400.70					0.00	400.70
		V	-4.35					-72.79	-77.14
	0.00	M	-25.40	0.00	0.00	8.75	-35.06	-655.07	-715.53
		N	400.70					0.00	400.70
		V	-4.35					-72.79	-77.14
B	11.00	M	0.00	1.40	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-99.75	-99.75
	5.50	M	0.00				-32.38	-548.62	-581.00
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-99.75	-99.75
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.75	-64.77	-1097.24	-1162.01
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-99.75	-99.75

Tablo 4.54 Çerçeve düzleminde ikinci mertbe hesabı (0.9G+E+M_{II})

S = 2.5

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*S*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	-37.85	1.40	8.75	0.00	0.00	0.00	-37.85
		N	259.38					0.00	259.38
		V	-0.54					-72.79	-73.33
	4.50	M	-35.42				-11.35	-327.53	-374.29
		N	259.38					0.00	259.38
		V	-0.54					-72.79	-73.33
	0.00	M	-32.99	0.00	0.00	8.75	-22.70	-655.07	-710.75
		N	259.38					0.00	259.38
		V	-0.54					-72.79	-73.33
B	11.00	M	0.00	1.40	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-99.75	-99.75
	5.50	M	0.00				-20.29	-548.62	-568.91
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-99.75	-99.75
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	8.75	-40.57	-1097.24	-1137.81
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-99.75	-99.75

Mafsallı bağlantılı prefabrik betonarme endüstri yapıları çerçeve düzlemine dik yönde ters sarkaca benzetilerek çözülmüş ve ikinci mertbe hesapları Tablo 4.55 ve Tablo 4.56 'da verilmiştir.

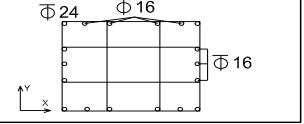
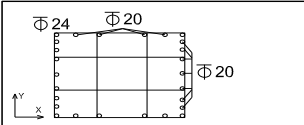
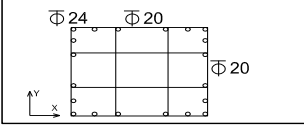
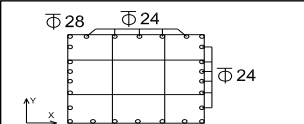
Tablo 4.55 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertbe hesabı (G+Q+E+M_{II})

AKS	KOT		G+Q	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	G+Q+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.83	7.09	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	400.70					0.00	400.70
		V	0.00					-58.65	-58.65
	4.50	M	0.00				-14.20	-263.93	-278.12
		N	400.70					0.00	400.70
		V	0.00					-58.65	-58.65
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.09	-28.39	-527.85	-556.24
		N	400.70					0.00	400.70
		V	0.00					-58.65	-58.65
B	11.00	M	0.00	3.77	9.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-107.00	-107.00
	5.50	M	0.00				-34.93	-588.50	-623.43
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-107.00	-107.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.44	-69.85	-1177.00	-1246.85
		N	740.21					0.00	740.21
		V	0.00					-107.00	-107.00

Tablo 4.56 Çerçeve düzlemine dik yönde ikinci mertebe hesabı (0.9G+E+M_{II})

AKS	KOT		0.9G	d (cm)	2,5*D	Δ	M _{II}	E	0.9G+E+M _{II}
A,C	9.00	M	0.00	2.83	7.09	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	259.38					0.00	259.38
		V	0.00					-58.65	-58.65
	4.50	M	0.00				-9.19	-263.93	-273.11
		N	259.38					0.00	259.38
		V	0.00					-58.65	-58.65
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	7.09	-18.38	-527.85	-546.23
		N	259.38					0.00	259.38
		V	0.00					-58.65	-58.65
B	11.00	M	0.00	3.77	9.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-107.00	-107.00
	5.50	M	0.00				-21.88	-588.50	-610.38
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-107.00	-107.00
	0.00	M	0.00	0.00	0.00	9.44	-43.76	-1177.00	-1220.76
		N	463.69					0.00	463.69
		V	0.00					-107.00	-107.00

Tablo 4.57 Kolon betonarme hesabı

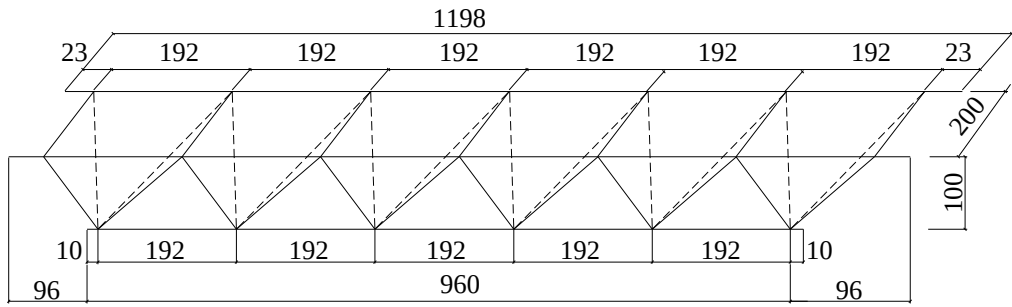
MALZEME (BS30/S420)									
	KOLON BOYUTU (cm)	KOT	YÖN	Y	M _d (KnM)	N _d (Kn)	As=As' (cm ²)	DONATI ŞEMASI	
S _A -S _C KOLON BETONARME HESABI	y=100	9.00	X	1	94.87	583.48	10.89	 4Φ24 + 14Φ16 A_s = 46.22 cm² ρ_s = %1.06	
				2	64.55	400.70	10.89		
				3	0.00	400.70	10.89		
			Y	1	0.00	583.48	10.89		
				2	0.00	400.70	10.89		
				3	0.00	259.38	10.89		
	x=100 y=100	4.50	X	1	64.09	583.48	10.89	"	
				2	390.04	400.70	12.43		
				3	374.29	259.38	13.50		
			Y	1	0.00	583.48	10.89		
				2	278.12	400.70	10.89		
				3	273.11	259.38	10.89		
S _B KOLON BETONARME HESABI	y=100	0.00	X	1	33.31	583.48	10.89	 4Φ24 + 22Φ20 A_s = 87.16 cm² ρ_s = %2.00	
				2	715.53	400.70	28.91		
				3	0.00	400.70	20.67		
			Y	1	0.00	583.48	10.89		
				2	556.24	400.70	20.67		
				3	546.23	259.38	21.90		
	y=120	11.00	X	1	0.00	1081.29	17.22	 4Φ24 + 16Φ20 A_s = 68.32 cm² ρ_s = %1.00	
				2	0.00	740.21	17.22		
				3	0.00	463.69	17.22		
			Y	1	0.00	1081.29	17.22		
				2	0.00	740.21	17.22		
				3	0.00	463.69	17.22		
	x=120 y=120	5.50	X	1	0.00	1081.29	17.22	"	
				2	581.00	740.21	17.22		
				3	568.91	463.69	17.22		
			Y	1	0.00	1081.29	17.22		
				2	623.43	740.21	17.22		
				3	610.38	463.69	17.22		
	y=120	0.00	X	1	0.00	1081.29	17.22	 4Φ28 + 22Φ24 A_s = 124.08 cm² ρ_s = %1.80	
				2	1162.01	740.21	33.28		
				3	0.00	740.21	36.71		
			Y	1	0.00	1081.29	17.22		
				2	1246.85	740.21	36.71		
				3	1220.76	463.69	38.93		

4.8 Prefabrike Endüstri Yapısının Çelik Karkas Sistemle Çözümü

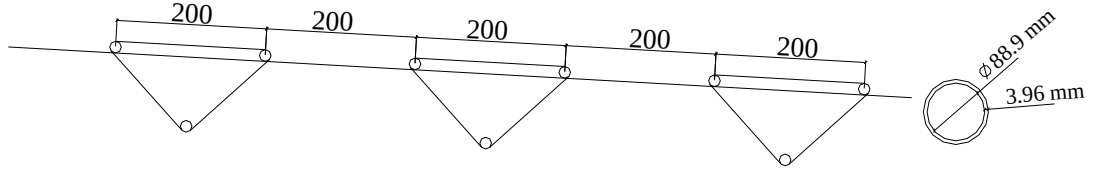
Yukarıda prefabrike betonarme olarak çözümü verilen sistemler plan ve kesitlerinde herhangi bir değişiklik yapılmadan çelik elemanlarla SAP2000 programında çözülmüştür. Deplasman ve gerilme koşulları sağlayan gerekli kesitler belirlenmiş ve maliyetlerin karşılaştırılması açısından tonajları çıkarılmıştır, [8, 32].

4.8.1 Çelik sistem çözümü örnek-1 ($h_1=4.0\text{m}$, $h_2=6.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

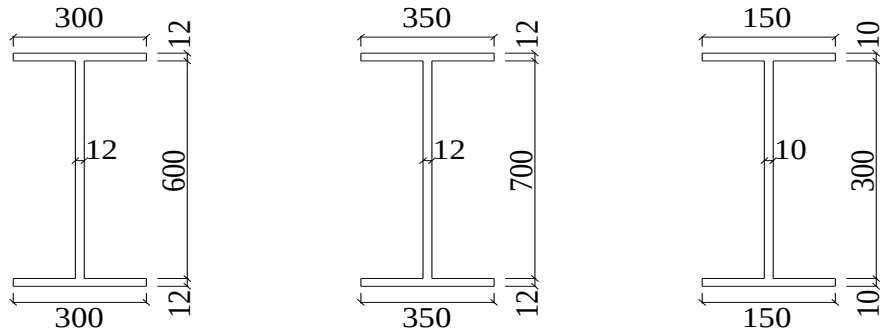
Aşağıda kesit ve görünüşleri verilen aşık sistemi tüm sistemlerde aynı olarak kullanılmaktadır. Diğer elemanların kesitleri aşağıda verilmiştir.



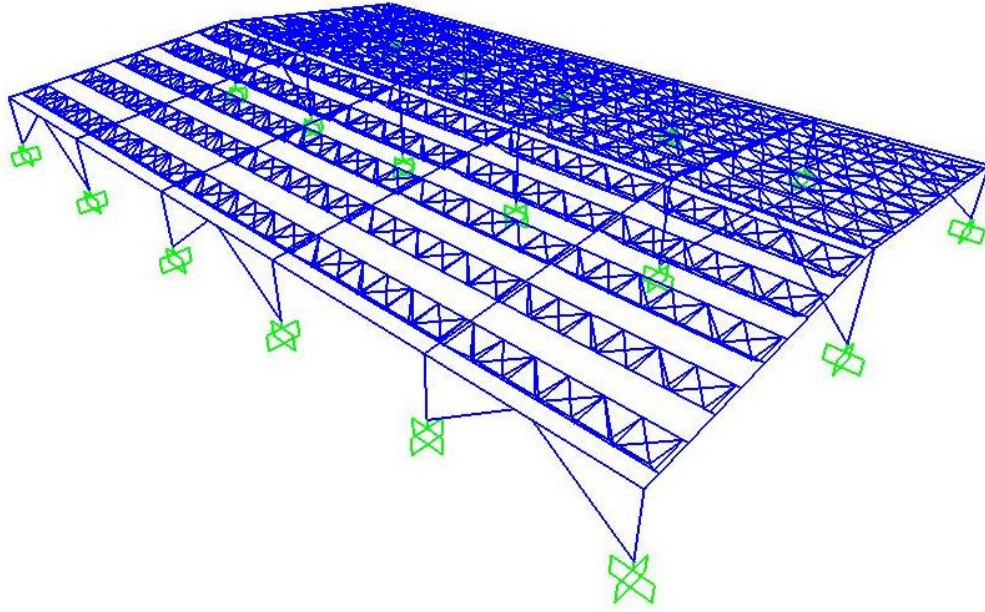
Şekil 4.67 Uzunluk boyutları



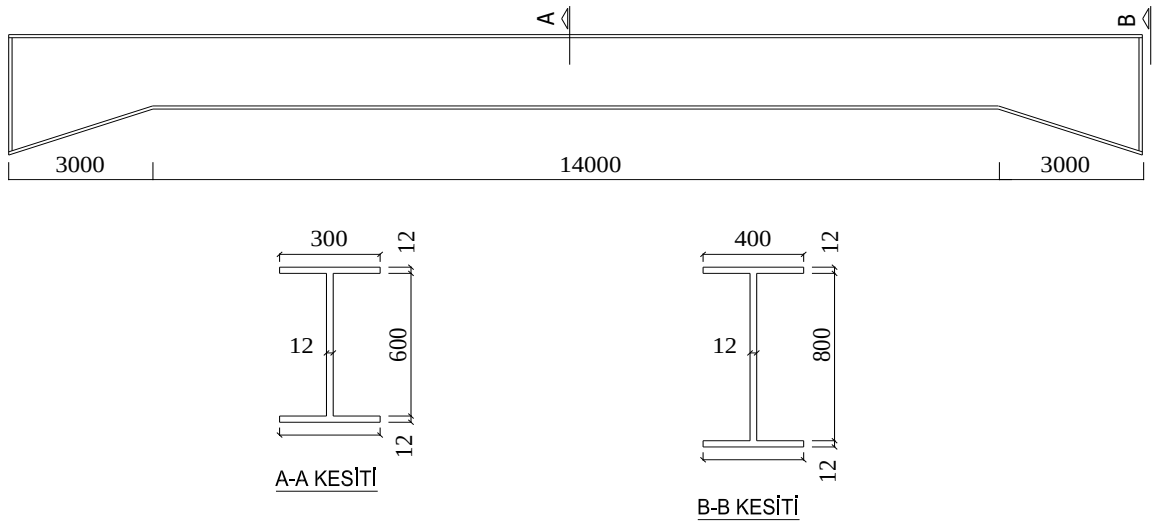
Şekil 4.68 Çatıda aşık kirişi yerleşimi



Şekil 4.69 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

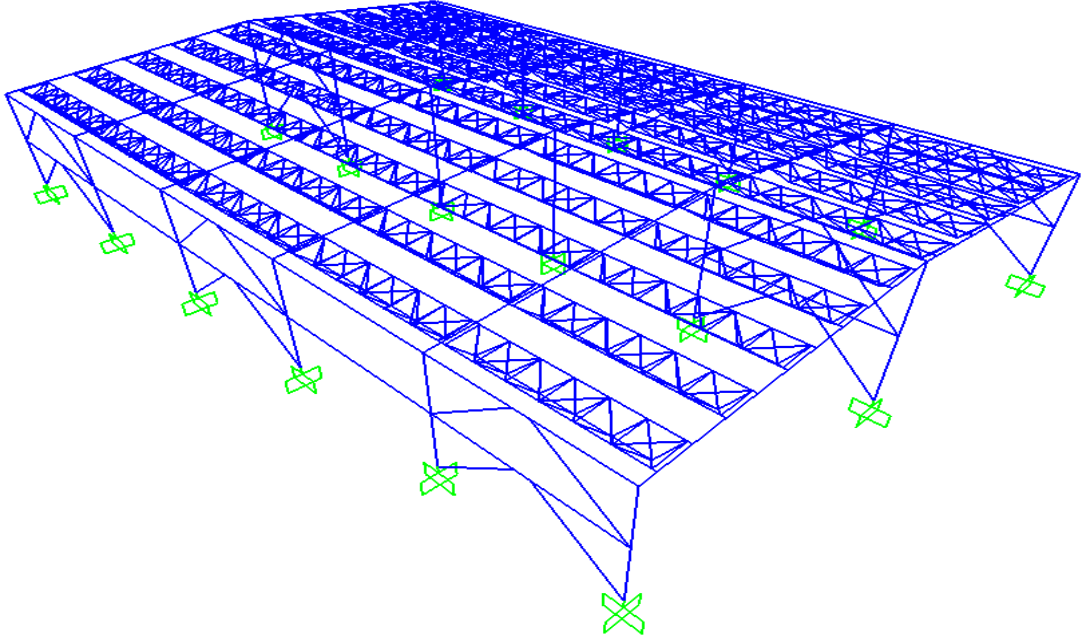


Şekil 4.70 Sistemin üç boyutlu görünüşü

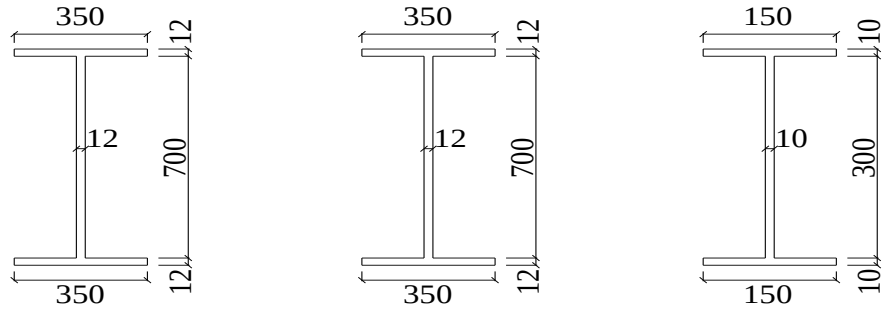


Şekil 4.71 Çatı kirişi kesitleri

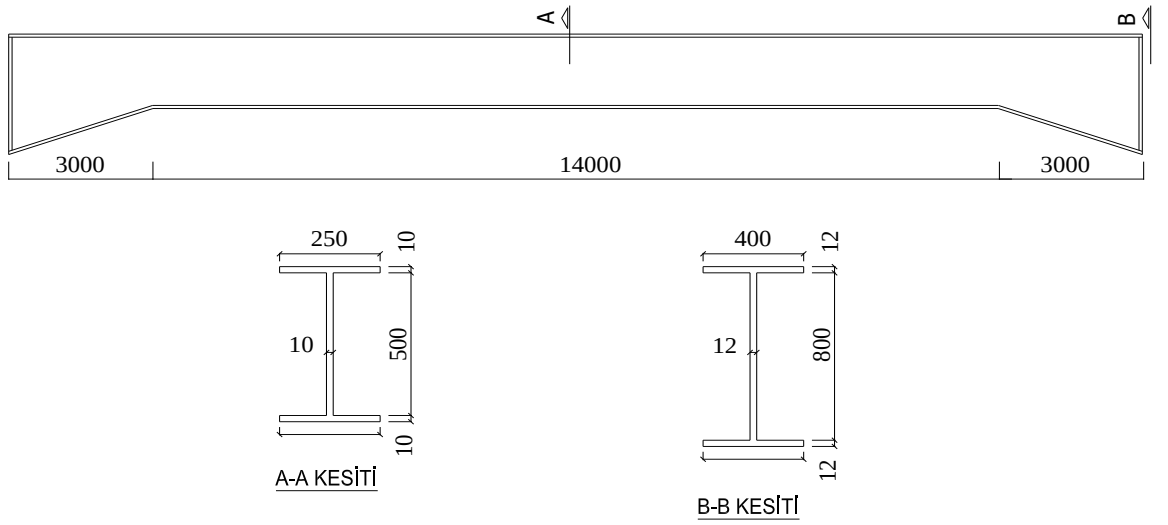
4.8.2 Çelik sistem çözümü örnek-2 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)



Şekil 4.72 Sistemin üç boyutlu görünüşü

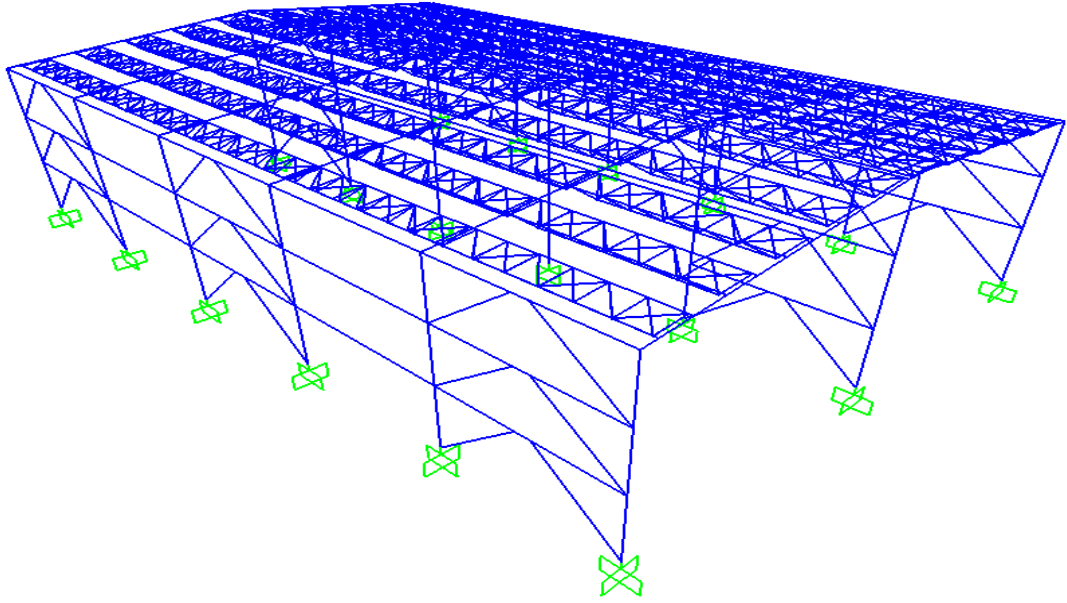


Şekil 4.73 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

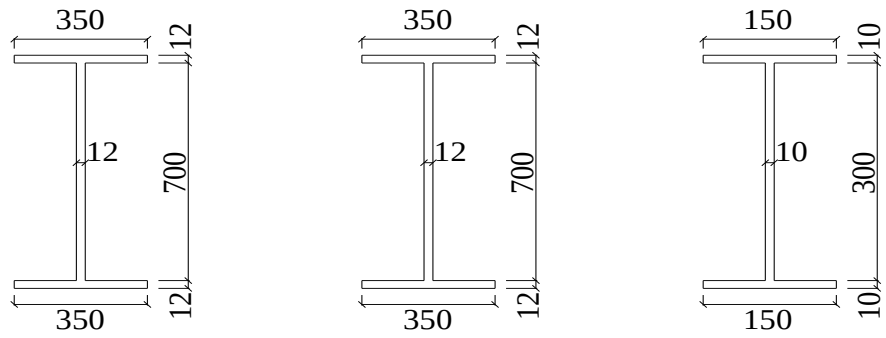


Şekil 4.74 Çatı kirişi detayı

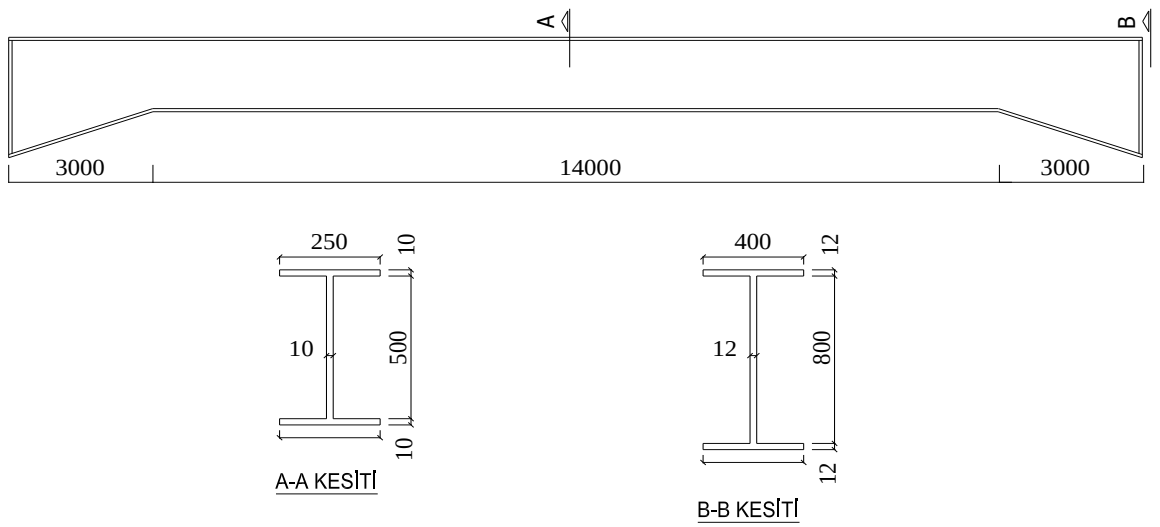
4.8.3 Çelik sistem çözümü örnek-3 ($h_1=14.0\text{m}$, $h_2=16.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)



Şekil 4.75 Sistemin üç boyutlu görünüşü

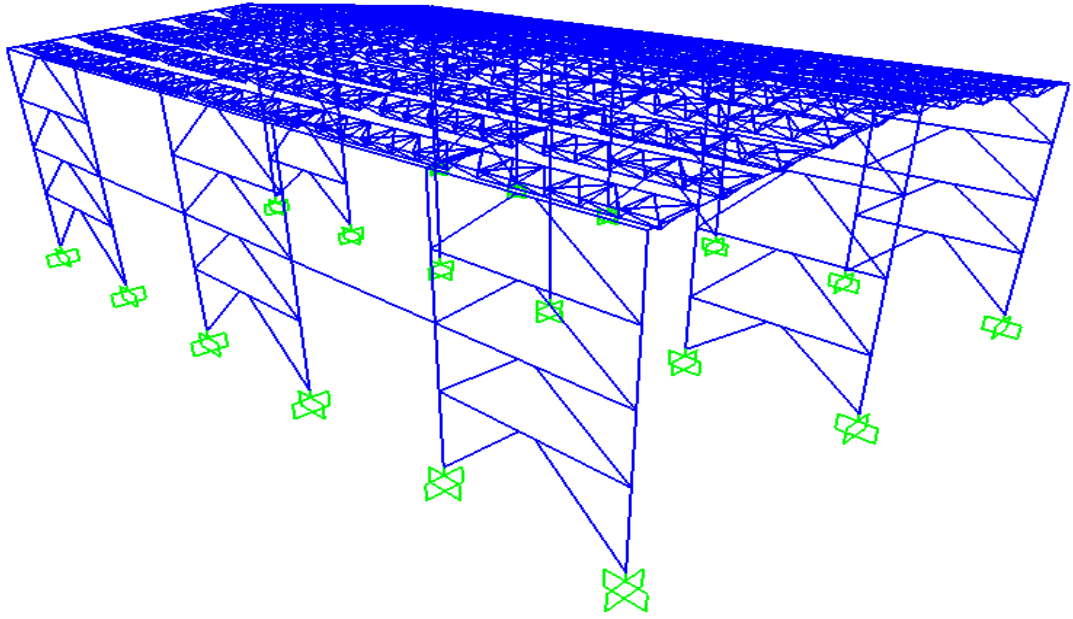


Şekil 4.76 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

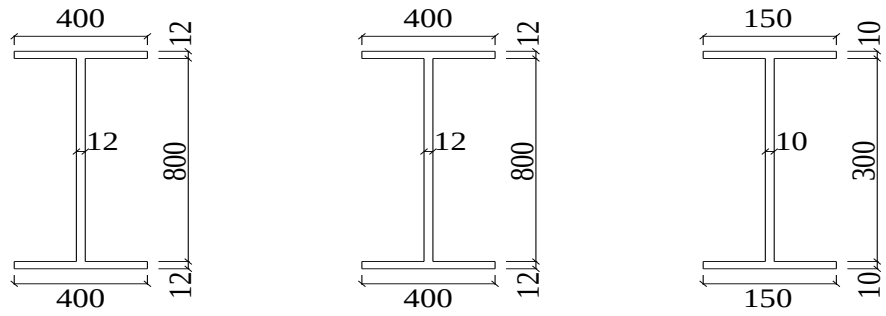


Şekil 4.77 Çatı kirişi detayı

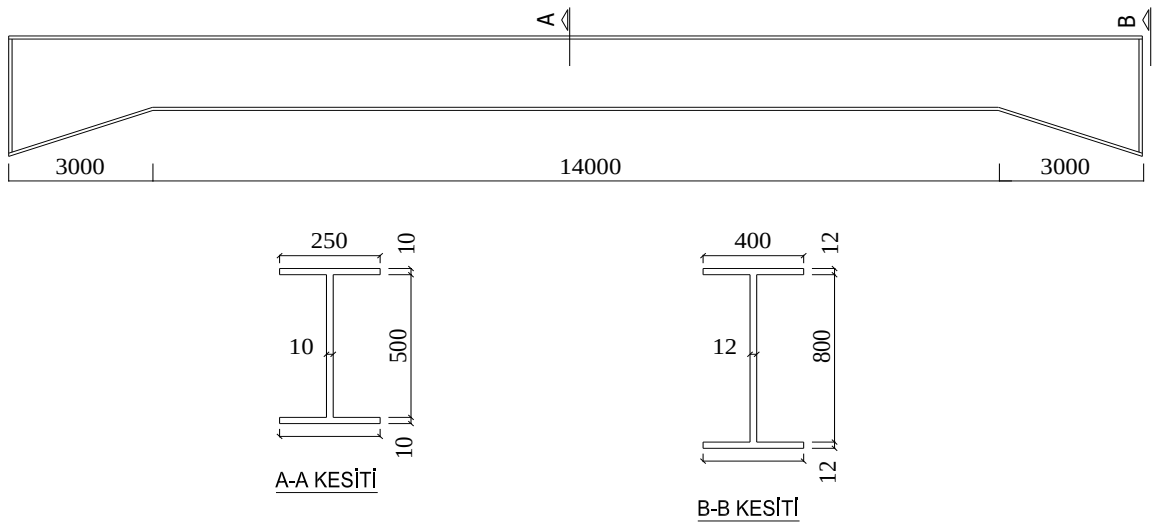
4.8.4 Çelik sistem çözümü örnek-4 ($h_1=19.0\text{m}$, $h_2=21.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)



Şekil 4.78 Sistemin üç boyutlu görünüşü

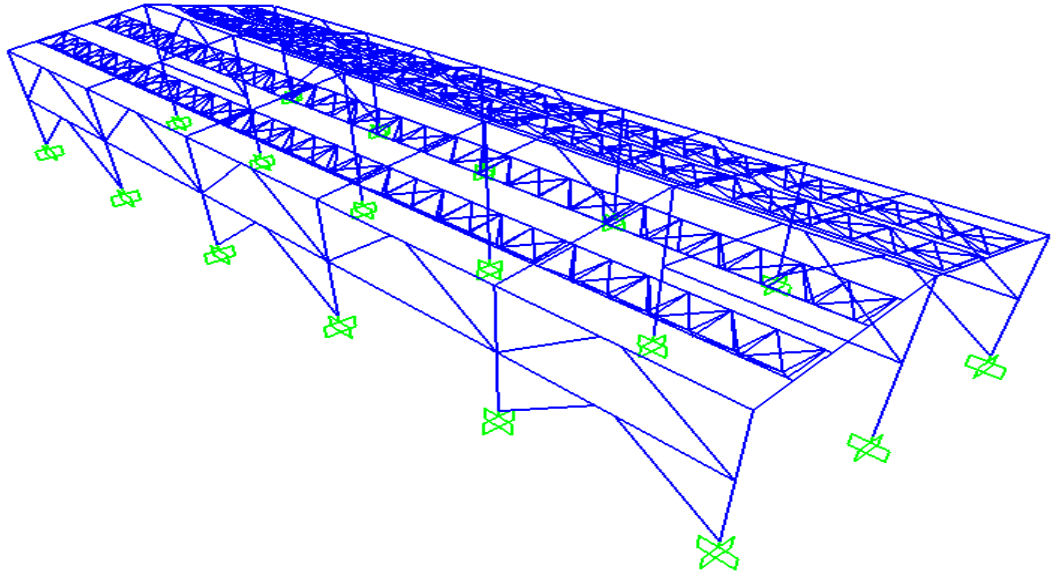


Şekil 4.79 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

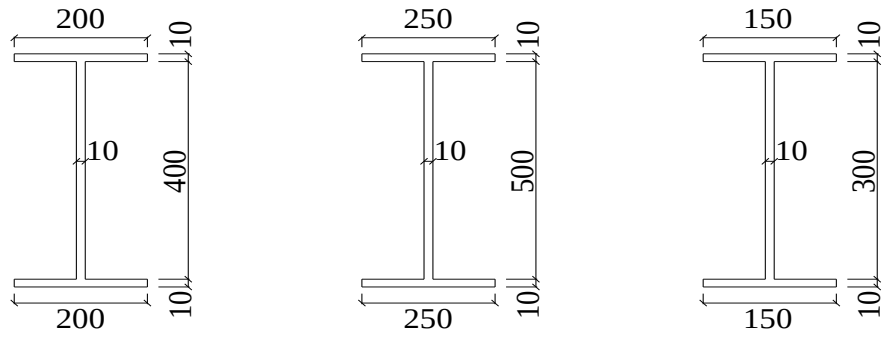


Şekil 4.80 Çatı kirişi detayı

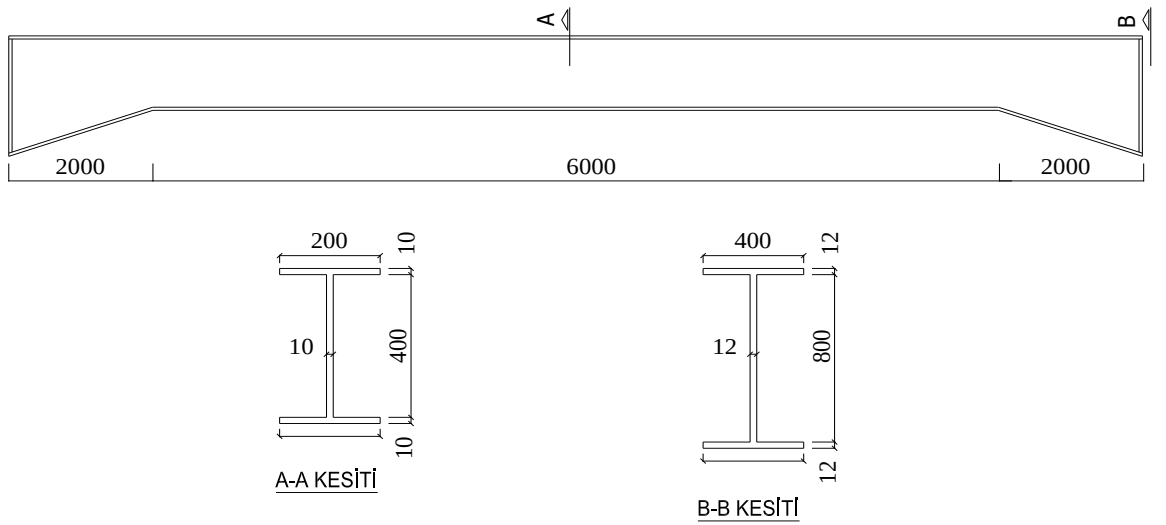
4.8.5 Çelik sistem çözümü örnek-5 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=10.0\text{m}$)



Şekil 4.81 Sistemin üç boyutlu görünüşü

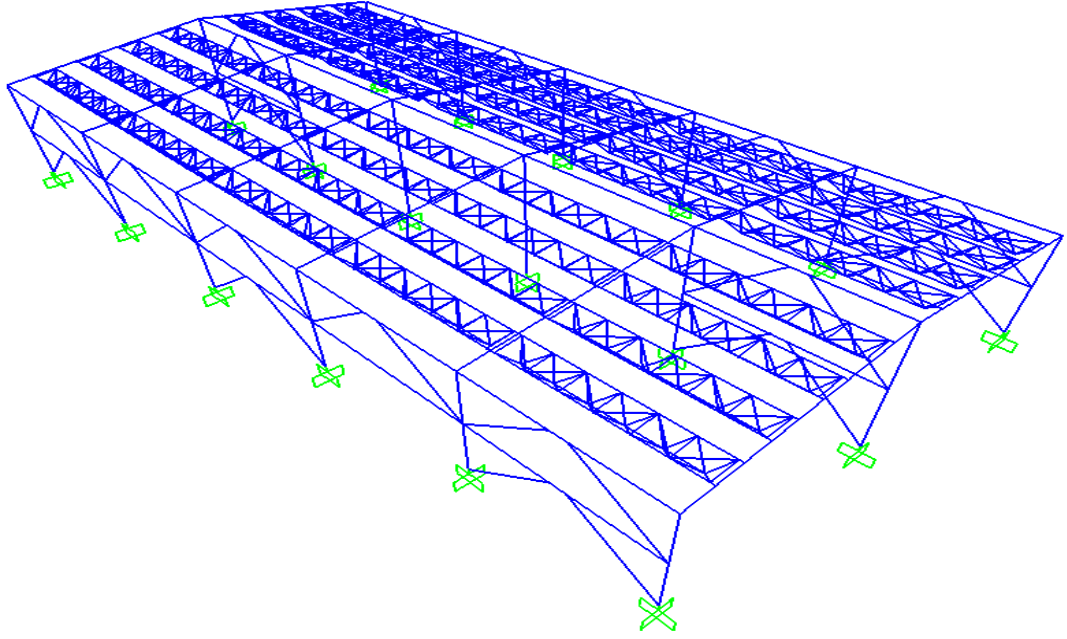


Şekil 4.82 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

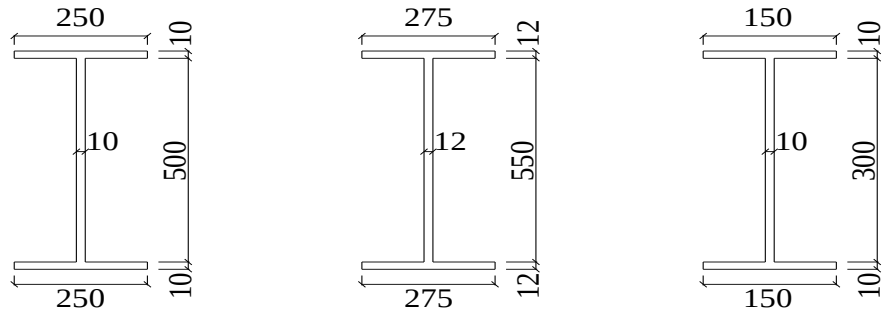


Şekil 4.83 Çatı kirişi detayı

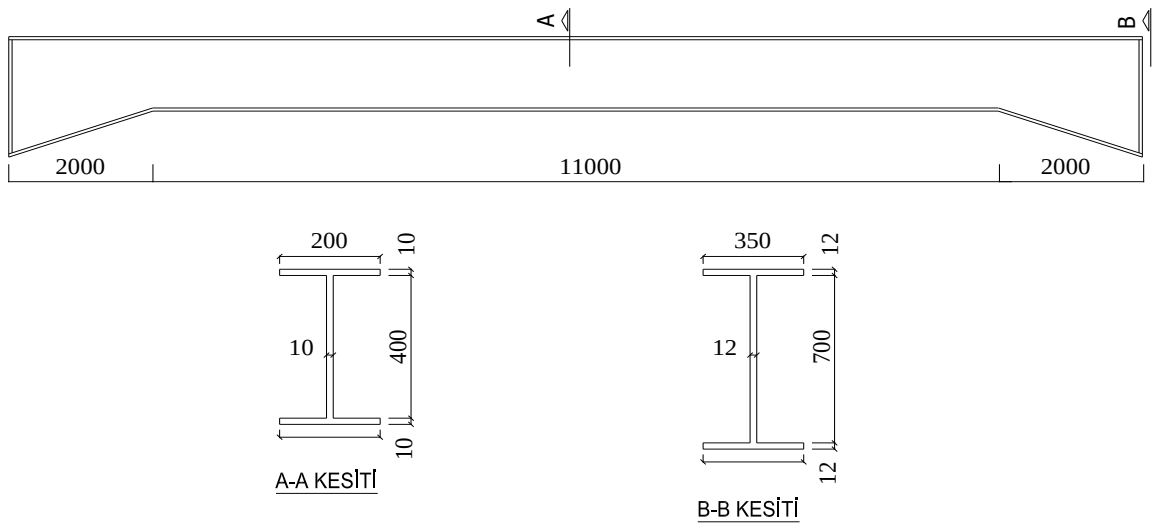
4.8.6 Çelik sistem çözümü örnek-6 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=15.0\text{m}$)



Şekil 4.84 Sistemin üç boyutlu görünüşü

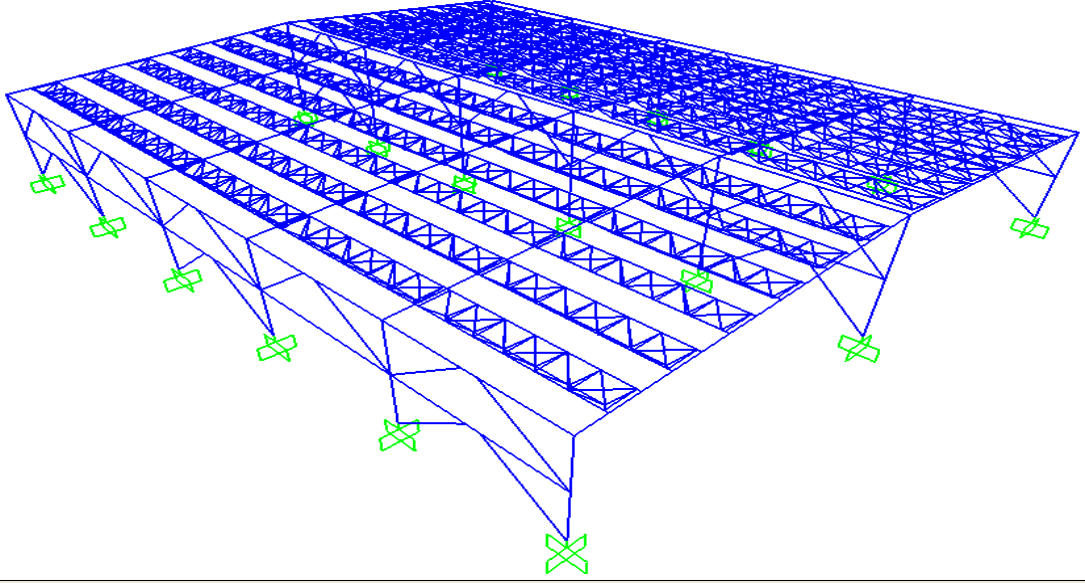


Şekil 4.85 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti

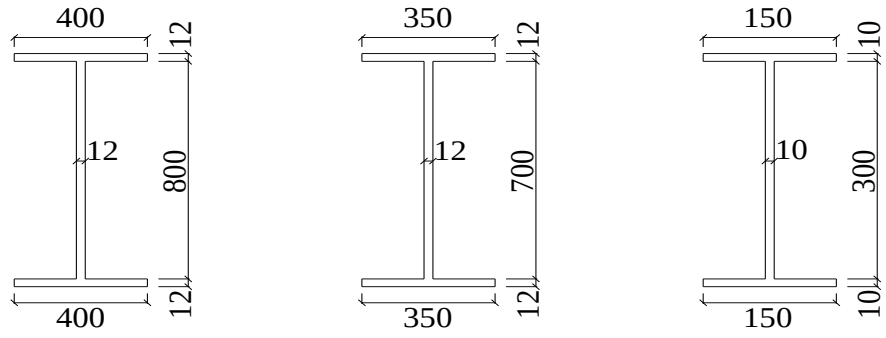


Şekil 4.86 Çatı kirişi detayı

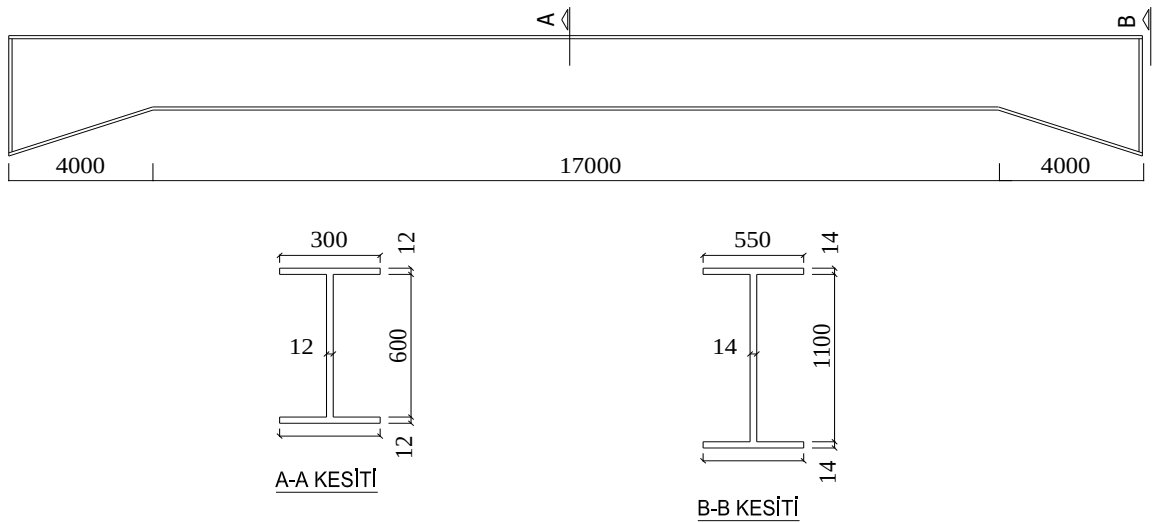
4.8.7 Çelik sistem çözümü örnek-7 ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=25.0\text{m}$)



Şekil 4.87 Sistemin üç boyutlu görünüşü



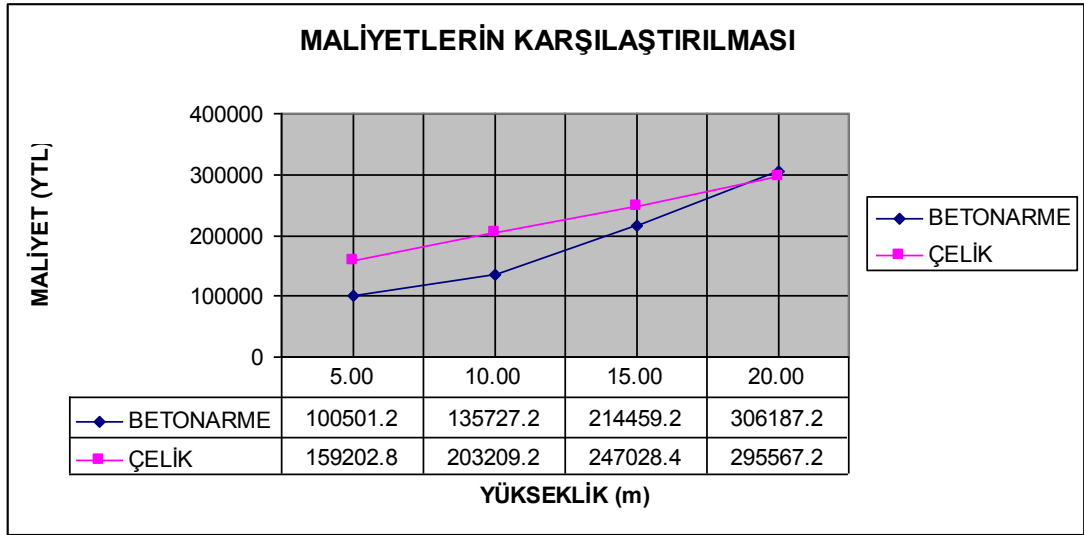
Şekil 4.88 B aksı kolon kesiti, A-C aksı kolon kesiti, çapraz kesiti



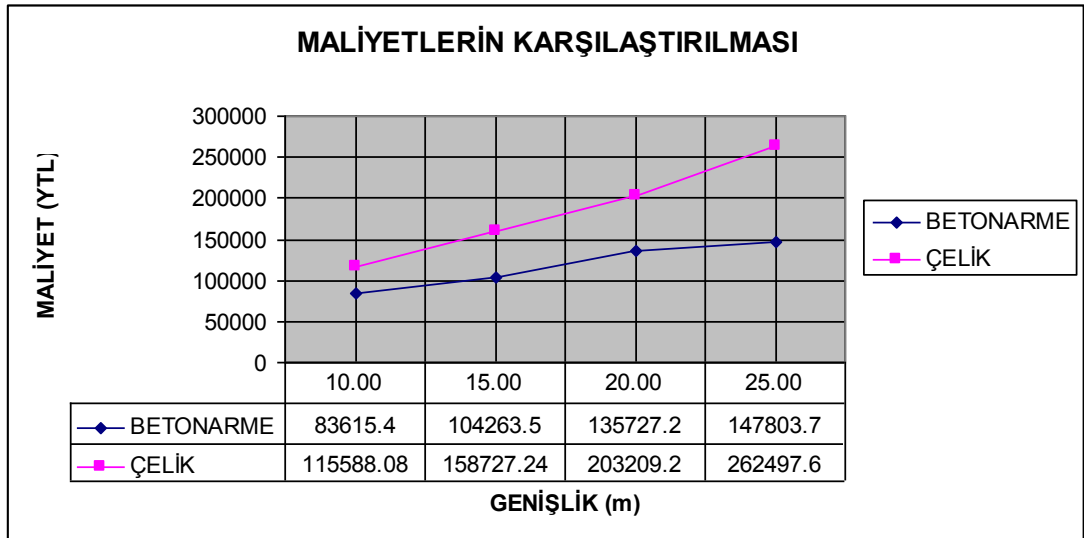
Şekil 4.89 Çatı kirişi detayı

4.9 Prefabrike Betonarme ve Çelik Tek Katlı Endüstri Yapılarının Maliyetlerinin Karşılaştırılması

Bu bölümde tek katlı endüstri yapılarının önceki bölümlerde betonarme ve çelik sistemler olarak çözülmüş örneklerinin metrajları çıkartılmıştır. AAS&ATAY firması genel müdürü Ali Kulaksız ve İz İnşaat genel müdürü Selçuk İz ile yapılan görüşmelerde binalarımızın üretim, depolama, taşıma ve montaj sürecini dikkate alan, piyasa koşullarına uygun bina maliyetleri çıkartılmıştır, [35]. Ek-D Tablo D.1, Tablo D.2, Tablo D.3, Tablo D.4, Tablo D.5, Tablo D.6, Tablo D.7, Tablo D.8, Tablo D.9, Tablo D.10, Tablo D.11, Tablo D.12, Tablo D.13, Tablo D.14 'de metraj özetleri verilmiştir.



Şekil 4.90 Yüksekliğin prefabrike beton ve çelik yapılara etkisi



Şekil 4.91 Genişliğin prefabrike beton ve çelik yapılara etkisi

Şekil 4.90'daki grafik incelendiğinde, maliyetleri yüksekliğe bağlı olarak karşılaştırdığımızda 18.5 m'den sonra prefabrike çelik yapıların prefabrike betonarme yapılara göre daha avantajlı duruma geçtiği görülmektedir. Ancak aks aralıklarının genişletilmesiyle Şekil 4.91'de de görüldüğü gibi prefabrike betonarme yapıların maliyet avantajının daha da arttığı prefabrike çelik yapıların maliyetlerinde ise hızlı bir tırmanma olduğu anlaşılmaktadır.

5. PREFABRİKE YAPILARDA GÖRÜLEN HASARLAR

5.1 Giriş

Türkiye’de sanayi yapılarının çok büyük bir çoğunluğu tek katlı prefabrike betonarme çerçeve sistemler ile teşkil edilmiştir. Bu sistemler genel olarak Avrupa orijinlidir ve bu bölgedeki deprem etkileri ülkemize göre ciddi bir tesir oluşturmamaktadır. Fakat bu durumu fazla dikkete almayarak ülkemize taşınan prefabrike yapı sistemleri ilk ciddi sınavını 27 Haziran 1988’de Adana’nın Ceyhan ilçesinde 6.3 şiddetinde meydana gelen ve Adana’nın Organize Sanayi Bölgesini etkileyen depremde vermiştir.

Bazı prefabrike yapılarda, bu şiddetteki bir deprem için büyük sayılabilecek hasarlar olmuşsa da depremi hasarsız atlatan çok sayıda binada mevcuttur. İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi bülteninin Eylül 1988 tarihli sayısında;“Bu deprem masif kiriş kolon birleşimleri olan tek katlı prefabrike yapıların deprem açısından sakıncalı olduğunu göstermiştir. Bu tip yapılar deprem tehlikesinin Adana’dan daha yüksek olduğu İzmir, Manisa, Bursa, Adapazarı, Denizli v.s illerimizdeki sanayi bölgelerindeki binlerce fabrika, atölye ve depo gibi tesislerin üzerini örtmektedir. Bu yapıların üstünü örttüğü Türk sanayi büyük bir deprem riski altındadır.” metnine yer verilmiştir. Bu görüş 17 Ağustos 1999 depremiyle nispeten ispatlanmıştır. Prefabrik birliği tarafından yapılan bir çalışma (Ataköy,1999) Avcılar’dan Düzce’ye kadar birlik üyesi kuruluşlara ait bölgedeki iller için hasarlı yapı yüzdeleri verilmiştir. Adapazarı bölgesinde birlik üyesi kuruluşların yapmış olduğu 98 sanayi tesisinin 16’sında toptan göçme, 8’inde kısmi göçme olmuştur, bu %24.5 gibi bir orana tekabül etmektedir

Birlik üyesi kuruluşlar tarafından İzmit yöresinde yapılan yapıların %3’ü ağır veya orta derecede hasar görmüştür, deprem bölgesi genelinde rapor ettikleri hasar %10 civarındadır. Fakat ODTÜ ekiplerinin Adapazarı Organize Bölgesinde yaptıkları incelemelerde tümünden veya kısmen göçen sanayi tesis oranının %80’e ulaştığı belirtilmiştir ki bu acı gerçek Türk sanayisinin önünde deprem sonrasında sistem

hatalarının giderilmemesi durumunda dağ gibi durmaktadır. Fakat son yıllarda bazı üniversitelerde bu konuda çalışma olmasına rağmen somutlaştırılmış, uygulamaya dökülmüş ciddi bir çalışma mevcut değildir, [25].

5.1.1 Hasar türleri

Tek katlı, masfal bağlantılı önüretimli çerçevelerde rastlanan yaygın hasar türleri aşağıda özetlenmiştir, [25].

- Bazı binalarda kolonlar ayakta kalmış kirişler yere düşmüştür.
- Bazı binalarda kısmi çökme olmuş, kirişlerden bazıları düşmüştür.
- Bazı binalarda kirişler yerinde kalmış, ancak kolon tabanında plastik masfallaşma izlenimi veren çatlama ve ezilmeler gözlenmiştir.
- Bazı binalarda, özellikle trapez kirişlerin kullanıldığı binalarda kirişlerde dönme gözlenmiştir. Bazı binaların kolonlarında büyük yanal ötelenmeler oluşmuştur.

Sözü edilen önüretimli endüstri yapıların kolon boylarının genelde büyük olması ve masfallı bağlantı nedeniyle doğal periyodları büyüktür(0.8-1.7 saniye).

Gerek 1998 Ceyhan, gerekse 1999 Marmara ve Düzce depremlerinden sonra hasar türleri incelenmiş ve hasara sebep olan nedenler aşağıda özetlenmiştir, [25,17].

Sebepleri ;

- Hasar gören masfallı bağlantılar incelendiğinde , bunların yanal rijitliklerinin yetersiz olduğu görülmüştür. Hasar gören hiçbir yapıda kolonlar, TDY'1998'deki yanal ötelenme sınırını sağlayacak kesite sahip değildir. Aşırı yanal ötelenme bağlantılarda aşırı zorlamalara yol açmış ve zaten yetersiz olan bağlantılar kırılarak kirişlerin düşmesine neden olmuştur.
- Kullanılan sistemin en zayıf tarafı, çatı düzeyinde bir diyaframın olmamasıdır. Çatıda kirişleri bağlayan tek eleman aşıklardır ve bunların da diyafram etkisi oluşturması söz konusu olamaz. Diyaframın bulunmaması, her çerçevenin bağımsız davranması ile sonuçlanmış, çerçeveler arasında uyum ve yardımlaşma olmamıştır. Diyaframın olmaması deprem açısından önemli bir handikaptır.
- Çatı düzeyinde kirişleri birbirine bağlayan bir döşeme ya da çaprazlamanın olmaması nedeniyle, kirişlerin, özellikle trapez kirişlerin yanal stabilitesi sağlanamamıştır. Deprem etkisiyle kirişte olmaya başlayan dönmeyi önleyecek elemanlar olmadığından kirişler serbestçe dönmüş ve mesnetteki pimleri zorlayarak onları ya sıyırmış ya da kırmıştır.

- Bazı binalarda kirişler konsolun tam ucuna oturtulmuş ve oluşan yanal ötelenmede bu kirişlerin düşmesi kaçınılmaz olmuştur. Özellikle kayar mesnet oluşturulan yerlerde konsol boyu, oluşan yanal ötelenme için yetersiz kalmıştır.
- Binaya sonradan eklenen ve önüretimli sisteme bağlanan yapılar davranışı olumsuz yönde etkilemiştir.
- Masfal bağlantıda tek pim kullanıldığı durumlarda bu pimin, yanal ötelenme veya kiriş dönmesi sonucunda oluşan zorlamaları karşılaması mümkün olmamıştır. Çift pimli bağlantılar göreceli olarak daha iyi davranmıştır.
- Pimlerin kenetlenmesi yeterli olmadığından sıyrılma olmuştur.
- Kolon konsolları iyi detaylandırılmadığından yerel ezilme ve kırılmalar oluşmuştur.
- Trapez ya da çerçeve kirişlerinin kolonlara daha iyi bağlandığı prefabrike yapılarda eğer kirişler yıkılmamış ise, kutu temele oturan kolonlarda alt uçlarına yakın yerlerde çerçeve dik yönde eğilme çatlakları ya da kırılmalar olmuştur.
- Kolonlarda yüksek dayanımlı fakat süreklilik olmayan donatıların kullanıldığı çerçeve yapılarında kolonların donatıları çok az birim şekil değiştirme yaparak kopmuş ve kolon tabanından kırılmıştır.
- Prefabrike betonarme kolon, kiriş ve aşıkların beton ve donatı dayanımlarının yüksek olması bu yapıları depreme dayanıklı yapmamaktadır.

Tek katlı prefabrike yapılarda dikkate alınması gereken hususlar

- Birleşim hesaplarının çerçeveye dik doğrultuda atalet kuvvetlerinden doğan devrilme momenti ve kesme kuvvetleri de dikkate alınarak yapılması, pimli bağlantılarda kullanılacak donatıların çaplarının ve ankraj boylarının bu özelliklere göre belirlenmesi gerekir.
- Çubuk ankraj boylarının kirişlerin mesnet yükseliğinden büyük hesaplanması durumunda bulonlu bağlantılarla ankrajların güçlendirilmesi yoluna gidilmelidir.
- Bağlantı çubuğu ile kiriş arasında aderansı sağlayacak özel harç dolgu malzemesi özenle bağlantı çevresine yerleştirilmelidir.
- Hem dolgu harcı ile donatının hem de dolgu harcı ile kirişteki delik çevresinin aderansının çok iyi olması ve yeterliliğinin hesapla gösterilmesi lazımdır.
- Bağlantı donatılarının çapı ve aderans boyu hesabında eğik çatı kirişinin düzlemine dik doğrultudaki yatay deprem kuvvetinin doğru tahmini hesabının güvenilirliğini doğrudan etkilemektedir.

- Eğik çatı kirişlerinde düzlemine dik doğrultuda depremden oluşacak atalet kuvvetleri deprem yönetmeliklere uygun olarak belirlenmeli ve devrilme momentine karşı gerekli tedbir alınmalıdır.
- Mesnet bölgesinde, kısa konsol ve kiriş kenarında düşey yük ve/veya devrilme momentlerinden oluşacak kenar gerilmelerin aşırı değerlere ulaşmasını engelleyecek, gerilmelerin daha geniş alanlara yayılmasını sağlayacak kiriş ve konsol kenar betonlarının kırılmasının önleyecek elastomer mesnetler kullanılmalıdır. Bu sayede mesnet bölgesinde oluşacak hasarlar kısmen azaltılabilir.
- Dilatasyondaki kirişlerin belli bir deplasmana mücadele edebilecek şekilde bağlanması gerekmektedir. Deprem sırasında oluşacak farklı deplasmanlardan dolayı kirişin mesnetten kurtulmaması sağlanmalıdır.
- Kolonların narin olması sebebiyle deprem sırasında deplasmanlar artmakta bu da aynı deplasmanı yapamayan tali elemanlarda hasara yol açmaktadır. Deplasmanlar Deprem Yönetmeliği 6.10.1 maddesine göre tayin edilmelidir.
- İnceltilmiş uçların teşkilinde aşırı kaynaklamadan kaçınmak masfalı birleşim kurallarına uygun olarak birleşimi teşkil etmek gerekmektedir, [14].

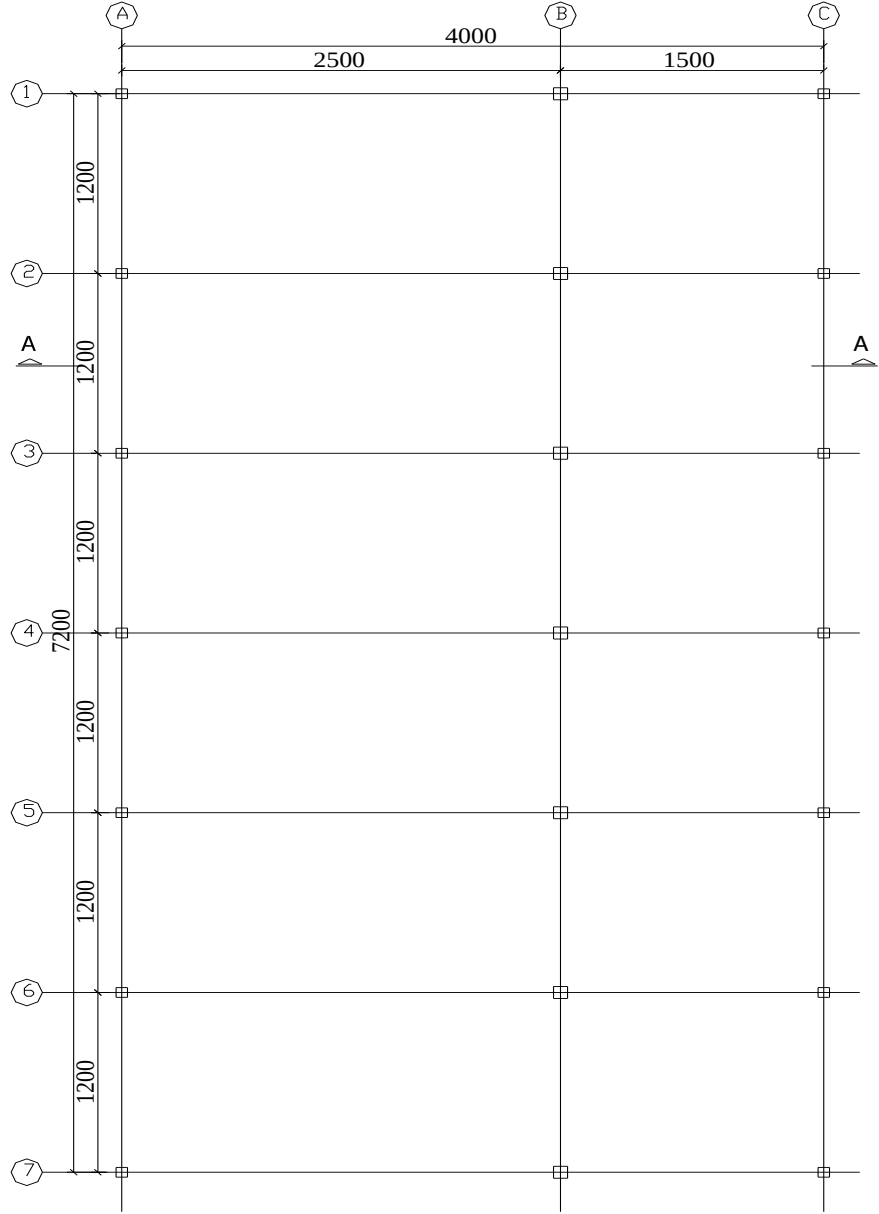
5.2 Örnek Bir Endüstri Binası Güçlendirmesi

5.2.1 Giriş

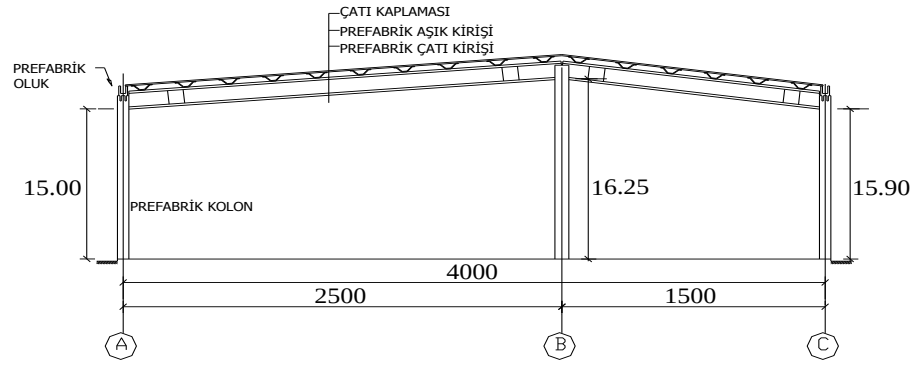
Güçlendirme örneği olarak incelenen hangar binası, Pekintaş firması tarafından 1998 yılında Proteksan firması adına inşa edilmiştir, [27]. Yapıda 1999 Düzce ve Marmara depremlerinde toptan veya kısmi göçme olmamasına rağmen binanın aşırı deplasman yapması neticesinde taşıyıcı olmayan elemanlarda hasar oluşmuş, bazı kolon diplerinde plastik mafsallaşma çatlakları görülmüştür. Kolon-kiriş bağlantı noktaları örnek-1 deki tptendir, bu noktalardada kısmi çatlaklar oluşmuştur. Sistemin mevcut çözümü elle hesaplanmış, güçlendirme hesapları ise SAP2000 programında sistemin komple girilmesi ile yapılmıştır. Bu tür sistemlerde kullanılmak üzere birkaç adet güçlendirme örneği hazırlanmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Bu uygulamanın ters sarkaç tipi endüstri yapılarında örnek teşkil edeceği inancındayım.

5.2.2 Mevcut binanın incelenmesi

Sistem kesitleri Şekil 5.1, 5.2 'de, aşık, oluk, çatı kirişi hesapları bölüm-4' de ayrıntılı olarak verilmiştir.

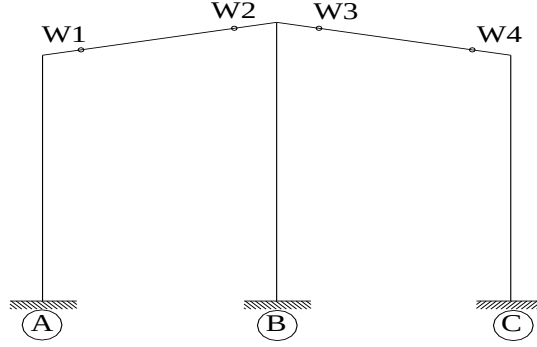


Şekil 5.1 Prefabrik Endüstri Binası Sistem Planı



Şekil 5.2 Prefabrik Endüstri Binası Sistem Kesiti

Deprem yüklemesi ;



Şekil 5.3 Çerçeve düzlemi deprem kuvvetleri

W1 Yükleme (kN);

$$\begin{aligned} \text{Aşık} &= 18.3 \cdot 5 = 91.5 \text{ kN} \\ \text{Oluk} &= 28.95 \text{ kN} \\ \text{Çatı kirişi} &= 0.5 \cdot 201.5 = 100.75 \text{ kN} \\ \text{Kolon} &= 7.95 \cdot 9.00 = 71.55 \text{ kN} \\ \text{Kaplama+tesisat} &= 12.5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 18.0 \text{ kN} \\ \text{Kar} &= 0.3 \cdot 12.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 33.75 \text{ kN} \\ &\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &344.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

W2 Yükleme (kN);

$$\begin{aligned} \text{Aşık} &= 18.3 \cdot 5 = 91.5 \text{ kN} \\ \text{Çatı kirişi} &= 0.5 \cdot 201.5 = 100.75 \text{ kN} \\ \text{Kolon} &= 8.125 \cdot 12.25 = 99.53 \text{ kN} \\ \text{Kaplama+tesisat} &= 12.5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 18.0 \text{ kN} \\ \text{Kar} &= 0.3 \cdot 12.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 33.75 \text{ kN} \\ &\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &343.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

W3 Yükleme (kN);

$$\begin{aligned} \text{Aşık} &= 18.3 \cdot 3 = 54.9 \text{ kN} \\ \text{Çatı kirişi} &= 0.5 \cdot 86.95 = 43.475 \text{ kN} \\ \text{Kolon} &= 8.125 \cdot 12.25 = 99.53 \text{ kN} \\ \text{Kaplama+tesisat} &= 7.5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 10.8 \text{ kN} \\ \text{Kar} &= 0.3 \cdot 7.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 20.25 \text{ kN} \\ &\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &228.955 \text{ kN} \end{aligned}$$

W4 Yükleme (kN);

$$\text{Aşık} = 18.3 \cdot 3 = 54.9 \text{ kN}$$

$$\text{Oluk} = 28.95 \text{ kN}$$

$$\text{Çatı kirişi} = 0.5 \cdot 86.95 = 43.475 \text{ kN}$$

$$\text{Kolon} = 7.5 \cdot 9.00 = 67.5 \text{ kN}$$

$$\text{Kaplama+tesisat} = 7.5 \cdot 12 \cdot 0.12 = 10.8 \text{ kN}$$

$$\text{Kar} = 0.3 \cdot 7.5 \cdot 12 \cdot 0.75 = 20.25 \text{ kN}$$
$$\underline{225.875 \text{ kN}}$$

Deprem ön hesabı ;

$$W = \sum W_i = 344.5 + 343.53 + 228.955 + 225.875 = 1142.86 \text{ kN}$$

$$A_0 = 0.4, I = 1, R = 5, S = 1$$

Not = Başlangıçta çerçeve özel periyodu belli olmadığından S=1 alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T)/R = 1142.86 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 1/5 = 91.43 \text{ kN}$$

Yatay yüklerin dağıtılması ;

(F_i) kolonundaki yatay yüklere göre çerçeve hesabı yapılarak Tablo 5.1’de d yatay yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.

Tablo 5.1 Özel periyot hesabı

No	W (kN)	H (m)	W*H	F _i (kN)	m(t)	d(cm)	F*d	m*d ²
1	344.50	15.00	5167.50	26.16	34.45	9.04	236.47	2815.31
2	572.48	16.25	9302.80	47.09	57.25	9.04	425.70	4678.40
1	225.85	15.90	3591.02	18.18	22.59	9.04	164.33	1845.68
Σ	1142.83		18061.32	91.43			826.49	9339.39

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{9339.39 \cdot 10^{-4}}{826.49 \cdot 10^{-2}}} = 2.11 > T_B = 0.90 \rightarrow S = 2.5 \cdot (0.9/2.11)^{0.8} = 1.26$$

$$d_{\max} = 1.26 \cdot 9.04 = 11.43 \text{ cm} > 0.035 \cdot H (5.6 \text{ cm})$$

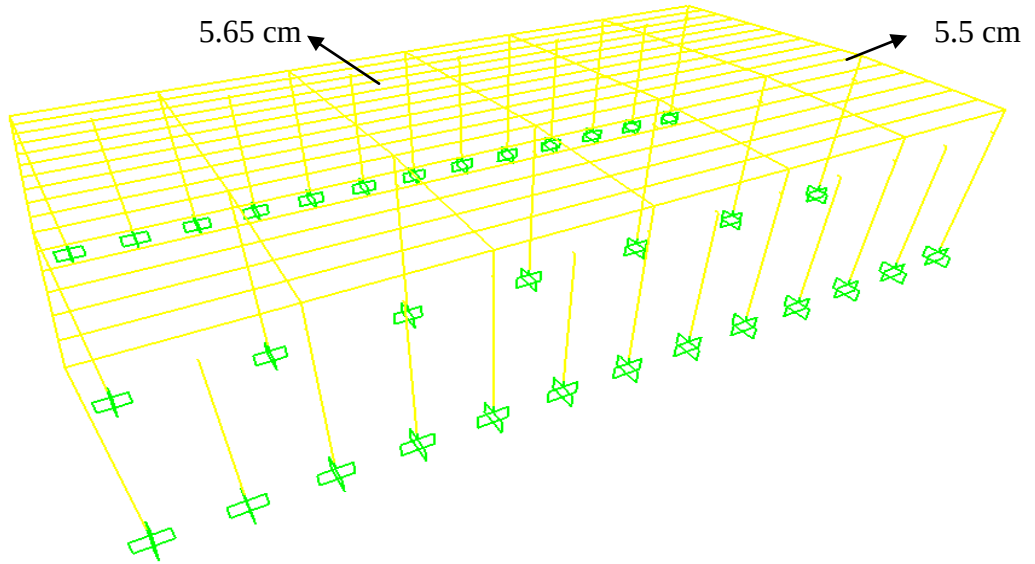
5.2.3 Güçlendirme seçeneklerinin irdelenmesi

Deprem analizi neticesinde binamızda TDY’98 madde 6.10’a göre izin verilen deplasmanın aşılmış olduğu görülmüş ve öncelikle deplasmanların yönetmelikteki izin verilen sınırlara çekmek için çeşitli güçlendirme seçenekleri düşünülmüştür. Öncelikle temel sorun olan kolonların soketlere tam ankastre olmasını sağlamak ve deprem etkisindeki deplasmanları sınırlamak maksadıyla kolonlara temelden itibaren

30-40 cm kalınlıkta betonarme takviye uygulanmıştır. Ayrıca sistemin çerçeve istikametindeki rijitliğini artırmak için kolon-çatı kirişi çelik çaprazlarla bağlanmıştır. Çerçeveye dik yönde de rijitliğini artırmak ve deplasmanları sınırlamak için kolonlar arasına çelik çaprazlar ve yatay çelik kirişler atılmıştır. Yapının bütün birleşim noktalarında betonarme kolonların ezilme ve kesme kuvvetleri etkisinde zayıf bölgeler oluşturarak göçmesini önlemek için çelik levhalarla çevrilmiştir. Bütün onarımlarda bağlantı notalarındaki yetersizlikleri gidermek için kolon tepe noktalarına çelik takviye düşünölmüştür.

Aşağıda yapılacak güçlendirmenin araştırılması ve geliştirilmesi için çeşitli alternatifler sunulmuş ve elde edilen sonuçlar yapım kolaylığı, maliyet ve deprem davranışı açısından değerlendirilmiştir.

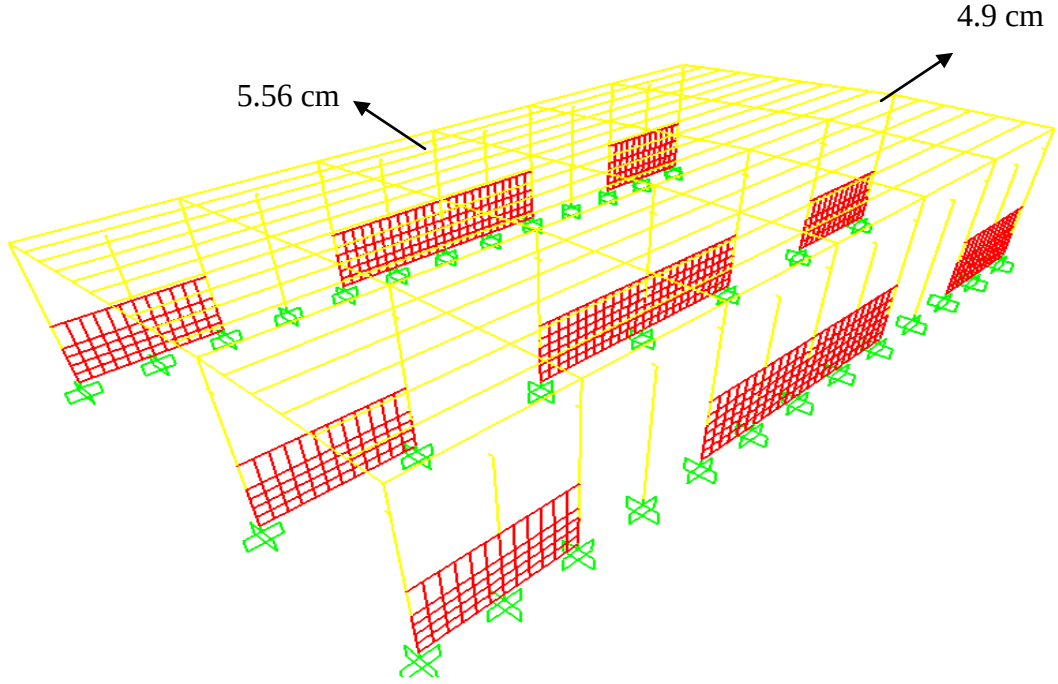
1) Alternatif-1: Bu çözümde sistemin yalnız kolonlarının mantolanmasıyla deplasmanların indirilmesine çalışılmıştır. Yapımızın oldukça yüksek olması, kütle merkezinin çatıya yakın olması ve rijit bir çerçeve sisteminin bulunmamasından dolayı deprem kuvvetlerini sadece kolonlar almış ve dolayısıyla manto yük. 7.5 m ve manto kalınlığı kısa yönde 30 cm, uzun yönde 30 cm yapılmıştır (şekil 5.4). Deplasmanlar TDY' ne göre $5.65\text{cm} < \Delta_{\text{max}} = 5.68\text{ cm}$ izin verilen seviyelerde çıkmaktadır.



şekil 5.4 Alternatif-1 sistem görünüşü

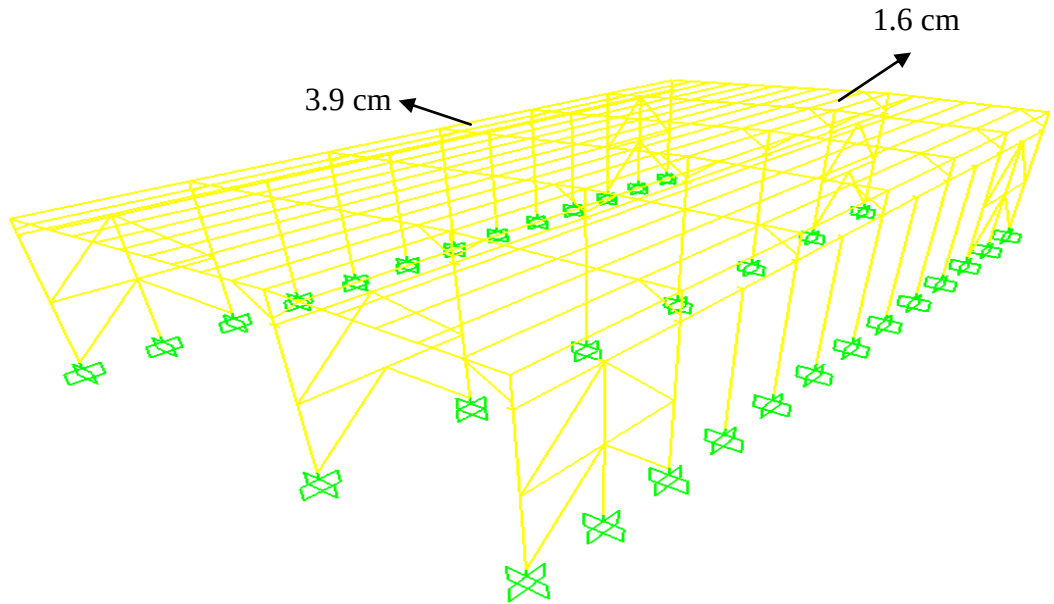
2) Alternatif-2 : Bu çözümde kolon mantolaması ve bazı açıklıklarda uzun yönde perde yapılarak perdelerin sistem üzerindeki etkileri tartışılmıştır (şekil 5.5). Kolon mantolması 1. alternatifle aynı ve ayrıca 7.5 m'ye kadar perde yapılmış, deplasmanlar $5.56\text{cm} < \Delta_{\text{max}} = 5.68\text{ cm}$ izin verilen seviyelere çıkmaktadır. Alternatif-1 ile karşılaştırıldığında yapılan perde yapısının deprem kuvvetlerinin karşılanması ve deplasmanların uygun seviyelere çekilmesi açısından oldukça küçük bir artı sağladığı görölmüştür ki yapım maliyeti ve zorluğu açısından perdeli sistem

kesinlikle tavsiye edilmemiştir. Sadece kolonlara yapılan mantolama yeterli rijitliği sağlamaktadır. Ancak prefabrike bir yapıda donatı ankrajı yapmanın ve bu denli yüksekliklere mantolama yapmanın zorluğu göz önüne alındığında sistemin sadece mantolamayla rijitleştirilmesi çok da akıllı bir çözüm değildir.



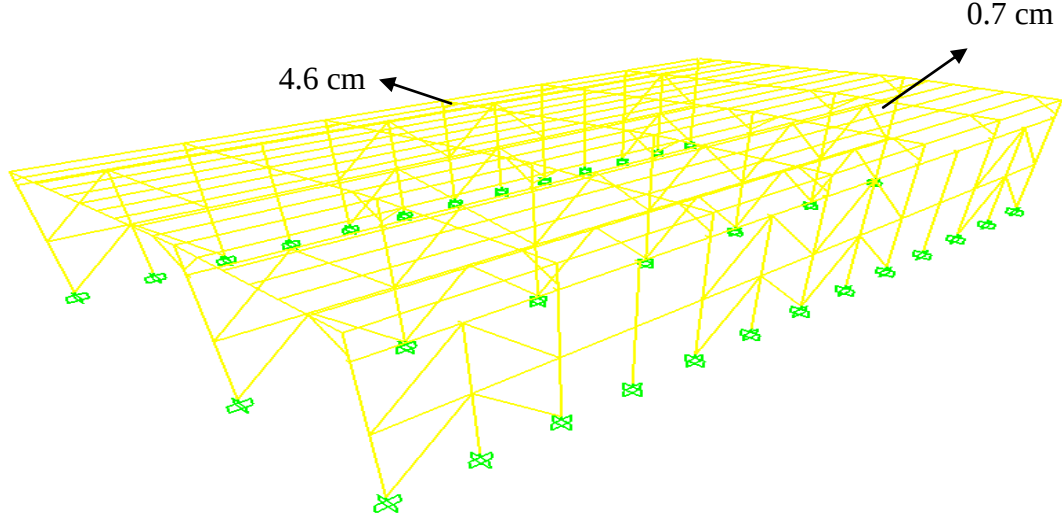
Şekil 5.5 Alternatif-2 sistem görünüşü

3) Alternatif-3 : Bu çözümde kolonların temellere tam olarak ankastre edilmesi için 4 m'ye kadar 25 cm kalınlığında betonarme takviye yapılmış ve tüm sisteme kısa yönde çelik çapraz, uzun yönde baştaki ve sondaki açıklıklara çelik perdelerle takviye yapılmıştır (Şekil 5.6). Hesap sonucunda deplasmanların $3.9 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ olduğu görülmüştür. Bu sonuç diğer alternatifler incelendiğinde TDY 'ne göre güvenilirliği en yüksek olan değerdir.



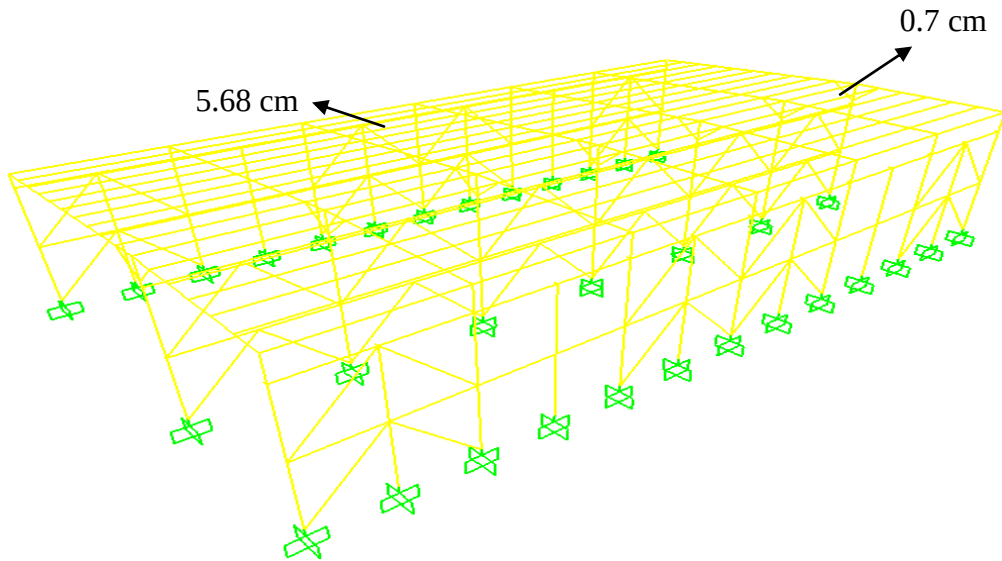
Şekil 5.6 Aletrnatif-3 sistem görünüşü

4) Alternatif-4: Bu çözümde kolonlara 1.5 m yükseklikte 30 cm kalınlığında betonarme ve tüm sistem kısa yönde çelik çapraz, uzun yönde tüm açıklıklar çelik perdelerle takviye yapılmıştır (Şekil 5.7). Deplasmanlar $4.6 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır. Alternatif-1,2 karşılaştırıldığında kolonlara yapılan mantolama yüksekliğinin deprem kuvvetlerini karşılamada ve deplasmanların azaltılmasında ki önemi anlaşılmaktadır. Uzun yöndeki çelik çaprazların ise sadece başta ve sondaki açıklıklarda yapılmasının deprem kuvvetlerinin alınması ve deplasmanların azaltılması için yeterli olduğu tespit edilmiştir.



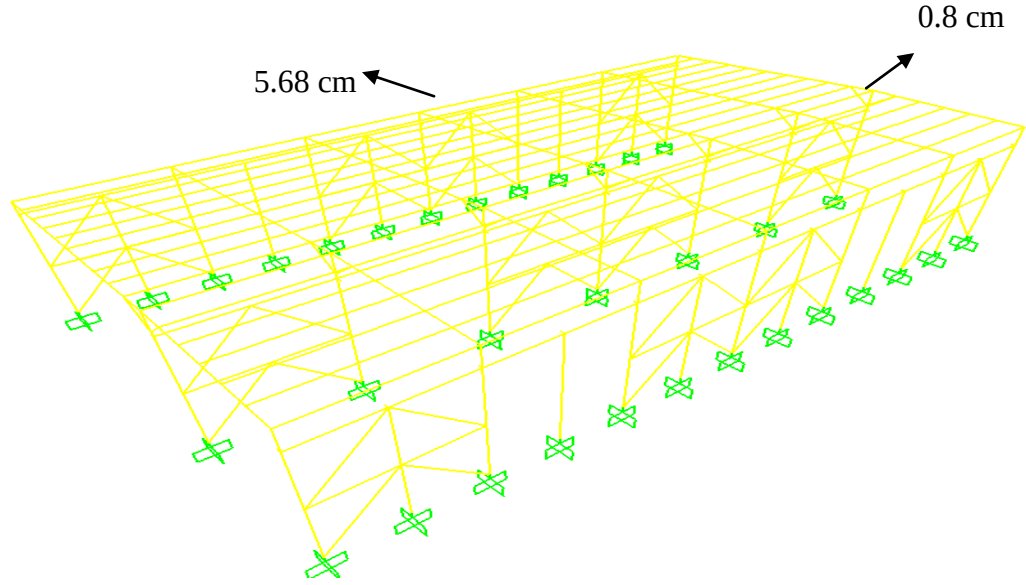
Şekil 5.7 Alternatif-4 sistem görünüşü

5) Alternatif-5 : Bu çözümde kolonlar 4.0 m yüksekliğe kadar 30 cm manto yapılmış ve kısa yönde sadece orta aksta çapraz yapılmış, uzun yönde tüm açıklıklarda çapraz perdeler yapılmıştır (Şekil 5.8). Deplasmanlar $5.68 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır.



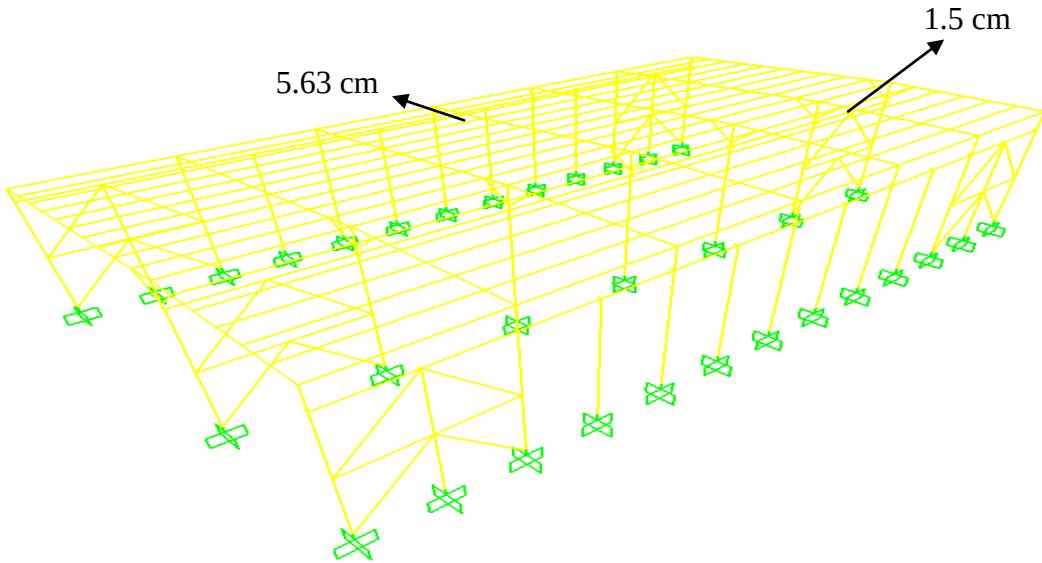
Şekil 5.8 Alternatif-5 sistem görünüşü

6) Alternatif-6 : Bu çözümde 4.0 m yüksekliğe kadar 30 cm manto yapılmış ve kısa yönde sadece orta aksta çapraz yapılmış, uzun yönde başta, sonda ve orta kısımda çelik çapraz perdeler yapılmıştır (Şekil 5.9). Deplasmanlar $5.68 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır.



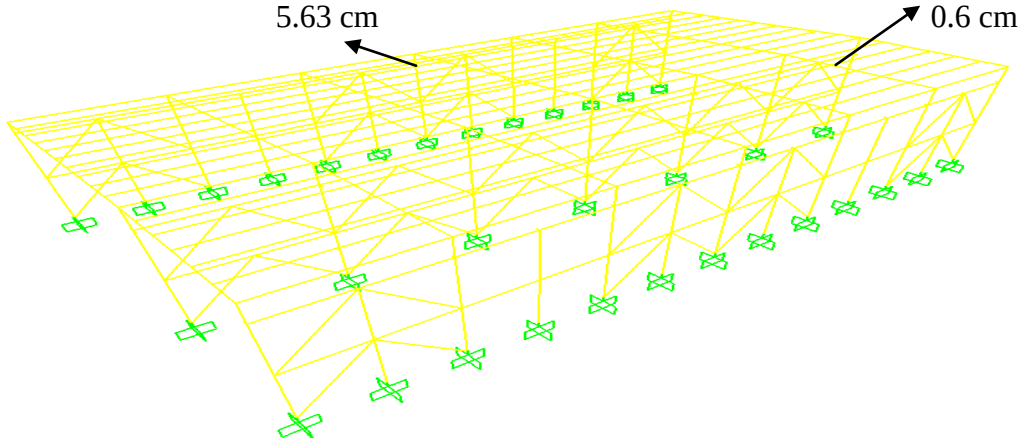
Şekil 5.9 Aletrnatif-6 sistem görünüşü

7) Alternatif-7 : Bu çözümde kolonlar 4.2 m 'ye kadar 30 cm manto yapılmış ve kısa yönde sadece orta aksta çapraz yapılmış, uzun yönde başta-sonda çelik çapraz perdeler yapılmıştır (Şekil 5.10). Deplasmanlar $5.63 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır. Alternatif 5,6,7 incelendiğinde uzun yönde kullanılan çelik çapraz perdelerin bütün açıklıklarda kullanılmasına gerek olmadığı görülmüştür. Sadece başta ve sonda kullanılan çelik çapraz perdeler deprem kuvvetlerinin alınması açısından yeterlidir. Ayrıca bu alternatifler ile alternatif 3,4 karşılaştırıldığında kısa yönde kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kullanılan çaprazların bütün düğüm noktalarında kullanılmasının deplasmanların azaltılması, kapasitelerin rahatlatılması açısından nedenli önemli olduğu anlaşılmaktadır.



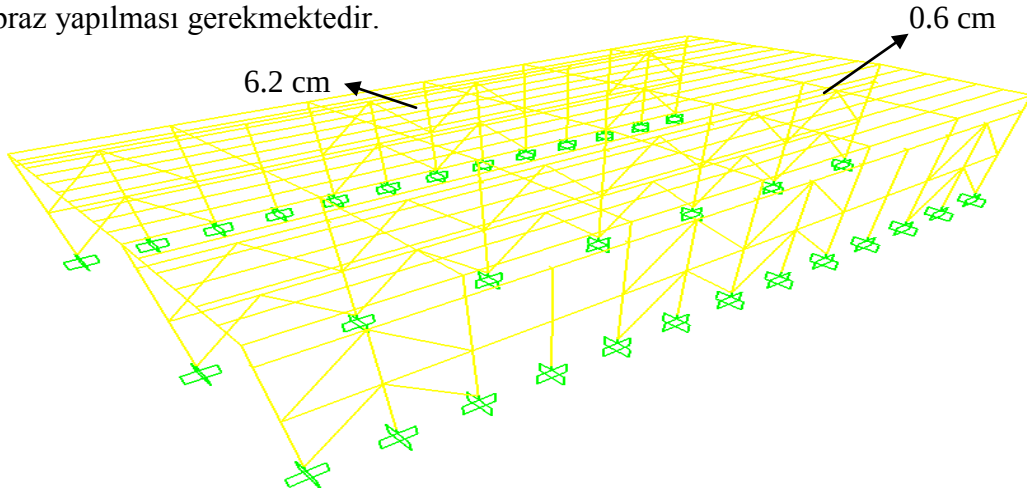
Şekil 5.10 Aletrnatif-7 sistem görünüşü

8) Alternatif-8 : Bu çözümde kolonlar 7.5 m ‘ye kadar kısa yönde 40 cm, uzun yönde 30 cm kalınlığında mantolanmış ve uzun yönde çelik çapraz perdeler teçhiz edilmiştir. Kısa yönde kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kullanılan çaprazlar kaldırılmıştır (Şekil 5.11). Hesap neticesinde deplasmanlar $5.63\text{cm} < \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır. Elde edilen sonuç diğer alternatiflerle karşılaştırıldığında kısa yönde kolon-kiriş birleşim bölgelerinin rijitleştirilmesinin ve kullanılan çaprazların deprem yüklerini karşılamada ve deplasmanları azaltmadaki önemi anlaşılmaktadır.



Şekil 5.11 Aletrnatif-8 sistem görünüşü

9) Alternatif-9 : Bu çözümde binanın uzun yönde kenar akslarında kolonlara uygulanan mantolamanın 4 m pencere seviyesine kadar olması düşünülmüş, orta aksta kolona uygulanacak mantolamanın yüksekliği serbest bırakılmıştır. Kısa yönde çelik çapraz perdeler teşkil edilmiştir (Şekil 5.12). Hesap neticesinde deplasmanlar $6.2\text{cm} > \Delta_{\max} = 5.68 \text{ cm}$ çıkmaktadır. Orta kolon yüksekliği artırılmış ancak deplasmanlar TDY ‘ne uygun hale getirilememiştir. Bu durum göstermektedir ki yapımızda uzun yönde kolonlara uygulanan betonarme takviyenin pencere seviyesi ile sınırlanması isteniyorsa kısa yönde kolon-kiriş birleşim bölgelerinde mutlaka çapraz yapılması gerekmektedir.



Şekil 5.12 Aletrnatif-9 sistem görünüşü

Genel olarak çıkan sonuçlar mukayese edilirse, yapım kolaylığı, kolon-temel bölgelerinin rijitleştirilmesi, deplasmanların azaltılması için belirli bir yüksekliğe kadar betonarme takviye yapılması öngörülmüştür. Karma çelik sistemle çerçeve doğrultusu emniyeti sağlanmıştır. Yapılan inceleme sonucu prefabrike yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin rijitleştirilmesi için kısa yönde çelik çaprazlar ve elemanlar teşkil edilmiştir ki bu uygulamayla birleşim bölgeleri çubuk sistemlerden oluşan [11] bir modele dönüşmekte, negatif ve pozitif momentler çelik çaprazlarla basınç veya çekme tesirleri olarak karşılanmakta ve birleşimler bir döküme eşdeğer özellikte olmaktadır. Moment alabilen birleşim bölgeleri kısa yönde deprem kuvvetlerinin alınması ve deplasmanların izin verilen seviyelere çekilmesi açısından mutlaka gereklidir. Uzun yönde ilk-son açıklıklarda çelik perdeler yapılması deplasmanları uygun seviyelere çekmektedir ancak kolonların sürekli kirişlerle birbirine bağlanması sürekliliğin sağlanması açısından önemlidir.

Tablo 5.2 Mukayese tablosu

Alternatif No	Yapı Kolaylığı	Maliyet	Deprem Davranışı
1	yavaş	uygun	kötü
2	çok yavaş	pahalı	kötü
3	çok hızlı	uygun	çok iyi
4	çok hızlı	pahalı	iyi
5	hızlı	pahalı	normal
6	hızlı	normal	normal
7	çok hızlı	uygun	normal
8	çok yavaş	çok pahalı	kötü
9	çok yavaş	çok pahalı	kötü

Tablo 5.2 incelendiğinde gerek yapım hızı, gerek maliyet, gerekse deprem davranışı açısından alternatif-3 'ün en uygun çözüm olduğu anlaşılmaktadır. Alternatif-3 'e uygun olarak kolon mantolamasının, çelik çapraz ve kirişlerin hesapları SAP2000 programında yapılmış ve çizimler Ek E 'de verilmiştir.

6. SONUÇLAR

Son yıllarda 1998 Adana-Ceyhan ve 1999 Kocaeli depremlerinde tek katlı prefabrike endüstri yapılarında büyük oranda hasar meydana gelmiştir. Bu hasarlardan yola çıkarak prefabrike sistemleri köklü bir sistem kusuru olarak nitelendirip rafa koymanın manası yoktur. Meydana gelen depremlerden, acı tecrübelerden yola çıkarak depreme dayanıklı yapıların tasarlanması için gerekli çalışmalar yapılmalıdır.

Endüstri binalarında kolon tepe noktalarının deplasmanları malzemenin elastik davranışına göre daha yüksek çıkmaktadır. Yanal deplasmanların aşağıdaki nedenlerle %40 artırılması gerekir;

- Kolonların soket içindeki dönmesi
- Kolon tabanındaki çatlamlar
- Temelin zemin içinde dönmesi
- P-Δ etkileri

Deprem yükü azaltma katsayısı R, tek katlı prefabrike yapılarda deprem kuvvetlerinin belirlenmesi açısından önemlidir. Deprem yükü azaltma katsayısı TDY'98'de 5 alınırken, UBC'97'de 2.2, Eurocode-8'de 2 alınmaktadır.

Prekast çerçevelerin ana taşıyıcı elemanları (kolonlar, kirişler) deprem esnasında duktilit ve dayanım şartlarına uygun davranış sergilerler ama bağlantı elemanları için aynı durum söz konusu değildir. Bağlantılar kritiktir ve prekast çerçevelerin en zayıf olduğu bölümlerdir. UBC'97 ve Eurocode-8'de bağlantılar için katı kurallar getirilmiştir. Bağlantı elemanlarında, sismik tasarım yükleri UBC'97 ve Eurocode-8'de TDY'98'e göre 3-4 katı alınmaktadır. TDY'98'de bağlantı hesaplarında dikkate alınan büyüklüklerin gözden geçirilmesi gerekir.

Kolon tabanında meydana gelen plastik mafsallaşmalar, kolonun inelastik deformasyon yapmadan çökmesine neden olmaktadır. Bu sebeple kolon tabanlarının iyi sarılması gerekir.

Prefabrike bağlantı noktalarındaki analitik sonuçların laboratuvarlarda deneysel çalışmalarla desteklenmesi gerekmektedir.

Tek katlı endüstri yapıları için prefabrike betonarme bina ile prefabrike çelik bina çözümleri yapılarak maliyet analizleri çıkartılmıştır. Binalar önce kademeli olarak yükseltilmiş daha sonra yükseklik sabit tutulup çerçeve istikametinde aks aralıkları genişletilerek çözüm sonuçları alınmıştır. Maliyetleri yüksekliğe bağlı olarak karşılaştırdığımızda 18.5 m'den sonra prefabrike çelik yapıların prefabrike betonarme yapılara göre daha avantajlı duruma geçtiği görülmektedir. Ancak aks aralıklarının genişletilmesiyle prefabrike betonarme yapıların maliyet avantajının daha da arttığı prefabrike çelik yapıların maliyetlerinde ise hızlı bir tırmanma olduğu anlaşılmaktadır.

Prefabrike betonarme yapılarda 13-14 metrelerden yükseklerde çok büyük kolon kesitleri ve ağır elemanlar yapılmakta, bu durum taşıma ve çatım işlemlerinde sağlıklı sonuçların ortaya çıkmasına engel olmaktadır. Bu olumsuzluğun yönetmeliklere yansıtılması gerekmektedir.

Tek katlı prefabrike endüstri yapılarında deprem kuvvetlerinin azaltılması gerekmektedir. Bunun için çerçeveye dik yönde aks aralıkları azaltılmalı, aşık ve oluklar çelik elemanlarla yapılmalıdır.

Kolon-temel birleşim bölgelerinin rijitleştirilmesi, kolon tabanında oluşacak plastik mafsallaşmanın önlenmesi ve deplasmanların azaltılması için belirli bir yüksekliğe kadar betonarme takviye yapılması gerekmektedir.

Yapının karma çelik sistemle güçlendirilmesi sonucu çerçeve doğrultusu emniyeti sağlanmıştır. Yapılan inceleme neticesinde prefabrike yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin rijitleştirilmesi için kısa yönde çelik çaprazlar ve elemanlar teşkil edilmiştir ki bu uygulamayla birleşim bölgeleri çubuk sistemlerden oluşan modellere dönüşmekte, negatif ve pozitif momentler çelik çaprazlarla basınç veya çekme tesirleri olarak karşılanmakta ve birleşimler bir döküme eşdeğer özellikte olmaktadır. Moment alabilen birleşim bölgeleri kısa yönde deprem kuvvetlerinin alınması ve deplasmanların izin verilen seviyelere çekilmesi açısından mutlaka gereklidir. Uzun yönde ilk-son açıklıklarda çelik perdeler yapılması deplasmanları uygun seviyelere çekmektedir ancak kolonların sürekli kirişlerle birbirine bağlanması sürekliliğin sağlanması açısından önemlidir.

Tek katlı endüstri prefabrike yapılarda kullanım amacına göre yanal deprem kuvvetlerinin alınması için perdeler teşkil edilmelidir. Deprem kuvvetlerinin perdelerle aktarılabilmesi için, çatı düzleminde rijit diyafram yapılması esasına göre çelik çatı çaprazları ve cephelerde çelik çaprazların atılması gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] **Bayındırlık ve İskan Bakanlığı**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, TDY'98, İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, İzmir.
- [2] **Nawy, E.G.**, 2000. Prestressed Concrete A Fundamental Approach, Prentice Hall, New Jersey.
- [3] **Bruggeling, A.S.G., Huyghe, G.F.**, 1991. Prefabrication with Concrete, A.A.Balkema, Netherlands.
- [4] **Bayülke, N.**, 1989. Depreme Dayanıklı Prefabrike Yapılar, Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı, Ankara.
- [5] **Özmen, G., Zorbozan, M.**, 1998. Prefabrike Yapı Tasarımı Örnekleri, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.
- [6] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2001. Betonarme Yapılar, İhlas Matbaacılık, İstanbul.
- [7] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta, İstanbul.
- [8] **Deren, H., Uzgider, E., Piroğlu, F.**, 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Basımevi, İstanbul.
- [9] **Ayaydın, Y.**, 1992. Betonarme Çok Katlı Prefabrike İskelet Sistemler, Kurtiş Matbaası, İstanbul.
- [10] **Ayaydın, Y.**, 1981. Büyük Açıklıklı Betonarme Prefabrike Yapılar, Birsan Yayınevi, İstanbul.
- [11] **Özden, K.**, 1992. Betonarme ve Öngerilmeli Betonda Davranış ve Hesap Modelleri, İTÜ, İstanbul.
- [12] **Çolakoğlu, H.K.**, 1997. Seismic Resistant Design of Precast Industrial Buildings, *Yüksek Lisans Tezi*, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

- [13] **Öztoprak, B.**, 1999. Kompozit ve Betonarme Prefabrik Karkas Bir Endüstri Yapısının Maliyet Karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [14] **Zorbozan, M., Barka, G., Sarıfakıoğlu, F.**, 1998. Ceyhan Depreminde Prefabrik Yapılarda Görülen Hasarlar, Nedenleri ve Çözüm Önerileri, *Beton Prefabrikasyon* ,**48**, 20-25.
- [15] **Yüzügüllü, Ö.**, 1995. Depreme Dayanıklı Prefabrike Yapı Tasarımında Son Gelişmeler, *Beton Prefabrikasyon* ,**34**, 5-8.
- [16] **Bayülke, N.**, 1987. Prefabrike Yapı Sistemlerinin Depreme Dayanıklı Tasarım Yaklaşımları, *Deprem Araştırma Bülteni* ,**56**, 5-30.
- [17] **Bayülke, N.**, 1999. 17 Ağustos Depreminde Prefabrike Yapı Hasarları, *İMO Ankara Şubesi Bülteni* ,**Kasım**, 96-101.
- [18] **Göksu, E.**, 1981. Ön Yapım İskelet Sistemler ve Niğbaş A.Ş. Uygulaması, *Çağdaş Yapım Sistemleri Seri Konferansları*, Tubitak, Ankara, s. 211-223.
- [19] **Tezcan, S.**, 1987. Prefabrike İnşaat Teknolojilerinin Değerlendirme ve Tercih Kriterleri(1), *Prefabrike Yapıların Proje Kriterleri Sempozyumu*, D.S.İ. Genel Müdürlüğü, Ankara, 16 Nisan, s. 17-81.
- [20] **Neyzi, N.H.**, 1989. Prefabrikasyonun Ekonomiye Katkılarına Toplu Bir Bakış, *4.Prefabrikasyon Sempozyumu*, Prefabrik Birliği, Ankara, 16 Ocak, s. 29-55.
- [21] **Özden, K.**, 1997. Prefabrike İnşaat Şartname Hükümleri ve Hesap Esasları, *Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu*, BÜ, İstanbul, 23-26 Haziran, s. 29-55.
- [22] **Zorbozan, K., Barka, G., Bakan, İ.**, 1997. Prefabrike Yapıların Montaj-Birleştirme ve İşletme Aşamalarında Davranışı, *Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu*, BÜ, İstanbul, 23-26 Haziran, s. 183-190.
- [23] **Ersoy, U.**, 1997. Prefabrike Yapıların Deprem Etkileri Altında Davranışı, *Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu*, BÜ, İstanbul, 23-26 Haziran, s. 57-70.

- [24] **Karamızrak, T.**, 1997. Prefabrike İnşaatın Üstünlükleri ve Öneriler, *Prefabrike İnşaat Teknolojileri Sempozyumu*, BÜ, İstanbul, 23-26 Haziran, s. 129-135.
- [25] **Ersoy, U., Özcebe, G., Tankut, T.**, 2000. 1999 Yılında Marmara ve Düzce Depremlerinde Görülen Yapı Hasarları, *10.Prefabrikasyon Sempozyumu*, İstanbul, s. 105-114.
- [26] **Özmen, G., Yüzügüllü, Ö., Zorbozan, M.**, 1997. Yeni Deprem Yönetmeliğinin Prefabrik Yapılar Bakımından İrdelenmesi, TDV, İstanbul.
- [27] **Pekintaş**, 1998. *P.K.M. Tersanesi Yat Ambarı Statik ve Betonarme Hesapları*, Pekintaş İnşaat Endüstri ve Ticaret A.Ş., İstanbul.
- [28] **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.
- [29] **TS-3233**, 1979. Öngerilmeli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [30] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [31] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [32] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [33] **Eurocode-8**, 1998. Design Provisions for Eartquake Resistance of Structures, *European Prestandart*, Brussel.
- [34] **UBC'97**, 1997. Uniform Building Code, *International Code Council*.
- [35] **Kulaksız, A.**, 2005. Kişisel görüşme.

EKLER

EK A : Kolon boyutlarının saptanması için abaklar

H: Yapı (Kolon) yüksekliği (m)

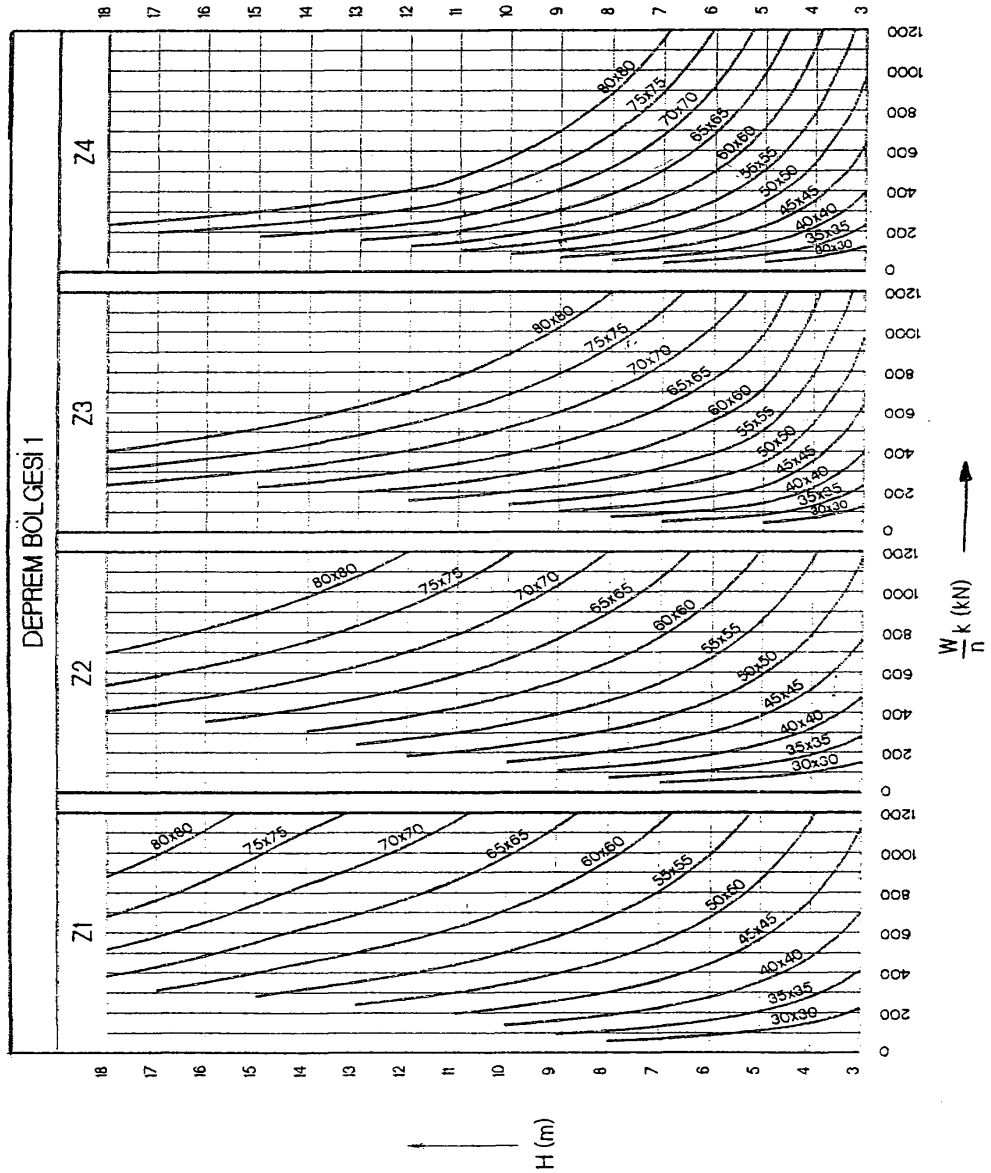
W: Deprem yükü hesabında kullanılacak çerçeve toplam ağırlığı (kN)

k: Beton sınıfına göre seçilecek katsayı

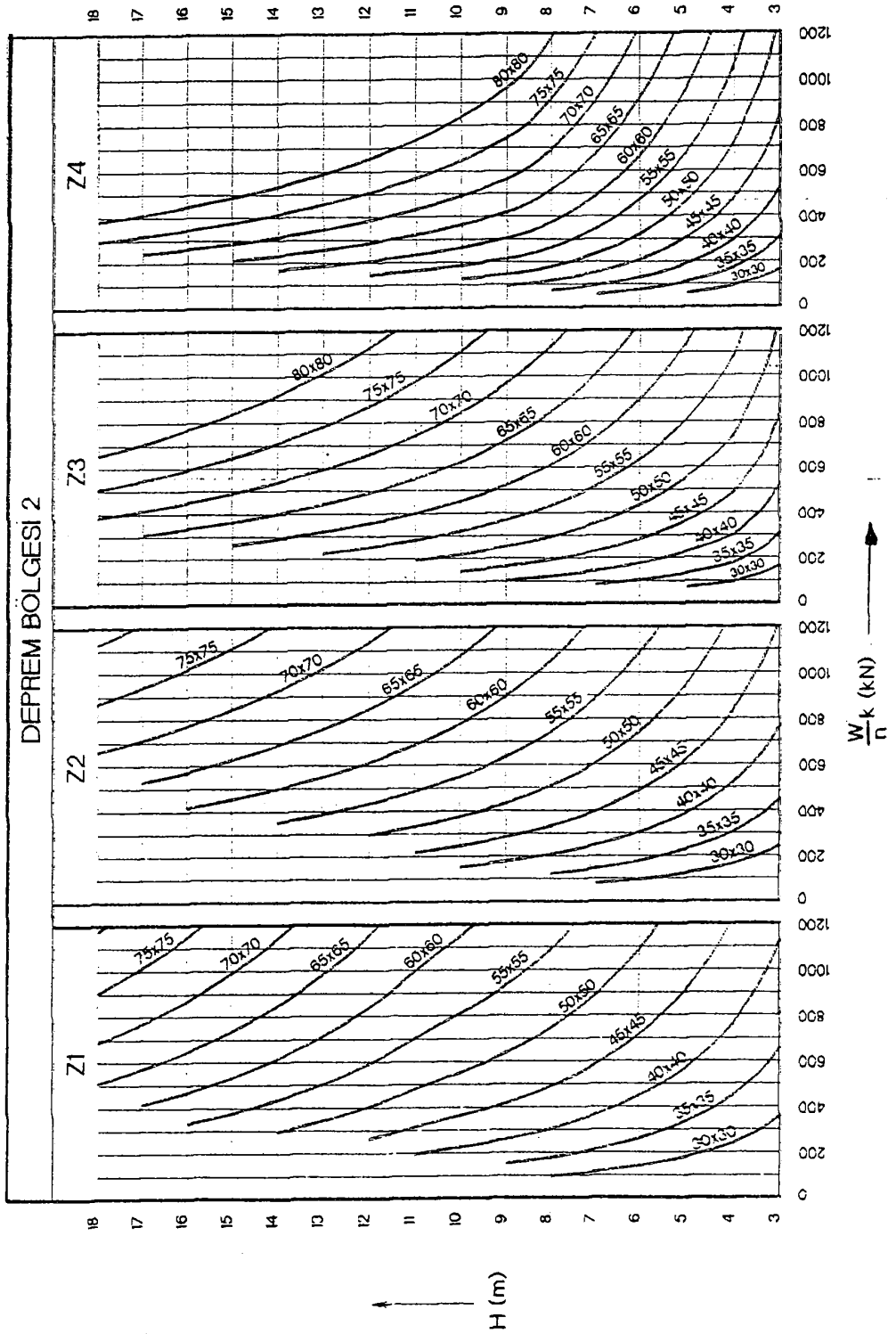
n: Çerçevedeki kolon sayısı

Bu abaklar, tüm kolonları üstten mafsallı, alttan ankastre ve eşit kare kesitli olan çerçevelerde, kat öteleme sınırları ile ikinci mertebe gösterge değerini sağlayan minimum kolon boyutlarının saptanması için kullanılmaktadır.

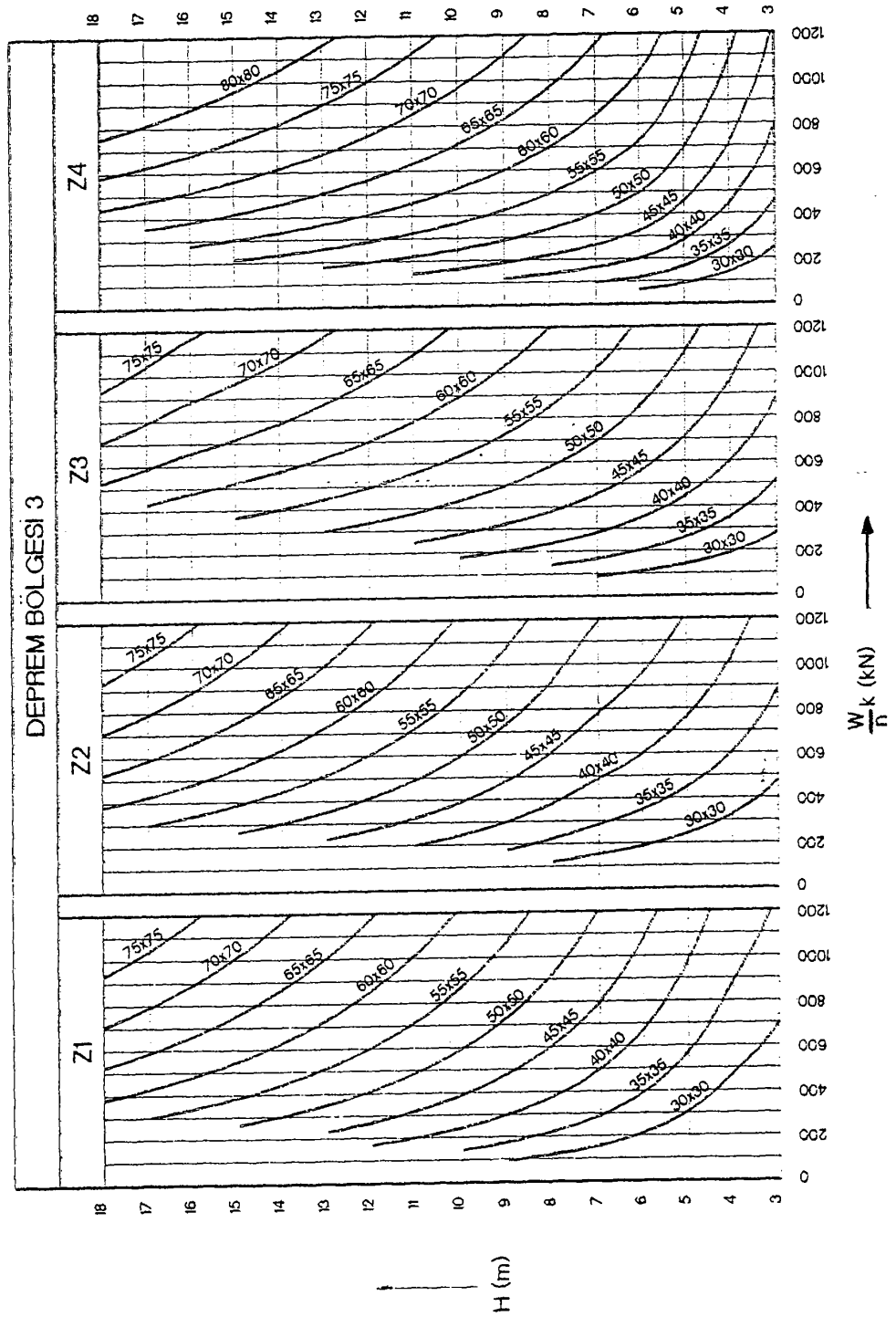
Beton sınıfı	BS16	BS20	BS25	BS30	BS35	BS40	BS45	BS50
k	1.18	1.11	1.05	1	0.95	0.92	0.89	0.86



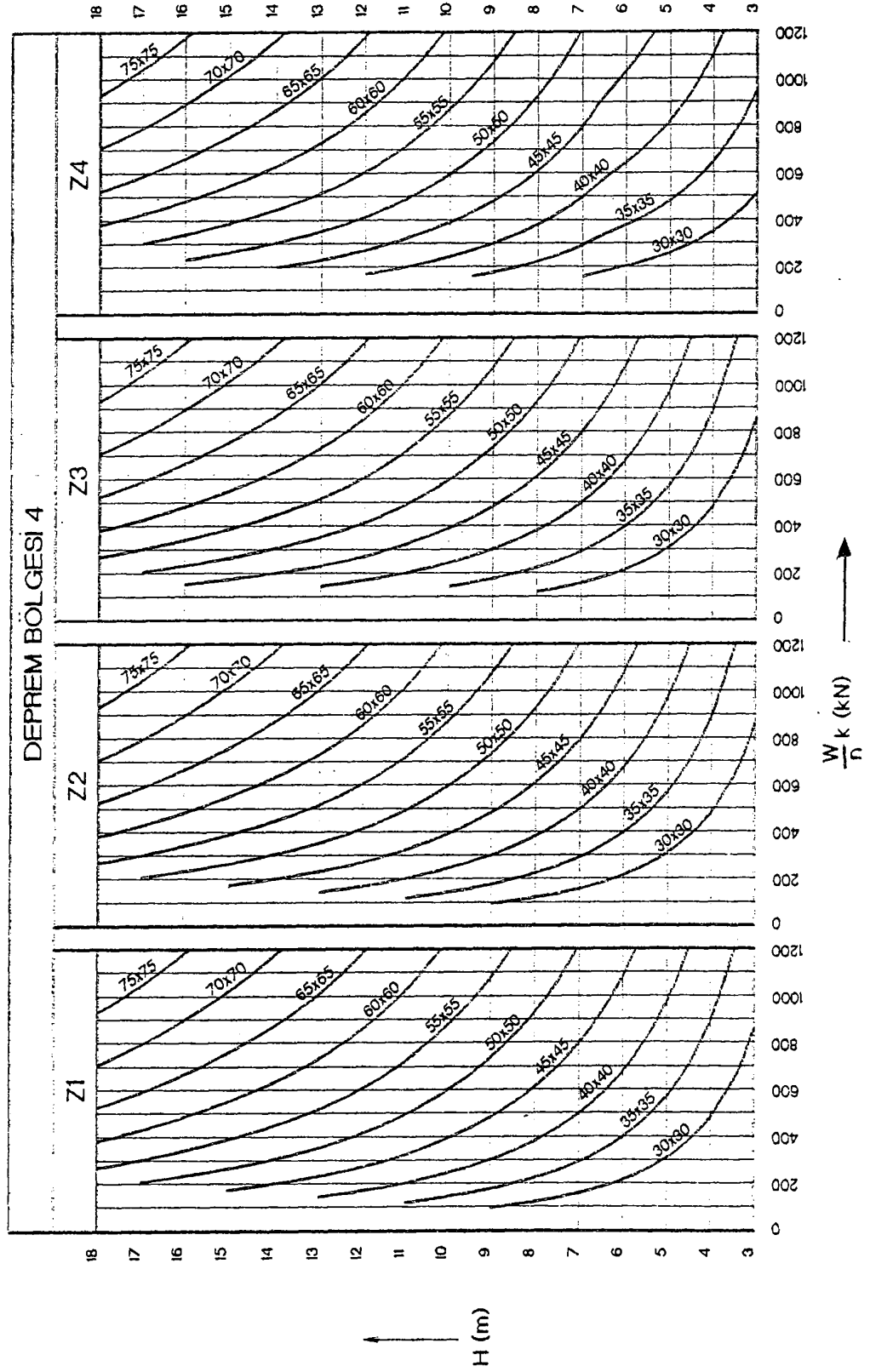
Şekil A.1 Birinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması



Şekil A.2 İkinci deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması



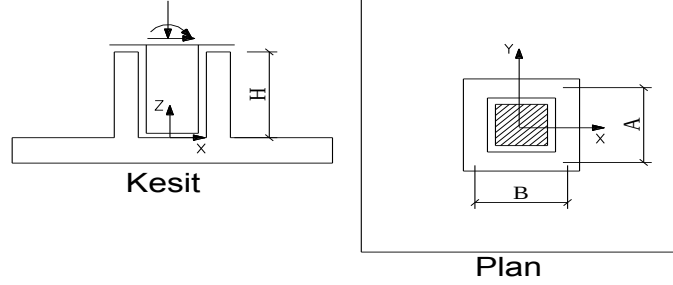
Şekil A.3 Üçüncü deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması



Şekil A.4 Dördüncü deprem bölgesinde kolon boyutlarının saptanması

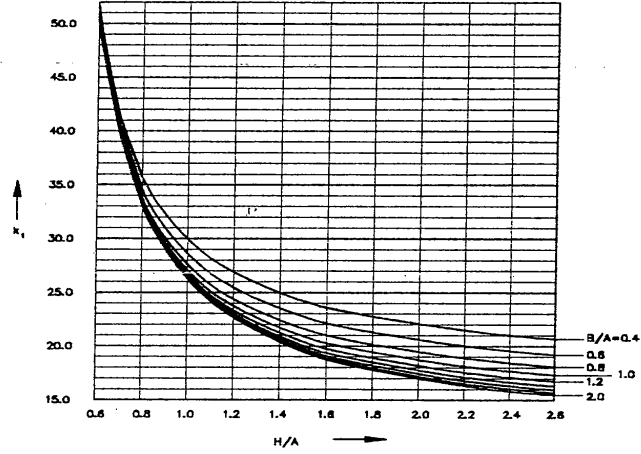
EK B : Yuvalı tekil temel abakları

Bu abaklar, şekilde gösterilen boyut parametrelerine ve temele etkiyen kesit zorlarına bağlı olarak, yuva yanaklarının betonarme hesabını esas alacak iç kuvvetlerin belirlenmesi için kullanılır.



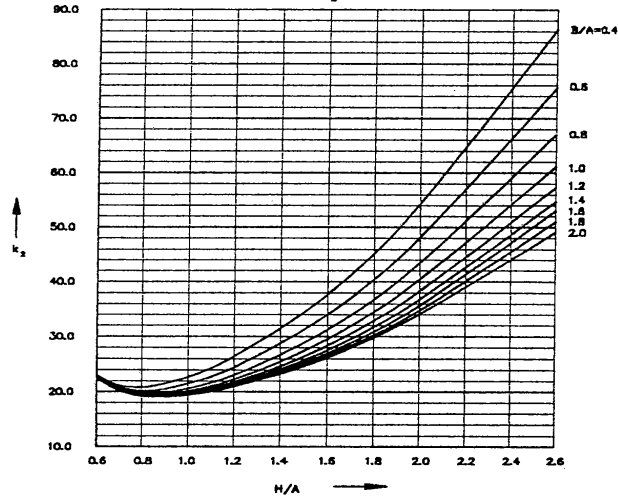
YÜKSEKLİĞİN ÜST 1/3'ÜNDE X YÖNÜNDEKİ PLAK MOMENTİ

$$M_{k1} = \frac{V_0 A}{k_1}$$



YÜKSEKLİĞİN ALT 2/3'ÜNDE X YÖNÜNDEKİ PLAK MOMENTİ

$$M_{k2} = \frac{V_0 A}{k_2}$$

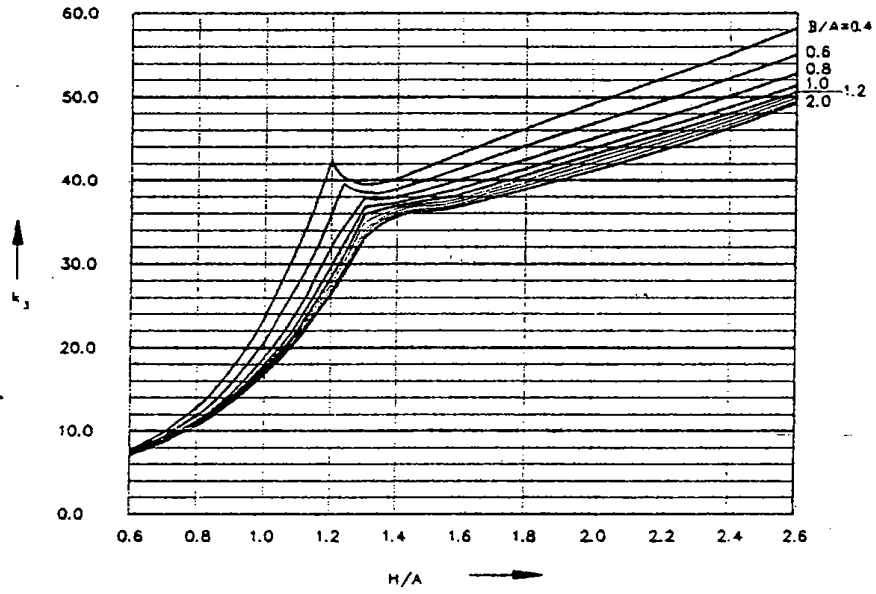


Şekil B.1 X-Yönünde plak momenti

Y YÖNÜNDEKİ PLAK MOMENTİ

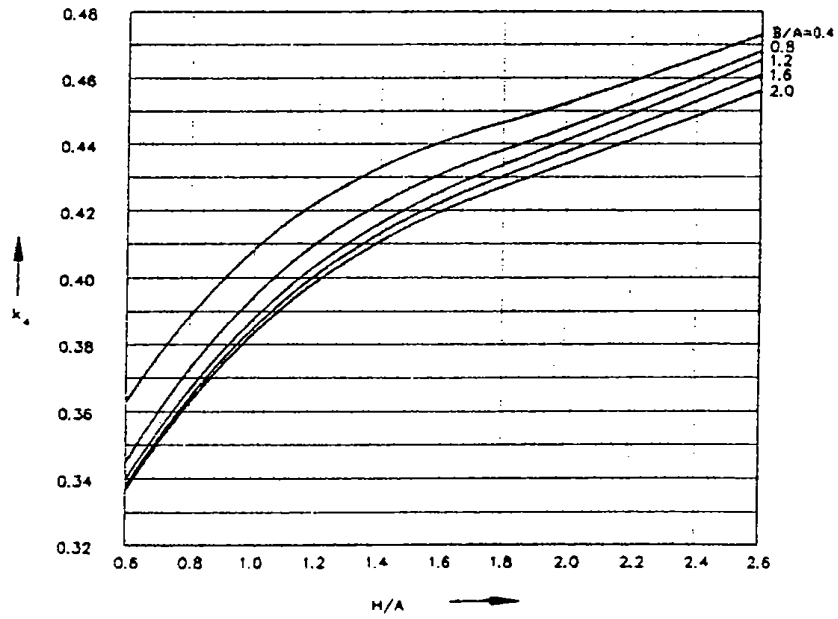
$$M_{k3} = \frac{V_0(A - h_1)}{k_3}$$

(h_1 : Yuva yanak kalınlığı)



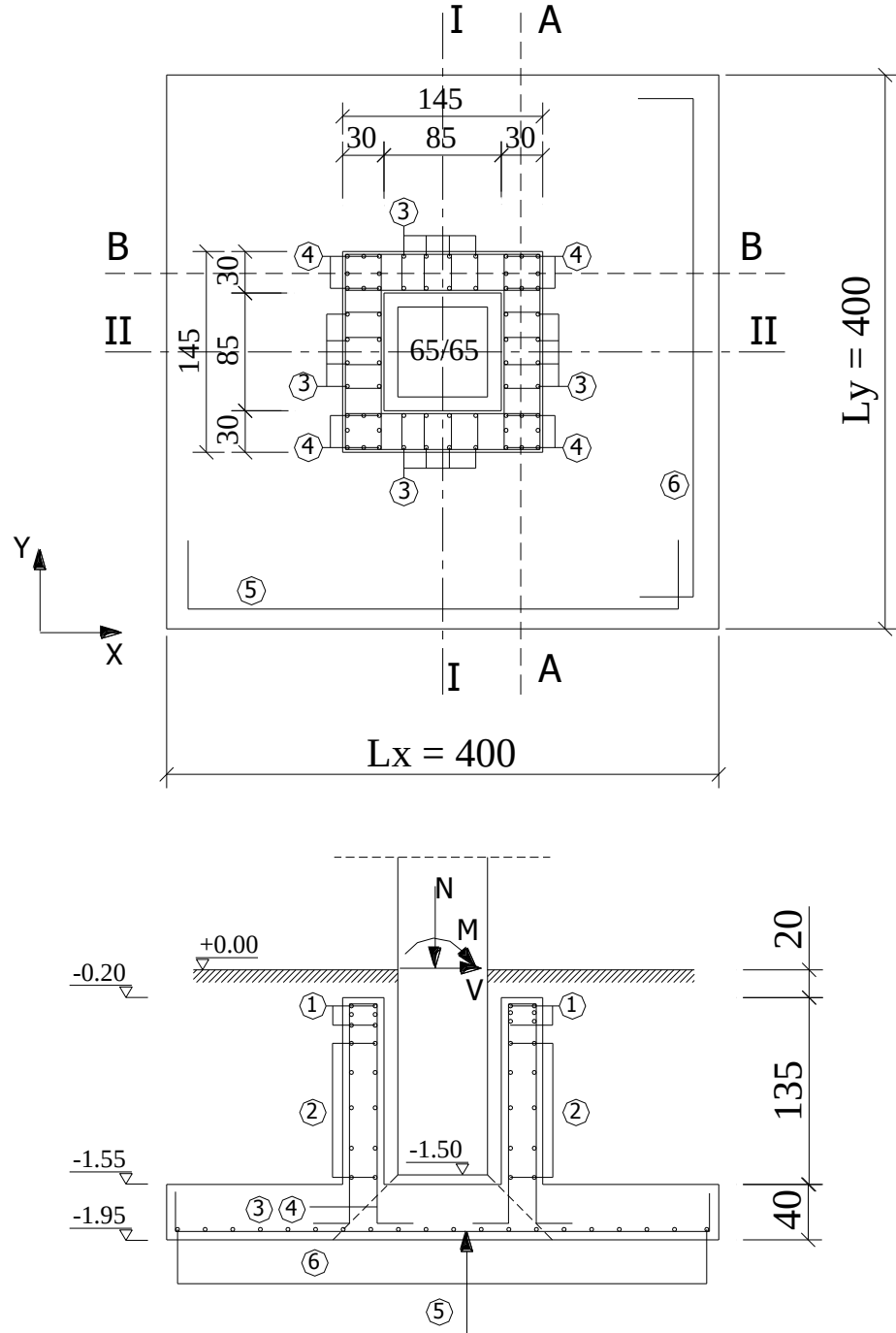
ŞERİT KESME KUVVETİ

$$T = k_4 V_0$$



Şekil B.2 Y-Yönünde plak momenti, şerit kesme kuvveti

EK C : Prefabrike binalarda uygulanan yerinde temel kalıp ve donatı planı



Şekil C.1 Temel kalıp planı ve donatı detayları

EK D : Prefabrike betonarme ve çelik yapı metrajlarıTablo D.1 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=4.0\text{m}$, $h_2=6.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	439.20	35136.00
Oluk	10	1.158	11.580	694.80	6948.00
Çatı Kirişi	12	5.841	70.092	3504.60	42055.20
Kolon (45x45)	12	1.013	12.150	607.50	7290.00
Kolon (60x60)	6	2.520	15.120	1512.00	9072.00
Toplam =		167.502	Toplam =	100501.2	

Tablo D.2 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	439.20	35136.00
Oluk	10	1.158	11.580	694.80	6948.00
Çatı Kirişi	12	5.841	70.092	3504.60	42055.20
Kolon (65x65)	12	4.225	50.700	2535.00	30420.00
Kolon (70x70)	6	5.880	35.280	3528.00	21168.00
Toplam =		226.212	Toplam =	135727.2	

Tablo D.3 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=14.0\text{m}$, $h_2=16.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	439.20	35136.00
Oluk	10	1.158	11.580	694.80	6948.00
Çatı Kirişi	12	5.841	70.092	3504.60	42055.20
Kolon (80x80)	12	9.600	115.200	5760.00	69120.00
Kolon (100x100)	6	17.000	102.000	10200.00	61200.00
Toplam =		357.432	Toplam =	214459.2	

Tablo D.4 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=19.0\text{m}$, $h_2=21.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	439.20	35136.00
Oluk	10	1.158	11.580	694.80	6948.00
Çatı Kirişi	12	5.841	70.092	3504.60	42055.20
Kolon (100x100)	12	15.000	180.000	9000.00	108000.00
Kolon (120x120)	6	31.680	190.080	19008.00	114048.00
		Toplam =	510.312	Toplam =	306187.2

Tablo D.5 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=10.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	402.60	32208.00
Oluk	10	1.158	11.580	636.90	6369.00
Çatı Kirişi	12	1.264	15.168	695.20	8342.40
Kolon (55x55)	12	3.025	36.300	1663.75	19965.00
Kolon (65x65)	6	5.070	30.420	2788.50	16731.00
		Toplam =	152.028	Toplam =	83615.4

Tablo D.6 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=15.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m^3/ad)	Toplam m^3	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	402.60	32208.00
Oluk	10	1.158	11.580	636.90	6369.00
Çatı Kirişi	12	3.478	41.736	1912.90	22954.80
Kolon (58x58)	12	3.364	40.368	1850.20	22202.40
Kolon (72x72)	6	6.221	37.326	3421.55	20529.30
		Toplam =	189.57	Toplam =	104263.5

Tablo D.7 Betonarme prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=25.0m$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (m ³ /ad)	Toplam m ³	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	80	0.732	58.560	402.60	32208.00
Oluk	10	1.158	11.580	636.90	6369.00
Çatı Kirişi	12	8.060	96.720	4433.00	53196.00
Kolon (66x66)	12	4.356	52.272	2395.80	28749.60
Kolon (83x83)	6	8.267	49.602	4546.85	27281.10
Toplam =		268.734	Toplam =	147803.7	

Tablo D.8 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=4.0m$, $h_2=6.0m$, $L=20.0m$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	50	0.861	43.070	1550.52	77526.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	1.728	20.736	3110.40	37324.80
Çapraz	1	13.502	13.502	24303.60	24303.60
Kolon A,C Aksı	12	0.508	6.096	914.40	10972.80
Kolon B Aksı	6	0.652	3.912	1173.60	7041.60
Toplam =		88.446	Toplam =	159202.8	

Tablo D.9 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=20.0m$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	50	0.861	43.070	1550.52	77526.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	1.944	23.328	3499.20	41990.40
Çapraz	1	23.250	23.250	41850.00	41850.00
Kolon A,C Aksı	12	1.144	13.728	2059.20	24710.40
Kolon B Aksı	6	1.398	8.388	2516.40	15098.40
Toplam =		112.894	Toplam =	203209.2	

Tablo D.10 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=14.0\text{m}$, $h_2=16.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	50	0.861	43.070	1550.52	77526.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	1.728	20.736	3110.40	37324.80
Çapraz	1	38.756	38.756	69760.80	69760.80
Kolon A,C Aksı	12	1.779	21.348	3202.20	38426.40
Kolon B Aksı	6	2.033	12.198	3659.40	21956.40
Toplam =		137.238	Toplam =	247028.4	

Tablo D.11 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=19.0\text{m}$, $h_2=21.0\text{m}$, $L=20.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	50	0.861	43.070	1550.52	77526.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	1.728	20.736	3110.40	37324.80
Çapraz	1	46.222	46.222	83199.60	83199.60
Kolon A,C Aksı	12	2.766	33.192	4978.80	59745.60
Kolon B Aksı	6	3.309	19.854	5956.20	35737.20
Toplam =		164.204	Toplam =	295567.2	

Tablo D.12 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0\text{m}$, $h_2=11.0\text{m}$, $L=10.0\text{m}$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	20	0.865	17.300	1557.00	31140.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	0.612	7.348	1102.14	13225.68
Çapraz	1	26.006	26.006	46810.80	46810.80
Kolon A,C Aksı	12	0.540	6.480	972.00	11664.00
Kolon B Aksı	6	0.992	5.952	1785.60	10713.60
Toplam =		64.2156	Toplam =	115588.08	

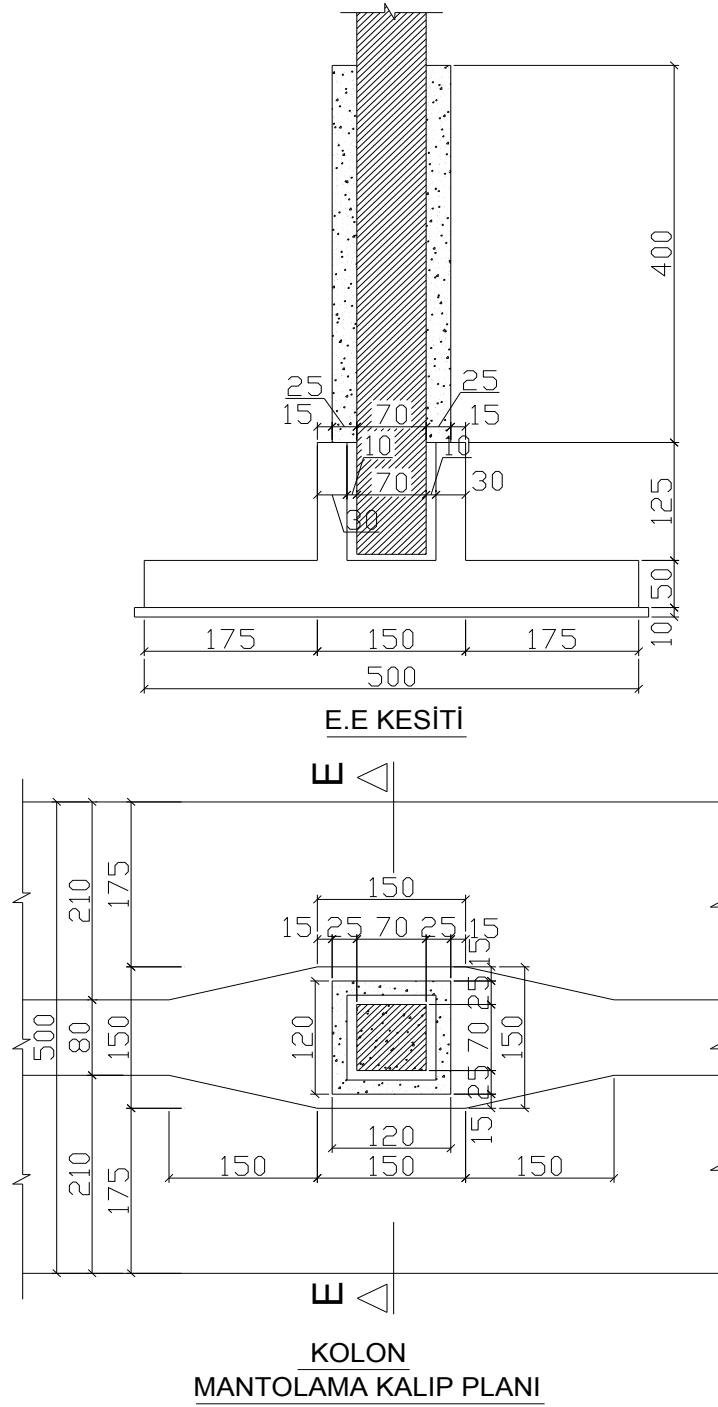
Tablo D.13 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=15.0m$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	40	0.804	32.160	1447.20	57888.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	1.066	12.792	1918.80	23025.60
Çapraz	1	27.395	27.395	49311.00	49311.00
Kolon A,C Aksı	12	0.679	8.147	1222.02	14664.24
Kolon B Aksı	6	1.093	6.558	1967.40	11804.40
Toplam =		88.1818	Toplam =	158727.24	

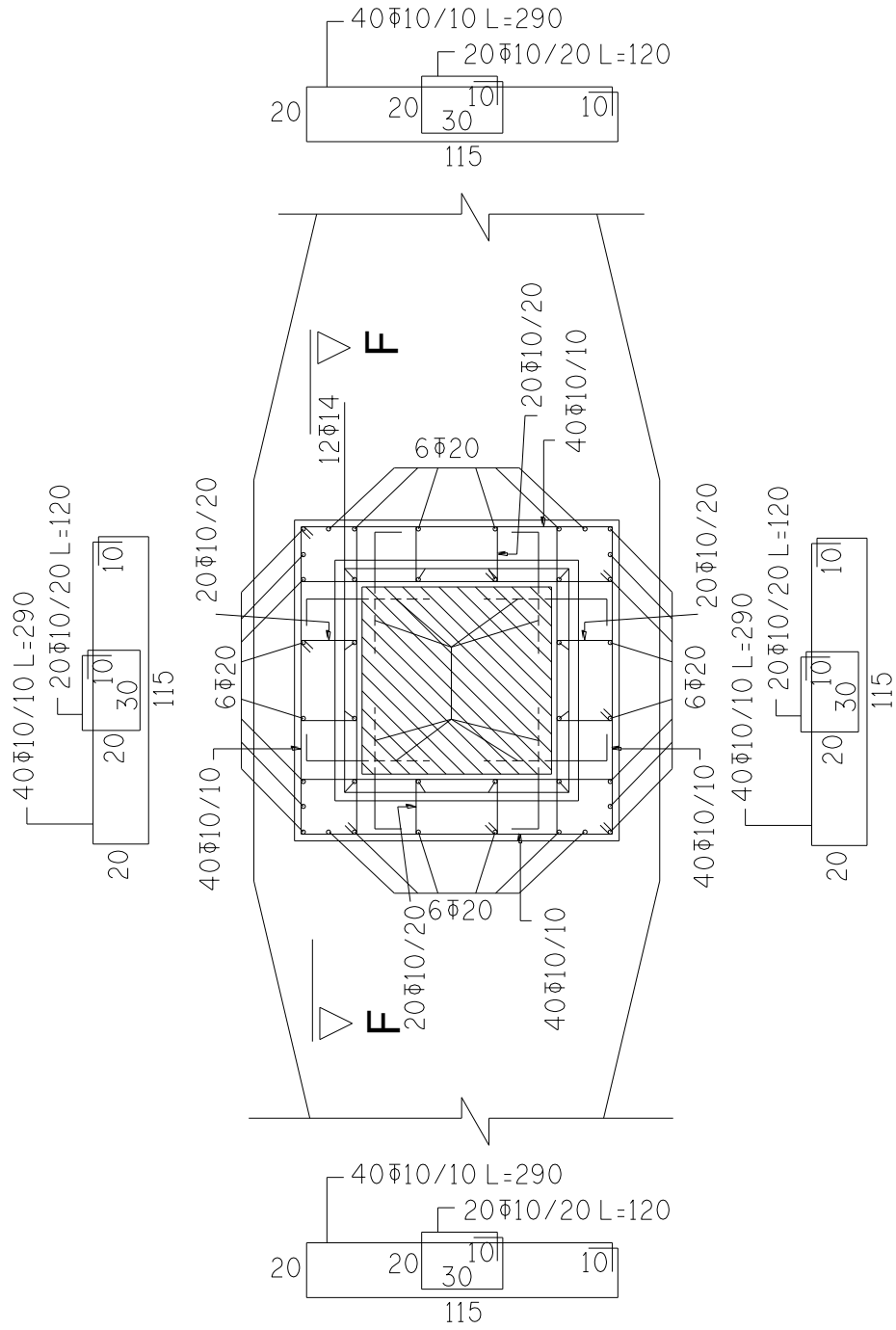
Tablo D.14 Çelik prefabrike yapı metrajı ($h_1=9.0m$, $h_2=11.0m$, $L=25.0m$)

Eleman	Adet	Hacim		Kiriş fiyatı	
		Birim (t/ad)	Toplam (t)	Birim (YTL/ad)	Toplam TL
Aşık	60	0.848	50.880	1526.40	91584.00
Oluk	10	0.113	1.130	203.40	2034.00
Çatı Kirişi	12	3.276	39.312	5896.80	70761.60
Çapraz	1	30.402	30.402	54723.60	54723.60
Kolon A,C Aksı	12	1.310	15.720	2358.00	28296.00
Kolon B Aksı	6	1.398	8.388	2516.40	15098.40
Toplam =		145.832	Toplam =	262497.6	

EK E : Takviye projeleri

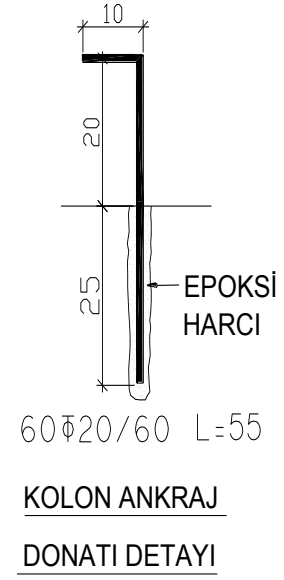
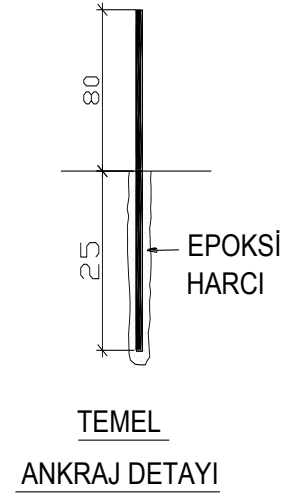
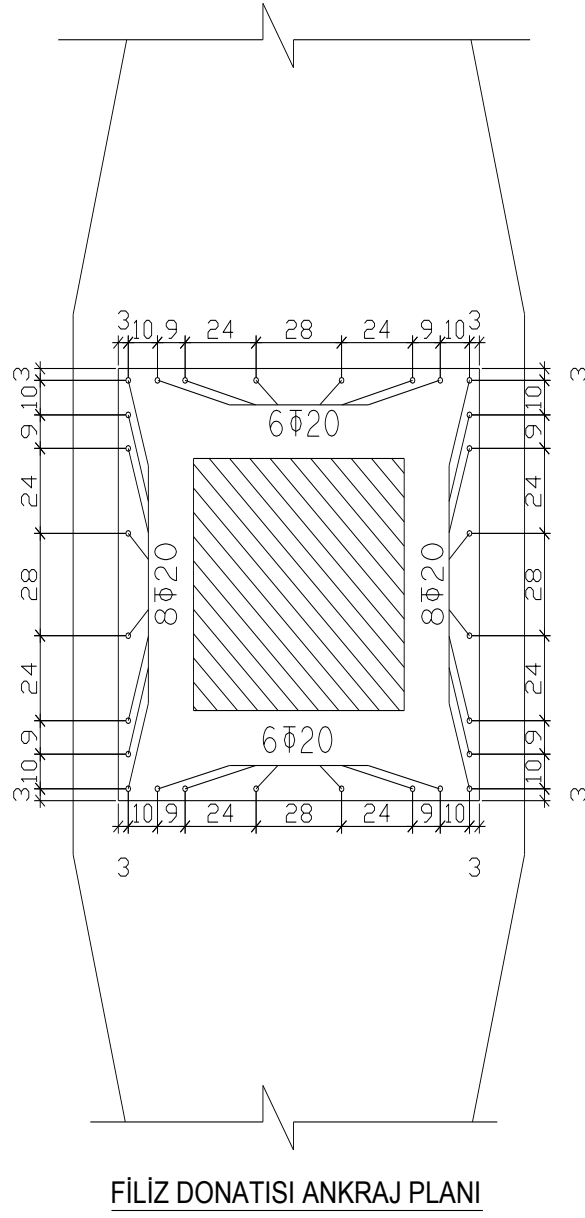


Şekil E.1 Kolon mantolaması kalıp planı

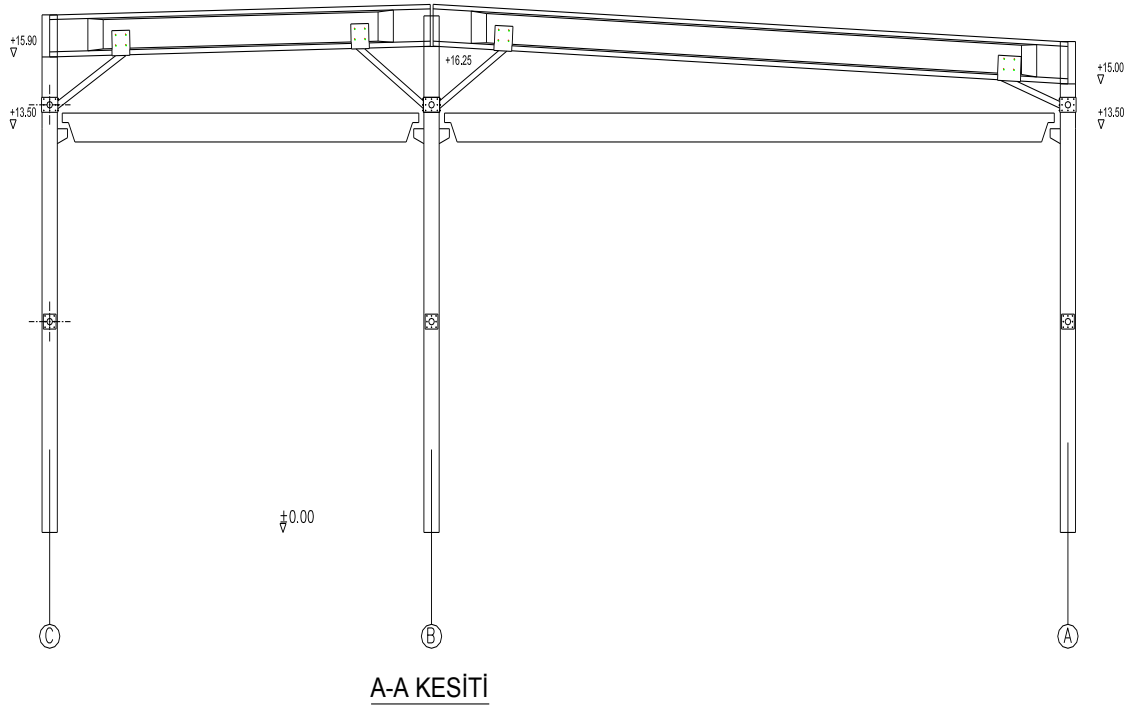


MANTOLAMA DONATI PLANI

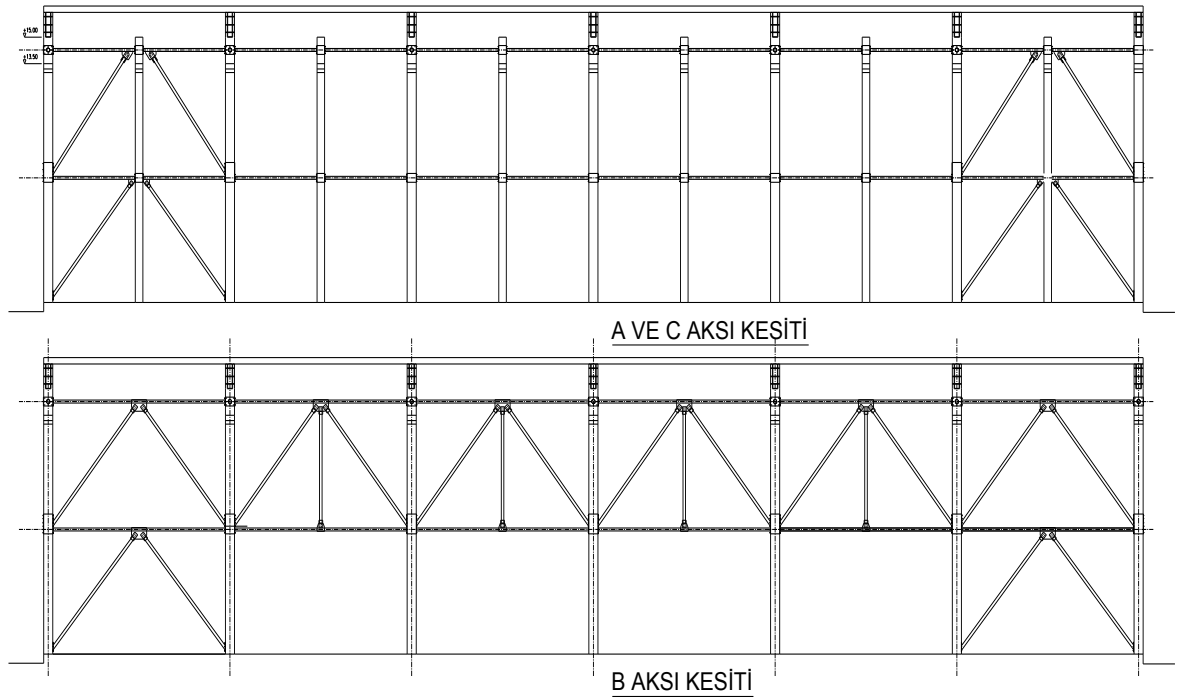
Şekil E.2 Kolon mantolaması donatı detayı



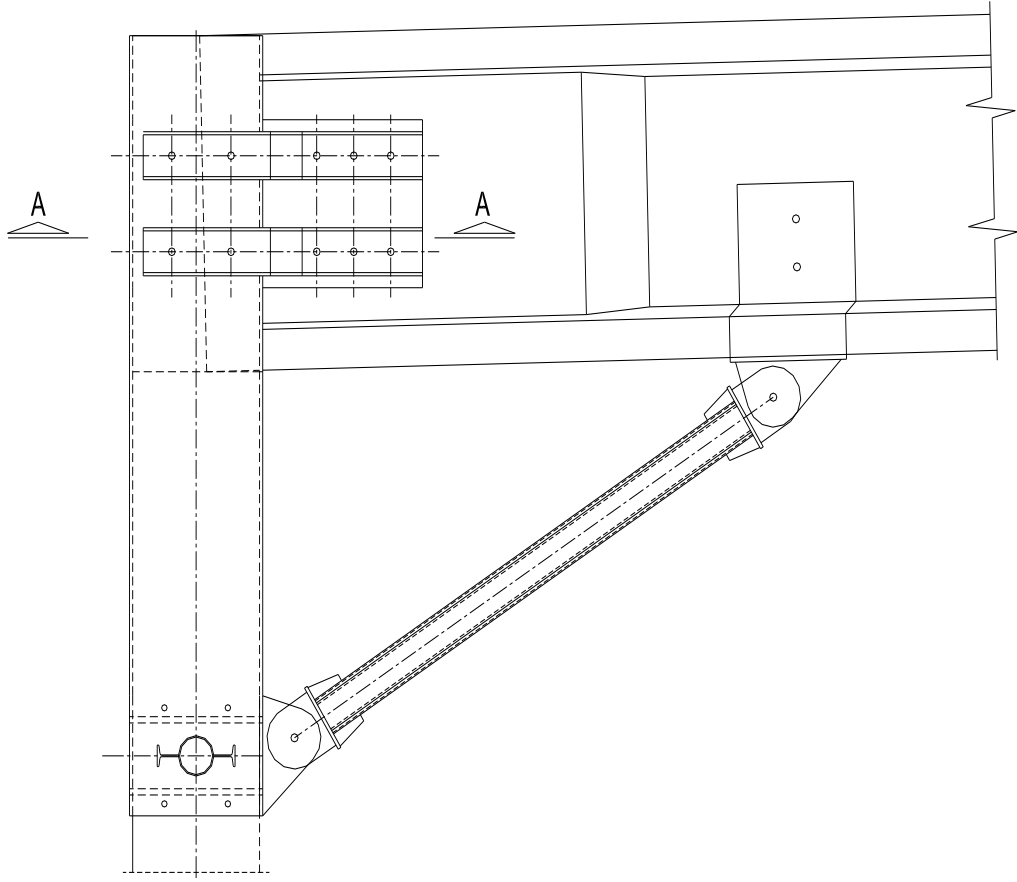
Şekil E.3 Temel filiz donatıları ankraj planı ve detayları



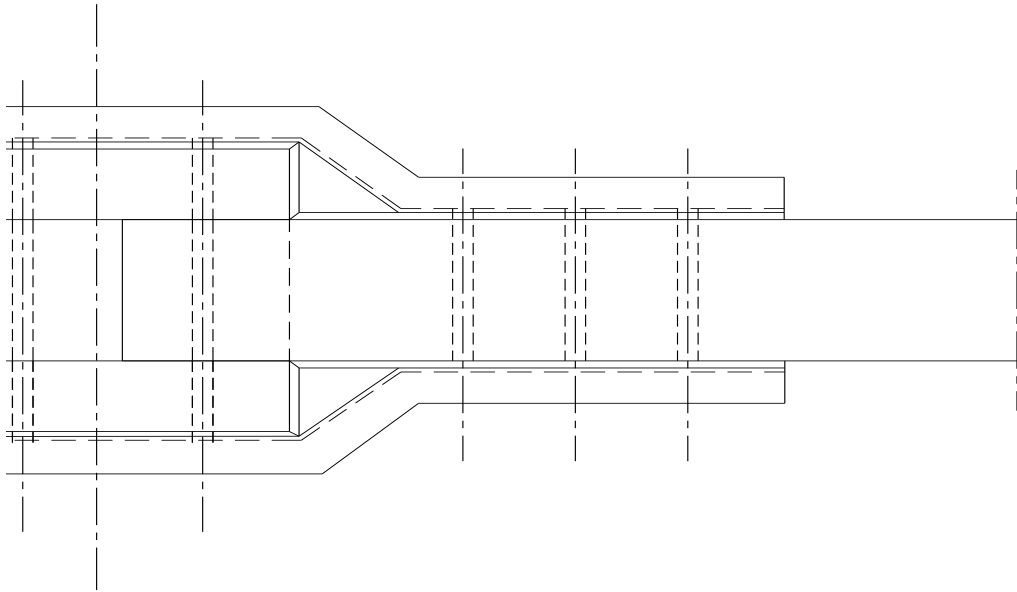
Şekil E.5 Çerçeve düzleminde çelik takviye kesiti



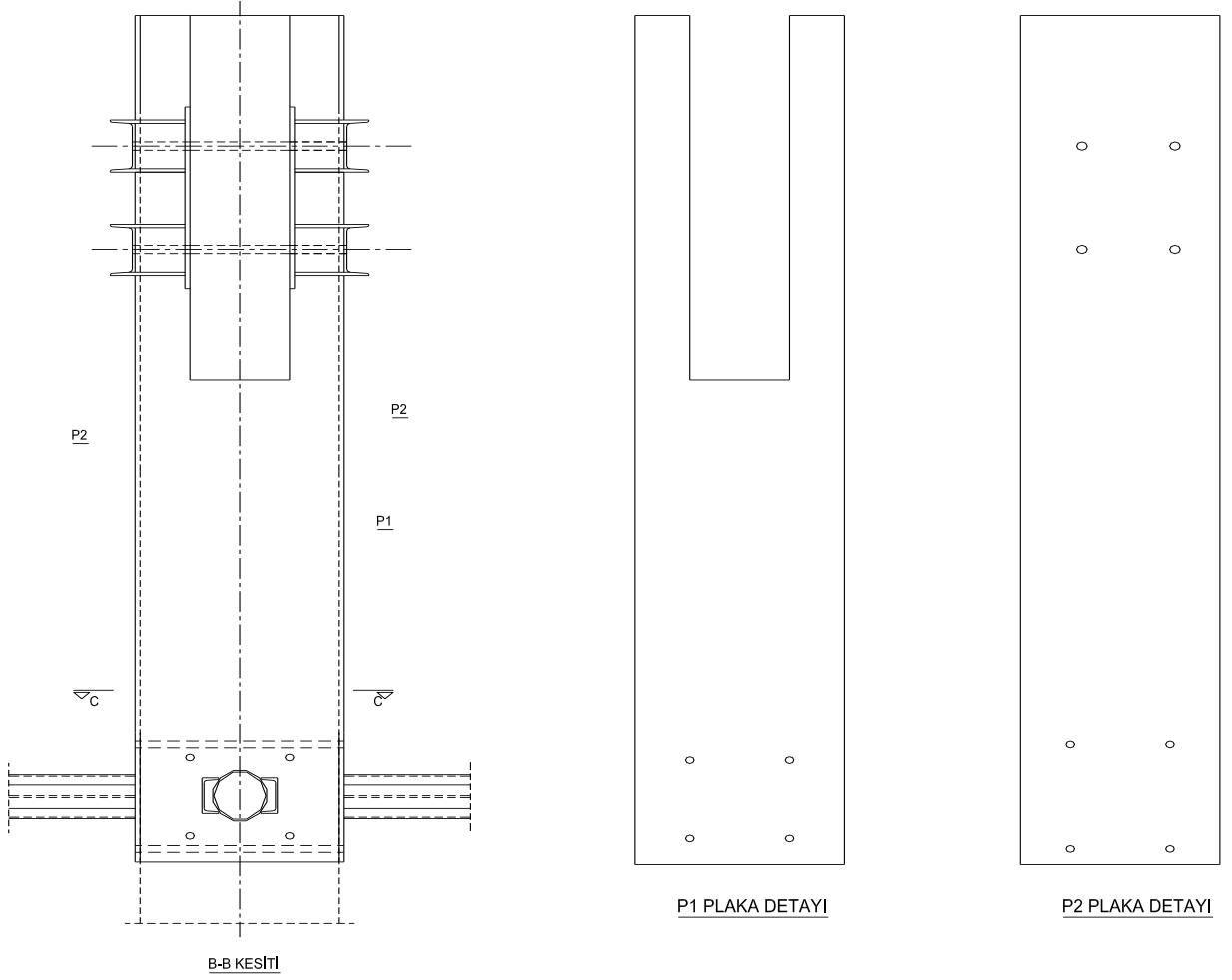
Şekil E.6 Çerçeveye dik düzlemde çelik takviye kesiti



Şekil E.7 Kolon-kiriş birleşim bölgesi çelik çapraz takviye kesiti



Şekil E.8 A-A kesiti



Şekil E.9 Kolon-kiriş birleşim bölgesi çelik sac takviyeler

ÖZGEÇMİŞ

İsmail DOĞRUÖZ, 1977 yılında Niğde’de doğmuştur. İlkokulu İnönü İlkokulu’nda, ortaokulu Niğde Anadolu Lisesi’nde ve lise öğrenimini de Bursa Anadolu Lisesi’nde tamamlamıştır. 1996 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans öğrenimini yapmaya hak kazanmıştır. 2000 yılında İnşaat Mühendisi ünvanı ile mezun olmuş ve aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği–Yapı bölümünde yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. 2002-2003 öğretim yılı döneminde askerlik görevini yerine getirmiş, dönüşte yüksek lisans öğrenimine tekrar başlamış ve aynı zamanda İz İnşaat San.ve Tic. A.Ş ’de proje mühendisi olarak çalışmıştır.