

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇOK KATLI BİR ÇELİK  
YAPININ TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Orhan CİVELEK**

**Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği**

**Programı : Yapı Mühendisliği**

**HAZİRAN 2010**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇOK KATLI BİR ÇELİK  
YAPININ TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Orhan CİVELEK  
(501041090)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010**

**Tezin Savunulduğu Tarih : 11 Haziran 2010**

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)  
Diğer Jüri Üyeleri: Yrd. Doç. Dr. Ö. Barlas ÇAĞLAYAN (İTÜ)  
Yrd. Doç. Dr. Nilgün AKTAN (YTÜ)**

**HAZİRAN 2010**



## ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Analizi ve Tasarımı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında, 1959'da New York'da inşaa edilmiş Corning Glass Binası, günümüz standart ve koşullarına uygun bir şekilde, süneklilik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çerçeveli çelik yapı olarak yeniden tasarlanmıştır. Yapının İstanbul gibi sismik yönden hareketli bir bölgeye yapılacağı düşünülmüş ve çelik davranışının yüksek yapılarda sağladığı kolaylıklar görülmüştür.

2004 yılında başlamış olduğum yüksek lisans programının son ürünü olarak hazırlamış olduğum bu tez çalışmasında, en başından beri yardım, destek ve anlayışını benden esirgemeyen hocam Sayın Doç. Dr. Filiz Piroğlu'na ne kadar teşekkür etsem azdır.

Ayrıca yine tez sürecinde her türlü görüş ve tavsiyelerinden yararlandığım İnş. Yük. Müh. Ali İhsan Çakır, İnş. Müh. Dr. Ali Cihan Pay, İnş. Yük. Müh. Tuncay Aydoğuş ve İnş. Müh. Fatma Yüzseven'e ve maddi, manevi desteklerinden dolayı sevgili aileme teşekkürü borç bilirim.

Mayıs 2010

Orhan CİVELEK



## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

<b>ÖNSÖZ</b> .....	<b>iii</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>v</b>
<b>KISALTMALAR</b> .....	<b>ix</b>
<b>ÇİZELGE LİSTESİ</b> .....	<b>xi</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b> .....	<b>xiii</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b> .....	<b>xv</b>
<b>ÖZET</b> .....	<b>xii</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>xix</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
1.1 Konu .....	1
1.2 Kullanılan Yönetmelikler, Kombinasyonlar .....	2
1.3 Malzeme Emniyet Değerleri .....	8
1.3.1 Taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemeler.....	8
1.3.2 Birleşim için kullanılan malzemeler .....	9
<b>2. YÜK ANALİZİ</b> .....	<b>11</b>
2.1 Sabit Yükler .....	11
2.2 Hareketli Yükler .....	11
2.3 Rüzgar Yükleri .....	11
2.4 Deprem Yüğü .....	19
<b>3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI</b> .....	<b>23</b>
3.1 Kompozit Döşemeler .....	23
3.1.1 Boyutların belirlenmesi .....	26
3.1.2 Yüklerin belirlenmesi .....	26
3.1.3 Çelik sacın kalıp sürecinde hesabı .....	27
3.1.4 Karma plakta taşıma gücü kontrolleri .....	29
3.1.5 Sehim kontrolü .....	30
3.2. Kompozit Kat Kirişlerinin Boyutlandırılması .....	30
3.2.1 Kayma bağlantıları ve hesabı .....	36
3.2.2 IPE 450 kirişi hesabı .....	39
3.2.2.1 Enkesit kontrolü .....	40
3.2.2.2 Gerilme kontrolü .....	40
3.2.2.3 Sehim kontrolü .....	41
3.2.2.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	41
3.2.2.5 Kayma elemanlarının hesabı .....	42
3.2.3 IPE 360 kirişi hesabı .....	43
3.2.3.1 Enkesit kontrolü .....	43
3.2.3.2 Gerilme kontrolü .....	43
3.2.3.3 Sehim kontrolü .....	44
3.2.3.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	45
3.2.3.5 Kayma elemanlarının hesabı .....	45

3.3. Kolonların Boyutlandırılması.....	46
3.3.1 Zemin – 7. normal kat kolonları hesabı .....	51
3.3.1.1 Enkesit kontrolü .....	51
3.3.1.2 Gerilme kontrolü .....	51
3.3.1.3 Yanal burkulma kontrolü .....	53
3.3.1.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	53
3.3.1.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü .....	54
3.3.1.6 Yapma kolon kaynak hesabı .....	54
3.3.2. 7 normal - 16. normal kat kolonları hesabı .....	56
3.3.2.1 Enkesit kontrolü .....	56
3.3.2.2 Gerilme kontrolü .....	56
3.3.2.3 Yanal burkulma kontrolü .....	58
3.3.2.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	58
3.3.2.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü .....	58
3.3.2.6 Yapma kolon kaynak hesabı .....	59
3.3.3 16. Normal - 23. normal kat kolonları hesabı .....	60
3.3.3.1 Enkesit kontrolü .....	60
3.3.3.2 Gerilme kontrolü .....	60
3.3.3.3 Yanal burkulma kontrolü .....	62
3.3.3.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	62
3.3.3.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü .....	62
3.3.3.6 Yapma kolon kaynak hesabı .....	63
3.3.4 23. Normal - 28. normal kat kolonları hesabı .....	64
3.3.4.1 Enkesit kontrolü .....	64
3.3.4.2 Gerilme kontrolü .....	64
3.3.4.3 Yanal burkulma kontrolü .....	66
3.3.4.4 Kesme güvenliği kontrolü .....	66
3.3.4.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü .....	66
3.3.4.6 Yapma kolon kaynak hesabı .....	67
3.3.4.7 Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolü .....	68
3.4 Bağlantı Kirişlerinin Boyutlandırılması .....	69
3.4.1 Bağlantı kirişlerinin hesabı .....	70
3.4.1.1 Kiriş boyu kontrolü .....	70
3.4.1.2 Enkesit kontrolü .....	70
3.4.1.3 Gerilme kontrolü .....	71
3.4.1.4 Dönme açısı kontrolü .....	71
3.4.1.5. Kat kirişinin bağ Kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü .....	72
3.4.1.6. Gövde rijitlik (berkitme) levhası hesabı .....	73
3.5. Çaprazların Boyutlandırılması .....	76
3.5.1. Çapraz elemanlarının hesabı .....	76
3.5.1.1 Narinlik kontrolü .....	77
3.5.1.2 Enkesit kontrolü .....	77
3.5.1.3 Gerilme kontrolü .....	77
3.6 Radye Temelin Boyutlandırılması .....	78
3.6.1 Zemin emniyet gerilmesi kontrolü .....	80
3.6.2 Temelde zımbalama kontrolü .....	80
3.6.3 Donatı hesabı .....	82
<b>4. YAPI ELEMANLARI BİRLEŞİM HESAPLARI .....</b>	<b>85</b>
4.1 Kolon Ayağı Hesabı .....	85
4.1.1 Ankraj kuvveti tahkiki .....	86

4.1.2 Taban levhası kalınlığı kontrolü.....	87
4.1.3 Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynak dikişlerinin hesabı .....	88
4.1.4 Guse levhalarının uç kesitinde gerilme kontrolü .....	88
4.1.5 Guse levhalasını taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki ...	89
4.1.6 Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki ...	89
4.1.7 Kama elemanında gerilme ve kaynak tahkikleri .....	89
4.2 Döşeme Kirişi Bağlantı Hesabı .....	90
4.2.1 Bulon hesabı.....	91
4.2.2 Döşeme kirişi azalan gövde kontrolü.....	92
4.2.3 Nervür levhasındaki kaynak dikişlerinin hesabı .....	92
4.3 Kolonların Kesit Değiştirdiği Noktaların Ek Hesabı .....	92
4.3.1 7. Normal kat kolon kesit değişim hesabı .....	93
4.3.1.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki.....	94
4.3.1.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki .....	94
4.3.1.3 Levha gerilme kontrolü .....	95
4.3.2 16. Normal kat kolon kesit değişim hesabı .....	95
4.3.2.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki	96
4.3.2.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki	96
4.3.3 23. Normal kat kolon kesit değişim hesabı .....	97
4.3.3.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki.....	98
4.3.3.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki .....	98
4.3.3.3 Levha gerilme kontrolü .....	99
4.4 Çaprazların Bağ Kirişlerine Bağlantı Hesabı .....	99
4.4.1 Bulon hesabı.....	100
4.4.2 Düğüm noktası levhası kontrolü .....	101
4.4.3 Düğüm levhasındaki kaynak dikişlerinin tahkiki.....	102
4.4.4 Flanş levhası kontrolü .....	102
4.4.5 Flanş levhasındaki kaynak dikişlerinin tahkiki .....	103
4.5 Kiriş Ek Hesabı .....	103
4.5.1 Kirişe gelen yüklerin analizi .....	103
4.5.1.1 Gövde levhası gerilme kontrolü .....	104
4.5.1.2 Başlık levhası gerilme kontrolü .....	104
4.5.1.3 Başlık levhası bulonlarının hesabı .....	104
4.5.1.4 Gövde levhası bulonlarının hesabı .....	105
4.6. Çaprazların Kolon ve Kirişe Bağlantısı .....	106
4.6.1 Tipik çapraz – kolon birleşimi hesabı .....	107
4.6.1.1 Guse levhasını kirişe birleştiren köşe kaynak dikişlerinin tahkiki... 109	
4.6.1.2 Guse levhasını kolona birleştiren bulonların hesabı .....	109
4.6.1.3 Levhayı kolona birleştiren kaynak dikişlerinin tahkiki.....	110
4.6.1.4 Kirişi kolona birleştiren bulonların hesabı .....	111
4.7. Kolon Kiriş Birleşim Hesabı .....	112
4.7.1 Zemin – 7. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı .....	115
4.7.1.1 Bulon hesabı.....	115
4.7.1.2 Alın levhası kalınlığı hesabı.....	116
4.7.1.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü .....	116
4.7.1.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı.....	118
4.7.2 7 – 16. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı.....	119
4.7.2.1 Bulon hesabı.....	119
4.7.2.2 Alın levhası kalınlığı hesabı.....	120
4.7.2.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü .....	121

4.7.2.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı.....	122
4.7.3 16 – 23. kat arası kolon giriş birleşimi hesabı.....	122
4.7.3.1 Bulon hesabı.....	123
4.7.3.2 Alın levhası kalınlığı hesabı.....	124
4.7.3.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü .....	124
4.7.3.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı.....	125
4.7.4 23 – 28. kat arası kolon giriş birleşimi hesabı.....	126
4.7.4.1 Bulon hesabı.....	127
4.7.4.2 Alın levhası kalınlığı hesabı.....	128
4.7.4.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü .....	128
4.7.4.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı.....	129
<b>5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....</b>	<b>131</b>
<b>KAYNAKLAR .....</b>	<b>135</b>
<b>EKLER .....</b>	<b>137</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>145</b>

## KISALTMALAR

<b>BA</b>	: Betonarme
<b>BÇ</b>	: Betonarme Çeliği
<b>NBCC</b>	: National Building Code of Canada
<b>SAP2000</b>	: Structural Analysis Program
<b>Etabs</b>	: Extended Three Dimensional Analysis Of Building Systems
<b>TS</b>	: Türk Standartları
<b>TDY</b>	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
<b>(GLF)</b>	: Gust Loading Factor



## ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Çizelge 1.1 : Seçilen Bulon Tipleri ve Dayanım Değerleri .....	9
Çizelge 1.2 : Seçilen Kaynak Tipleri ve Dayanım Değerleri .....	9
Çizelge 2.1 : Yüksekliğe bağlı Ce bölge faktörü katsayısı .....	13
Çizelge 2.2 : Rüzgar yükü .....	16
Çizelge 2.3 : Etkin yer ivmesi katsayısı.....	19
Çizelge 2.4 : Hareketli yük katılım katsayısı .....	19
Çizelge 2.5 : Spektrum karakteristik periyotları .....	20
Çizelge 2.6 : Bina önem katsayısı .....	20
Çizelge 2.7 : Modal analiz kütle katılım oranları .....	22
Çizelge 3.1 : Enkesit kompaktlık koşulları.....	36
Çizelge 3.2 : IPE 450 kesit özellikleri .....	39
Çizelge 3.3 : IPE 360 kesit özellikleri .....	43
Çizelge 3.4 : Enkesit kompaktlık koşulları.....	46
Çizelge 3.5 : Deprem büyütme katsayısı .....	50
Çizelge 3.6 : HE 2×700B kesit özellikleri .....	51
Çizelge 3.7 : HE 2×600B kesit özellikleri .....	56
Çizelge 3.8 : HE 2×500B kesit özellikleri .....	60
Çizelge 3.9 : HE 2×400B kesit özellikleri .....	64
Çizelge 3.10 : $D_a$ arttırma katsayıları.....	68
Çizelge 3.11 : HD 260×172 kesit özellikleri .....	76
Çizelge 5.1 : NBCC ve TS498 karşılaştırmalı rüzgar yükleri .....	132
Çizelge 5.2 : Görelî ve toplam kat ötelemeleri .....	133
Çizelge A.6 : Narinliğe bağlı basınç emniyet gerilmeleri .....	143



## ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Tipleri .....	2
Şekil 1.2 : Tipik kat kesiti. ....	3
Şekil 1.3 : X ve y doğrultusundaki çapraz yerleşimi .....	4
Şekil 1.4 : Yapının 3 boyutlu modeli .....	5
Şekil 2.1 : $W_x$ Rüzgar yükü etkilme şekli. ....	17
Şekil 2.2 : $W_y$ Rüzgar yükü etkilme şekli .....	18
Şekil 2.3 : Tasarım spektrum diyagramı .....	20
Şekil 2.4 : Yapının birinci mod şekli .....	22
Şekil 3.1 : Kompozit döşeme sistemi .....	23
Şekil 3.2 : Kompozit döşemede eleman boyutları.....	24
Şekil 3.3 : Kompozit döşeme kesiti.....	26
Şekil 3.4 : Kompozit kirişlerin aynı taşıma güçlü çelik kirişle kıyası .....	31
Şekil 3.5 : Kesit geometrik özellikleri, gerilme diyagramı ve iç kuvvetler .....	32
Şekil 3.6 : Kompozit kat kirişleri .....	35
Şekil 3.7 : Kayma bağlantılarına örnekler.....	37
Şekil 3.8 : Başlıklı saplamada geometrik büyüklükler.....	38
Şekil 3.9 : Tipik kolon kesiti .....	47
Şekil 3.10 : Kolonların kirişlerden güçlü olma durumu.....	68
Şekil 3.11 : Rijitlik levhaları detayı .....	74
Şekil 3.12 : Çapraz yerleşimleri. ....	76
Şekil 3.13 : Radye temel modeli. ....	78
Şekil 3.14 : Radye temeldeki moment dağılımı. ....	82
Şekil 4.1 : Kolon SAP2000 modeli .....	86
Şekil 4.2 : Kolon ayağı levhası gerilme dağılımı .....	87
Şekil 4.3 : Guse levhaları kesiti.....	88
Şekil 4.4 : Döşeme kirişi bağlantı detayı .....	90
Şekil 4.5 : 7. Normal kat kolon kesiti değişim detayı .....	93
Şekil 4.6 : 16. Normal kat kolon kesiti değişim detayı .....	95
Şekil 4.7 : 23. Normal kat kolon kesiti değişim detayı .....	97
Şekil 4.8 : Çaprazların bağ kirişine bağlantı detayı .....	99
Şekil 4.9 : Düğüm levhası tahkiki için Whitmore kesiti boyutları.....	101
Şekil 4.10 : IPE 450 kirişi ek datayı.....	103
Şekil 4.11 : Düğüm noktası serbest cisim diyagramı .....	106
Şekil 4.12 : Tipik çapraz - kolon - kiriş bağlantı detayı.....	108
Şekil 4.13 : Kolon – Kiriş birleşim detayı.....	112
Şekil 4.14 : Zemin – 7. Kat arası tipik kolon-kiriş birleşimi.....	115
Şekil 4.15 : Panel bölgesi kayma kuvvetleri .....	118
Şekil 4.16 : 7. – 16. Kat arası tipik kolon-kiriş birleşimi .....	119
Şekil 4.17 : 16 – 23. Kat arası tipik kolon-kiriş birleşimi .....	122
Şekil 4.18 : 23 – 28. Kat arası tipik kolon-kiriş birleşimi .....	126

<b>Şekil A.1</b>	: $C_{EH}$ katsayıları .....	138
<b>Şekil A.2</b>	: Gust enerji oranları.....	139
<b>Şekil A.3</b>	: Boyut küçültme faktörü .....	140
<b>Şekil A.4</b>	: Türbülans faktörü.....	141
<b>Şekil A.5</b>	: Ortalama dalgalanma oranı .....	142

## SEMBOL LİSTESİ

<b>A(T)</b>	: Spektral ivme katsayısı
<b>A<sub>smin</sub></b>	: Minimum donatı kesit alanı
<b>b<sub>x</sub>, b<sub>y</sub></b>	: Zımbalama çevresinin “x” ve “y” doğrultusundaki boyutları
<b>d</b>	: Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
<b>d<sub>t</sub></b>	: Basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
<b>e</b>	: Eğilme düzleminde hesaba katılacak dışmerkezlik
<b>e<sub>min</sub></b>	: Minimum dışmerkezlik
<b>e<sub>x</sub>, e<sub>y</sub></b>	: “x” ve “y” doğrultularındaki dışmerkezlikler
<b>E<sub>beton</sub></b>	: Beton elastisite modülü
<b>E<sub>çelik</sub></b>	: Çelik elastisite modülü
<b>f</b>	: Sehim
<b>f<sub>ctd</sub></b>	: Beton tasarım aksenal çekme dayanımı
<b>F</b>	: Kesit alanı
<b>G</b>	: Sabit yük
<b>h</b>	: Eleman yüksekliği, giriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
<b>H</b>	: Esas yükler
<b>HZ</b>	: İlave Yükler
<b>i</b>	: Eylemsizlik yarıçapı
<b>l</b>	: Mesnet yerleri arasındaki eleman uzunluğu
<b>I</b>	: Eylemsizlik momenti
<b>I</b>	: Bina önem katsayısı
<b>k<sub>s</sub></b>	: Donatı hesabına esas katsayı
<b>k<sub>v</sub></b>	: Zemin düşey yatak katsayısı
<b>K</b>	: Donatı hesabına esas katsayı
<b>L<sub>b</sub></b>	: Basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu
<b>L<sub>c</sub></b>	: Berkitme boyu katsayısı
<b>M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub></b>	: “x” ve “y” düzlemindeki Moment
<b>n</b>	: Hareketli yük katılım katsayısı
<b>N</b>	: Normal Kuvvet
<b>p</b>	: Hesaplanan beton basınç gerilmesi
<b>P</b>	: Aksenal kuvvet
<b>q</b>	: Eleman üzerindeki yayılı yük
<b>R</b>	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
<b>R<sub>a</sub>(T)</b>	: Deprem yükü azaltma katsayısı
<b>s</b>	: Profilin gövde kalınlığı
<b>S(T)</b>	: Spektrum katsayısı
<b>S<sub>ae</sub>(T)</b>	: Elastik Spektral İvme
<b>S<sub>kx</sub></b>	: x-x eksenine dik burkulma boyu
<b>S<sub>ky</sub></b>	: y-y eksenine dik burkulma boyu
<b>S<sub>x</sub></b>	: x eksenine göre kesit statik momenti
<b>T</b>	: Binanın doğal titreşim periyodu

$T_A, T_B$	: Spektrum karakteristik periyotları
$T_r, T_s$	: Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları
$u_p$	: Zımbalama çevresi(yüklenen alandan d/2 uzaklıkta)
$V_{pd}$	: Tasarım Zımbalama Kuvveti
$V_{pr}$	: Zımbalama Dayanımı
$y$	: Kesit ağırlık merkezinin koordinatı
$\beta$	: Burkulma boyu katsayısı
$\gamma$	: Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
$\sigma_z$	: Zemin emniyet gerilmesi

# SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇOK KATLI BİR ÇELİK YAPININ TASARIMI

## ÖZET

Hazırlamış olduğum bu tez çalışmasında, 1956-59 yılları arasında New York'da Corning Glass Co. adına yapılmış olan çok katlı çelik binanın, İstanbul Maslak bölgesi koşullarına göre yeniden dizaynı yapılmıştır.

Yapı 2 bloktan oluşan bir kompleks olup, benim yeniden tasarımıyı yaptığım ana kule binası yaklaşık 640 m<sup>2</sup> oturma alanına sahip olup 28 kattan oluşmaktadır. Bina toplam kullanım alanı 17.920 m<sup>2</sup> ve zemin kotundan yüksekliği 96.8 m'dir. Yapıya ait detaylı mimari çalışmalara ulaşamadığı için, kat planlarında genel oturma sadık kalınarak düzenlemeler yapılmıştır. Kat yükseklikleri girişte 5 m, diğer katlarda 3.4 m olarak seçilmiştir.

Tasarımda Maslak bölgesi koşulları baz alındığı için deprem yüklemeleri 1. derece deprem bölgesine göre etkilmiştir. Zemin sınıfı Z1 ve zemin emniyet gerilmesi 500 kN/m<sup>2</sup> olarak alınmıştır. Deprem yükünü karşılamak için, iki doğrultuda da süneklik düzeyi yüksek egzantrik berkitilmiş çerçeveler teşkil edilmiştir. Haç şeklinde 18 adet yapma kolon, 8 m. açıklığındaki ana kirişlerle birleştirilmiştir. Döşeme açıklığını desteklemek için ana kiriş ortalarından tek doğrultuda tali kirişler konulmuştur. Kat döşemeleri kompozit olarak tasarlanmış ve plak davranışını sağlamak için kirişlere kayma elemanlarıyla bağlanmıştır. Yapı temeli radye olarak tasarlanmış ve yüksekliği 2 m alınmıştır.

Malzeme olarak, ana taşıyıcı elemanlar olan kolon, kiriş ve çaprazlar için St52, levhalar için ise St37 kullanılmış ve bunların birleşimlerde yüksek mukavemetli bulonlar tercih edilmiştir. Temel betonu için C35 tipi beton kullanılmıştır.

Yapının statik ve dinamik analizi için ETABS programı ile yapılmıştır ve genel plan, kesit ve detay çizimleri Autocad programıyla çizilmiştir.

Tasarımda esas alınan yönetmelikler ise; döşeme ve kullanım yükleri için TS 498-1997, deprem yüklemeleri için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007, rüzgar yükleri için daha elverişsiz koşullar sunması açısından National Building Code of Canada şartnamelerinden oluşmaktadır. Çelik elemanların kesit boyutlandırılmaları ve kontrollerinde TS648 esas alınmıştır. Yapı bu sayılan standartlara göre çözümlenip dizayn edildikten sonra, fikir vermesi amacıyla sonuç bölümünde Kanada Şartnamesi ve TS498'deki rüzgar yüklemeleri karşılaştırmalı olarak tabloda gösterilmiştir.



## **DUCTILE DESIGN OF A HIGH RISE STEEL STRUCTURE**

### **SUMMARY**

This study takes as a model a high rise steel structure built between 1956 and 1959 for the Corning Glass Co. in New York City, and attempts to re-design the structure to fit the conditions in Maslak, a district of Istanbul.

The building complex consists of two structures, and the main tower, which this study attempts to re-design, consists of 28 stories with a floor area of 640 m<sup>2</sup>. The total usage area is 17.920 m<sup>2</sup> and the total height of the structure measured from ground level is 96.8 m. The ground story has been designed to be 5 m in height and the other stories are 3.4 m height. The floor plan of the original building has largely been preserved in this re-design, due to lack availability of some architectural information and details.

The building described in this study has been designed to fit the unique conditions in the Maslak area, which corresponds to the earthquake zone 1 in Turkey. Soil type is assumed to be Z1 and thus allowable soil stress value is taken as 500 kN/m<sup>2</sup>. The frames are braced eccentrically in both directions against the lateral earthquake forces. Eighteen built-up columns in each story are linked with main beams with a span of 8 m. Secondary beams are placed in the center of the beam span in one direction to support the floor slabs. The floor slabs are considered as composite slabs and linked to the main and secondary beams by shear elements to assure proper plate behavior. The foundation of the building is a 2.0 m thick spread foundation.

Concerning building materials: St52 steel is used for the columns, beams and braces—the primary supporting members—while St37 steel is used for the plates. High strength bolts are chosen for the steel connections. Type C35 concrete is used for the foundation.

The ETABS software program is used for the calculation of static and dynamic analysis of the building. The overall plan, as well as all sections and connection details, were drafted using Autocad software.

The following codes and standards are taken into account: TS 498 for floor loads, the Turkish Earthquake Code of 2007 for earthquake force considerations, and the National Building Code of Canada, which provides a stricter standard for the calculation of wind loads. Steel profile sections are determined in accordance with TS 648. At the end of study, the wind load distribution according to the both TS648 and NBCC is given in a table for the purpose of comparison between the two codes.



# 1. GİRİŞ

## 1.1 Konu

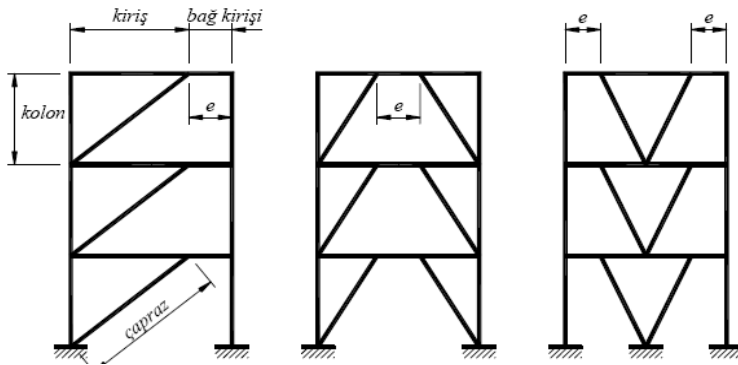
Yapılan bu tez çalışmasında 1959 yılında Conrning Glass Co. tarafından New York'da yaptırılan 28 kattan oluşan çok katlı çelik yapı, günümüz standart ve koşullarına uygun bir şekilde yeniden dizayn edilmiştir. Yapıya ait detaylı mimari çalışmalara ulaşılamadığı için, uygun yaklaşımlarla ana yapıya sadık kalınmaya çalışılmıştır.

Yapı 28 kattan oluşan yapıda, ilk kat lobi alanı olarak düşünülmüş ve kat yüksekliği 5 m alınmıştır. Diğer katları ise normal ofis kullanımına uygun olarak 3.4 m yüksekliğe sahip olan yapının toplam yüksekliği 96.8 m'dir.

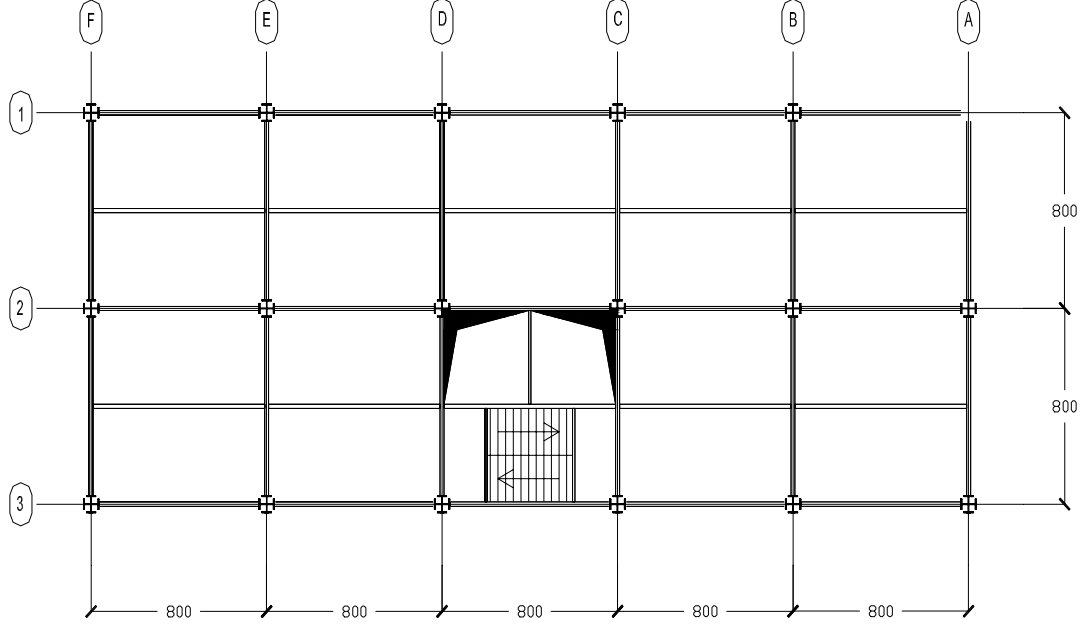


## 1.2 Kullanılan Yönetmelikler, Kombinasyonlar

Yapı, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 ve TS 648 2008'deki dizayn esasları baz alınarak tasarlanmıştır. Çerçeveler dışmerkez takviyelerle güçlendirilerek yapıya yanal etkilere karşı yüksek süneklik kazandırılmıştır. Dışmerkez olarak güçlendirilmiş çerçeve sistemleri (DGÇ), yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. DGÇ sistemlerinin en belirgin ve ayırdedici özelliği, güçlendirme elemanının en az bir ucunun, kirişte “bağlantı kirişi” adı verilen bir parçayı oluşturacak şekilde bağlanmasıdır. Bu bağlantı kirişinin görevi, dizayn yük değerlerinin üzerinde plastik deformasyon yaparak enerji harcamasını sağlamak ve güçlendirme elemanlarının burkulmasını önlemektir. Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin dizaynında, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'de belirtilen enkesit koşulları, kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu, kiriş-kolon birleşim bölgelerinde dikkat edilecek hususlar göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil-1.1: Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve tipleri



**Şekil 1.2:** Tipik kat planı

Yapıda taşıyıcı elemanları oluşturan profiller kompaktlık şartlarının sağlanabilmesi için ağırlıklı olarak HE-B ve IPE tipi kesitlerden seçilmiştir.. Yapı çeliği olarak kolon, kiriş, çapraz ve tali döşeme kiriş elemanları için St52 kalitesinde çelik kullanılmıştır. Birleşimlerde H10.9 kalitesinde SL ve SLP tipi yüksek mukavemetli bulonlar tercih edilmiştir. Radye temel ve kompozit döşemeler için BS35 hazır beton ve BÇ III donatı çeliği kullanılmıştır.

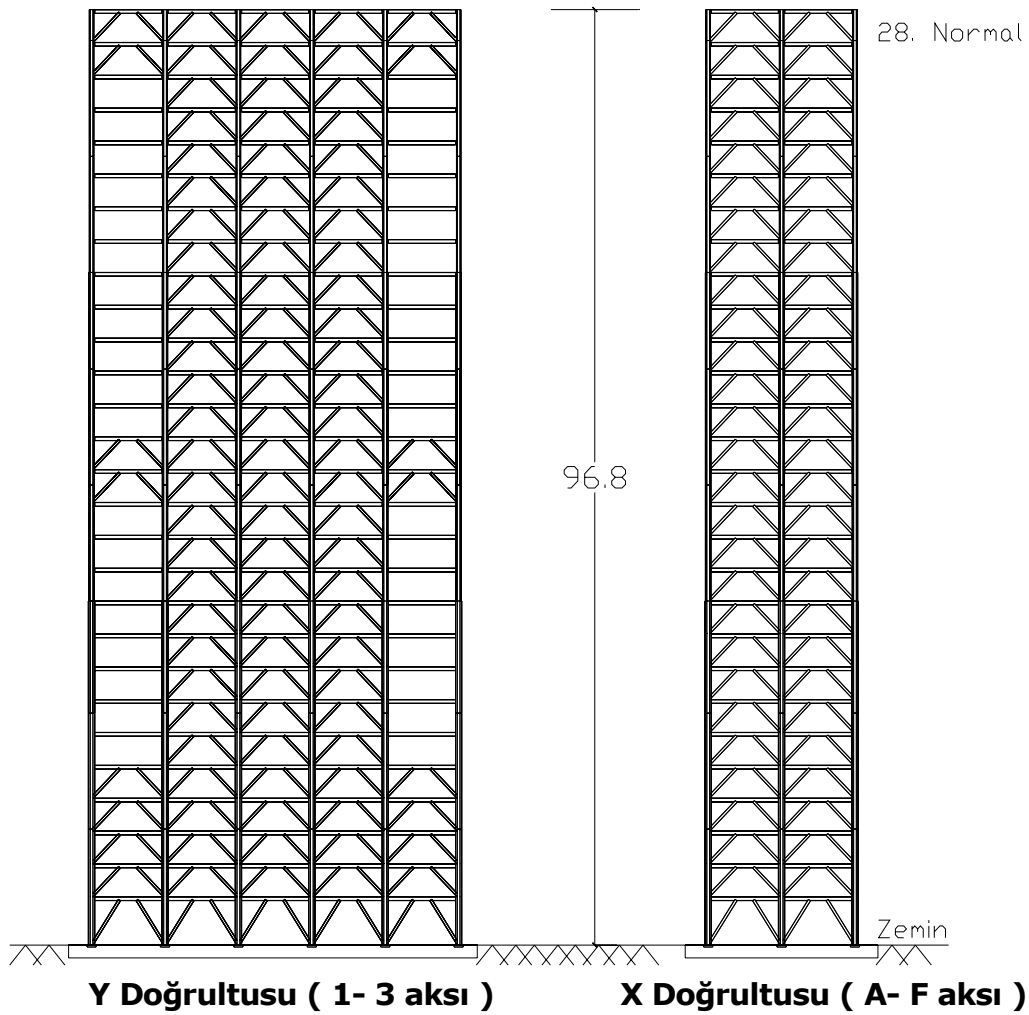
Döşemeler ana ve tali kirişler üzerine kompozit etki oluşacak şekilde teşkil edilmiştir. Kiriş üst başlıklarına, döşeme plağının çelik tabliyeleri, kompozit davranışı sergileyecek şekilde kesme elemanlarıyla bağlanmıştır. Böylece kompozit olmayan döşemelere göre yüzde 15-30 arasında değişen mukavemet artışı sağlanmıştır. Ayrıca yüksek yapılarda büyük avantaj sağlayan kompozit döşeme sisteminde, tabliye altı çelik trapez sac, döşemedeki çekme kuvvetlerini karşılarken yapım aşamasında hareketli yükler için de taşıyıcılık görevi üstlenirken ve betona kalıcı bir kalıp olur.

Yapıda düşey yük değerlerinin büyük olması sebebiyle, yüksek yapılarda sıkça rastlanan yapma kesit kolonlar kullanılmıştır. Her iki yönde meydana gelen eğilme ve kesme etkilerini de karşılayabilmesi amacıyla, iki adet HEB profilinin gövdelerinden sürekli kaynaklanmasıyla simetrik bir kesit elde edilmiştir. Kolon

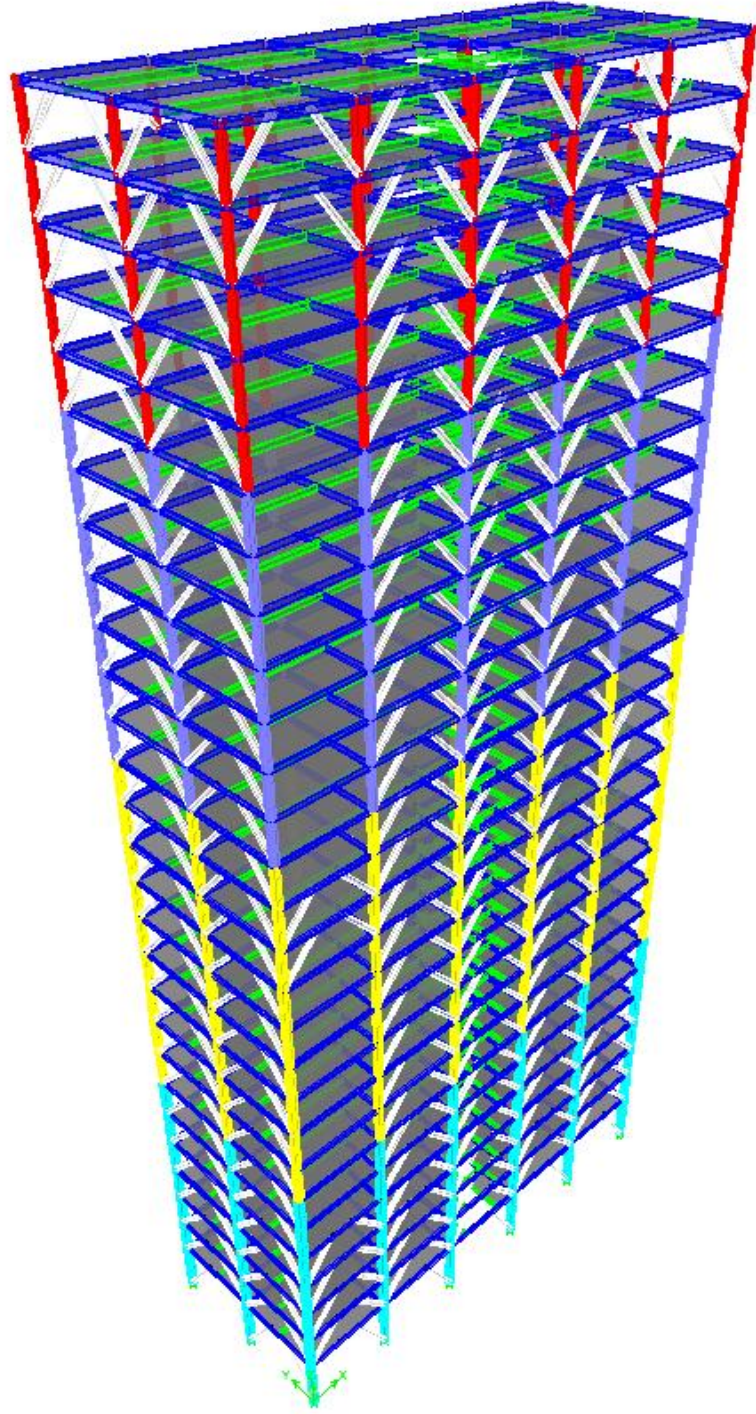
kesitleri zeminle yedinci kata kadar HEB700, yedi ile on altıncı kat arası HEB600, on altı ve yirmi üçüncü kat arası HEB500 ve sonraki katlarda ise HEB400 tipindeki porfillerden imal edilmiştir.

Yapının temeli radye temel olarak tasarlanmıştır. Temel yüksekliği olarak 2.0 m uygun görülmüştür.

Yapıya ait bütün bilgiler, betonarme temel de dahil olmak üzere ETABS programına girilmiş, kullanılan şartnamelerdeki yük kombinasyonları yine bu programa tanımlanmış, malzeme ve kesit bilgilerine göre yapının 3D modeli hazırlanmıştır. Bu modelin statik ve dinamik analizi programın yardımıyla yapılmıştır.



Şekil 1.3: X ve Y doğrultusundaki çapraz yerleşimi



Şekil 1.4: Yapının 3 boyutlu modeli

Yapı analizinde kullanılacak yükler TS 498-1997 dikkate alınarak hesaplanmıştır. Deprem yüklemesi ile ilgili kriterler için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007 kullanılmıştır. Çelik elemanların kesit koşullarının uygunluğu ve ilgili kontroller TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları) dikkate alınarak yapılmıştır. Kaynaklı birleşimler için TS 3357-1979 ve İMO-01.R-01-2005'den yararlanılmıştır. Rüzgar yükü, yüksek yapılarda daha detaylı bir dağılıma ihtiyaç duyulması sebebiyle National Building Codes of Canada (2005) şartnamesinin rüzgarla ilgili bölümüne göre dinamik olarak hesaplanmıştır. Betonarme temel ve döşeme hesapları ise TS 500 göre yapılmıştır. Çelik elemanların boyutlandırılmasında kullanılan yükleme kombinasyonları TS 648'de de tavsiye edildiği üzere aşağıda verildiği gibidir:

1.  $D$  (EY)
2.  $D + L + (L_r \text{ veya } S)$  (EY)
3.  $D + L + (L_r \text{ veya } S) + T$  (EİY)
4.  $D + L + S + W / 2$  (EİY)
5.  $D + L + S / 2 + W$  (EİY)
6.  $0,9 D \pm E / 1,4$  (EİY)\*
7.  $D + L + S + E / 1,4$  (EİY)\*
8.  $D + (W \text{ veya } E / 1,4)$  (EİY) veya (EİY)\*
9.  $D + L + (W \text{ veya } E / 1,4)$  (EİY) veya (EİY)\*
10.  $D + L + (W \text{ veya } E / 1,4) + T$  (EİY) veya (EİY)\*

Bu yük kombinasyonlarında

D : ölü yükler, kren yükü ve makinaların kütle kuvvetleri

L : hareketli yükler

$L_r$  : çatılarda hesaba katılacak hareketli yükler ve su birikmesi ile oluşan yükler

S : kar yükü

W : rüzgar yükü

E : deprem yükü

T : sıcaklık değişimi yükü

Not: (EİY) halinde emniyet gerilmeleri 1,15 ile büyütülecektir.

(EİY)\* halinde emniyet gerilmeleri 1,33 ile büyütülecektir.

Betonarme radye temel hesabı için kullanılacak kombinasyonlar TS500' den aşağıdaki gibi alınmıştır.

1.  $1.4 G + 1.6 Q$
2.  $G + 1.2 Q + 1.2 T$
3.  $G + 1.3 Q + 1.3 W$
4.  $0.9 G + 1.3 W$
5.  $G + Q + E$
6.  $0.9 G + E$

D, G:Ölü yük

L, Q : Döşeme hareketli yükü

$L_r$  : Çatı hareketli yükü

S : Kar yükü

R : Yağmur yükü

W : Rüzgar yükü

E : Deprem yükü

T : Sıcaklık değişimi

## 1.3 Malzeme Emniyet Değerleri

### 1.3.1 Taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemeler

Ana çelik yapı elemanlarında kullanılan St37 ve St52 ile ilgili malzeme karakteristikleri :

$$E_{\text{çelik}} = 21000 \text{ kN/cm}^2, \quad \rho_{\text{çelik}} = 78.5 \text{ kN/cm}^2$$

#### **St37 İçin**

$$\sigma_a = 24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{çem,H}} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{çem,HZ}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em,HZ}} = 9.56 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad \tau_{\text{em,H}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

#### **St52 İçin**

$$\sigma_a = 36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{çem,H}} = 24 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{çem,HZ}} = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em,H}} = 13.5 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad \tau_{\text{em,HZ}} = 15.5 \text{ kN/cm}^2$$

Temel ve kompozit döşemelerde kullanılan beton ve betonarme çeliği ile ilgili malzeme karakteristikleri:

#### **BS 35 İçin**

$$f_{\text{ck}} = 3.5 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad f_{\text{cd}} = 2.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{\text{ctd}} = 0.14 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad E_{\text{beton}} = 3300 \text{ kN/cm}^2$$

#### **BC III İçin**

$$f_{\text{yk}} = 42 \text{ kN/cm}^2 \quad ; \quad f_{\text{yd}} = 36.5 \text{ kN/cm}^2$$

### 1.3.2 Birleşim için kullanılan malzemeler

Çizelge 1.1 : Seçilen bulon tipleri ve dayanım değerleri

<u>SL Tipi Bulonlar İçin</u>	<u>SLP Tipi Bulonlar İçin</u>
$\tau_{sem,H} = 24 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{sem,H} = 28 \text{ kN/cm}^2$
$\tau_{sem,HZ} = 27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{sem,HZ} = 32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{lem,H} = 42 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem,H} = 48 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{lem,HZ} = 47 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem,HZ} = 54 \text{ kN/cm}^2$
Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında;	Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında;
$\sigma_{lem,H} = 57 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem,H} = 63 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{lem,HZ} = 64 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{lem,HZ} = 71 \text{ kN/cm}^2$

Çizelge 1.2 : Seçilen kaynak tipleri ve dayanım değerleri

Elektrod	$\sigma_{v,H}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v,HZ}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v,HE}$ kN/cm <sup>2</sup>
E8016 – C1	16.8	19.3	22.3
E10016 – D2	21	24.1	27.9



## 2. YÜK ANALİZİ

### 2.1 Sabit Yükler

Katlara etkitilecek sabit yükler TS498 yönetmeliği uyarınca belirlenmiştir.

#### İç Kısımdaki Döşemelerde

Kaplama, asma tavan ve sıva ağırlığı .....	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Tesisat ağırlığı .....	= 0.15 kN/m <sup>2</sup>
7 cm Şap beton ağırlığı .....	= 1.65 kN/m <sup>2</sup>
Bölme duvar ağırlığı .....	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>

---

$$g = 3.20 \text{ kN/m}^2$$

0.50 kN/m<sup>2</sup> cam cephe giydirme ağırlığı ise çevre kirişlerine çizgisel yük olarak girildi. Yapı ana taşıyıcı elemanlarına ait ağırlıklar bilgisayar proramı tarafından tanımlandığı ve kombinasyonlarda kullanıldığı için, yük analizinde gösterilmemiştir.

### 2.2 Hareketli Yükler

Bina ofis amaçlı kullanılacağı için, katlardaki hareketli yük değeri, TS498 de belirtildiği gibi;

$q = 5.00 \text{ kN/m}^2$  olarak alınmıştır.

### 2.3 Rüzgar Yükleri

Yapıya etkitilecek rüzgar yüklerinin belirlenmesinde National Building Code of Canada şartnamesinden yararlanılmıştır. Bu şartnamede, eskiye nazaran daha hafif ve sünek olan günümüz yüksek yapılarının şiddetli rüzgar etkilerine karşı davranışlarını da göz önüne alarak yapılmış hesap yaklaşımları bulunmaktadır. Bilhassa bu tez çalışmasında tasarlanan yapıda olduğu gibi, (yükseklik)/(etkin genişlik) oranı olan

(h/w) değerinin 4'den büyük ve/veya etkin yüksekliğin 120 m.'den büyük olduğu yapılarda, Őiddetlik rüzgar yüklemeleri sonucu yapı doğal frekansı, rüzgar frekansına ulaşarak büyük rezonans ötelemelerine maruz kalabilmektedir. Kanada Őartnamesine göre bu tip olumsuzlukları hesaba katmak için GUST EFFECT  $C_g$  olarak tabir edilen bora etkisinin dinamik analiz sonucunda elde edilerek, (2.1) denkleminde yerine konması gerekmektedir.

$$P = q \times C_e \times C_g \times C_p \quad (2.1)$$

P : Rüzgar basıncı

q : Ortalama hızzan meydana gelen rüzgar yükleri

$C_e$  : Bölge faktörü

$C_g$  : Bora faktörü

$C_p$  : Dış basınc katsayısı

$$q = C \times V^2 \quad (2.2)$$

$$q_r = P \times L \quad (2.3)$$

$q_r$  : Kolonların 1 m'lik kısmına etkiyen rüzgar yükü

L : Kolonun yk aldığı aks aralığı

$$C = 50 \times 10^{-6}$$

$\bar{V} = 90 \text{ km/h ; } 25 \text{ m/s}$  olarak alınmıştır.

$$q = 50 \times 10^{-6} \times 90^2 = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$C_e$  katsayısını yüksekliğe bağılı değerleri yine aynı şartnameden alınmıştır.

**Çizelge 2.1:** Yüksekliğe bağılı  $C_e$  bölge faktörü katsayısı değerleri

H (m)	$C_e$
0 - 6	0,9
6 - 12	1
12 - 20	1,1
20 - 30	1,2
30 - 44	1,3
44 - 64	1,4
64 - 85	1,5
85 - 140	1,6

$C_g$  değeri, Kanada şartnamesinde istendiği gibi dinamik analiz yapılarak hesaplanmıştır. Hesap sırasında kullanılan parametreler aşağıdaki gibidir.

H : Yapının yüksekliği

W : Yapının genişliği

D : Yapının derinliği

$\beta$  : Kritik sönüm oranı ; Çerçevesel çelik yapılar için 0.01 alınır [5].

K : Yüzey pürüzlülük faktörü ; B tipi arazi için 0.1 alınır [5].

$C_{eh}$  : Yapının en tepe noktasındaki bölge faktörü

$\bar{V}$  : Rüzgar hızı

$V_H$  : Yapının en üst noktasındaki ortalama rüzgar hızı

B : Turbülans faktörü

$n_0$  : Doğal frekans ; 0.2 Hz [5].

F : Enerji oranı,  $n_0 / V_H$  oranına bağılı olarak bulunur.(Ek2)

s : Boyut küçültme faktörü ( $Hx n_0 / V_H$  oranına bağılı olarak bulunur .(Ek3)

$\bar{V} = 90 \text{ km/s} = 25 \text{ m/s}$  seçilmiştir.

$C_{eh} = 1.50$  (Ek1)

$$V_H = \bar{V} \times \sqrt{C_{ch}} = 25 \times \sqrt{1.50} = 30.6 \frac{m}{s} \quad (2.4)$$

Genişlik / Yükseklik oranı :  $W/H = 40/97 = 0.41$

Boyut küçültme faktörünün bulunması:

$\frac{Hx_n o}{V_H} = 0.6$  olarak bulunduktan sonra, ilgili abaktan aşağıdaki fonksiyonun sonucu

bulunması yeterlidir. (Ek3)

$$s = \frac{\pi}{3} \times \left[ \frac{1}{1 + \frac{8x_n o \times H}{3V_H}} \right] \times \left[ \frac{1}{1 + \frac{10x_n o \times H}{V_H}} \right] = 0.09 \quad (2.5)$$

Türbülans faktörü, bina yüksekliği ve yükseklik/genişlik değerlerinin ilgili abakta yerine konması sonucu, aşağıdaki fonksiyona denk gelir (Ek4).

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{\frac{914}{H}} \left[ \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \times \left[ \frac{1}{1 + \frac{xW}{122}} \right] \times \left[ \frac{1}{(1 + x^2)^{4/3}} \right] dx = 0.70 \quad (2.6)$$

(F) enerji oranı için,  $n_o / V_H$  dalga sayısı bulunarak, önce ( $x_o$ ) dalga sayısı bulunur ve sonra ilgili abaktan aşağıdaki fonksiyonun değeri okunur (Ek2).

$$x_o = \left( \frac{1120x_n o}{V_H} \right) = 7.32 \quad (2.7)$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1 + x_o^2)^{4/3}} = 0.26 \quad (2.8)$$

Değişim katsayısının bulunması:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eh}} \times (B + \frac{sF}{\beta})} = \sqrt{\frac{0.1}{1.50} \times (0.70 + \frac{0.09 \times 0.26}{0.01})} = 0.45 \quad (2.9)$$

Ortalama dalgalanma oranı (v)

$$v = n_o \sqrt{\frac{sxF}{(sxF) + (Bx\beta)}} = 0.2 \sqrt{\frac{0.09 \times 0.26}{(0.09 \times 0.26) + (0.70 \times 0.01)}} = 0.18 \quad (2.10)$$

Zirve faktörü (peak factor:  $g_p$ ) ilgili abaktan ortalama dalgalanma (v) değerine bağlı olarak okunmuştur. (bkz. Ek5)

$$g_p = \sqrt{2 \log_e vT} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e vT}} = 3.80 \quad (2.11)$$

(2.1) denkleminde kullanılacak Bora Etkisi (Gust Effect) faktörü:

$$C_g = 1 + g_p \left( \frac{\sigma}{\mu} \right) = C_g = 1 + 3.80(0.45) = 2.71 \quad (2.12)$$

Aynı hesaplar binanın dar doğrultusu için yapıldığında Bora Etkisi değeri :

$C_g = 3.50$  bulunur.

$C_p = 0.8$  (Rüzgarın basınç yaptığı dik cephede)

$C_p = -0.5$  (Rüzgarın emme yaptığı dik cephede)

Yapının geniş kenarına dik esen rüzgar yükleri:

$$P_{basinç} = 0.41 \times C_e \times 2.71 \times 0.8 = 0.88 \times C_e$$

$$P_{emme} = 0.41 \times C_e \times 2.71 \times (-0.5) = -0.56 \times C_e$$

Yapının dar kenarına dik esen rüzgar yükleri:

$$P_{\text{basınç}} = 0.41 \times C_e \times 3.50 \times 0.8 = 1.15 \times C_e$$

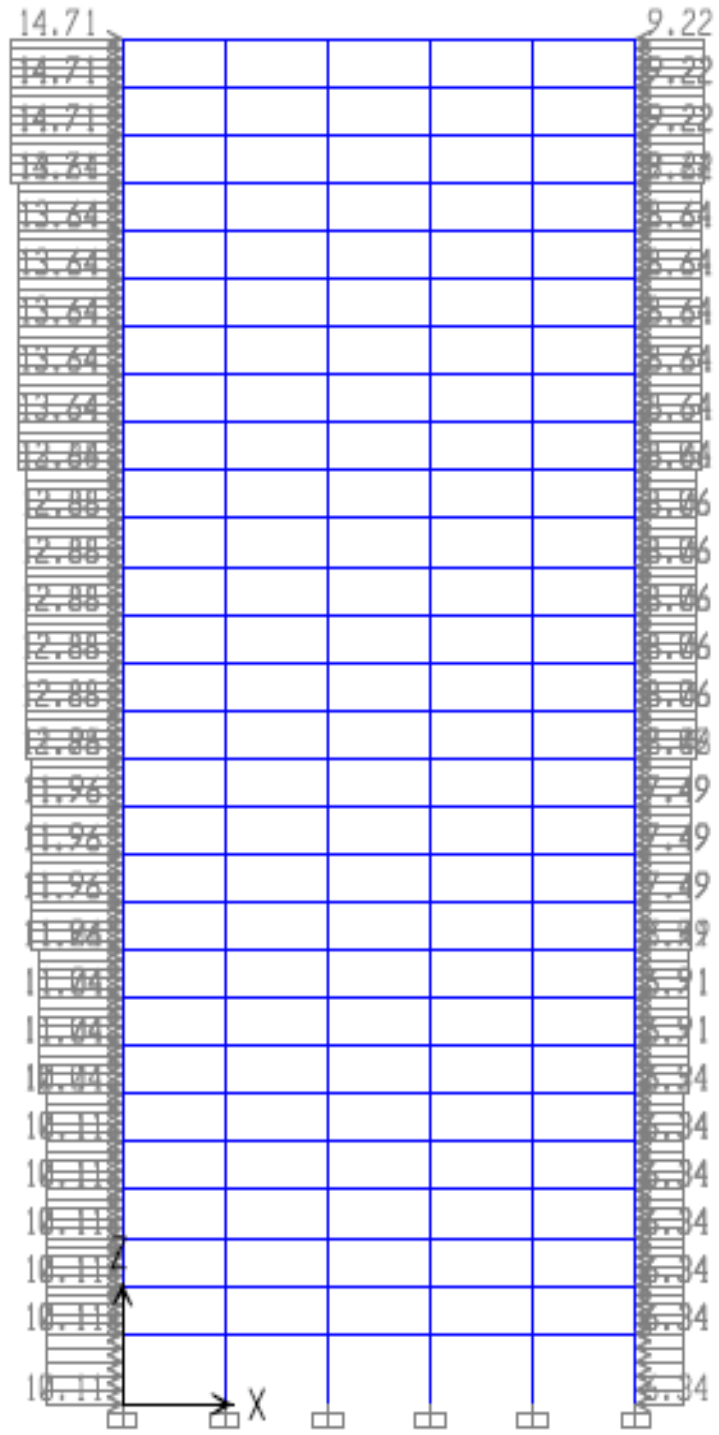
$$P_{\text{emme}} = 0.41 \times C_e \times 3.50 \times (-0.5) = -0.72 \times C_e$$

Çizelge 2.1’de okunan ve yükseklikle değişen  $C_e$  değerleri yukarıdaki denklemlerde yerine koyularak, binaya etkiyen yanal rüzgar yükleri hesaplanmış ve aşağıdaki çizelgede verilmiştir.

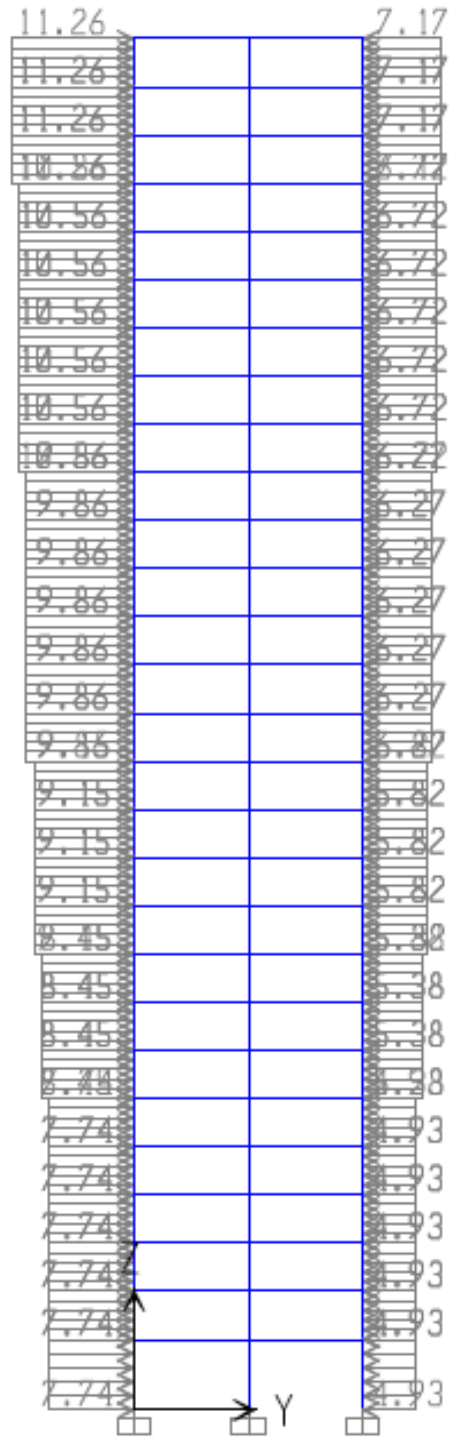
Köşe kolonlar için;  $L = 4$  m; Orta kolonlar için;  $L = 8$  m

**Çizelge 2.2:** Rüzgar yükü değerleri (kN / m)

H (m)	Doğrultu	$q_{r, \text{basınç}}$ (Köşe Kolonlarda)	$q_{r, \text{basınç}}$ (Orta Kolonlarda)	$q_{r, \text{emme}}$ (Köşe Kolonlarda)	$q_{r, \text{emme}}$ (Orta Kolonlarda)
0 - 20	genişlik	3,87	7,74	-2,46	-4,93
	derinlik	5,05	10,11	-3,17	-6,34
20 - 30	genişlik	4,22	8,45	-2,69	-5,38
	derinlik	5,52	11,04	-3,46	-6,91
30 - 44	genişlik	4,58	9,15	-2,91	-5,82
	derinlik	5,98	11,96	-3,74	-7,49
44 - 64	genişlik	4,93	9,86	-3,14	-6,27
	derinlik	6,44	12,88	-4,03	-8,06
64 - 85	genişlik	5,28	10,56	-3,36	-6,72
	derinlik	6,90	13,64	-4,32	-8,64
85 - 97	genişlik	5,63	11,26	-3,58	-7,17
	derinlik	7,36	14,71	-4,61	-9,22



Şekil 2.1: Wx rüzgar yükü etkililme şekli



## 2.4 Deprem Yüğü

Yapıya etkiyen deprem yükleri, analizde kullanılacak tüm yapı ve zemin parametreleri Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik’de belirtildiğı şekilde alınmış ve ETABS programına tanımlanmıştır. Bina toplam yüksekliğı  $H_N > 40$  m olduğı için, yatay deprem yükleri modal analiz yapılarak bulunmuştur [1].

Binanın tümüne etkiyen toplam taban kesme kuvveti  $V_t$ , denklem (2.13) ile hesaplanacaktır [1].

$$V_t = \frac{W \times A(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times W \quad (2.13)$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) \quad (2.14)$$

**Çizelge 2.3:** Etkin yer ivmesi katsayısı

Deprem Bölgesi	$A_0$
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

**Çizelge 2.4:** Hareketli yük katılım katsayısı

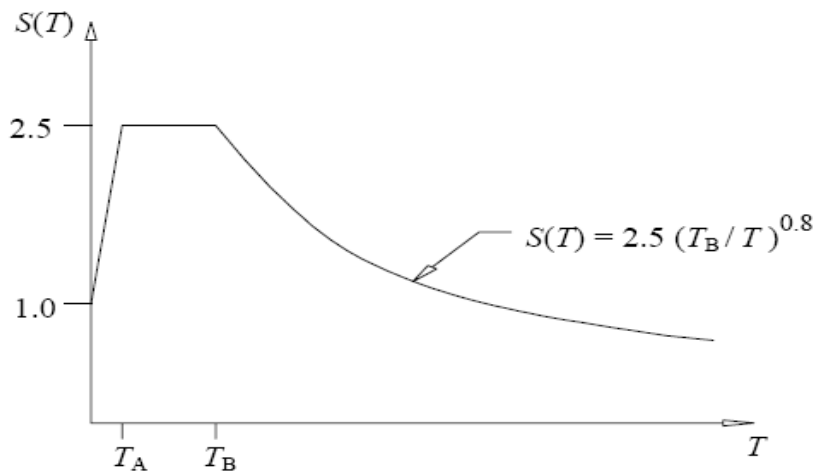
Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

**Çizelge 2.5:** Spektrum karakteristik periyotları

Yerel Zemin Sınıfı	$T_A$ (saniye)	$T_B$ (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

**Çizelge 2.6:** Bina önem katsayısı

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
<b>1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</b> a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	<b>1.5</b>
<b>2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar</b> a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	<b>1.4</b>
<b>3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</b> Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	<b>1.2</b>
<b>4. Diğer binalar</b> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	<b>1.0</b>



**Şekil 2.3:** Tasarım spektrum diyagramı

Denklem (2.14)'de yer alan spektrum katsayısı,  $S(T)$ , yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu  $T$ 'ye bağlı olarak denklem (2.15) ile hesaplanacaktır (Şekil 2.3).

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.15a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.15b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.15c)$$

### Yapılan Kabuller

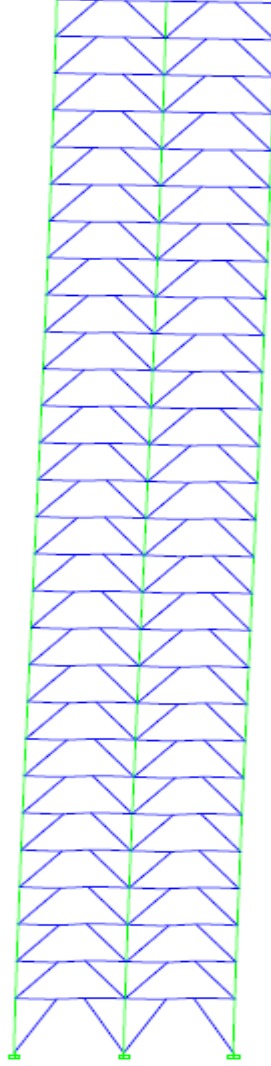
- Yapı süneklik düzeyi yüksek dış merkez çaprazlarla güçlendirildiği için, davranış katsayısı  $R = 8$  olarak alınmıştır.
- Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup  $A_0 = 0,40$  alınmıştır.
- Hareketli yük katılım katsayısı  $n = 0.30$  alınmıştır.
- Yapı yerel zemin sınıfı Z1 kabul edilmiş karakteristik periyotlar  $T_A = 0,10$  ve  $T_B = 0,30$  alınmıştır.
- Bina önem katsayısı olan  $I = 1.0$  alınmıştır (Çizelge 2.6).

Süneklik düzeyi yüksek olan yapının, modal analizde gerekli olacak "Scale Factor" katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\text{Scale factor} = \frac{A_0 \times g \times I}{R} = \frac{0.4 \times 9.81 \times 1}{8} = 0.49$$

Modal analiz sırasında, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından daha az olmamasına dikkat edilecektir [1].

Bu analizin sonuçları Çizelge 2.6'de verilmiş olup, yapı düzenli bir geometriye sahip olduğundan dolayı X yönünde yeterli kütle katılım oranı 8. modda, Y yönünde ise 4. modda sağlanmıştır.



**Şekil 2.4:** Yapının birinci mod şekli

**Çizelge 2.7:** Modal analiz kütle katılım oranları

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	3.909	0.000	74.757	0.000	0.000	74.757
2	2.627	76.578	0.000	0.000	76.578	74.757
3	2.226	0.232	0.000	0.000	76.810	74.757
4	1.234	0.000	15.921	0.000	76.810	<b>90.678</b>
5	0.877	12.663	0.000	0.000	89.473	90.678
6	0.742	0.035	0.000	0.000	89.508	90.678
7	0.652	0.000	4.171	0.000	89.508	94.849
8	0.492	5.184	0.000	0.000	<b>94.692</b>	94.849

Ux: X yönündeki etkin kütle katılım oranı

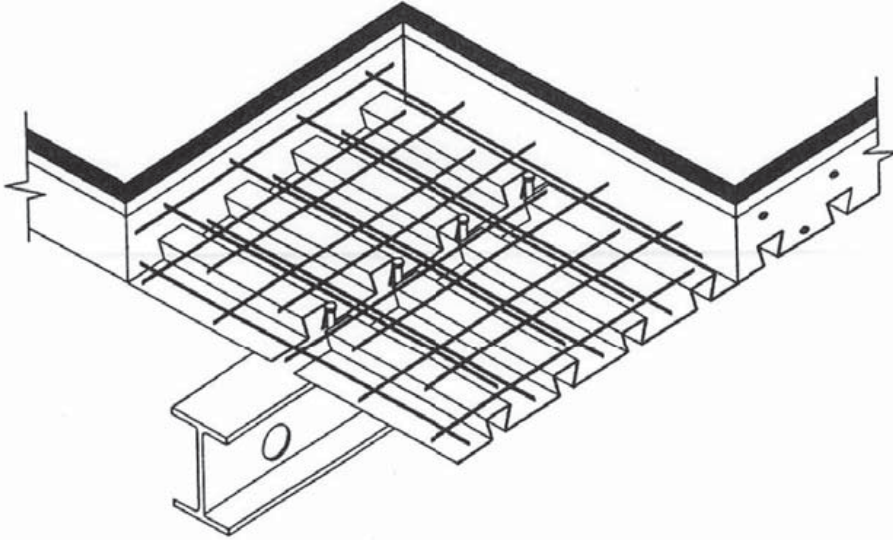
Uy: Y yönündeki etkin kütle katılım oranı

### 3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanları, ETABS programına girilen yük kombinasyonları sonucunda oluşan en büyük kesit tesirlerine göre boyutlandırılmıştır. Ayrıca elemanlar boyutlandırılırken, DBYBHY ve TS648’de önerilen konstruktif esaslara da uyulmuştur.

#### 3.1 Kompozit Döşemeler

Yapıda kat döşemeleri, uygulama kolaylığı ve diğer bir çok avantajları nedeniyle kompozit olarak tasarlanmıştır.



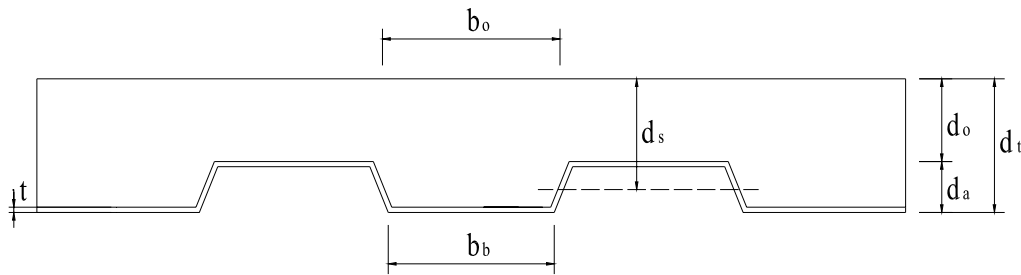
**Şekil 3.1:** Kompozit Döşeme Sistemi

Şekil 3.1’de görüldüğü gibi, kompozit döşeme sistemi dört temel bileşenden meydana gelmektedir. Bu bileşenler çelik profil kiriş, başlıklı kayma bağlantısı, profillenmiş çelik sac, ve betondur. Kompozit döşeme sistemini oluşturan bu elemanların birbirleri arasında etkileşim sağlanarak, kompozit elemanlar olarak tasarlanması sağlayacakları avantajlara bağlıdır. Kompozit döşeme sisteminin bir

elemanı olan çelik kirişin, mekanik kayma bağlantıları vasıtasıyla betona bağlanmasıyla bu iki malzeme beraber çalışmaktadır. Esas olarak eğilme etkisi altında olan kompozit kirişlerde en sık kullanılan mekanik kayma bağlantıları pratikliği nedeniyle standartların da kabul ettiği başlıklı saplamalardır. Çelik kirişin üst başlığına yerleştirilen yeterli sayıdaki kayma bağlantısıyla betonla beraber çalışmasının sağlandığı düşey yük etkisi altındaki basit kirişlerde pozitif eğilme momenti çelik kesitin çekme kuvveti ve betonun basınç kuvveti etkisi altında kalmasına sebep olur. Bu durumda her iki malzemeden optimum olarak yararlanılmaktadır. Bu şekilde oluşturulan kompozit kirişler, boyut olarak daha küçük enkesitli çelik kirişe göre daha büyük rijitliğe sahiptirler ve daha büyük yükleri taşıyabilirler. Kompozit kesitin rijitliği çelik profil kesitinin rijitliğine göre daha fazla olduğundan kompozit kullanımda kiriş sehimleri de azalmaktadır [8].

Ayrıca kompozit döşemeler, beton dökümünden önce, inşaat sırasında diğer işler için yapım süresini hızlandıran, emniyetli bir platform sağlarken, estetik bir görüntü de oluştururlar.

Kompozit döşemeyi meydana getiren plak bir miktar hasır donatı ile güçlendirilmiştir. Hasır donatı konulmasının sebebi yükün homojen dağıtılması ve yangın mukavemetinin artırılmasıdır. Korozyona dayanıklı olması açısından galvanize sac kullanılmıştır.



**Şekil 3.2:** Kompozit döşemede eleman boyutları

Kompozit döşeme boyutlamasında sağlanması gereken minimum koşullar aşağıdaki gibi olacaktır.

$$\begin{aligned} b_0 &\geq 50 \text{ mm} & d_0 &\geq 50 \text{ mm} & d_t &\geq 90 \text{ mm} \\ d_a &\leq 80 \text{ mm} & t &\geq 0.7 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.1)$$

Kompozit döşemedeki çekme kuvveti (Z).

$$Z = \alpha_a \times \sigma_F \times A_s \quad (3.2)$$

$\alpha_a$  = Çelik emniyet katsayısı       $\sigma_F$  = Akma sınır gerilmesi

Çelik sac için;  $\sigma_F = 22 \text{ kN/cm}^2$

$A_s$  = Katlanmış çelik sac enkesit alanı

Ağırlık merkezinin yeri (y)

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \times \sigma_{br} \times (100 \text{ cm})} \leq \begin{cases} d_o \\ d_s / 2 \end{cases} \quad (3.3)$$

$\alpha_b$  = Beton emniyet katsayısı       $\sigma_{br}$  = Beton emniyet gerilmesi

Moment taşıma kapasitesi ( $M_u$ ) ise

$$M_u = Z \times \left( d_s - \frac{y}{2} \right) \quad (3.4)$$

$$b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \times n} \quad (3.5)$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^2}{E \times I} \quad (3.6)$$

$b_{\text{eff}}$  = Etkin döşeme genişliği

$b^*$  = Beton etkin genişliği

$n$  = Beton ve çeliğin elastisite modülü oranıdır.

### 3.1.1 Boyutların belirlenmesi

$$b_0 = 130 \text{ mm} > \min b_0 = 50 \text{ mm}$$

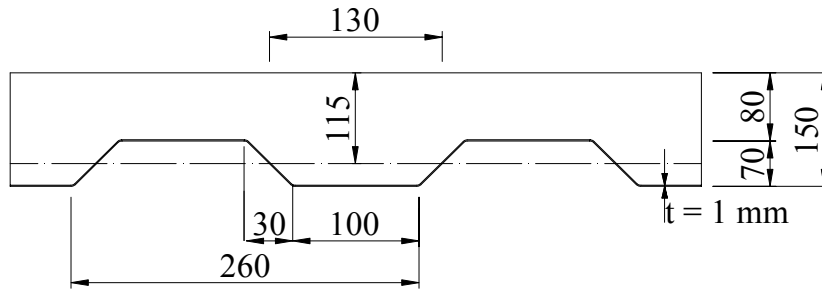
$$d_0 = 80 \text{ mm} > \min d_0 = 50 \text{ mm}$$

$$d_t = 140 \text{ mm} > \min d_a = 90 \text{ mm}$$

$$d_a = 60 \text{ mm} < \max d_a = 80 \text{ mm}$$

$$t = 1 \text{ mm} > t_{\min} = 0.7 \text{ mm}$$

$$d_s = 80 + \frac{70}{2} = 110 \text{ mm}$$



Şekil 3.3: Kompozit döşeme kesiti

### 3.1.2 Yüklerin belirlenmesi

$$\text{Sac alanı : } A_s = 2 \times \left( 10 + \sqrt{3^2 + 7^2} \right) \times \frac{100}{26} \times 0.1 = 13.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Sac ağırlığı : } g_a = 0.00136 \times 1 \times 78.5 = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beton ağırlığı : } g_b = \left( 1 \times 0.08 + \frac{100}{24} \times \frac{0.1 + 0.16}{2} \times 0.07 \right) \times 1 \times 25 = 2.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kaplama + Şap (7cm) : } g' = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

Katlanmış çelik sacın kalıp olarak çalıştığı sürede taşıyacağı yükler:

$$\text{Sabit yükler: } g = 0.11 + 2.81 = 2.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hareketli yükler: } p = 2 \text{ kN/m}^2$$

Katlanmış çelik sacın taşıma gücünün kontrolü için gerekli nihai yükler:

$$\text{Sabit yükler: } g = 1.30 + 2.92 = 4.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hareketli yükler: } p = 5 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.3 Çelik sacın kalıp sürecinde hesabı

Kalıp aşamasında, katlanmış çelik saclar, 1'er metre arayla geçici mesnetlerle tutulduğu kabul edilerek, hesaplar bu aşamada 1 metre açıklık için yapılacaktır [6].

$$g = 2.92 \text{ kN/m}^2 = 2.92 \text{ kg/cm}$$

$$p = 2 \text{ kN/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Çelik sacın atalet momenti : } I_a = \frac{100}{26} \times 2 \times \left( \frac{0.1 \times 7^3}{12} + 0.1 \times 10 \times 3.45^2 \right) = 113 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sehim : } \max f = (0.00677 \times 2.92 + 0.0099 \times 2) \times 100^4 \times \frac{1}{2.1 \times 10^6 \times 113} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\text{Sehim tahkiki : } \max f = 0.02 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = \frac{100}{150} = 0.67 \text{ cm}$$

$$\max |M| = (0.08 \times 2.92 + 0.117 \times 2.00) \times 1.00^2 = 0.47 \text{ kNm}$$

$$\max |Q| = (0.60 \times 2.92 + 0.617 \times 2.00) \times 1.00 = 2.99 \text{ kN}$$

$$\frac{b''}{t} = \frac{10}{0.1} = 100 > 45 \sqrt{\frac{2.35}{2.2}} = 46.5 \quad (\text{Kalın cidarlı hesap yapılamaz})$$

$$b' = 10 - 2 \times 0.5 = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{9}{0.1} = 90 < 500, \quad d'_g = \sqrt{2^2 + 7^2} - 2 \times 0.5 = 6.83 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_g}{t} = \frac{6.83}{0.1} = 68.3 < 150 \quad (\text{İnce cidarlı hesap yapılabilir}):$$

$$\sigma = \sigma_{cm} = 0.6 \times \sigma_F = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ kN/cm}^2$$

ön kabulü ile

$$\frac{b'}{t} = 90 > 1.64 \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 65.4$$

olduğundan etkin genişlik ;  $b_e = 1.64 \times 0.1 \times \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 6.54 \text{ cm}$  alınmalıdır.

$$b'' - b_e = 10 - 6.54 = 3.46 \text{ cm}$$

Olağan ağırlık merkezinden sapma ; (1 m genişlikte 4 nervür olduğu göz önünde tutularak)

$$y' = \frac{-3.46 \times 0.1 \times 4 \times 3.45}{13.55 - 3.46 \times 0.1 \times 4} = -0.34 \text{ cm}$$

eksi işareti, aşağıya kaymayı belirtmektedir.

$$y_o = 3.45 + 0.34 = 3.79 \text{ cm}$$

$$y_u = 3.45 - 0.34 = 3.11 \text{ cm}$$

$$I_e = 80.78 - 4 \times 3.46 \times 0.1 \times 2.95^2 - (13.55 - 4 \times 3.46 \times 0.1) \times 0.34^2 = 67.32 \text{ cm}^4$$

$$\min W_e = \frac{67.32}{3.79} = 20.46 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = \frac{47}{20.46} = 2.30 \text{ kN/cm}^2 < 13.2 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{2.99}{2 \times (6 - 2 \times 0.1) \times 0.1 \times 4} = 0.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.30^2 + 3 \times 0.64^2} = 2.55 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \times 22 = 16.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kullanılan kıvrılmış sac fazlasıyla güvenlidir.

### 3.1.4 Karma plakta taşıma gücü kontrolleri

Yapının faaliyeti süresince maruz kalacağı kuvvetlerin, toplam 4 metre açıklık için uygulanması esasına göre hesap yapılmıştır.

$$q = 4.22 + 5.00 = 9.22 \text{ kN/m}$$

$$q^* = 1.7 \times 9.22 = 15.60 \text{ kN/m}$$

$$\max |M| = \frac{15.60 \times 4^2}{8} = 31.20 \text{ kNm} = 3120 \text{ kNcm}$$

$$\max |Q| = \frac{15.60 \times 4}{2} = 31.20 \text{ kN}$$

$$Z = 1 \times 22 \times 13.55 = 298.10 \text{ kN}$$

$$y = \frac{298.1}{0.74 \times 4.5 \times 100} = 0.86 \text{ cm} < \begin{cases} d_o = 8 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{11.0}{2} = 5.50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_u = 298.10 \times \left(11 - \frac{0.860}{2}\right) = 3150 \text{ kNcm}$$

$\max |M| = 3120 \text{ kNcm} < M_u = 3150 \text{ kNcm}$  Artırılmış yüklerle hesap yapıldığı için, emniyet katsayısı 1'dir ve moment bakımından kesit yeterlidir.

Kesme ve zımbalama kontrolleri:

Karma bir plağın bir nervürü için  $Q_{lu}$  kesme kuvveti taşıma gücü

$$Q_{lu} = b_o d_s \tau_{br} + 2_o t d_a 0.52 \sigma_f$$

$$Q_{lu} = 13 \times 11 \times 0.038 + 2 \times 0.1 \times 6 \times 0.52 \times 22 = 19.16 \text{ kN/nervür}$$

$$Q_u = \frac{100}{26} \times 19.16 = 73.69 \text{ kN}$$

$$\max |Q| = 31.20 \text{ kN} < Q_u = 73.69 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

### 3.1.5 Sehim kontrolü

BS 35 için;  $E_b = 3330 \text{ kN/cm}^2$

$$E_a = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_{\text{çelik}}}{E_{\text{beton}}} = \frac{21000}{3300} = 6.33$$

Eşdeğer kesit:

$$b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \times n} = \frac{100}{2 \times 6.33} = 7.90 \text{ cm}$$

$$A_b = 7.9 \times 8 = 63.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$y_0 = \frac{63.20 \times 4.0 + 13.55 \times 3.0}{63.20 + 13.55} = 3.82 \text{ cm}$$

$$y_u = 14 - 3.82 = 10.18 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{7.90 \times 8^3}{12} + 63.20 \times (4.0 - 3.82)^2 + 80.78 + 13.55 \times (10.18 - 3.0)^2 = 1118.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.0922 \times 400^4}{2.1 \times 10^4 \times 1118.35} = 1.31 \text{ cm} < f_{\text{limit}} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm} , \text{ kesit uygundur.}$$

Kompozit döşemede rötreden dolayı ve çatlakları en aza indirmek için, boyuna ve enine doğrultularda tüm alana minimum donatı yerleştirilmelidir. Donatı miktarı her iki doğrultuda en kesit alanının %0.2'si kadar olmalıdır. Buna göre seçilen donatı:

$$A_s = 0.002 \times 14 \times 100 = 2.8 \text{ cm}^2$$

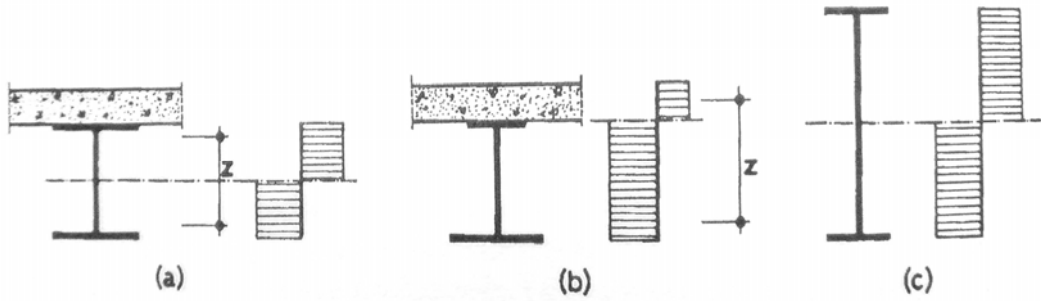
Seçilen donatı : Q 317/317 ( $A = 3.17 \text{ cm}^2$ )

### 3.2 Kompozit Kat Kirişlerinin Boyutlandırılması

Kompozit kirişler, çelikle beraber betonarme elemanlarının taşıma kapasitelerinden yararlanarak oluşturulan karma taşıyıcı elamanlardır. Betonarme döşeme plaklarıyla çelik kirişlerin ya da köprü tabliyesiyle kirişlerin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan kompozit kirişler, üzerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başına taşımaya çalışan çelik kirişe göre çok daha ekonomiktir. Çünkü bir kompozit kirişte,

eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profil tarafından, basınç bileşeni ise ya yalnız betonarme plak tarafından ya da betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Betonarme plağın ve çelik profilin birlikte çalışması sonucu manivela kolunun büyümesi de kesitin taşıma gücü artmasına neden olmaktadır.

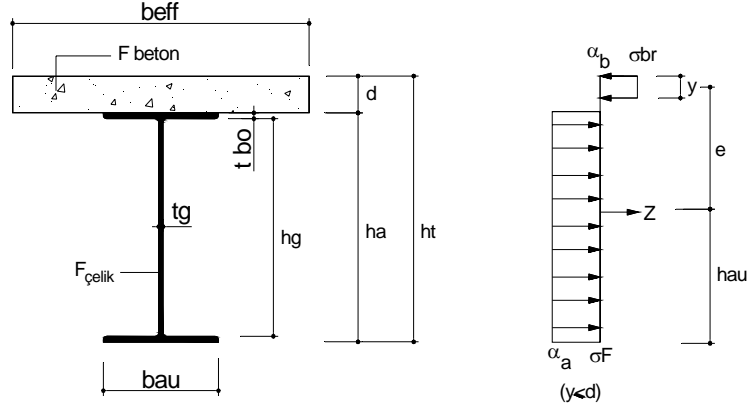
Karma kirişlerin çelik kirişlere karşı gösterdikleri bu üstünlük, betonarme kirişlerle kıyaslanmalarında da ortaya çıkar. Bir betonarme kirişe göre her zaman daha hafif olan kompozit kiriş, konstrüksiyon yüksekliği açısından bir sınırlama mevcutsa, aynı yükseklikteki betonarme kirişten daha az çelik kullanılmaktadır. Bu belirtilen özelliklerden de anlaşılacağı gibi çelik ve betondan oluşmuş kompozit yapı elemanlarında, doğrudan çelik kullanılmasına göre sağlanabilen en büyük ekonomi kirişlerde karşımıza çıkar. Bunun mertebesi, pozitif moment ağırlıklı sistemlerde %50 civarındadır. Sürekli kiriş sistemlerinde orta mesnetlerdeki moment aktarımı sayesinde kiriş açıklık momentleri düşmekte ve mesnetlerde negatif eğilme momentleri oluşmaktadır [6].



**Şekil 3.4:** Kompozit kirişlerin aynı taşıma güçlü çelik kirişlerle kıyaslanması

- a- Aynı konstrüksiyon yükseklikli çelik kiriş
- b- Karma kiriş
- c- Serbest yükseklikli çelik kiriş

Kompozit kirişlerin plastik hesabında, hem çelik hem de beton için gerilme diyagramları kabul edilmektedir. (Şekil 3.5)



**Şekil 3.5:** Kesit geometrik özellikleri, gerilme diyagramı ve iç kuvvetler

$b_{eff}$  = Etkin döşeme genişliği

$$b_{eff} = \min \begin{cases} l_x \\ 1/4 \\ 16d + b_{au} \end{cases} \quad (3.7)$$

$l_x$  = Kirişler arası aks mesafesi

$l$  = Kiriş açıklığı

$d$  = Döşeme kalınlığı

$b_{au}$  = Çelik profil başlık genişliği

$$b^* = \frac{b_{eff}}{2 \times n} \quad (3.5)$$

$$n = \frac{E_{çelik}}{E_{beton}}$$

$$F_k = F_{beton} + F_{çelik} \quad (3.8)$$

$$F_{beton} = d \times b^*$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_F \times F_{\text{çelik}} \quad (3.2)$$

$\alpha_a = \text{Çelik emniyet katsayısı} = 0.94$

$\sigma_F = \text{Akma sınır gerilmesi}$

$\alpha_b = \text{Beton emniyet katsayısı} = 0.74$

BS 35 için;  $E_b = 3300 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\sigma_{br} = 4.5 \text{ kN/cm}^2$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \times \sigma_{br} \times b_{\text{eff}}} \leq \begin{cases} d_0 \\ \frac{d_s}{2} \end{cases} \quad (3.9)$$

$$\text{Moment kolu; } h_{ao} = t_{bo} + \frac{1}{t_g} \left( \frac{F_{\text{çelik}}}{2} - b_{au} \times t_{bo} \right) \quad (3.10)$$

ve

$$h_{au} = h_a - h_{ao}$$

$t_{bo} = \text{Çelik profil başlık kalınlığı}$

$t_g = \text{Çelik profil gövde kalınlığı}$

$y \leq d$  ise kesitçe taşınabilecek en büyük moment

$$M_u = Z \times \left( h_{oa} + d - \frac{y}{2} \right) \quad (3.11)$$

$M_u$  değeri, program verilerinden elde edilen maksimum moment değerleri ile karşılaştırılarak tahkik edilecektir. Bu değer, ölü ve yararlı yüklerin ağırlıklı katsayılarla kombine edilerek elde edilmesi sonucu bulunduğu için, güvenlik derecesi 1 alınacaktır.

Karma kesitin kompozit etkileşim sonucu artan atalet momenti hesaplanarak ETABS programına sonradan girilmiştir. Böylece kesit tesirleri ve kiriş sehimleri daha gerçekçi olarak hesaplanmıştır. Ayrıca bu modifikasyonun, program verilerine göre toplam kat ötelemelerinde de olumlu netice verdiği gözlenmiştir.

$$I_k = \frac{d^3 \times b^*}{12} + F_{\text{beton}} \times d_1^2 + I_x + F_{\text{çelik}} \times d_2^2 \quad (3.12)$$

$$y_o = \frac{F_{\text{beton}} \times (h_g + \frac{d}{2}) + F_{\text{çelik}} \times \frac{h_g}{2}}{F_k} \quad (3.13)$$

$$d_1 = h + \frac{d}{2} - y_o \quad ; \quad d_2 = y_o - \frac{h}{2}$$

$F_k$  = Kompozit kesit toplam alanı

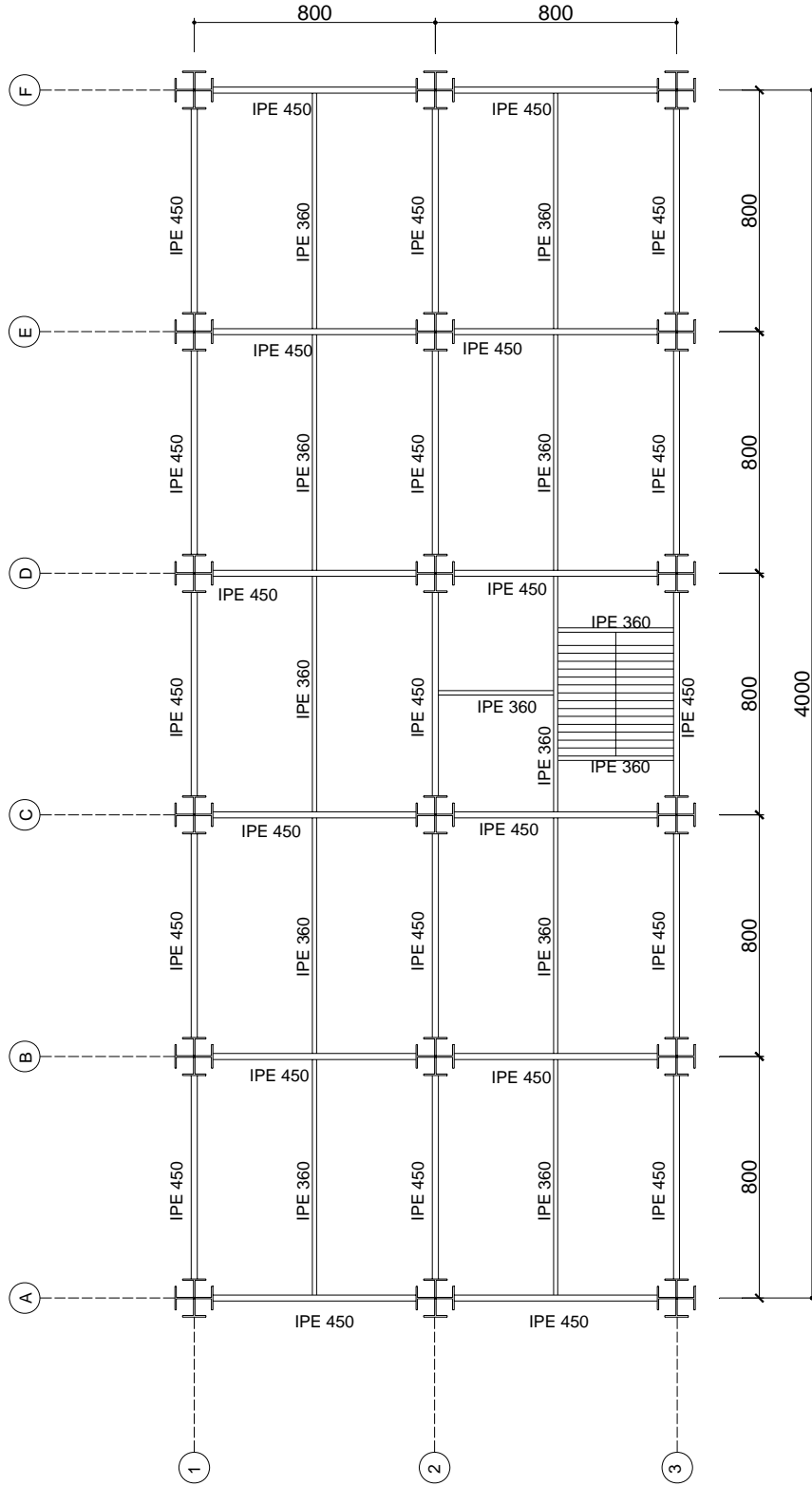
$I_x$  = Mevcut çelik profil kesitinin atalet momenti

$I_k$  = Kompozit kesit toplam atalet momenti

$y_o$  = Kesit ağırlık merkezinin çelik profil alt ucundan mesafesi

$d_1$  = Beton döşeme ağırlık merkezinin kesit ağırlık merkezine mesafesi

$d_2$  = Çelik profil ağırlık merkezinin kesit ağırlık merkezine mesafesi



Şekil 3.6: Kompozit kat kirişleri

Kat kompozit kirişlerinin kontrolleri, ETABS programından alınan kesit tesirleri ile mukayese edilerek yapılacaktır. Ayrıca bu kirişlerin deprem yönetmeliğinde belirtildiği üzere kompaktlık kontrolleri Çizelge 3.1’de açıklandığı gibi yapılacaktır.

**Çizelge 3.1:** Enkesit kompaktlık koşulları

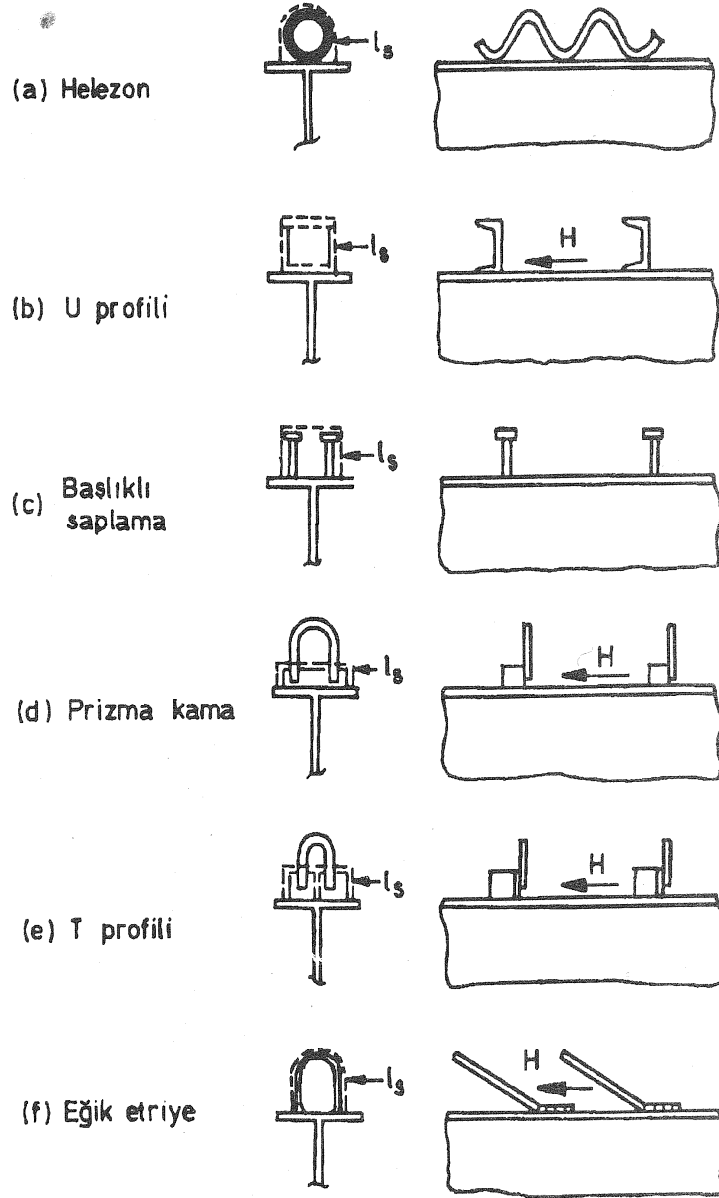
<i>Eleman Tanımı</i>	<i>Narinlik Oranları</i>	<i>Sınır Değerler</i>	
		<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem</i>	<i>Süneklik Düzeyi Normal Sistem</i>
<i>Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde</i>	<i>b/2t b/t</i>	$0.3\sqrt{E_s / \sigma_a}$	$0.5\sqrt{E_s / \sigma_a}$
<i>Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri</i>	<i>h/tw</i>	$3.2\sqrt{E_s / \sigma_a}$	$5.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$

### 3.2.1 Kayma bağlantıları ve hesabı

Bir karma kirişte kayma bağlantılarının amacı, çelik enkesitle betonarme plağı birbirlerine, bir bütün olarak çalışabilecekleri şekilde bağlamaktır. Bu amaçla; yük altında beton ve çelik bölümler arasında oluşmak isteyen kaymayı önlenir, dolayısıyla kayma kuvvetini aktarabilir ve şekil değiştirmeler sonucu beton plağın çelik parçadan ayrılıp kalkmasını önlenir. Kayma kuvvetinin aktarılmasını sağlayacak uygun kayma bağlantısının boyutlarını ve sayısını hesapla bulmak mümkünken, plağın kalkmasıyla ilgili bir hesap şekli gelişmemiş olup, önlemler deneyimlere dayanır.

Karma kirişlerde, günümüze değin birçok değişik kayma bağlantıları kullanılmıştır. (Şekil 3.7) Genel olarak kayma bağlantılarını rijid (Şekil 3.7 d, e) ve eğilebilir (Şekil 3.7 a, b, c, f) şeklinde ikiye ayırmak mümkündür. Rijid türlerde kayma ve kalkmayı önleme iki ayrı elemana pay edilmiştir: Kayma kuvveti dik yüzeylerdeki beton basınç gerilmesi ve kaynaklardaki zorlamalar ile alınır, kalkma ise halka donatı ile önlenir. Eğilebilir türlerde ise, her iki görev aynı elemanca yerine getirilir.

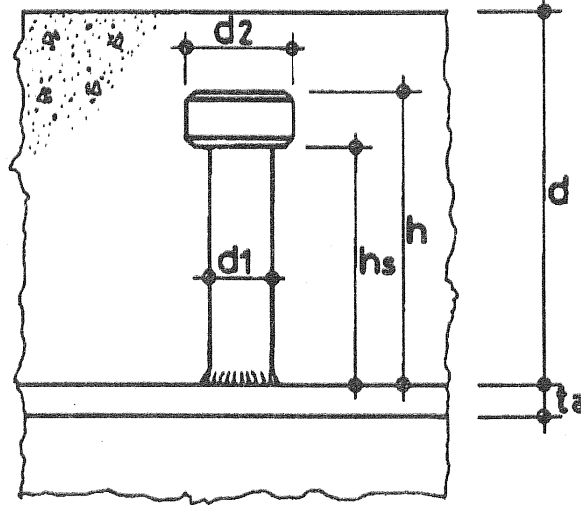
Günümüzde en çok kullanılan kayma bağlantısı türü, otomatikleşmiş imalatı dolayısıyla, kaynaklanmış başlıklı saplamalardır.



Şekil 3.7: Kayma Bağlantılarına Örnekler

Bir kayma bağlantısının deneysel taşıma gücü; beton basınç düzeyi şekline, elemanın makaslama ve eğilme dayanımına ve elemanı saran betonun makaslama dayanımına

bağlıdır. Betonun  $l_s$  ile gösterilen makaslama çevre uzunluğu plak kalınlığının iki katı olan  $2d$ 'yi aşarsa makaslama çevresi olarak  $2d$  alınır.



Şekil 3.8: Başlıklı saplamada geometrik büyüklükler

Kayma elemanı boyutları aşağıda belirtilen sınırlara uymalıdır.

$$h_s \geq 5 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2,3 \text{ cm} \\ 2 \times t_a \end{cases} \quad (3.14)$$

$$d_2 \geq 1.5 \times d_1$$

Bu durumda başlıklı saplamanın  $H_{1u}$  taşıma gücü;

$$H_{1u} = 0.32 \times \alpha \times d_1 \sqrt{\sigma_{br} \times E_b} \leq 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_{FH} \quad (3.15)$$

$H_{1u}$  : Bir kayma elemanının yük taşıma kapasitesi

$\alpha_{br}$  : beton anma mukavemeti (küp)

$E_b$  : beton elastik modülü

$\sigma_{FH}$  : kayma bağlantısının akma sınırı  $35 \text{ kN/cm}^2$

BS 35 Beton için;  $E_b = 3320 \text{ kN/cm}^2$  ,  $\sigma_{br} = 3.5 \text{ kN/cm}^2$

$$\alpha = \begin{cases} h/d_1 = 3 \text{ için } 0.85 \\ h/d_1 \geq 4.2 \text{ için } 1.00 \end{cases} \quad (3.16)$$

Bir moment ekstremum noktası ile bir moment sıfır noktası arası olarak sınırlandırılacak bir kayma bölgesine konulması gerekli kayma bağlantı elemanının sayısı plastik hesapta aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$n_H = \frac{H}{\alpha_H \times H_{lu}} \quad (3.17)$$

H : Plak ile çelik arasındaki kayma kuvveti

$\alpha_H$  : Güvenlik katsayısı ( genellikle 0.85 alınır)

Ele alınan kayma bölgesindeki H kayma kuvveti:

Pozitif moment bölgesinde, çelik profilin taşıyabileceği Z kuvveti ile beton tablanın taşıyabileceği D basınç kuvvetinden küçük olanına eşittir.

$$H = \begin{cases} Z = \alpha_a \times \sigma_F \times F_a \\ D = \alpha_b \times \sigma_{br} \times b_{eff} \times d \end{cases}_{\min} \quad (3.18)$$

Kayma elemanları ara mesafeleri;

$$\text{Enine doğrultuda } e_e \geq 4 \times d_1 \quad (3.19)$$

$$\text{Boyuna doğrultuda } e_b \begin{cases} \geq 5 \times d_1 \\ \leq (3 \sim 4) \times d \leq 60 \text{ cm} \end{cases}$$

### 3.2.2 IPE 450 kirişi hesabı

Çizelge 3.2: IPE 450 kesit özellikleri

$I_x \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_x \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_x \text{ (cm)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_y \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$
33740	1500	18.48	1676	176.4	4.12
$F \text{ (cm}^2\text{)}$	$h_a \text{ (cm)}$	$b_{au} \text{ (cm)}$	$t_g \text{ (cm)}$	$t_{bo} \text{ (cm)}$	$h_g \text{ (cm)}$
92.82	45	19	0.94	1.46	37.88

ETABS programından alınan IPE 450 kesitine ait gerilme ve şekil değiştirme değerleri GQWX kombinasyonu için:

Eğilme momenti:  $M_{\max} = 15026 \text{ kNcm}$

Kesme kuvveti:  $V_{\max} = 65.49 \text{ kN}$

Sehim:  $f_{\max} = 0.269 \text{ cm}$

### 3.2.2.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b_{\text{au}}}{t_{\text{bo}}} = \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.5 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\frac{h_g}{t_g} = \frac{45}{0.94} = 47.8 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 77$$

Kesit kompakttır

### 3.2.2.2 Gerilme kontrolü

$b_{\text{au}} = 19 \text{ cm}$ ,  $t_{\text{bo}} = 1.46 \text{ cm}$ ,  $t_g = 0.94 \text{ cm}$

$L = 8 \text{ m}$ ,  $L_x = 4 \text{ m}$ ,  $d = 15 \text{ cm}$

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 4 \text{ m} \\ \frac{8}{4} = 2 \text{ m} \\ 16 \times 0.15 + 0.19 = 2.59 \text{ m} \end{cases}$$

$b_{\text{eff}} = 2 \text{ m}$

$n = 6.36$

$$b^* = \frac{200}{2 \times 6.36} = 15.72$$

$$F_{\text{beton}} = 15 \times 15.72 = 235.8 \text{ cm}^2$$

$$F_k = 235.8 + 98.82 = 334.62 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{235.8 \times (45 + \frac{15}{2}) + 98.82 \times \frac{45}{2}}{334.62} = 43.64 \text{ cm}$$

$$d_1 = 45 + \frac{15}{2} - 43.64 = 8.86 \text{ cm}$$

$$d_2 = 43.64 - \frac{45}{2} = 21.14 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{15^3 \times 15.72}{12} + 235.8 \times 8.86^2 + 33740 + 98.82 \times 21.14^2 = 100825 \text{ cm}^4$$

$$Z = 0.94 \times 36 \times 98.82 = 3344 \text{ kN}$$

$$y = \frac{3344}{0.74 \times 4.5 \times 200} = 5.02 < d = 15 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = 1.46 + \frac{1}{0.94} \left( \frac{98.82}{2} - 19 \times 1.46 \right) = 24.51 \text{ cm}$$

$$M_u = 3344 \times \left( 24.51 + 15 - \frac{5.02}{2} \right) = 123728 \text{ kNcm}$$

ETABS programından alınan maksimum giriş eğilme moment değeri:

$$M_{\max} = 15026 \text{ kNcm} < M_u = 123728 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.2.3 Sehîm kontrolü

$$f_{\max} = 0.27 \text{ cm} < f_{\text{limit}} = \frac{L}{300} = \frac{800}{300} = 2.67 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.2.4 Kesme güvenliği kontrolü

Kesme kuvveti yalnızca porfilin gövde kısmıyla karşılanacaktır.

$$V_{\max} = 65.49 \text{ kN}$$

$$h_g = 37.88 \text{ cm}$$

$$F_g = 37.88 \times 0.94 = 35.60 \text{ cm}^2$$

Kesme kuvveti kapasitesi:  $V_p = 0.55 \times F_g \times \sigma_a$

$$V_p = 0.55 \times 35.60 \times 36 = 666.5 \text{ kN} > V = 65.49 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.2.5 Kayma elemanlarının hesabı

Seçilen kamanın karakteristikleri:

$$\sigma_{FH} = 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$h = 8 \text{ cm},$$

$$d_1 = 2 \text{ cm}.$$

$$\frac{h}{d_1} = \frac{8}{2} = 4 \text{ için } \alpha = 0.97 \text{ (lineer enterpolasyon ile)}$$

$$H_{lu} \leq \min \begin{cases} 0.32 \times 0.85 \times 2^2 \sqrt{3320 \times 3.5} = 117 \text{ kN} \\ 0.55 \times 2^2 \times 35 = 77 \text{ kN} \end{cases}$$

$$H_{lu} = 77 \text{ kN}$$

$$Z = 2858 \text{ kN}$$

$$H = \min \begin{cases} D = 0.74 \times 4.5 \times 200 \times 15 = 9990 \text{ kN} \\ Z = 2858 \text{ kN} \end{cases}$$

$$H = 2858 \text{ kN}$$

Mesnet bölgesinden, açıklık ortasına kadar konulacak kama adeti:

$$n_h = \frac{2858}{0.85 \times 77} = 43.7 \Rightarrow n_h = 44$$

Kayma elemanları ara mesafeleri;

$$\text{Enine doğrultuda } e_e \geq 4 \times 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna doğrultuda } e_b \begin{cases} \geq 5 \times 2 = 10 \\ \leq (3 \sim 4) \times 15 = 45 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Seçilen mesafeler; enine doğrultuda çift sıra 8 cm, boyuna doğrultuda çift sıra 12 cm'dir.

### 3.2.3 IPE 360 kiriş hesabı

Çizelge 3.3: IPE 360 kesit özellikleri

$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$i_x$ (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$W_y$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (cm)
16270	903.6	14.95	1043	122.8	3.79
$F$ (cm <sup>2</sup> )	$h_a$ (cm)	$b_{au}$ (cm)	$t_g$ (cm)	$t_{bo}$ (cm)	$h_g$ (cm)
72.73	36	17	0.8	1.27	29.86

ETABS programından alınan IPE 360 kesitine ait gerilme ve şekil değiştirme değerleri GQ kombinasyonu için:

Eğilme momenti:  $M_{\max} = 10153$  kNcm

Kesme kuvveti:  $V_{\max} = 50.77$  kN

Sehim:  $f_{\max} = 0.56$  cm

#### 3.2.3.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b_{au}}{t_{bo}} = \frac{17}{2 \times 1.27} = 6.7 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\frac{h_g}{t_g} = \frac{36}{0.8} = 45 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 77 \quad \text{Kesit kompakttır}$$

#### 3.2.3.2 Gerilme kontrolü

$$b_{ao} = 17 \text{ cm}, t_{bo} = 1.27 \text{ cm}, t_g = 0.8 \text{ cm}$$

$$L = 8 \text{ m}, L_x = 4 \text{ m}, d = 15 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 4 \text{ m} \\ \frac{8}{4} = 2 \text{ m} \\ 16 \times 0.15 + 0.17 = 2.57 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \text{ m}$$

$$n = 6.36$$

$$b^* = \frac{200}{2 \times 6.36} = 15.72$$

$$F_{\text{beton}} = 15 \times 15.72 = 235.8 \text{ cm}^2$$

$$F_k = 235.8 + 72.73 = 308.53 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{235.8 \times (36 + \frac{15}{2}) + 72.73 \times \frac{36}{2}}{308.53} = 37.49 \text{ cm}$$

$$d_1 = 36 + \frac{15}{2} - 37.49 = 6.01 \text{ cm}$$

$$d_2 = 37.49 - \frac{36}{2} = 19.49 \text{ cm}$$

$$I_k = \frac{15^3 \times 15.72}{12} + 235.8 \times 6.01^2 + 16270 + 72.73 \times 19.49^2 = 56835.6 \text{ cm}^4$$

$$Z = 0.94 \times 36 \times 72.73 = 2461 \text{ kN}$$

$$y = \frac{2461}{0.74 \times 4.5 \times 200} = 3.69 \text{ cm} < d = 15 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = 1.27 + \frac{1}{0.8} \left( \frac{72.73}{2} - 17 \times 1.27 \right) = 19.74 \text{ cm}$$

$$M_u = 2461 \times \left( 19.74 + 15 - \frac{3.69}{2} \right) = 80954 \text{ kNcm}$$

$$M_{\text{max}} = 10153 \text{ kNcm} < M_u = 80954 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.3.3 Sehım kontrolü

$$f_{\text{max}} = 0.54 \text{ cm} < f_{\text{limit}} = \frac{L}{300} = \frac{800}{300} = 2.67 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.3.4 Kesme güvenliği kontrolü

$$V = 50.77 \text{ kN}$$

$$F_g = 29.86 \times 0.8 = 23.88 \text{ cm}^2$$

$$V_p = 0.55 \times 23.88 \times 36 = 447 \text{ kN} > V = 50.77 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

### 3.2.3.5 Kayma elemanlarının hesabı

Seçilen kamanın karakteristikleri:

$$\sigma_{FH} = 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$h = 8 \text{ cm},$$

$$d_1 = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{d_1} = \frac{8}{2} = 4 \text{ için } \alpha = 0.97 \text{ (lineer enterpolasyon ile)}$$

$$H_{lu} \leq \min \begin{cases} 0.32 \times 0.85 \times 2^2 \sqrt{3320 \times 3.5} = 117 \text{ kN} \\ 0.55 \times 2^2 \times 35 = 77 \text{ kN} \end{cases}$$

$$H_{lu} = 77 \text{ kN}$$

$$Z = 2461 \text{ kN}$$

$$H = \min \begin{cases} D = 0.74 \times 4.5 \times 200 \times 15 = 9990 \text{ kN} \\ Z = 2461 \text{ kN} \end{cases}$$

$$H = 2461 \text{ kN}$$

Mesnet bölgesinden açıklık ortasına kadar konulacak kama adedi:

$$n_h = \frac{2461}{0.85 \times 77} = 37.6 \Rightarrow n_h = 38$$

Kayma elemanları ara mesafeleri;

Enine doğrultuda  $e_e \geq 4 \times 2 = 8\text{cm}$

Boyuna doğrultuda  $e_b \begin{cases} \geq 5 \times 2 = 10 \\ \leq (3 \sim 4) \times 15 = 45\text{cm} \leq 60\text{cm} \end{cases}$

Seçilen mesafeler; enine doğrultuda çift sıra 8 cm, boyuna doğrultuda çift sıra 12 cm'dir.

### 3.3 Kolonların Boyutlandırılması

Yapıda, ETABS programından alınan gerilmelere uygun olarak, zeminden itibaren belirli aralıklarla küçülen kesitlerde yapma haç kolonlar kullanılmıştır. Buna göre, ilk 7 kat kolonları 2×HE 700B, 7. ve 16. kat arası 2×HE 600B, 16. ve 23. kat arası 2×HE 500B, sonrası ise 2×HE 400B kesitlerinden oluşmaktadır. Her kolon tipi üzerlerine gelen kritik yükleme durumlarına göre ayrı ayrı kontrol edilecektir.

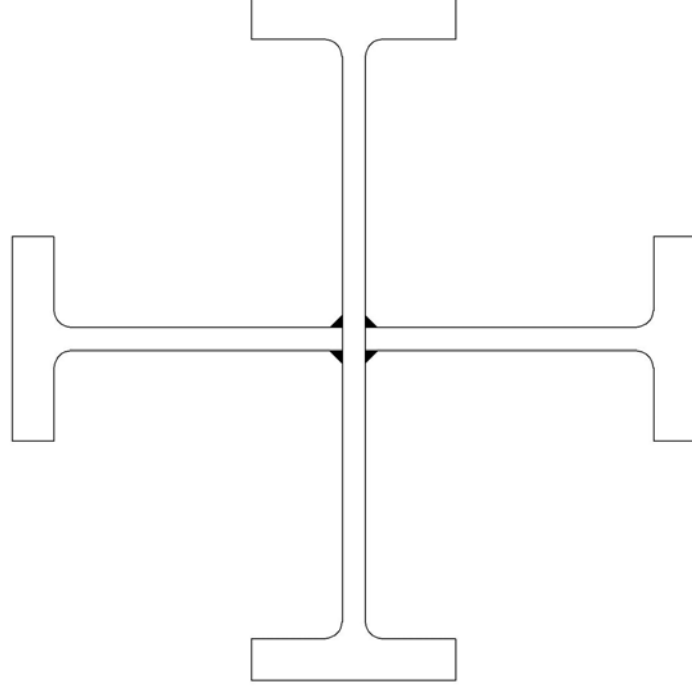
Kesitlerin kompaktlık kontrolü, Deprem Yönetmeliği uyarınca aşağıda belirtildiği gibi yapılacaktır.

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için:

$$\frac{b}{t} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} \quad (3.20)$$

Çizelge 3.4: Enkesit kompaktlık koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve aksenal basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	$h/t_w$	$ N_d/\sigma_a A  \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A}\right \right)$	$ N_d/\sigma_a A  \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A}\right \right)$
		$ N_d/\sigma_a A  > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A}\right \right)$	$ N_d/\sigma_a A  > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A}\right \right)$



**Şekil 3.9:** Tipik kolon kesiti

Kolonlar, TS 648 kısım 4.5 de belirtildiği üzere, “Eksenel Basınç Kuvveti ile Momentin Aynı Anda Etkimesi Hali” göz önüne alınarak tahkik edilecektir. Bu kısımda belirtilen formüller aşağıda verilmiştir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \quad (3.21)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1$$

Eğer  $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15$  ise

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (3.22)$$

- $\sigma_{eb}$  : Sadece aksel basınç etkisi altında hesaplanan gerilme
- $\sigma_{bem}$  : Sadece aksel basınç kuvveti etkimesi halinde burkulma emniyet gerilmesi
- $\sigma_{bx}, \sigma_{by}$  : Eğilme momentine göre hesaplanan eğilme-basınç gerilmesi
- $\sigma_{Bx}, \sigma_{By}$  : Sadece eğilme momenti etkimesi halinde emniyet gerilmesi.
- $\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$  : (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmesinden türetilen gerilmeler
- $C_{mx}, C_{my}$  :  $M_x, M_y$  moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önünde tutan katsayılar

Zayıf eksen etrafında eğilen elemanlar için izin verilen eğilme sınır gerilmesi

$$\sigma_B = 0.75 \times \sigma_a \text{ olacaktır [2].}$$

Kolon burkulma boyu katsayısının hesabında gerekli olan kolon A ve B uçları için etkin burkulma katsayısına yönelik G katsayısı  $G = \frac{\sum I_c / S_c}{\sum I_g / S_g}$  formülüyle elde edilir [2].

$I_c$  : Göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kolonların atalet momenti ( $\text{cm}^4$ )

$I_g$  : Göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kirişlerin atalet momenti ( $\text{cm}^4$ )

$S_c$  = Göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kolonların boyu (cm)

$S_g$  = Göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kirişlerin boyu (cm)

Kolon temele rijit olarak bağlıysa;  $G = 1.0$ ; sürtünmesiz, tamamıyla dönebilir mafsalla bağlıysa;  $G = 10.0$  alınır [2].

Bulunan G değerlerine göre, TS648'deki ilgili tablodan okunan K burkulma boyu katsayısı elde edilir ve böylece yeni burkulma boyu;

$S_k = K \times s$  olarak bulunur.

Deprem yönetmeliğine göre narinlik sınırı kontrolü:

$$\lambda_{x,y} = \frac{S_{x,y}}{i_{x,y}} \text{ ise, } \lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \text{ koşulu aranmalıdır.} \quad (3.23)$$

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{F} \leq \sigma_{bem} \quad ; \quad \sigma_{bem} \text{ değeri TS648'deki ilgili çizelgeden okunacaktır [Ek - 3]}$$

$$\sigma_{bx,by} = \frac{M_{x,y}}{W_{x,y}} \quad (3.24)$$

$$\sigma'_e = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 E}{(K.s_b / i_b)^2} \quad ; \quad \text{kN/cm}^2 \text{ cinsinden } \sigma'_e = \frac{81302}{(K.s_b / i_b)^2} \quad (3.25)$$

$C_m$  katsayısı için;

- Yanal harekete serbest olan çerçeve kolonlarında:

$$C_m = 0.85$$

- Yanal harekete karşı tutulmuş çerçeve kolonlarında

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \text{ olup, bu değer 0.4'den küçük alınmaz}$$

Yanal burkulma için;

Kesit simetri ekseninin yer aldığı gövde düzleminden yüklenen eğilme elemanlarında, basınç eğilme gerilmesi için eğilme emniyet gerilmesi  $\sigma_B$  aşağıdaki denklemlerle bulunan değerlerden büyük olanına eşit alınır [2].

$$\lambda_{yb} \leq \sqrt{\frac{351633 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{1054898 \times C_b} \right] \quad (3.26)$$

$$\lambda_{yb} \geq \sqrt{\frac{351633 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx1} = \frac{117211 \times C_b}{\lambda_{yb}^2} \quad (3.27)$$

veya  $\lambda_{yb}$ 'nin herhangi değeri için

$$\sigma_{Bx2} = \frac{8274 \times C_b}{1 \times \frac{d}{E_b}} \leq 0.6 \sigma_a \quad (3.28)$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1} ; \sigma_{Bx2}) \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (3.29)$$

Eksenel basınç ve eğilme halinde  $C_b$  değeri 1.0 alınacaktır [2].

Deprem Yönetmeliğinde belirtildiği üzere çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, artırılmış deprem yükleri dikkate alınacaktır. Yönetmeliğe göre kullanılması gereken kombinasyonlar aşağıdaki gibidir.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E$$

$$0.9 G \pm \Omega_0 E$$

Bu iki kombinasyondan elverişsiz iç kuvvetleri oluşturan dikkate alınır. Kullanılacak büyütme katsayısı  $\Omega_0$  değerleri ise, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Çizelge 3.5’de verilmiştir [1].

**Çizelge 3.5:** Deprem büyütme katsayısı

Taşıyıcı Sistem Türü	$\Omega_0$
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Deprem Yönetmeliğinde yapı elemanına ait iç kuvvet kapasiteleri aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi : } M_p = W_p \times \sigma_a \quad (3.30)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi : } V_p = 0.60 \times \sigma_a \times b \times t \quad (3.31)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A \quad (3.32)$$

### 3.3.1 Zemin – 7. normal kat kolonları hesabı

Çizelge 3.6: 2×HE 700B kesit özellikleri

$I_x(\text{cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$i_x(\text{cm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{px}(\text{cm}^3)$
265222	7577	21.02	279263	7978	21.57	9618
$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$t_w(\text{cm})$	$t_f(\text{cm})$	$h_i(\text{cm})$	$W_{py}(\text{cm}^3)$
600.24	70	30	1.7	3.2	63.6	9872

$$L = 500 \text{ cm}$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesirleri: ( SY Yüklemesi)

$$N = 5349 \text{ kN} \quad M_{xx} = 5334 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 60870 \text{ kNcm} \quad V_{xx} = 131 \text{ kN}$$

#### 3.3.1.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{30}{2 \times 3.2} = 4.68 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{5349}{36 \times 600.24} \right| = 0.25 > 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{1.7} = 41.2 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (2.1 - 0.25) = 59$$

#### 3.3.1.2 Gerilme kontrolü

X Yönü İçin; Kolona bağlı kiriş kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{265222}{500}}{2 \times \frac{100825}{800}} = 4.2 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{265222}{500}}{2 \times \frac{100825}{800}}} \right\} K_x = 0.9 \quad \lambda_x = 0.9 \times \frac{500}{21.02} \cong 21.41 \quad \omega_x = 1.08$$

Y Yönü İçin; Kolona bağlı kirişlerin kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{279263}{500}}{\frac{100825}{800}} = 8.86 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{279263}{500}}{\frac{100825}{800}}} \right\} K_y = 0.9 \quad \lambda_y = 0.9 \times \frac{500}{21.02} \cong 21.41 \quad \omega_y = 1.08$$

Deprem yönetmeliğine göre narinlik tahkiki:

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow 21.41 \leq 4 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 96.6 \text{ uygundur.} \quad (3.23)$$

(Ek-6)'dan,  $\lambda=21.46$  değeri için  $\sigma_{\text{bem}} = 19.98$  olarak okunmuştur. Bu değer, depremlili kombinasyondan oluştuğu için emniyet gerilmesi 1.33'le artırılmıştır.

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{5349}{600.24} = 8.91 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{bem}} = 19.98 \times 1.33 = 26.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{5334}{7577} = 0.70 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{60870}{7978} = 7.62 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ex}} = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 E}{(\lambda_x)^2}; \quad \sigma'_{\text{ex}} = \frac{81302}{(21.41)^2} = 177.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ey}} = 177.36 \text{ kN/m}^2$$

Çerçeve kolonlarının yanal harekete karşı tutulu olmasından dolayı;

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.44 \geq 0.4 \text{ olarak bulunmuştur [2].}$$

$$C_b = 1$$

$$I_{yb} = 3.2 \times \frac{30^3}{12} = 7200 \text{ cm}^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{7200}{3.2 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}, \quad \lambda_{yb} = \frac{500}{8.66} = 58$$

$$\lambda_{yb} = 58 < \sqrt{\frac{351633 \times 1}{36}} = 99$$

$$\sigma_{Bx1} = \left( \frac{2}{3} - \frac{36 \times 58^2}{1054898 \times 1} \right) \times 36 = 19.87 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{8274 \times C_b}{l.d / A_b} = \frac{8274 \times 1}{450 \times 70 / 96} = 25.74 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(\sigma_{Bx1}, \sigma_{Bx2}) = 25.74 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \sigma_a$$

$$\sigma_{Bx} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{By} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{8.91}{26.50} = 0.34 > 0.15$$

$$\frac{8.91}{26.50} + \frac{0.44 \times 0.70}{\left(1 - \frac{8.91}{177.36}\right) \times 21.60} + \frac{0.44 \times 7.62}{\left(1 - \frac{8.91}{177.36}\right) 27} = 0.33 + 0.01 + 0.13 = 0.47 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.1.3 Yanal burkulma kontrolü

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bx} = 0.70 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} = 2.08 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{By} = 27 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur}$$

### 3.3.1.4 Kesme güvenliği kontrolü

$$V = 131 \text{ kN}$$

Gövdede ki kesme (makaslama) gerilmesi

$$F_g = 63.6 \times 1.7 = 108.12 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{131}{108.12} = 1.3 \text{ kN/cm}^2 < 13.5 \times 1.33 = 17.96 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ayrıca kesitin kesme kuvveti kapasitesi:

### 3.3.1.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

$$\Omega_0 = 2.5 \quad (\text{Çizelge 3.5})$$

G + Q + 2.5 EX Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 6966 \text{ kN} \quad M_{xx} = 7674 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 71149 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times 26.50 \times 600.24 = 27040 \text{ kN}$$

$$M_{px} = 9618 \times 36 = 346248 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 9872 \times 36 = 355392 \text{ kNcm}$$

$$\frac{6966}{27040} + \frac{7674}{346248} + \frac{71149}{355392} = 0.25 + 0.02 + 0.20 = 0.47 < 1 \quad (\text{uygun})$$

G + Q + 2.5 EY Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 12264 \text{ kN} \quad M_{xx} = 107347 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 8575 \text{ kNcm}$$

$$\frac{12264}{27040} + \frac{107347}{346248} + \frac{8575}{355392} = 0.45 + 0.30 + 0.02 = 0.77 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.1.6 Yapma kolon kaynak hesabı

Kolonlar iki adet HEB profilin birbirine kaynatılması sonucu oluşan yapma tip kolonlardır. Bu nedenle elemanları birleştiren kaynak dikişlerinin kesite etkiyen kesme kuvveti, moment ve normal kuvvete göre tahkik edilmesi gerekecektir.

$$0.3 \text{ cm} \leq a \leq 0.7 \times 1.7 = 1.19 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak kalınlığı:  $a = 1 \text{ cm}$

$$15 \times a = 15 \text{ cm} \leq L_k \leq 100 \times a = 100 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak boyu:  $L_k = 90 \text{ cm}$

Seçilen elektrod tipi: E10016 – D2

$$S_b = b \times t_f \times ((h - t_f)/2) \quad (3.33)$$

$$S_b = 30 \times 3.2 \times ((70 - 3.2)/2) = 3206 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{Q \times S_b}{2 \times I_x \times a} = ; \quad (3.34)$$

$$\tau_k = \frac{131 \times 3206}{2 \times 265222 \times 1} = 0.80 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$F_b = 30 \times 3.2 = 96 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 600.24 \text{ cm}^2$$

$P_k^n$  = Normal Kuvvetten Kaynaklanan Kuvvet

$$P_k^n = N \times \frac{F_b}{F_t}$$

$$P_k^n = 5349 \times \frac{96}{600.24} = 855 \text{ kN} \quad (3.35)$$

$P_k^m$  = Momentten Kaynaklanan Kuvvet

$$P_k^m = \frac{M}{h_i} \quad (3.36)$$

$$P_k^m = \frac{60870}{63.6} = 957 \text{ kN}$$

$$P_k = P_k^n + P_k^m = 855 + 957 = 1812 \text{ kN}$$

$$F_k = 2 \times (90 - 2 \times 1) \times 1 = 176 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{1812}{176} = 10.25 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{10.25^2 + 0.80^2} = 10.4 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.2. 7. normal – 16. normal kat kolonları hesabı

Çizelge 3.7: 2×HE 600B Kesit Özellikleri

$I_x(\text{cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$i_x(\text{cm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{px}(\text{cm}^3)$
180195	6006	18.48	190057	6335	18.98	7642
$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$t_w(\text{cm})$	$t_f(\text{cm})$	$h_i(\text{cm})$	$W_{py}(\text{cm}^3)$
527.4	60	30	1.55	3	54	7846

$$L = 340 \text{ cm}$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesirleri : ( G + SY Yüklemesi)

$$N = 3396 \text{ kN} \quad M_{xx} = 4826 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 14552 \text{ kNcm} \quad V_{xx} = 84 \text{ kN}$$

#### 3.3.2.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{30}{2 \times 3} = 5 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{3396}{36 \times 527.4} \right| = 0.18 > 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{60}{1.55} = 38.7 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (2.1 - 0.18) = 62$$

#### 3.3.2.2 Gerilme kontrolü

X Yönü İçin; Kolona bağlı kiriş kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{180195}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}} = 4.2 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{180195}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}}} \right\} K_x = 2.1 \quad \lambda_x = 2.1 \times \frac{340}{18.48} \cong 38.63 \quad \omega_x = 1.23$$

Y Yönü İçin; Kolona bağlı kirişlerin kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{190057}{340}}{\frac{100825}{800}} = 4.47 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{190057}{340}}{\frac{100825}{800}}} \right\} K_y = 2.8 \quad \lambda_y = 2.8 \times \frac{340}{18.48} \cong 51.51 \quad \omega_y = 1.38$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow 51.51 \leq 4 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 96.6 \text{ uygundur.} \quad (3.23)$$

Ek-6'dan,  $\lambda=38.63$  değeri için  $\sigma_{\text{bem}} = 15.2$  olarak okunmuştur. Bu değer, depremli kombinasyondan oluştuğu için emniyet gerilmesi 1.33'le artırılmıştır.

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{3396}{527.4} = 6.43 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{bem}} = 15.2 \times 1.33 = 22.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4286}{6006} = 0.71 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{14552}{6335} = 2.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ex}} = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 E}{(\lambda_x)^2}; \quad \sigma'_{\text{ex}} = \frac{81302}{(38.63)^2} = 54.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ey}} = 54.48 \text{ kN/cm}^2$$

$C_m = 0.85$  olarak bulunmuştur [2].

$$C_b = 1$$

$$I_{yb} = 3.0 \times \frac{30^3}{12} = 6750 \text{ cm}^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{6750}{3 \times 30}} = 8.36 \text{ cm}, \quad \lambda_{yb} = \frac{340}{8.36} = 41$$

$$\lambda_{yb} = 41 < \sqrt{\frac{351633 \times 1}{36}} = 99$$

$$\sigma_{\text{Bx1}} = \left( \frac{2}{3} - \frac{36 \times 41^2}{1054898 \times 1} \right) \times 36 = 21.91 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx2}} = \frac{8274 \times C_b}{l.d / A_b} = \frac{8274 \times 1}{952 \times 60 / 90} = 17.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \max(\sigma_{\text{Bx1}}, \sigma_{\text{Bx2}}) = 21.98 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times \sigma_a$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{By}} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} = \frac{6.43}{22.96} = 0.28 > 0.15$$

$$\frac{6.43}{22.96} + \frac{0.85 \times 0.71}{\left(1 - \frac{6.43}{54.48}\right) \times 21.60} + \frac{0.85 \times 2.29}{\left(1 - \frac{6.43}{54.48}\right) 27} = 0.28 + 0.03 + 0.08 = 0.39 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.2.3 Yanal burkulma kontrolü

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bx} = 0.71 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{Bx} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} = 2.29 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{By} = 27 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur}$$

### 3.3.2.4 Kesme güvenliği kontrolü

$$V = 84 \text{ kN}$$

$$F_g = 54 \times 1.55 = 83.70 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{84}{83.70} = 1.00 \text{ kN/cm}^2 < 13.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.2.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

$$\Omega_0 = 2.5 \quad (\text{Çizelge 3.5})$$

G + Q + 2.5 EX Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 4818 \text{ kN} \quad M_{xx} = 9020 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 11253 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times 22.96 \times 527.4 = 20585 \text{ kN}$$

$$M_{px} = 7642 \times 36 = 275112 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 7846 \times 36 = 282456 \text{ kNcm}$$

$$\frac{4818}{20585} + \frac{9020}{275112} + \frac{11253}{282456} = 0.23 + 0.03 + 0.04 = 0.27 < 1 \quad (\text{uygun})$$

G + Q + 2.5 EY Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 7297 \text{ kN} \quad M_{xx} = 7568 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 7383 \text{ kNcm}$$

$$\frac{7297}{20585} + \frac{7568}{275112} + \frac{7383}{282456} = 0.35 + 0.03 + 0.02 = 0.40 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.2.6 Yapma kolon kaynak hesabı

$$0.3 \text{ cm} \leq a \leq 0.7 \times 1.55 = 1.10 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak kalınlığı:  $a = 1 \text{ cm}$

$$15 \times a = 15 \text{ cm} \leq L_k \leq 100 \times a = 100 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak boyu:  $L_k = 90 \text{ cm}$

Seçilen elektrod tipi: E10016 – D2

$$S_b = 30 \times 3 \times \left( \frac{60 - 3}{2} \right) = 2565 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{84 \times 2565}{2 \times 180195 \times 1} = 0.60 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$F_b = 30 \times 3 = 90 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 527.4 \text{ cm}^2$$

$$P_k^n = 3396 \times \frac{90}{527.4} = 576 \text{ kN}$$

$$P_k^m = \frac{14552}{54} = 269 \text{ kN} \quad )$$

$$P_k = 576 + 269 = 845 \text{ kN}$$

$$F_k = 2 \times (90 - 2 \times 1) \times 1 = 176 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{845}{176} = 4.80 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{4.80^2 + 0.60^2} = 4.92 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.3 16. normal – 23. normal kat kolonları hesabı

Çizelge 3.8: 2×HE 500B Kesit Özellikleri

$I_x(\text{cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$i_x(\text{cm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{px}(\text{cm}^3)$
116866	4674	15,86	123773	4950	16,32	6107
$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$t_w(\text{cm})$	$t_f(\text{cm})$	$h_i(\text{cm})$	$W_{py}(\text{cm}^3)$
464,8	50	30	1.45	2,8	44,4	6467

$$L = 340 \text{ cm}$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesirleri : ( G + SY Yüklemesi)

$$N = 2002 \text{ kN} \quad M_{xx} = 2060 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 11247 \text{ kNcm} \quad V_{xx} = 67 \text{ kN}$$

#### 3.3.3.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{30}{2 \times 2.8} = 5.4 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{2002}{36 \times 464.8} \right| = 0.12 > 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{50}{1.45} = 34.4 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (2.1 - 0.12) = 63$$

#### 3.3.3.2 Gerilme kontrolü

X Yönü İçin; Kolona bağlı kiriş kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{116866}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}} = 2.7 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{116866}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}}} \right\} K_x = 1.8 \quad \lambda_x = 1.8 \times \frac{340}{15.86} \cong 34.12 \quad \omega_x = 1.20$$

Y Yönü İçin; Kolona bağlı kirişlerin kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{123273}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}} = 2.9 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{123273}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}}} \right\} K_y = 1.8 \quad \lambda_y = 1.8 \times \frac{340}{16.32} \cong 35.58 \quad \omega_y = 1.20$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad \rightarrow \quad 35.58 \leq 4 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 96.6 \text{ uygundur.}$$

Ek-6'dan,  $\lambda=35.58$  değeri için  $\sigma_{\text{bem}} = 17.60$  olarak okunmuştur. Bu değer, depremler kombinasyonundan oluştuğu için emniyet gerilmesi 1.33'le artırılmıştır.

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{2002}{464.8} = 4.30 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{bem}} = 17.60 \times 1.33 = 23.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{11247}{4674} = 2.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{2060}{4950} = 0.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ex}} = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 E}{(\lambda_x)^2} ; \quad \sigma'_{\text{ex}} = \frac{81302}{(35.58)^2} = 64.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ey}} = 64.23 \text{ kN/cm}^2$$

$C_m = 0.85$  olarak bulunmuştur [2].

$$C_b = 1$$

$$I_{yb} = 2.8 \times \frac{30^3}{12} = 6300 \text{ cm}^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{6300}{2.8 \times 30}} = 8.67 \text{ cm}, \quad \lambda_{yb} = \frac{340}{8.67} = 39$$

$$\lambda_{yb} = 39 < \sqrt{\frac{351633 \times 1}{36}} = 99$$

$$\sigma_{\text{Bx1}} = \left( \frac{2}{3} - \frac{36 \times 39^2}{1054898 \times 1} \right) \times 36 = 22.13 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx2}} = \frac{8274 \times C_b}{l.d / A_b} = \frac{8274 \times 1}{612 \times 50 / 84} = 22.70 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \max(\sigma_{\text{Bx1}}, \sigma_{\text{Bx2}}) = 22.13 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times \sigma_a$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{By}} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} = \frac{4.30}{23.41} = 0.18 > 0.15$$

$$\frac{4.30}{23.41} + \frac{0.85 \times 2.40}{\left(1 - \frac{4.30}{64.23}\right) \times 21.60} + \frac{0.85 \times 0.41}{\left(1 - \frac{4.30}{64.23}\right) 27} = 0.18 + 0.10 + 0.01 = 0.29 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.3.3 Yanal burkulma kontrolü

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bx} = 2.40 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{Bx} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} = 0.41 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{By} = 27 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur}$$

### 3.3.3.4 Kesme güvenliği kontrolü

$$V = 67 \text{ kN}$$

$$F_g = 44.4 \times 1.45 = 64.38 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{67}{64.38} = 1.04 \text{ kN/cm}^2 < 13.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.3.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

$$\Omega_0 = 2.5 \quad (\text{Çizelge 3.5})$$

G + Q + 2.5 EX Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 2460 \text{ kN} \quad M_{xx} = 2031 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 18029 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times 23.41 \times 464.8 = 18497 \text{ kN}$$

$$M_{px} = 6107 \times 36 = 219852 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 6467 \times 36 = 232812 \text{ kNcm}$$

$$\frac{2460}{18497} + \frac{2031}{219852} + \frac{18029}{232812} = 0.13 + 0.01 + 0.07 = 0.21 < 1 \quad (\text{uygun})$$

G + Q + 2.5 EY Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 2583 \text{ kN} \quad M_{xx} = 18377 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 6956 \text{ kNcm}$$

$$\frac{2583}{18497} + \frac{18377}{219852} + \frac{6956}{232812} = 0.14 + 0.08 + 0.03 = 0.25 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.3.6 Yapma kolon kaynak hesabı

$$0.3 \text{ cm} \leq a \leq 0.7 \times 1.45 = 1.02 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak kalınlığı:  $a = 1 \text{ cm}$

$$15 \times a = 15 \text{ cm} \leq L_k \leq 100 \times a = 100 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak boyu:  $L_k = 90 \text{ cm}$

Seçilen elektrod tipi: E10016 – D2

$$S_b = 30 \times 2.8 \times \left( \frac{50 - 2.8}{2} \right) = 1982 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{67 \times 1982}{2 \times 116866 \times 1} = 0.56 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_b = 30 \times 2.8 = 84 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 464.8 \text{ cm}^2$$

$$P_k^n = 2002 \times \frac{84}{464.8} = 362 \text{ kN}$$

$$P_k^m = \frac{11247}{44.4} = 253 \text{ kN}$$

$$P_k = 353 + 253 = 615 \text{ kN}$$

$$F_k = 2 \times (90 - 2 \times 1) \times 1 = 176 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{615}{176} = 3.50 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{3.50^2 + 0.56^2} = 3.54 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.4 23. normal – 28. normal kat kolonları hesabı

Çizelge 3.9: 2×HE 400B Kesit Özellikleri

$I_x(\text{cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$i_x(\text{cm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{px}(\text{cm}^3)$
66678	3334	13.19	70985	3549	13.61	4501
$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$t_w(\text{cm})$	$t_f(\text{cm})$	$h_i(\text{cm})$	$W_{py}(\text{cm}^3)$
383	40	30	1.35	2,4	35.2	4791

$$L = 340 \text{ cm}$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesirleri : ( G + SY Yüklemesi)

$$N = 708 \text{ kN} \quad M_{xx} = 8504 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 1397 \text{ kNcm} \quad V_{xx} = 42 \text{ kN}$$

#### 3.3.4.1 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{30}{2 \times 2.4} = 6.25 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{708}{36 \times 383} \right| = 0.05 < 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{40}{1.35} = 29.6 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (1.0 - 1.7 \times 0.05) = 70.7$$

#### 3.3.4.2 Gerilme kontrolü

X Yönü İçin; Kolona bağlı kiriş kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{66678}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}} = 1.56 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{66678}{340}}{2 \times \frac{100825}{800}}} \right\} K_x = 0.56 \quad \lambda_x = 0.56 \times \frac{340}{13.19} \cong 14.43 \quad \omega_x = 1.00$$

Y Yönü İçin; Kolona bağlı kirişlerin kesiti Kompozit IPE 450 için;

$$I_x = 100825 \text{ cm}^4 \quad L = 800 \text{ cm}$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times \frac{70958}{340}}{\frac{100825}{800}} = 3.31 \left. \vphantom{\frac{2 \times \frac{70958}{340}}{\frac{100825}{800}}} \right\} K_y = 2.0 \quad \lambda_y = 2.0 \times \frac{340}{13.61} \cong 49.9 \quad \omega_y = 1.37$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad \rightarrow \quad 49.9 \leq 4 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 96.6 \text{ uygundur.}$$

Ek-6'dan,  $\lambda=35.58$  değeri için  $\sigma_{\text{bem}} = 15.43$  olarak okunmuştur. Bu değer, depremleri kombinasyondan oluştuğu için emniyet gerilmesi 1.33'le artırılmıştır.

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{708}{383} = 1.84 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{bem}} = 15.43 \times 1.33 = 20.52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{8504}{3334} = 2.55 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{1397}{3549} = 0.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ex}} = \frac{1}{2.5} \times \frac{\pi^2 E}{(\lambda_x)^2}; \quad \sigma'_{\text{ex}} = \frac{81302}{(14.43)^2} = 390 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ey}} = 32.56 \text{ kN/cm}^2$$

$C_m = 0.40$  olarak bulunmuştur [3].

$$C_b = 1$$

$$I_{yb} = 2.4 \times \frac{30^3}{12} = 5400 \text{ cm}^4, \quad i_{yb} = \sqrt{\frac{5400}{2.4 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}, \quad \lambda_{yb} = \frac{340}{8.67} = 39$$

$$\lambda_{yb} = 39 < \sqrt{\frac{351633 \times 1}{36}} = 99$$

$$\sigma_{\text{Bx1}} = \left( \frac{2}{3} - \frac{36 \times 39^2}{1054898 \times 1} \right) \times 36 = 22.13 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx2}} = \frac{8274 \times C_b}{l.d / A_b} = \frac{8274 \times 1}{612 \times 40 / 72} = 24.30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \max(\sigma_{\text{Bx1}}, \sigma_{\text{Bx2}}) = 24.30 \text{ kN/cm}^2 \geq 0.6 \times \sigma_a$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{By}} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} = \frac{1.84}{20.52} = 0.09 < 0.15$$

$$\frac{1.84}{20.52} + \frac{2.55}{21.60} + \frac{0.40}{27} = 0.09 + 0.12 + 0.02 = 0.23 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.4.3 Yanal burkulma kontrolü

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bx} = 2.55 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{Bx} = 21.6 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} = 0.40 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{By} = 27 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right\} \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur}$$

### 3.3.4.4 Kesme güvenliği kontrolü

$$V = 42 \text{ kN}$$

$$F_g = 35.2 \times 1.35 = 47.52 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 1.7 \times \frac{42}{47.52} = 1.50 \text{ kN/cm}^2 < 13.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.4.5 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

$$\Omega_0 = 2.5 \quad (\text{Çizelge 3.5})$$

G + Q + 2.5 EX Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 1058 \text{ kN} \quad M_{xx} = 8947 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 5850 \text{ kNcm}$$

$$N_{bp} = 1.7 \times 20.52 \times 383 = 13361 \text{ kN}$$

$$M_{px} = 4501 \times 36 = 162036 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 4791 \times 36 = 172476 \text{ kNcm}$$

$$\frac{1058}{13361} + \frac{8947}{162036} + \frac{5850}{172476} = 0.08 + 0.01 + 0.07 = 0.16 < 1 \quad (\text{uygun})$$

G + Q + 2.5 EY Yüklemesinden Oluşan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 1251 \text{ kN} \quad M_{xx} = 14313 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 4044 \text{ kNcm}$$

$$\frac{1251}{13361} + \frac{14313}{162036} + \frac{4044}{172476} = 0.09 + 0.09 + 0.02 = 0.20 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.4.6 Yapma kolon kaynak hesabı

$$0.3 \text{ cm} \leq a \leq 0.7 \times 1.35 = 0.95 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak kalınlığı:  $a = 0.9 \text{ cm}$

$$15 \times a = 13.5 \text{ cm} \leq L_k \leq 100 \times a = 90 \text{ cm}$$

Seçilen kaynak boyu:  $L_k = 90 \text{ cm}$

Seçilen elektrod tipi: E10016 – D2

$$S_b = 30 \times 2.4 \times \left( \frac{40 - 2.4}{2} \right) = 1354 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{67 \times 1354}{2 \times 66678 \times 1} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_b = 30 \times 2.4 = 72 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 383 \text{ cm}^2$$

$$P_k^n = 708 \times \frac{72}{383} = 134 \text{ kN}$$

$$P_k^m = \frac{8504}{35.2} = 242 \text{ kN}$$

$$P_k = 134 + 242 = 376 \text{ kN}$$

$$F_k = (90 - 2 \times 1) \times 1 = 88 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{376}{88} = 4.27 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

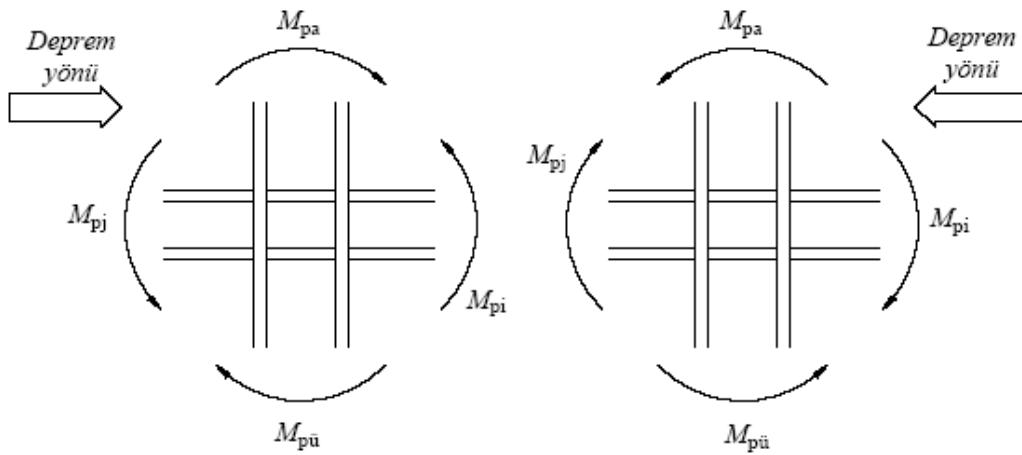
$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{4.27^2 + 0.68^2} = 4.32 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.3.4.7 Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolü

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 1.1Da katından daha büyük olacaktır.

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 \times D_a \times (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})$$

Bu denklemdeki  $M_{vi}$  ve  $M_{vj}$  terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir. Plastik momentlerin kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerinde oluşması halinde, bu terimler sıfır değerini almaktadır [1].



Şekil 3.10: Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu

Çizelge 3.10:  $D_a$  arttırma katsayıları

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	$D_a$
Fe 37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Kolonların kirişlerden güçlü olma kontrolü; en küçük kesite sahip 2×HE 400B kesitli kolonlar ve en büyük kesite sahip kompozit IPE 450 kirişleri arasında yapılacaktır.

$$2 \times \text{HE 400B kolon kesiti için; } W_{px} = 4501 \text{ cm}^3$$

$$M_{pa} = M_{pü} = 4501 \times 36 = 162036 \text{ kNcm}$$

$$\text{Kompozit IPE 450 kiriş kesiti için; } M_u = M_{pi} = M_{pj} = 121320 \text{ kNcm}$$

$$D_a = 1.1$$

$$2 \times 162036 = 324072 \text{ kNcm} > 1.1 \times 1.1 \times 2 \times 121320 = 293594 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

### 3.4 Bağlantı Kirişlerinin Boyutlandırılması

Deprem yöntemliğinde belirtildiği üzere süneklik düzeyü yüksek dış merkezli çelik perdelerde bir bağ kirişinin olması gerekmektedir. Bu teze konu olan yapıda bağ kirişleri ve onun dışında kalan çerçeve kirişleri kompozit IPE 450 kesitli profilden oluşmaktadır.

Bağ kirişleri boyutlandırılırken, düşey öz ağırlıklardan ziyade, deprem gibi yatay yük nedeniyle meydana gelen kesit tesirleri dikkate alınmalıdır [4].

Kesmeye çalışan bağlantı kirişinin boyutlandırılması gerek taşıma gücüne, gerekse göçmenin kesme nedeniyle oluşması esasına dayandırılır. Bağ kirişinde eksenel kuvvet kesitin moment kapasitesini azaltmaktadır. Bunun sonucu olarak, eksenel yük nedeniyle moment cinsinden yük taşıma kapasitesinin azalması ve dolayısıyla akmanın kesme kuvveti altında değil eğilme nedeniyle meydana gelip gelmeyeceği, bağlantı kirişi için mutlaka irdelenmelidir [4].

Genelde bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesini kesme kuvvetinin kontrol etmesi öngörülmektedir. Bağlantı kirişine eğilme ve eksenel yük etkidiğinde, bağlantı kirişinin başlıklarının plastik yük taşıma kapasitesi hesaplanır.

Bağlantı kirişinin boyu denklem (3.37)'de belirtilen sınırlarda kalacaktır. Bağ kirişinin  $V_d$  tasarım kesme kuvveti, denklem (3.38) ve (3.39)'daki koşulların her ikisini de sağlayacaktır.

$$1.0 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 5.0 \frac{M_p}{V_p} \quad (3.37)$$

$$V_d < 0.8 \times V_p \quad (3.38)$$

$$V_d < 2 \times \frac{M_p}{e} \quad (3.39)$$

### 3.4.1 Bağlantı kirişlerinin hesabı

IPE 450 için;  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $b = 19 \text{ cm}$ ,  $t_f = 1.46 \text{ cm}$ ,  $t_w = 0.94 \text{ cm}$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N_d = 69 \quad M_d = 41151 \text{ kNcm} \quad V_d = 488 \text{ kN}$$

#### 3.4.1.1 Kiriş boyu kontrolü

Kompozit IPE 450 kiriş kesiti için;  $M_p = M_u = 121320 \text{ kNcm}$ ,  $A = 334.5 \text{ cm}^2$

Bağlantı kirişinin kesme cinsinden plastik yük taşıma kapasitesi

$$V_p = 0.55 \times F_g \times \sigma_a$$

$$V_p = 0.55 \times (37.88 \times 0.94) \times 36 = 705 \text{ kN}$$

$$e = 200 \text{ cm} \quad \frac{M_p}{V_p} = \frac{121320}{705} = 176 \text{ cm}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = 176 \text{ cm} < e = 200 \text{ cm} < 5 \times \frac{M_p}{V_p} = 880 \text{ cm}$$

#### 3.4.1.2 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.5 < 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{69}{36 \times 121320} \right| = 0.017 < 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{45}{0.94} = 47.8 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (1 - 1.7 \times 0.017) = 75$$

### 3.4.1.3 Gerilme kontrolü

$$\lambda = \frac{1 \times 200}{4.12} = 72 \Rightarrow \omega = 1.35$$

Eksenel yük etkisiyle kesitin azaltılmış eğilme moment kapasitesi:

$$M_{rp} = M_p - \sigma_a \times \frac{\omega \cdot P}{A}$$

$$M_{rp} = 121320 - 36 \times \frac{1.35 \times 19}{334.5} = 121317 \text{ kNcm}$$

$$V_{rp} = \frac{2 \times M_{rp}}{e} = \frac{2 \times 121317}{200} = 1213.3 \text{ kN}$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| < 0.15 \text{ olduğu için aşağıdaki kontrollerin yapılması yeterlidir [1].}$$

$$V_{\text{kontrol eden dayanım}} = \min (V_p ; V_{rp}) = \min (705 ; 1213.3) = 705 \text{ kN}$$

$$V_d = 488 \text{ kN} < 0.8 \times 705 = 564 \text{ kN}$$

$$V_d = 488 \text{ kN} < 2 \times \frac{121332}{200} = 1213.3 \text{ kN}$$

Koşulların her ikisi de sağlanmaktadır.

### 3.4.1.4 Dönme açısı kontrolü

Dış merkez güçlendirilmiş çerçevelerin düktil davranışı için bağlantı kirişinde elastik olmayan deformasyonların meydana gelmesi gerekir. Bu deformasyon bağlantı kirişinin dönmesine neden olur. Bağlantı kirişinin ana çerçeve kirişine karşı rölatif dönmesini gösteren  $\theta = \frac{\partial}{h} \times (1 + \frac{2 \times a}{e})$  denklemi ile bulunur. Bu değer bağ kirişi uzunluğunun  $1.6 M_p / V_p$  ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.10 radyan, bağ kirişi uzunluğunun  $2.6 M_p / V_p$  ' ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.03 radyan

değerlerini aşmayacaktır. Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal interpolasyon yapılacaktır [1].

En fazla rölatif kat ötelemesi Zemin katta olduğu için;

Zemin kat için;  $\delta_{\max} = 0.89 \text{ cm}$  ,  $h = 500 \text{ cm}$

$$\theta = \frac{\delta_{\max}}{h} \times \left(1 + \frac{2 \times a}{e}\right) \quad (3.40)$$

a: bağlantı kirişinin dışında kalan simetrik çerçeve kirişlerinden birisinin uzunluğudur.

$$\theta = \frac{0.89}{500} \times \left(1 + \frac{2 \times 300}{200}\right) = 0.0071 \text{ radyan}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = 176 \text{ cm olduğuna göre,}$$

$$e = 200 \text{ cm} < 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 224 \text{ cm}$$

$$\theta_s = 0.1 \text{ radyan} > \theta = 0.0071 \text{ radyan} \quad (\text{uygun})$$

### 3.4.1.5 Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kontrolü

Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.1 Da katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır [1].

Ayrıca yine Deprem Yönetmeliğine göre, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinde kesit seçimi sonucunda belirlenen  $M_p / M_d$  ve  $V_p / V_d$  Tasarım Büyütme Katsayıları'nın küçüğü ile çarpımı suretiyle belirlenecektir [1].

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_p}{M_d} = \frac{121320}{41150} = 2.95 \\ \frac{V_p}{V_d} = \frac{705}{488} = 1.44 \end{array} \right\} \text{katsayı} = 1.44$$

Buna göre bağ kirişinin bap kirişi dışında kalan kısımlarının tasarımında esas alınacak iç kuvvetler Fe52 yapı çeliği için Çizelge 3.10'dan  $D_a = 1.1$  alınır.

Bilgisayar Programından Alınan Çerçeve Kirişindeki En Elverişsiz Kesit Tesirleri :

$$N = 150 \text{ kN} \quad M_{xx} = 41150 \text{ kNcm}$$

$$M_{p,kiriş} = 1.1 \times 1.1 \times 1.44 \times 41150 = 71699 \text{ kNcm}$$

$$\lambda = \frac{1 \times 300}{4.12} = 72 \Rightarrow \omega = 1.74$$

Normal kuvvetten dolayı moment cinsinden azaltılmış yük taşıma kapasitesi:

$$M_{tp} = 121320 - 36 \times 1.74 \times \frac{150}{334.6} = 121271 \text{ kNcm}$$

$$M_{tp} = 121284 \text{ kNcm} > M_{p,kiriş} = 71699 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

Kat kirişinin, bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

#### 3.4.1.6 Gövde rijitlik (berkitme) levhası hesabı

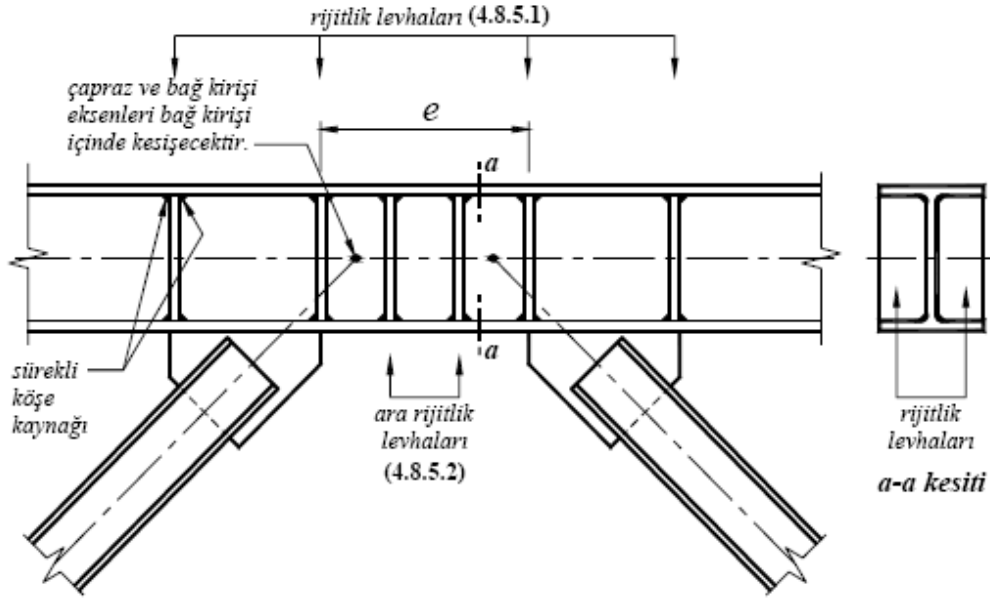
Çerçeve kirişi ve bağlantı kirişi olarak adlandırılan kiriş parçalarında kullanılan gövde rijitlik (takviye) levhaları kiriş gövdesinin buruşmasını önlemek ve kiriş gövdesinde kesme kuvvetinin etkin olduğu bir düktil akma oluşturabilmek için teşkil edilirler. (Şekil-11)

Dış merkez güçlendirilmiş çerçevelerde (DGÇ) örgü çubuklarının bağlantı kirişleri ile birleştii yerlerde, diğer bir deyimle bağlantı kirişinin her iki ucunda gövde takviye levhalarının kiriş gövdesinin tüm yüksekliğince ve gövdenin her iki tarafına teşkil edilmesi gerekir [4].

Rijitlik levhaları boyutlandırılırken aşağıdaki koşullar irdelenir. Burada  $b_f$  bağlantı kirişinin başlık genişliği,  $t_w$  ise bağlantı kirişinin gövde et kalınlığıdır.

$$\text{Rijitlik levhalarının minimum genişliği} : 2b = (b_f - 2t_w) \quad (3.41)$$

$$\text{Rijitlik levhalarının minimum et kalınlığı} : 0.75 t_w \quad (3.42)$$



**Şekil 3.11:** Rijitlik levhaları detayı

Bağlantı kirişi uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, aşağıda tanımlanan ara rijitlik levhaları konulacaktır [1].

**(a)** Boyu  $1.6 M_p / V_p$  'den daha kısa olan bağ kirişlerinde, ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, bağ kirişi dönme açısının  $0.10$  radyan olması halinde  $(30 t_w - d_b / 5)$ 'den, bağ kirişi dönme açısının  $0.03$  radyandan daha küçük olması halinde ise  $(52 t_w - d_b / 5)$ 'den daha az olmayacaktır. Dönme açısının ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

**(b)** Boyu  $2.6 M_p / V_p$  'den büyük ve  $5 M_p / V_p$  'den küçük olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi uçlarından  $1.5b_f$  uzaklıkta birer rijitlik levhaları konulacaktır.

**(c)** Boyu  $1.6 M_p / V_p$  ve  $2.6 M_p / V_p$  arasında olan bağ kirişlerinde, **(a)** ve **(b)** 'de belirtilen ara rijitlik levhaları birlikte kullanılacaktır.

**(d)** Boyu  $5 M_p / V_p$  'den büyük olan bağ kirişlerinde ara rijitlik levhaları kullanılmayabilir.

$b = 9 \text{ cm}$ ,  $t = 1 \text{ cm}$  alınırsa;

$$2 \times 9 = 18 \text{ cm} > 19 - 2 \times 0.94 = 17.1 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm} > 0.75 \times 0.94 = 0.7 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm} \geq 1 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$e = 200 \text{ cm} < 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 224 \text{ cm}$$

$\theta = 0.0071 < 0.03$  radyan olduğu için ara gövde takviye levhalarının aralığı  $a$ :

$$a \leq 52 \times 0.94 - \frac{37.88}{5} = 41.3 \text{ cm}$$

Hesap sonucunda bağlantı kirişinin her iki tarafına 6'şar adet ara mesafesi  $a = 33 \text{ cm}$  olacak şekilde rijitlik levhaları konulacaktır.

Gövdedeki Kaynakların Kontrolü:

Gövde takviye levhalarının kiriş gövdesine birleştirilmesinde kullanılan köşe kaynaklar,  $(A_{st} \times \sigma_y)$  miktarındaki bir kuvveti emniyetle aktaracak şekilde boyutlandırılmalıdır. Burada  $A_{st}$  gövde takviye levhasının enkesit alanını ifade etmektedir.

$$P_k = A_{st} \times \sigma_y \quad (3.43)$$

$$A_{st} = b_{\text{takviye}} \times t_{\text{takviye}}$$

$$A_{st} = 9 \times 1 = 9 \text{ cm}^2$$

$$P_k = 9 \times 36 = 324 \text{ kN}$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

$$a = 0.5 \text{ cm için; } A_k = 2 \times 0.5 \times (42 - 2 \times 0.5) = 41 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{324}{41} = 7.9 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Başlıktaki Köşe Kaynakların Kontrolü:

$$P_k = A_{st} \times \sigma_y / 4 \quad (3.44)$$

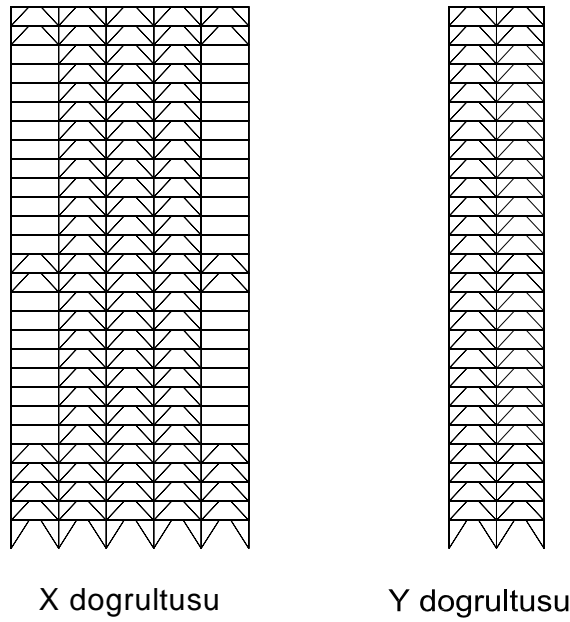
$$P_k = \frac{9 \times 36}{4} = 81 \text{ kN}$$

$$a = 0.3 \text{ cm için; } A_k = 2 \times 0.3 \times (9 - 2 \times 0.3) = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{81}{5.04} = 16.1 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

### 3.5 Çaprazların Boyutlandırılması

X ve Y doğrultusunda çaprazlar HD 260×172 profillerinden teşkil edilmişlerdir.



Şekil 3.12: Çapraz yerleşimleri

#### 3.5.1 Çapraz elemanlarının hesabı

Çizelge 3.11: HD 260×172 kesit özellikleri

$I_x(\text{cm}^4)$	$W_x(\text{cm}^3)$	$i_x(\text{cm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{px}(\text{cm}^3)$
$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$t_w(\text{cm})$	$t_f(\text{cm})$	$h_i(\text{cm})$	$W_{py}(\text{cm}^3)$
31310	2159	11.94	10450	779.7	6.90	2524
219.6	29	26.8	1.8	3.25	22.5	1192

$$L = 5.83 \text{ m}$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesiri :  $N_d = 659 \text{ kN (SY)}$

### 3.5.1.1 Narinlik kontrolü

Çapraz elemanlarının narinlik oranı  $4\sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$  sınır değerini aşmayacaktır [1].

$$\lambda = \frac{583}{6.9} = 85 < 4.00 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 97 \quad (\text{uygun})$$

### 3.5.1.2 Enkesit kontrolü

$$\frac{b}{t} = \frac{26.8}{2 \times 3.25} = 4.12 < 0.3 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} = 0.3 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} = 7.25$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \left| \frac{659}{36 \times 219.6} \right| = 0.08 < 0.1$$

Kesit kompakttır

$$\frac{h}{t_w} = \frac{29}{1.8} = 16 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{36}} \times (1 - 1.7 \times 0.08) = 66$$

### 3.5.1.3 Gerilme kontrolü

$$\lambda = 85 \Rightarrow \omega = 2.06$$

Ek-6'daki çizelgeden bu narinlik değerine denk gelen  $\sigma_{bem} = 10.49 \text{ kN/cm}^2$  okunmuştur.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{659}{10.49 \times 219.6} = 0.28 < 1.33 \quad (\text{uygun})$$

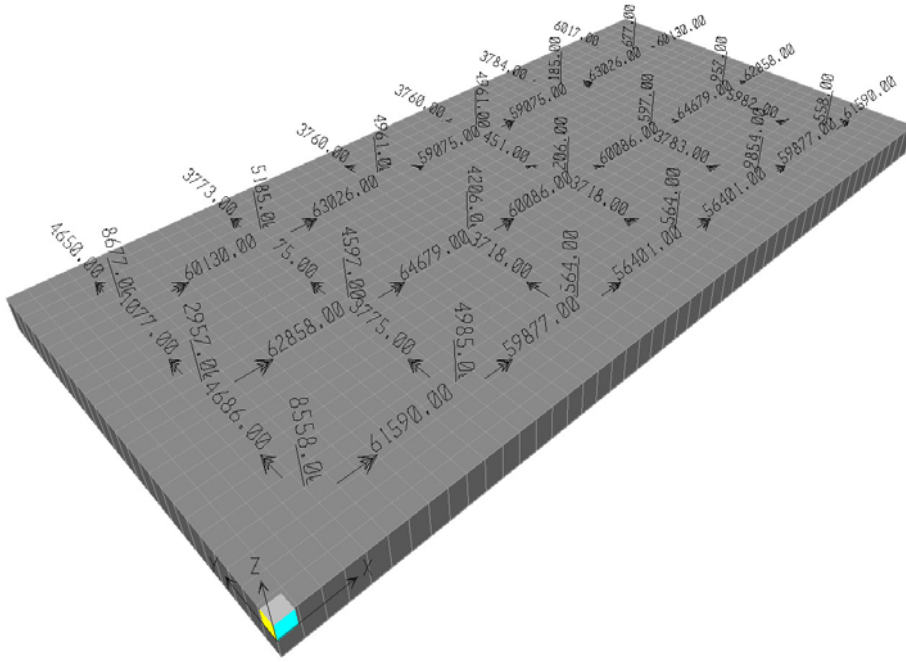
Bunun tahkikin yanı sıra, Deprem Yönetmeliğine göre, ayrıca , çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin  $1.25D_a$  katından oluşan iç kuvvetlere göre denkelm 3.32deki eşitliğin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmelidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.7\sigma_{bem}} = \frac{659}{1.7 \times 10.49 \times 219.6} = 0.17 < 1 \quad (\text{uygun})$$

### 3.6 Radye Temelin Boyutlandırılması

Radye temel, ETABS programında TS500'e göre kombine edilmiş yüklemelerle elde edilen kolon uç kuvvetlerinin, SAP2000 programında 2m derinliğinde plağa etkiltilerek analiz edilmiştir. Yapı akslarından 4'er metre çıkılarak 48mx24m boyutlarında hesaba girilen plak, hassas hesap yapılabilmesi için 1'er metrelik hücrelere bölünmüştür. Tabana, basınca çalışan yaylar atanmış ve zemin yatak katsayısı 50000 kN/m<sup>3</sup> girilmiştir. Gerekli mesnet bilgileri girilerek, zemine dik doğrultuda meydana gelen max. çökme bulunup, emniyetli zemin gerilmesi analizinde kullanılmıştır. Malzeme seçimi ise; beton sınıfı olarak C35 seçilmiş, donatı olarak S420 olarak yapılmıştır.

Beton için  $E = 33000000 \text{ kN/m}^2$  alınmıştır.



Şekil 3.13: Radye temel modeli

Zımbalama kontrolü için ise plağa aktarılan ( $V_{pd}$ ) kesme kuvvetinin, plağın kesme dayanımı ( $V_{pr}$ )'den küçük olması kontrol edilir.

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (3.47)$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d \quad (3.48)$$

$V_{pr}$ : Zımbalama dayanımı

$V_{pd}$ : Tasarım zımbalama kuvveti

$\gamma$ : Eğilme etkisini yansıtan katsayı

$f_{ctd}$ : Beton hesap çekme dayanımı

$U_p$ : Zımbalama çevresi

$d$ : Temel faydalı yüksekliği

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}} \quad (\text{Dikdörtgen yük alanları için}) \quad (3.49)$$

$e$ : Kolonun eğilme düzlemindeki dışmerkezliği

$b$ : Zımbalama çevresinin boyutları

$$e = 0.4 \times \frac{M_d}{N_d} \quad (3.50)$$

$$b = b_t + d \quad (3.51)$$

$$V_{pd} = N_d - \sigma_z \times A_p \quad (3.52)$$

$A_p$ : Zımbalama alanı

### 3.6.1 Zemin Emniyet Gerilmesi Kontrolü

Zemin için taşıma gücü tahkiki (3.53)'ya göre yapılacaktır.

$$\sigma_z = k_v \times U_{\max} \quad (3.53)$$

$$\sigma_z \leq \sigma_{zem} \quad (3.54)$$

$\sigma_z$ : Zeminde oluşan en büyük gerilme

$k_v$ : Zemin düşey yatak katsayısı

$U_{\max}$ : Zeminde oluşan en büyük çökme

SAP2000 programında en büyük çökme değeri  $U_{\max} = 0.0088$  m olarak okunmuştur.

Buna göre;

$$\sigma_z = 50000 \times 0,0088 = 440 \text{ kN/m}^2$$

Temel kolon ayaklarından gelen yükler, depremli kombinasyondan geldiği için

$\sigma_{zem} = 1.5 \times 500 = 750 \text{ kN/m}^2$  olacak şekilde artırılır.

$$\sigma_z = 440 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem} = 750 \text{ kN/m}^2 \text{ (uygun)}$$

### 3.6.2 Temelde Zımbalama Kontrolü

Zımbalama kontrolü için ise plağa aktarılan ( $V_{pd}$ ) kesme kuvvetinin, plağın kesme dayanımı ( $V_{pr}$ )'den küçük olması kontrol edilir.

$$V_{pr} \geq V_{pd}$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d$$

$$V_{pd} = N_d - \sigma_z \times A_p$$

Buradaki değerlerin açıklaması;

$V_{pr}$ : Zımbalama dayanımı

$V_{pd}$ : Tasarım zımbalama kuvveti

$\gamma$ : Eğilme etkisini yansıtan katsayı

$f_{ctd}$ : Beton hesap çekme dayanımı

$U_p$ : Zımbalama çevresi

$d$ : Temel faydalı yüksekliği

$A_p$ : Zımbalama alanı

$\gamma$ : katsayısının bulunması için öncelikle  $e$  dışmerkezliklerinin ve zımbalama çevresinin belirlenmesi gerekir.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x + b_y}}}$$

$U_p$  zımbalama çevresi, taban levhası için seçilen 1.6m x 1.6m boyutlu levha dikkate alınacaktır.

$$b = b_t + d$$

$$b_x = b_y = 1.6 + 1.90 = 3.50 \text{ m (pas payı 10 cm alındı)}$$

$$U_p = 2 \times (3.50 + 3.50) = 14 \text{ m}$$

$$e = 0.4 \times \frac{M_d}{N_d} \text{ ayrıca,}$$

$$e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times h$$

$$e = 0.4 \times \frac{615}{8677} = 0.028 \text{ m}$$

Kolonlar  $2 \times \text{HEB } 700$  olduğundan  $h = 0.7 \text{ m}$ 'dir;

$$e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times h = 0.023 \text{ m} < e = 0.028 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.028 + 0.028}{\sqrt{3.50 \times 3.50}}} = 0.96$$

Kolonlardan temele aktarılan en büyük kesit tesirleri:

$$N_d = 8677 \text{ kN}, M_d = 615 \text{ kNm' dir}$$

$$\text{BS35 için } f_{ctd} = 1350 \text{ kN/m}^2$$

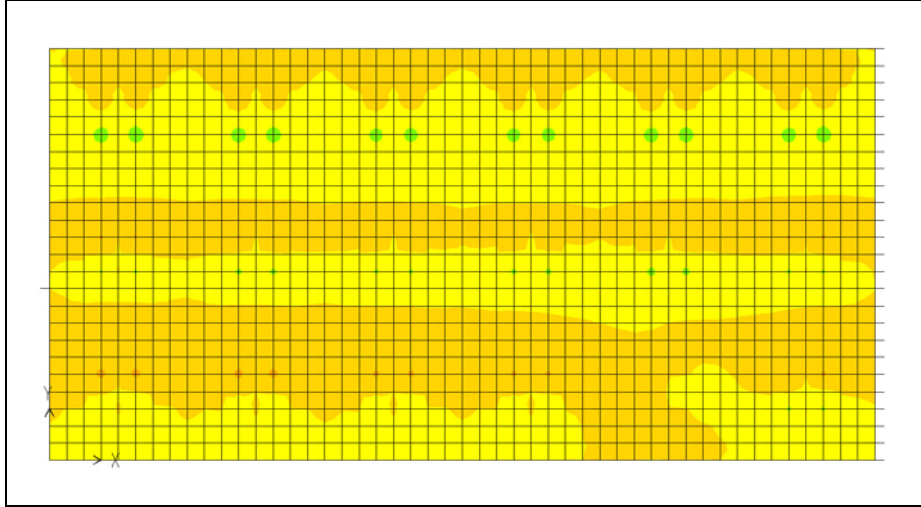
$$V_{pr} = 0.96 \times 1350 \times 14 \times 1.90 = 34473 \text{ kN}$$

$$A_p = 3.50 \times 3.50 = 12.50 \text{ m}^2$$

$$V_{pd} = 8677 - 440 \times 12.50 = 3177 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = 34473 > V_{pd} = 3177 \text{ kN (uygun)}$$

### 3.6.3 Donatı hesabı



Şekil 3.14: Radye temeldeki moment dağılımı

Plakta ölçülen en büyük moment mesnet bölgesinde olmak üzere değeri;

$$M_{max} = 3600 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \times (d_t^2)}{M} \quad (3.55)$$

$$K_{\max} = \frac{1 \times 1.95^2}{3600} 105.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 / \text{kN} \quad (3.60)$$

$$k_s = 2.85 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad (\text{Betonarme abağı})$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} = \frac{2.85 \cdot 3600}{1.95} = 52.6 \text{ cm}^2 \quad (3.56)$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times b_w \times d \quad (3.57)$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 190 = 38 \text{ cm}^2$$

Açıklık moment değerine göre minimum donatı yeterli iken, mesnet bölgelerinde hesapla elde edilen değer üzerinde donatı seçilecektir. Buna göre;

Açıklık donatısı: Ø24/12 ( $A_s = 40.71 \text{ cm}^2 > 38 \text{ cm}^2$ )

Mesnet donatısı: Ø30/12 ( $A_s = 63.62 \text{ cm}^2 > 52.6 \text{ cm}^2$ )



## 4. YAPI ELEMANLARI BİRLEŞİM HESAPLARI

### 4.1 Kolon Ayağı Hesabı

Düşey ve yatay yüklerin yanında, temele moment de aktaran ayaklara ankastre ayak denir. Büyük momentler bahis konusu olduğundan, ankraj bulonlarına büyük çekme kuvvetleri gelebilir ve ankraj bulonlarının temele bu kuvvetleri aktaracak şekilde bağlanmış olması gerekir. Ayrıca yatay T kuvvetini temele aktarması için, kama olarak taban levhasına bir profil parçası kaynaklanır.[4]

Bu yapıda kolon ayağı hesabı için SAP 2000 programında, ayak levhasının sonlu eleman modeli girilerek gerekli tahkikler yapılmıştır. Buna göre taban levhası kalınlığı olarak seçilen 12 cm değerinin yeterli olduğu görülmüş ve bu taban levhası, 12 adet M40 bulonu ile çekme kuvvetini karşılayacak şekilde taban betonuna ankre edilmiştir. Ankraj gerilmeleri, o noktalara yerleştirilen sabit mesnet reaksiyonlarından elde edilmiştir. Bulon seçimi de en gayri müsait çekme gerilmesini karşılayacak şekilde yapılmıştır.

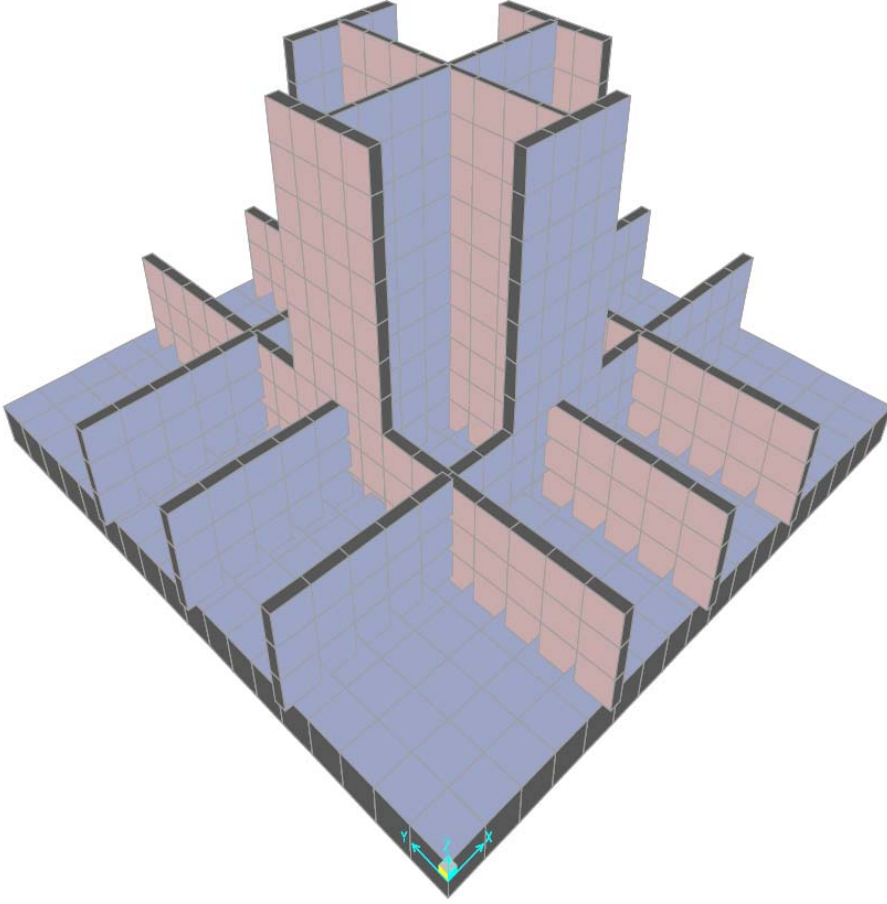
Levha altı zemin davranışı, programda tanımlanan ve sadece basınçta çalışan yaylar vasıtasıyla hesaplara dahil edilmiştir. Malzeme olarak, taban levhası St37, kolon profili St52 olarak tanımlanmış ve bulonlar için SLP tip yüksek mukavemetli bulonlar seçilmiştir.

Taban levhası hesabında kullanılan yükler, ETABS programından artırılmış deprem yüklerini içeren (G + Q + 2.5 E Yükleme) kombinasyon sonucuna göre elde edilmiş ve SAP 2000 programına öyle girilmiştir. Kolon ayağına etkiyen bu yük ve kesit tesirleri:

$$N_{\max} = 7723 \text{ kN}$$

$$M_1 = 668 \text{ kNcm}$$

$$M_2 = 49 \text{ kNcm}$$



**Şekil 4.1:** Kolon SAP2000 modeli

#### **4.1.1 Ankraj kuvveti tahkiki**

Ayak levhasını tabana bağlayan M40 bulonlarına gelen gerilme kuvveti, SAP 2000 programından  $Z_{\max} = 271$  kN olarak okunmuştur.

Bir adet M40 bulonunun güvenle taşıyabileceği maksimum kuvvet değeri:

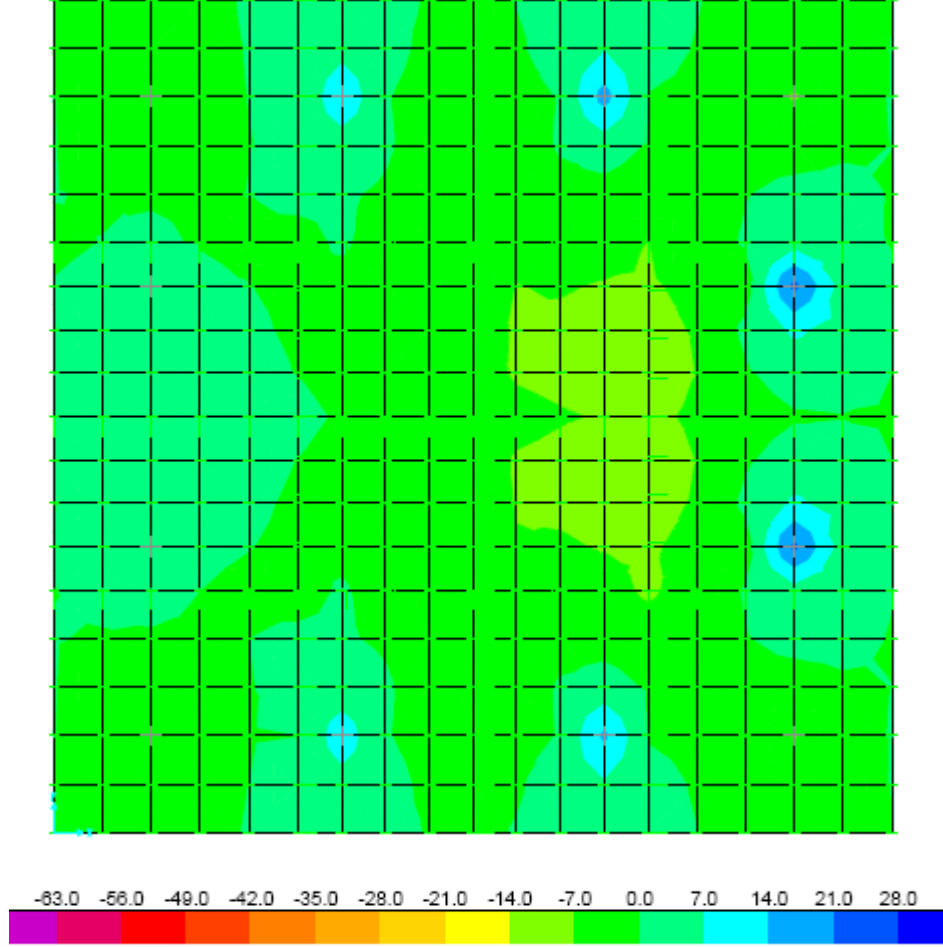
$$Z_{\text{bulon}} = \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_s}{\nu} \quad (4.1)$$

$$Z_{\text{bulon}} = \frac{\pi \times 4^2}{4} \times 71 = 892 \text{ kN} > 271 \text{ kN}, \quad \text{uygundur}$$

#### 4.1.2 Taban levhası kalınlığı kontrolü

12 cm ayak levhası kalınlığı SAP2000'den elde edilen gerilme dağılımına göre uygundur. Analiz sonucunda oluşan en büyük taban Von Misses gerilmesi değeri ve sınır Von Misses ( $0.8 \sigma_a$ ) değeri:

$$\sigma_{\max} = 14 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 0.8 \times 24 = 19.2 \text{ kN/cm}^2, \text{ uygundur.}$$



Şekil 4.2: Kolon ayağı levhası gerilme dağılımı

#### 4.1.3 Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynak dikişlerinin hesabı

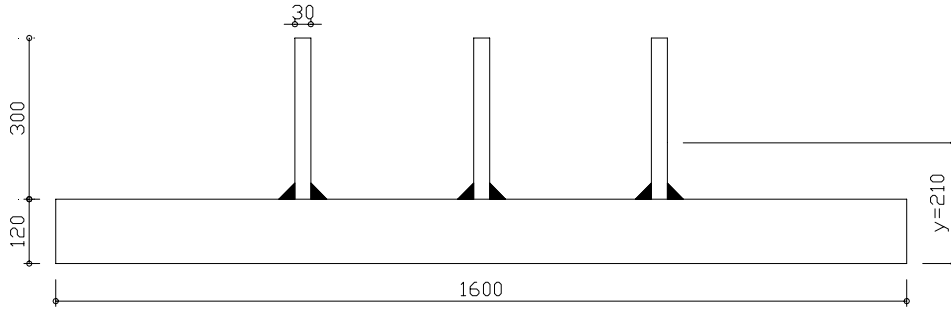
$$N_g = \frac{7723}{16} + \frac{668}{70 \times 2} = 487 \text{ kN}$$

30 cm yüksekliğinde seçilen guse levhası, kolon başlığına 1.2 cm kalınlığında , E8016 - C1 tipi elektrodla kaynatılacaktır.

$$F_k = (30 - 2 \times 1.2) \times 1.2 \times 2 = 66.24 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k \frac{487}{66.24} = 7.34 \text{ kN/cm}^2 < 16.8 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.1.4 Guse levhalarının uç kesitinde gerilme ve kontrolü



Şekil 4.3: Guse levhaları kesiti

$$y_g = \frac{4 \times 3 \times 30 \times 30 + 15 \times 160 \times 7.5}{4 \times 3 \times 30 + 160 \times 15} = 21 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 4 \times \frac{30^3 \times 3}{12} + 4 \times 3 \times 30 \times (15 - 6)^2 + 160 \times 15 \times (7.5 + 6)^2 + \frac{160 \times 15^3}{12}$$

$$I_{xx} = 538560 \text{ cm}^4$$

$$M_D = D \times \left( \frac{A}{2} - \frac{h}{2} - \frac{c}{2} \right) = 3513 \times \left( \frac{160}{2} - \frac{70}{2} - \frac{40}{2} \right) = 87825 \text{ kNcm} \quad (4.2)$$

$$W_u = \frac{538560}{45 - 21} = 22440 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_D}{W_u} = \frac{87825}{22440} = 3.92 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4.1.5 Guse levhasını taban levhasına birleştiren kaynak dikişlerinin tahkiki

$$S_x = 15 \times 160 \times (7.5 + 6) = 32400 \text{ cm}^3$$

$$Q_{\max} = D = 3513 \text{ kN}$$

Kaynak kalınlığı 1.7 cm, elektrod tipi E8016 – C1 seçilirse;

$$\tau_{\max} = \frac{Q \times S_x}{I_{xx} \times 4 \times 2a} = \frac{3513 \times 32400}{538560 \times 4 \times 2 \times 1.7} = 15.5 \text{ kN/cm}^2 < 16.8 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.1.6 Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

Kaynak kalınlığı a= 1cm, elektrod tipi E8016 – C1 seçilirse;

$$V = 62 \text{ kN};$$

$$l = 100x_a = 50 \text{ cm};$$

$$\tau_{\text{em}} = \frac{V}{F_k} = \frac{62}{2 \times 1 \times (63 - 2 \times 1)} = 0.6 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{kem}} = 10.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.1.7 Kama elemanında gerilme ve kaynak tahkikleri

Seçilen eleman: HE 160B L= 15cm

Kama elemanını kesit karakteristikleri:

$$W_x = 311 \text{ cm}^3, \quad t_b = 1.3 \text{ cm}$$

Profilin düşey kolu ile beton arasında oluşan basınç gerilmesinin tahkiki:

$$p' = \frac{V}{A_b} = \frac{62}{16 \times 15} = 0.3 \text{ kN/cm}^2 < 1 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$M = Vx \frac{L}{2} = 62 \times \frac{15}{2} = 465 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{465}{311} = 1.5 \text{ kN/cm}^2 < 14.4 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kama elemanını taban levhasına bağlayan kaynak tahkiki:

a = 3 mm alınmıştır.

$$F_k = 2 \times 16 \times 0.3 + 2 \times 13.4 \times 0.3 = 8.64 \text{ cm}^2$$

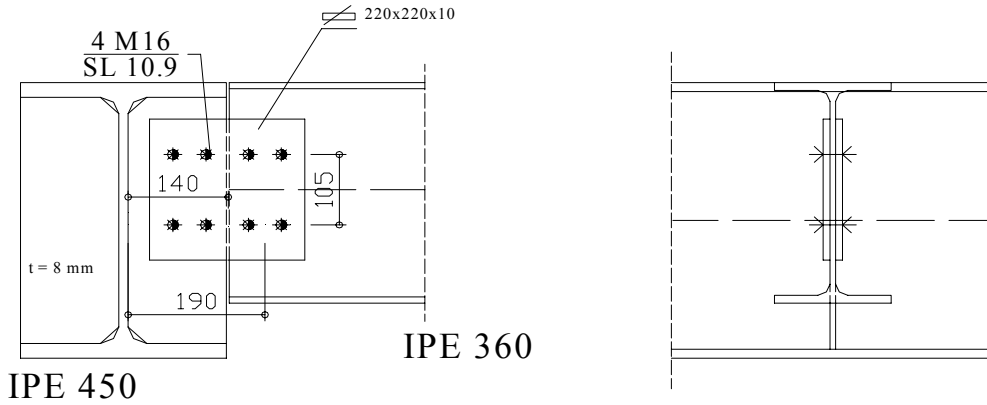
$$I_k = \frac{16 \times 0.3^3}{12} + \frac{2 \times 0.3 \times 13.4^3}{12} = 12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{V}{I_k} \times \frac{h}{2} = \frac{62}{120} \times 8 = 4.13 \text{ kN/cm}^2 < 16.8 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{V}{F_k} = \frac{62}{8.64} = 7.8 \text{ kN/cm}^2 < 16.8 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.2 Döşeme Kirişi Bağlantı Hesabı

Bulonlu ve çift gövde laşeli birleşim türü seçilmiştir. Bu birleşim tipinde, döşeme kirişlerinin (IPE 360) bağlanacağı yerlerde, kat kirişi (IPE 450) gövdesine önceden nervür levhaları kaynatılır, montaj sırasında da döşeme kirişlerinin gövdeleri bu nervürlere ikişer laşe (ek levhası) ve kaba bulonlarla birleştirilir. Bu birleşim tarzını avantajı, kiriş üst seviyeleri aynı olsa bile, döşeme kirişi profilleri uçlarının dik kesilebilmesidir.



Şekil 4.4: Döşeme kirişi bağlantı detayı

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesiri :V = 64 kN (GQWx)

IPE 450 için; h = 45 cm, b = 19 cm, t<sub>f</sub> = 1.46 cm, t<sub>w</sub> = 0.94 cm, A = 98.82 cm<sup>2</sup>

IPE 360 için; h = 36 cm, b = 17 cm, t<sub>f</sub> = 1.27 cm, t<sub>w</sub> = 0.8 cm, A = 72.73 cm<sup>2</sup>

#### 4.2.1 Bulon hesabı

En ince elemana göre açılacak maksimum delik çapı:

$$d_1 = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 \quad (4.3)$$

$$d_1 = \sqrt{5 \times 0.8} - 0.2 = 1.8 \text{ cm}$$

Seçilen Bulon: SL Tipi M16 (m = 2)

Döşeme kirişi bölgesindeki bulon grubuna etkiyen moment:

$$M = 64 \times 19 = 1216 \text{ kNcm}$$

Bulon dizilimi ve sayısına bağlı olarak f katsayısı 0.5 alınır.

$$H = \frac{1216}{10.5} \times 0.5 = 57.9 \text{ kN}$$

$$K = \frac{V}{n} = \frac{65}{4} = 16.25 \text{ kN}$$

Bir kenar bulona gelen maksimum bileşke kuvvet

$$R = \sqrt{57.9^2 + 16.25^2} = 60.1 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min (P_{\tau} ; P_{\sigma})$$

$$P_{\tau} = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} \quad (\text{makaslama}) \quad (4.3)$$

$$P_{\sigma} = d_1 \times t_{\min} \times \sigma_{l,em} \quad (\text{ezilme}) \quad (4.4)$$

$$P_{\tau} = 2 \times \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 27 = 108 \text{ kN}$$

$$P_{\sigma} = 1.6 \times 0.80 \times 54 = 69.1 \text{ kN}$$

$$P_{em} = 69.1 \text{ kN} > R = 60.1 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.2.2 Döşeme kirişi azalan gövde kontrolü

$$F_n = 33.4 \times 0.8 - 2 \times 1.7 \times 0.8 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{R}{F_n} = \frac{60.1}{24} = 2.5 \text{ kN/cm}^2 < 13.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.2.3 Nervür Levhasındaki Kaynak Dikişlerinin Hesabı

Nervürleri gövdeye birleştiren dikişler V kesme kuvvetine göre, başlığa birleştiren dikişler ise eksantriklikten doğan  $\frac{V.b}{l}$  kuvvetine göre tahkik edilir. Buna göre;

$$l : \text{Levha boyu} = 22 \text{ cm}$$

b : Nervür kaynağına kesme kirişinin etkime mesafesi

$$\tau_{k1} = \frac{V}{2.a_1.l_1} < \sigma_{kem} ; \frac{64}{2 \times 0.3 \times 34.8} = 3.1 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 11 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{k2} = \frac{V.b}{2.a_2.l_2} = \frac{64.14}{2.0.3.11} = 6.17 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.3 Kolonların Kesit Değiştirdiği Noktaların Ek Hesabı

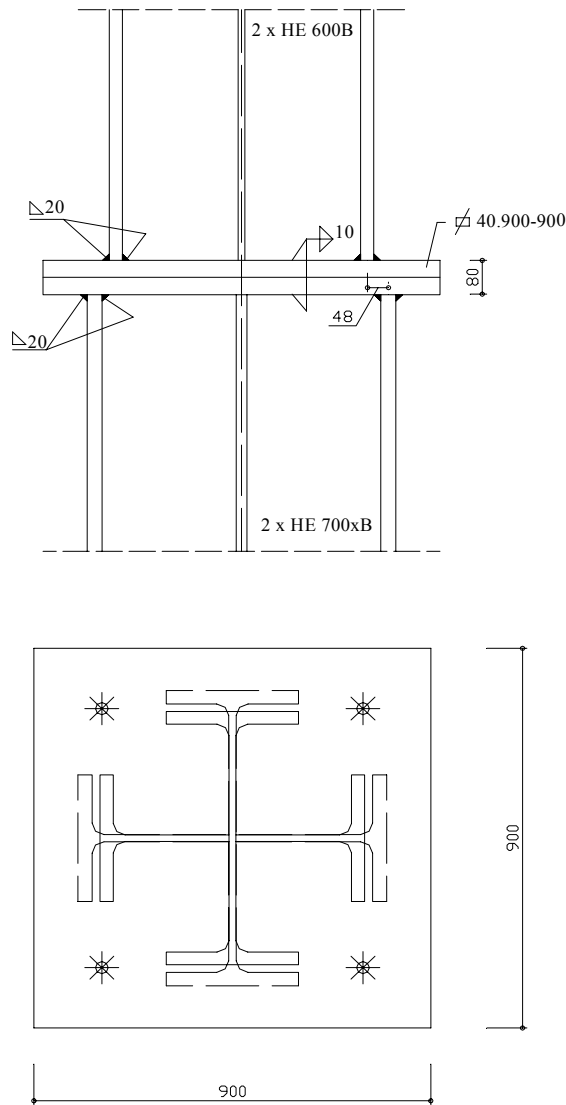
Kolon eklerinde tam ek ve temas eki olmak üzere iki türlü çözüm bahis konusudur. Bu yapının kolon birleşimlerinde temas eki tercih edilmiştir. Bu seçimi yaparken kolon yüklerinin merkezi basın kuvveti olmasına dikkat edilmelidir. Bu ek tarzında, kolon profillerinin uçlarına atölyede alın levhaları kaynatılarak, montaj sırasında alın levhaları 4 tane kaba bulonla birbirine bağlanması yeterlidir. Bu ek tarzı ayrıca, alt ve üst kolon profillerinin çok farklı olması halinde, kolaylıkla ek yapma olanağı sağladığı için avantajlıdır. Ayrıca, profil uçlarının düzgün kesilmiş ve işlenmiş olması halinde, kaynak dikişleri (P/2) kuvvetine göre hesaplanır.

Deprem Yönetmeliğ'in'e göre kolon eklerinin aksel kuvvet kapasiteleri  $1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E$  veya  $0.9 G \pm \Omega_0 E$  kombinasyonlarından elverişsiz olanından gelen kuvvetleri karşılayacak miktarda olacaktır [1]

Kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesi ise denklem (4.4)'de verilen değerden az olmayacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1 \times R_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (4.4)$$

#### 4.3.1 7. normal kat kolon kesit değişim hesabı



Şekil 4.5: 7. Normal kat kolon kesit değişim detayı

7. Normal katta kolon kesiti 2×HE 700B'den 2×HE 600B'ye dönüşmektedir.

2×HE 700B için; h = 70 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 3.2 cm, t<sub>w</sub> = 1.7 cm

2×HE 600B için; h = 60 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 3 cm, t<sub>w</sub> = 1.55 cm, d = 48.6 cm,

$$A = 524\text{cm}^2$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesiri :

$$N_p = 8124 \text{ kN} \quad (G + Q + 2.5 E \text{ Yüklemesi})$$

$$F_b = 4 \times 30 \times 3 = 360 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 527 - 360 = 167 \text{ cm}^2$$

Üst kolon profili gövdesine gelen kuvvet:

$$N_{pg} = 8124 \times \frac{167}{524} = 2588 \text{ kN}$$

Başlık profiline gelen kuvvet:

$$N_{pb} = 8124 \times \frac{360}{524} = 5580 \text{ kN}$$

#### 4.3.1.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_k = 2 \times 2 \times 1 \times 48.6 = 194 \text{ cm}^2$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

Temas eki şartlarının gerçekleştiği kabulüyle kaynak dikişleri P/2 yükü alınır.

$$\sigma_k = \frac{2588/2}{194} = 6.8 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4.3.1.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_k = 2.0 \times 2 \times (30 + 30 + 2 \times 3 - 1.55 \times 2) = 276 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

$$\sigma_k = \frac{5580/2}{276} = 10.1 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

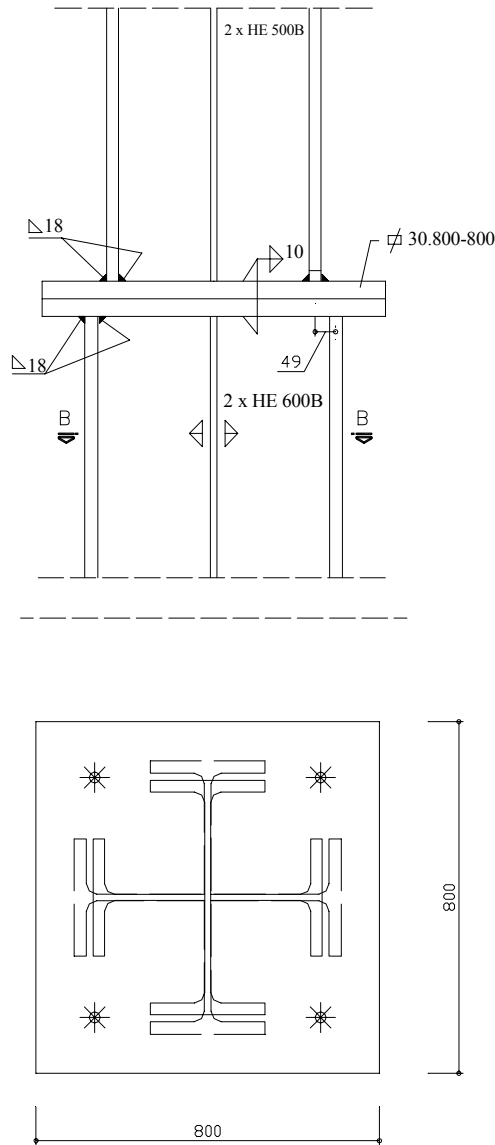
#### 4.3.1.3 Levha gerilme kontrolü

$$M = 2790 \times 4.8 = 13392 \text{ kNcm}$$

$$W = \frac{90 \times 8^2}{6} = 960 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{13392}{960} = 13.95 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.3.2 16. normal kat kolon kesit değişim hesabı



Şekil 4.6: 16. normal kat kolon kesit değişim detayı

16. Normal katta kolon kesiti 2×HE 600B'den 2×HE 500B'ye dönüşmektedir.

2×HE 600B için; h = 60 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 3 cm, t<sub>w</sub> = 1.55 cm

2×HE 500B için; h = 50 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 2.8 cm, t<sub>w</sub> = 1.45 cm, d = 39 cm,

$$A = 465 \text{ cm}^2$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesiri :

$$N_p = 3397 \text{ kN} \quad (G + Q + 2.5 E \text{ Yüklemesi})$$

$$F_b = 4 \times 30 \times 2.8 = 336 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 465 - 336 = 129 \text{ cm}^2$$

Üst kolon profili gövdesine gelen kuvvet:

$$N_{pg} = 3397 \times \frac{129}{465} = 767 \text{ kN}$$

Başlık profiline gelen kuvvet:

$$N_{pb} = 3397 \times \frac{336}{465} = 2630 \text{ kN}$$

#### 4.3.2.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_k = 2 \times 2 \times 1 \times 39 = 156 \text{ cm}^2$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

Temas eki şartlarının gerçekleştiği kabulüyle kaynak dikişleri P/2 yükü alınır.

$$\sigma_k = \frac{767/2}{156} = 2.5 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.3.2.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

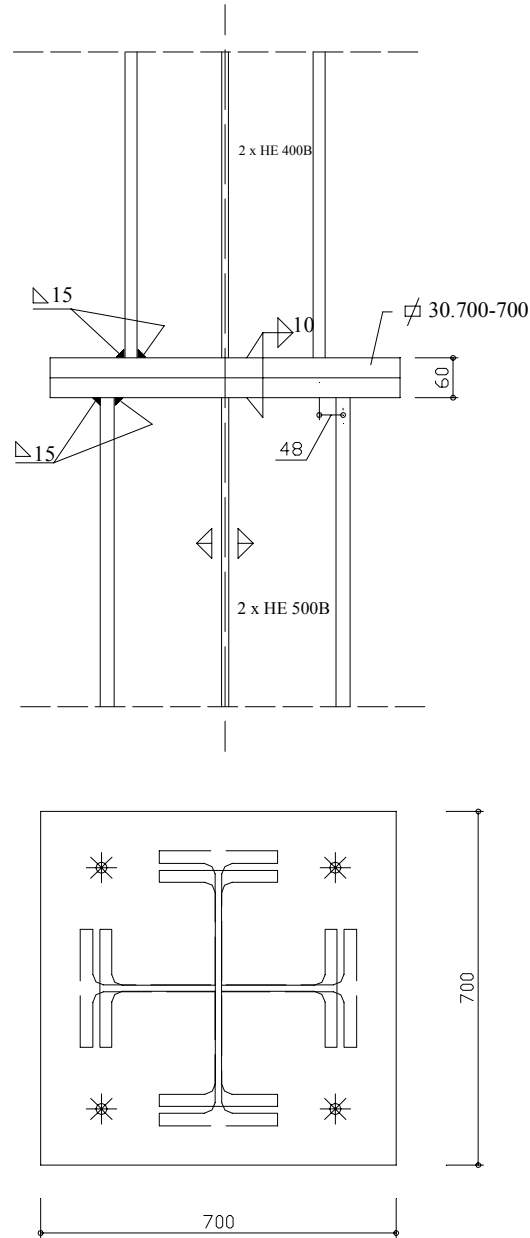
$$F_k = 1.8 \times 2 \times (30 + 30 + 2 \times 2.8 - 1.45 \times 2) = 226 \text{ cm}^2$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

$$\sigma_k = \frac{2630/2}{226} = 6 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2$$

(uygun)

#### 4.3.3 23. normal kat kolon kesit değişim hesabı



şekil 4.7: 23. normal kat kolon kesit değişim detayı

23. Normal katta kolon kesiti 2×HE 500B'den 2×HE 400B'ye dđnüşmektedir.

2×HE 500B için; h = 50 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 2.8 cm, t<sub>w</sub> = 1.45 cm

2×HE 400B için; h = 40 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 2.4 cm, t<sub>w</sub> = 1.35 cm, d = 29.8 cm,

$$A = 383 \text{ cm}^2$$

Bilgisayar Programından Alınan En Elverişsiz Kesit Tesiri :

$$N_p = 1423 \text{ kN} \quad (G + Q + 2.5 E \text{ Yüklemesi})$$

$$F_b = 4 \times 30 \times 2.4 = 288 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 383 - 288 = 95 \text{ cm}^2$$

Üst kolon profili gövdesine gelen kuvvet:

$$N_{pg} = 1423 \times \frac{95}{383} = 352 \text{ kN}$$

Başlık profiline gelen kuvvet:

$$N_{pb} = 1423 \times \frac{288}{383} = 1070 \text{ kN}$$

#### 4.3.3.1 Gövdeyi enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_k = 2 \times 2 \times 1 \times 29.8 = 119 \text{ cm}^2$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

Temas eki şartlarının gerçekleştiği kabulüyle kaynak dikişleri P/2 yükü alınır.

$$\sigma_k = \frac{352/2}{119} = 1.48 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.3.3.2 Başlığı enine levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_k = 1.5 \times 2 \times (30 + 30 + 2 \times 2.4 - 1.35 \times 2) = 186 \text{ cm}^2$$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1

$$\sigma_k = \frac{1070/2}{186} = 3 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

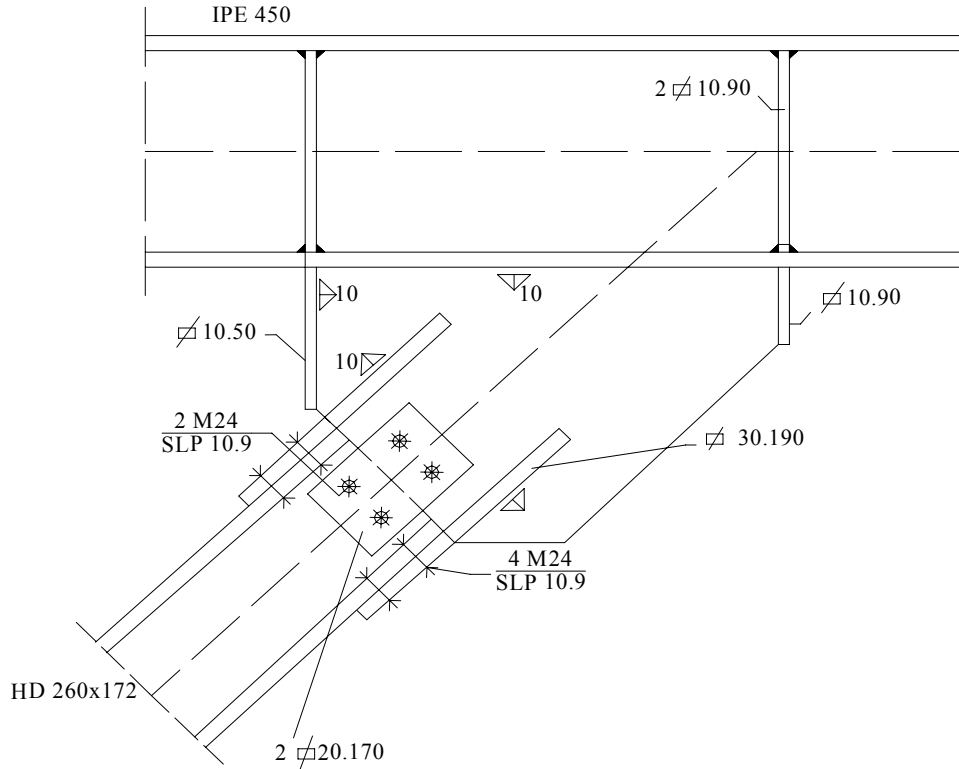
#### 4.3.3.3 Levha gerilme kontrolü

$$M = 535 \times 4.8 = 2568 \text{ kNcm}$$

$$W = \frac{70 \times 6^2}{6} = 420 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{2568}{420} = 6.1 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.4 Çaprazların bağ kirişlerine bağlantı hesabı



**Şekil 4.8:** Çaprazların bağ kirişine bağlantı detayı

En elverişsiz kuvvet değeri 2.5xE'li kombinasyondan 659 kN olarak okunmuştur. Ayrıca çapraz elemanlar, Deprem Yönetmeliği'nde de belirtildiği üzere, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.25.D<sub>a</sub> katı ile artırılmış yüklere göre tahkik edilmesi gerekir. Buna göre;

$$N_{\text{çapraz}} = 1.25 \times 1.1 \times 1.44 \times 659 = 1304 \text{ kN}$$

Çapraz elemanı karakteristikleri; Seçilen kesit HD 260×172 için;

$$h = 29 \text{ cm}, b = 26.8 \text{ cm}, t_f = 3.25 \text{ cm}, t_w = 1.8 \text{ cm}, A = 219.6 \text{ cm}^2$$

#### 4.4.1 Bulon hesabı

Kullanılabilecek max. bulon çapı:

$$d_1 = \sqrt{5 \times 1.8} - 0.2 = 2.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{SLP tipi öngermeli M24 bulon kullanılabilir.}$$

Başlıktaki Bulonlar İçin;

$$m = 1$$

$$P_r = 1 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 32 = 157 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$P_\sigma = 2.5 \times 3 \times 71 = 533 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$P_{em} = 157 \text{ kN}$$

Gövdedeki Bulonlar İçin;

$$m = 2$$

$$P_r = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 32 = 315 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 2.5 \times 1.8 \times 71 = 320 \text{ kN}$$

$$P_{em} = 315 \text{ kN}$$

$$F_b = 26.8 \times 3.25 = 87.1 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 219.6 - 2 \times 87.1 = 45.4 \text{ cm}^2$$

$$N_{pb} = 1304 \times \frac{87.1}{219.6} = 517 \text{ kN}$$

$$N_{pg} = 1304 \times \frac{45.4}{219.6} = 270 \text{ kN}$$

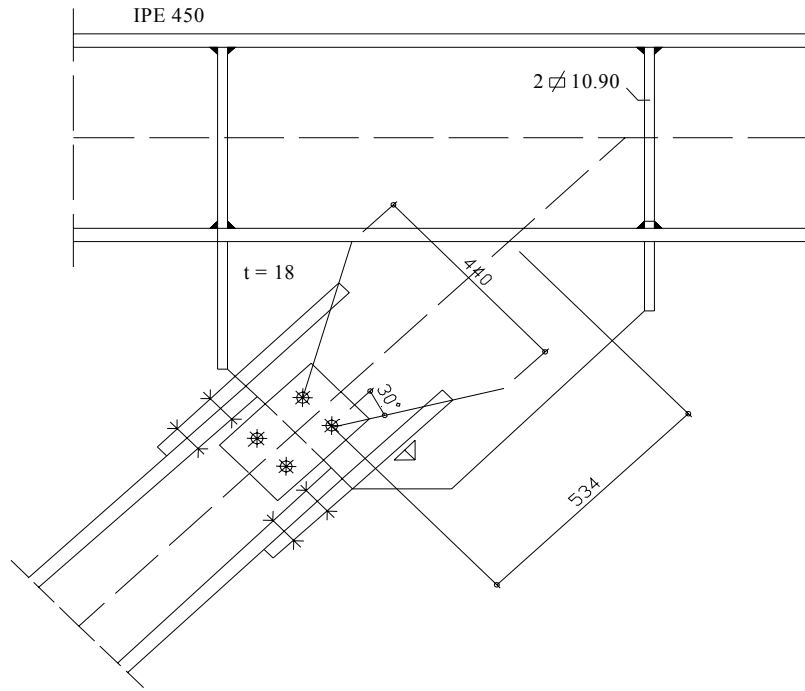
Çapraz elemanın başlığına dört, gövdesine iki adet M25 bulonu konulursa;

$$N_{pb,bulon} = 4 \times 157 = 628 \text{ kN} > N_{pb} = 517 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

$$N_{pg,bulon} = 2 \times 315 = 630 \text{ kN} > N_{pg} = 270 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.4.2 Dügüm noktası levhası kontrolü

Dügüm noktası levhasının düzlem dışı burkulmasını kontrol etmek amacıyla, levhanın gerilmelere karşı en kritik kesitini tahkik eden Whitmore kesit analizi yapılmalıdır.



Şekil 4.9: Dügüm levhası tahkiki için whitmore kesiti boyutları

$l_{we}$  : Whitmore kesiti efektif boyu

$l_b$  : Dügüm levhası burkulma boyu

$$l_{we} = 44 \text{ cm}$$

$$t = 1.8 \text{ cm}$$

$$l_b = 53.4 \text{ cm}$$

Düğüm levhasının iki ucu tutulu olduğu için;  $K = 0.5$

$$i = \sqrt{\frac{l_{we} \times t^3}{12}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} \quad (4.7)$$

$$i = 0.52 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.5 \times 44}{0.52} = 42 \Rightarrow \omega = 1.20$$

Düğüm noktası levhasının kapasitesi ile dizayn yükünün karşılaştırması:

$$N_l = \frac{\sigma_{cem}}{\omega} \times t \times l_{we} > N_d \quad (4.8)$$

$$N_l = \frac{16.56}{1.20} \times 1.8 \times 36.17 = 883 \text{ kN} > N_d = 659 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.4.3 Düğüm levhasındaki kaynak dikişlerinin tahkiki

$$\text{Zemin kattaki çapraz boyu } L = \sqrt{3^2 + 5^2} = 5.83 \text{ m}$$

Kaynak kalınlığı  $a = 1 \text{ cm} < 0.7 \times 1.8 = 1.26 \text{ cm}$  ve E10016 - D2 tipi elektrod ile

$$F_k = 2 \times 1 \times (80 - 2 \times 1) = 156 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{çapraz}} = 1304 \times \frac{3}{5.83} = 671 \text{ kNcm} ; \quad \tau_k = \frac{671}{156} = 4.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{\text{çapraz}} = 1304 \times \frac{5}{5.83} = 1118 \text{ kNcm} ; \quad \sigma_k = \frac{1118}{156} = 7.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.3^2 + 7.2^2} = 8.4 \text{ kN/cm}^2 < 27.9 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.4.4 Flanş levhası kontrolü

$$P = \frac{1304 - 2 \times 315}{2} = 674 \text{ kN}$$

$$F_n = 27 \times 3 - 2 \times 2 \times 2.5 = 71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{674}{71} = 9.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.4.5 Flanş levhasındaki kaynak dikişlerinin tahkiki

Kaynak kalınlığı  $a = 1 \text{ cm} < 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ cm}$  ve E10016 - D2 tipi elektrod ile

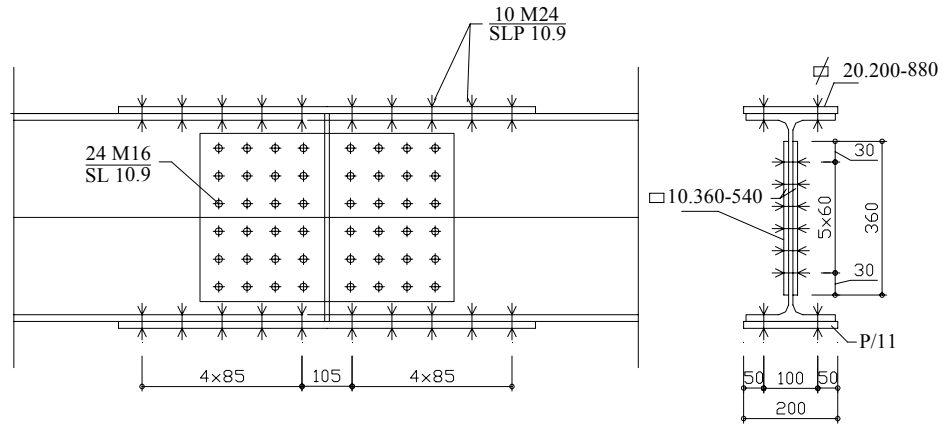
$$l = 28 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{674}{2 \times 1 \times (28 - 2 \times 1)} = 13 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.5 Kiriş Eki Hesabı

##### 4.5.1 Kirişe gelen yüklerin analizi

Kiriş eki, gövde ve başlıklara bulonlarla birleştirilen levhalarla sağlanacaktır. Ek yapılacak bölge ve ek levhalarının, kirişin boyunca mukavemet anlamında sürekliliğin sağlanması için, kirişin plastikleşmesine neden olacak moment değerini emniyetli bir şekilde taşıması istenir. sürekliliğin sağlanması için kirişin plastikleşmesine neden olacak moment değerine göre tahkik edilecektir.



Şekil 4.10: IPE 450 kiriş ek detayı

IPE 450 için;  $M_p = 71699 \text{ kNcm}$ ,  $V_d = 492$

$$V_p = 1.1 \times D_a \times \frac{2M_p}{L} + V_d \quad (4.9)$$

$$V_p = 1.1 \times 1.1 \times \frac{71699 \times 2}{800} + 492 = 708 \text{ kN}$$

$$I_{ek}^B = 2 \times 2.0 \times 20 \times 23.25^2 = 43617.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek}^G = 2 \times 1 \times \frac{36^3}{12} = 5461 \text{ cm}^4$$

$$I_{ek} = 43617.8 + 5461 = 49078.8 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek}^B = 71699 \times \frac{43617}{49078} = 63720 \text{ kNcm}$$

$$M_{ek}^G = 71699 \times \frac{5461}{49078} = 9089 \text{ kNcm}$$

$$Q_{ek}^G = 708 \text{ kN}$$

#### 4.5.1.1 Gövde levhası gerilme kontrolü

Deprem yönetmeliğine göre; ek kesme kapasitesi,  $Q_{ek}^G$  değerinden büyük olacaktır.

$$V_{p,levha} = 0.6 \cdot \sigma_a \cdot F_n > Q_{ek}$$

$$V_{p,levha} = 0.6 \times 2 \times 1 \times (32 - 2 \times 1.7) \times 24 = 823 \text{ kN} > V_p = 708 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.5.1.2 Başlık levhası gerilme kontrolü

Çekme başlığındaki başlık kuvveti değeri;

$$M_{p,levha} = W_p \cdot \sigma_a \quad (4.10)$$

$$M_{p,levha} > M_{ek}^B \quad (4.11)$$

$$M_{p,levha} = 2.0 \times (20 - 2 \times 2.5) \times 46^2 \times 24 = 1523520 \text{ kNcm}$$

$$M_{p,levha} = 1523520 \text{ kNcm} > M_p = 63720 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.5.1.3 Başlık levhası bulonlarının hesabı

Başlık eki için bulon seçimi;

$$d_1 = \sqrt{5 \times 1.46} - 0.2 = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SLP Tipi Öngermeli M24 (m = 1) kullanılacaktır}$$

$$P_r = 1 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 32 = 157 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 2.5 \times 1.46 \times 71 = 259.1 \text{ kN}$$

$$P_{em} = 157 \text{ kN}$$

10 adet M24 bulon kullanılırsa

$$157 \times 10 = 1570 \text{ kN} > \frac{63720}{45} = 1460 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.5.1.4 Gövde levhası bulonlarının hesabı

$$d_1 = \sqrt{5 \times 0.94} - 0.2 = 1.96 \text{ cm}$$

Seçilen Bulon: SL Tipi M16,  $m = 2$

Bulonlar arası mesafe sağlanması açısından  $(e_1, e_2) > 3.5d$  şartına bakılırsa

$$e_1 = e_2 = 6 \text{ cm} > 3.5 \times 1.6 = 5.6 \text{ cm}$$

$$P_r = 2 \times \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 27 = 108.6 \text{ kN}$$

$$P_\sigma = 1.6 \times 0.94 \times 64 = 96.3 \text{ kN}$$

$$P_{em} = 96.3 \text{ kN}$$

$$M_{ek}^{G'} = 9089 + 708 \times 9 = 15461 \text{ kNcm}$$

Gövdeye 24 adet M16 konulursa;

$$r_1 = 4.2, r_2 = 9.4 \text{ cm}, r_3 = 12.8 \text{ cm}, r_4 = 14 \text{ cm}, r_5 = 17.5 \text{ cm}$$

$$\Sigma r_i^2 = 4 \times 4.2^2 + 8 \times 9.4^2 + 4 \times 12.8^2 + 4 \times 14^2 + 4 \times 17.5^2 = 4068 \text{ cm}^2$$

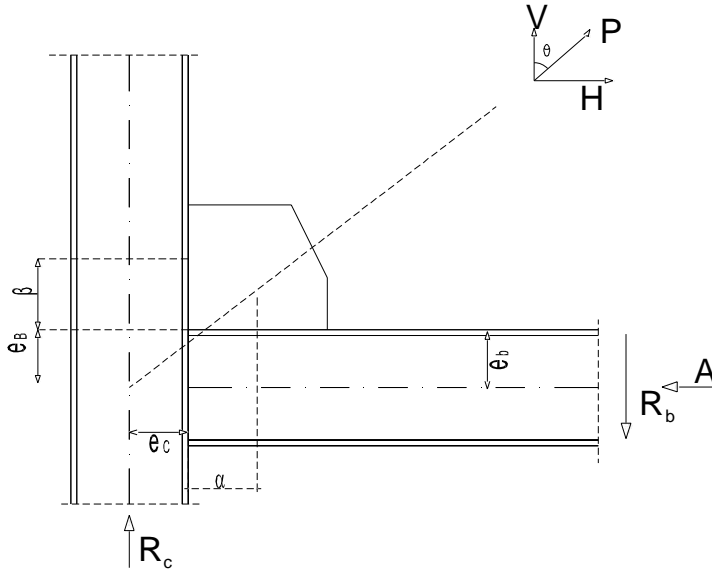
$$N_{1x}^M = 15461 \times \frac{15}{4068} = 57 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^M = 15461 \times \frac{9}{4068} = 34 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^Q = \frac{708}{24} = 29 \text{ kN}$$

$$P_{em} = 96.3 \text{ kN} > N_1 = \sqrt{57^2 + (34 + 29)^2} = 85 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.6 Çaprazların Kolon ve Kirişe Bağlantısı



Şekil 4.11: Düğüm noktası serbest cisim diyagramı

H: Çapraza etkiyen yatay kuvvet

V: Çapraza etkiyen düşey kuvvet

P : Çapraza etkiyen eksenel kuvvet

Şekil 4.11’de gözükten kuvvetlere göre aşağıdaki formülasyon eşitliği sağlandığı takdirde, ek moment oluşmaz.

$$\alpha - \beta \times \tan \theta = e_b \times \tan \theta - e_c \quad (4.12)$$

$e_b$  : Kirişin yarı yüksekliği

$e_c$  : Kolonun yarı yüksekliği

$\alpha$  : Kolon yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık

$\beta$  : Kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (4.13)$$

$$V_c = P \times \frac{\beta}{r} \quad (4.14)$$

$$H_c = P \times \frac{e_c}{r} \quad (4.15)$$

$$H_b = P \times \frac{\alpha}{r} \quad (4.16)$$

$$V_b = P \times \frac{e_b}{r} \quad (4.17)$$

$$P_V = V_b \pm R_b \quad (4.18)$$

$$V = V_c + P_V \quad (4.19)$$

$$H = H_c + P_H \quad (4.20)$$

$$P_H = A_b + H_c \quad (4.21)$$

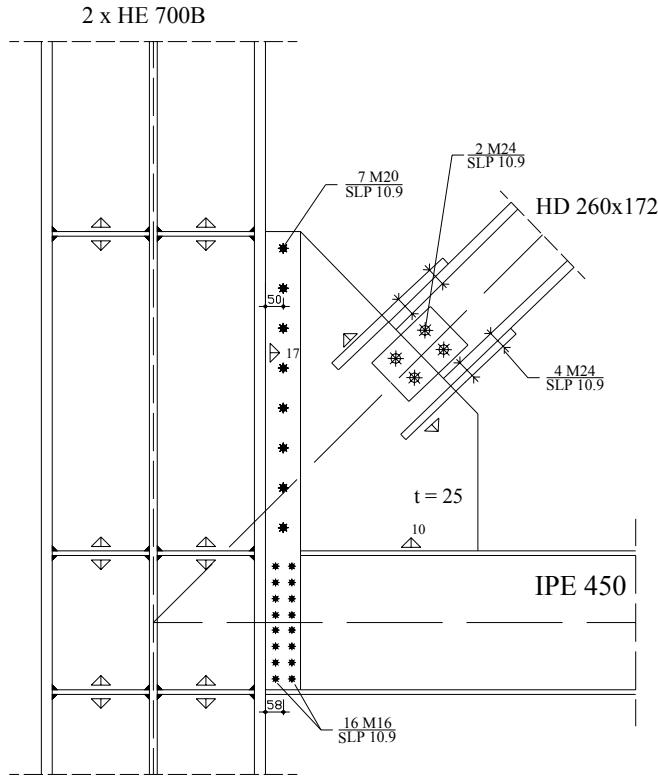
$R_b$  : Kiriş etkiyen kesme kuvveti

$A_b$  : Kiriş etkiyen aksenal kuvvet

#### 4.6.1 Tipik çapraz – kolon birleşimi hesabı

Güçlendirme elemanlarının kolon ve kirişe bağlantı hesabı , 2.5E'li kombinasyondan elde edilen maksimum kuvvet değeri göz önünde tutularak yapılmıştır. Şekil 4.12'de görülen bağlantı detayı tipik olup, guse levhaları ve birleşim elemanlarının karakteristikleri bütün katlarda uygulanabilecek şekilde seçilmiştir.

$$P_{\text{çapraz}} = 1304 \text{ kN}$$



**Şekil 4.12:** Tipik çapraz - kolon - kiriş bağlantı detayı

Birleşimi oluşturacak profil karakteristikleri:

HD 260×172 için;  $h = 29$  cm,  $b = 26.8$  cm,  $t_f = 3.25$  cm,  $t_w = 1.8$  cm,  $A = 219.6$  cm<sup>2</sup>

2×HE 700B için;  $h = 70$  cm,  $b = 30$  cm,  $t_f = 3.2$  cm,  $t_w = 1.7$  cm

IPE 450 için;  $h = 45$  cm,  $b = 19$  cm,  $t_f = 1.46$  cm,  $t_w = 0.94$  cm

$$e_b = 22.5 \text{ cm}, e_c = 35 \text{ cm}, \tan \theta = \frac{3}{3.4} = 0.882$$

$$\alpha - \beta \times 0.882 = 22.5 \times 0.882 - 35$$

$$\alpha = 30 \text{ e } \beta = 50 \text{ m alınırsa;}$$

$$r = \sqrt{(30 + 35)^2 + (50 + 22.5)^2} = 93 \text{ cm}$$

$$P = 1304 \text{ kN}$$

$$V_c = 1304 \times \frac{50}{93} = 701 \text{ kN}$$

$$H_c = 1304 \times \frac{35}{93} = 490 \text{ kN}$$

$$H_b = 1304 \times \frac{30}{93} = 420 \text{ kN}$$

$$V_b = 1304 \times \frac{22.5}{93} = 315 \text{ kN}$$

#### 4.6.1.1 Guse levhasını kirişe birleştiren köşe kaynak dikişlerinin tahkiki

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1, a = 1 cm, l = 50cm

$$F_k = 2 \times 1 \times (50 \times 1) = 96 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{420}{96} = 4.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{315}{93} = 3.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.4^2 + 3.3^2} = 5.5 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.6.1.2 Guse levhasını kolona birleştiren bulonların hesabı

$$d_1 = \sqrt{5 \times 2.5} - 0.2 = 3.3 \text{ cm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M20

$$P_\tau = 2 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 32 = 145.3 \text{ kN} \quad (\text{makaslama})$$

$$P_\sigma = 1.7 \times 0.94 \times 71 = 113.5 \text{ kN} \quad (\text{ezilme})$$

$$P_{em} = \min(P_\sigma, P_\tau) = 113.5 \text{ kN}$$

Guse levhası kolona tek sıra 7 adet SLP tipi M20 bulonuyla bağlanırsa.

$$P_{1x}^{Hc} = \frac{490}{7} = 70 \text{ kN}$$

$$P_{1y}^{Vc} = \frac{701}{7} = 100 \text{ kN}$$

$$P_T = \sqrt{70^2 + 100^2} = 122 \text{ kN} < P_{em} = 221 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.6.1.3 Levhayı kolona birleştiren kaynak dikişlerinin tahkiki

Kaynak kalınlığı :  $a = 1.7 > 0.7 \times t_{min}$

Seçilen elektrod tipi: E8016 – C1,  $a = 1.7 \text{ cm}$ ,  $l = 100 - 2 \times 1.7 = 96.6 \text{ cm}$

$$F_k = 2 \times 1.7 \times 96.6 = 328.4 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{1.7 \times 96.6^2}{6} = 5287 \text{ cm}^3$$

$$R_b = 57 \text{ kN}$$

$$P_V = 315 + 57 = 372 \text{ kN}$$

$$A_b = 42 \text{ kN}$$

$$P_H = 420 + 42 = 462 \text{ kN}$$

$$V = 701 + 372 = 1073 \text{ kN}$$

$$H = 490 + 462 = 952 \text{ kN}$$

$$M = V \times e = 1073 \times 5.8 = 6223 \text{ kNcm}$$

$$\tau_k = \frac{1073}{328.4} = 3.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{952}{328.4} + \frac{6223}{5287} = 4.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.3^2 + 4.1^2} = 5.2 \text{ kN/cm}^2 < 22.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.6.1.4 Kirişi kolona birleştiren bulonların hesabı

$$d_1 = \sqrt{5 \times 0.86} - 0.2 = 1.87 \text{ cm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M16

$$m = 2$$

$$P_\tau = 2 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 32 = 145.3 \text{ kN} \quad (\text{makaslama})$$

$$P_\sigma = 1.7 \times 0.94 \times 71 = 113.5 \text{ kN} \quad (\text{ezilme})$$

$$P_{em} = \min(P_\sigma, P_\tau) = 113.5 \text{ kN}$$

Seçilen bulonlama şekli yatayda 2 sıra, dikeyde 8 adet olmak üzere 16 adet olacaktır.

$$P_{1x}^{P_H} = \frac{462}{16} = 28.8 \text{ kN}$$

$$P_{1y}^{P_V} = \frac{372}{16} = 23.3 \text{ kN}$$

Dikey 2, yatay 8 sıra bulon dizilimi için;  $f = 0.2917$  olarak okunursa:

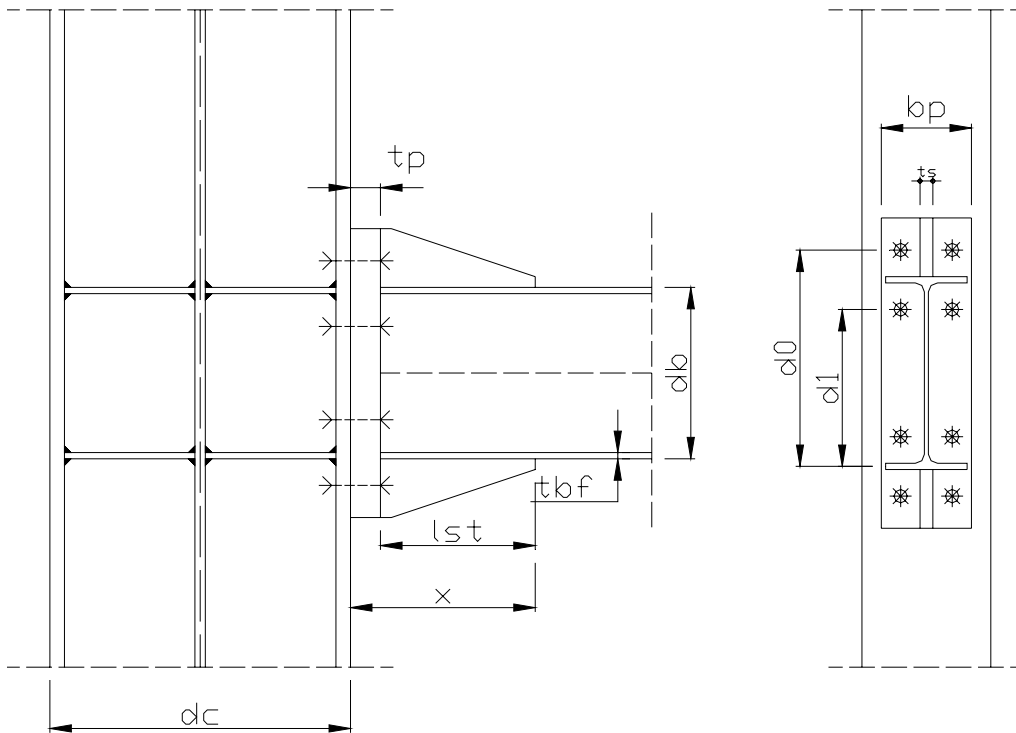
$$M = P_V \times e = 372 \times 5.8 = 2158 \text{ kNcm}$$

$$P_{1x}^M = \frac{2158}{35.2} \times 0.2917 = 18 \text{ kN}$$

$$P_T = \sqrt{(18 + 28.8)^2 + 23.3^2} = 52 \text{ kN} < P_{em} = 113.5 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

#### 4.7 Kolon Kiriş Birleşim Hesabı

Yapı kolonları, kirişere “Sünek Kolon-Kiriş Birleşimi” esaslarına uyacak şekilde bağlanacaklardır. Özellikle 1994 Northridge depreminden sonra önemi daha da fazla kavranan sünek kolon-kiriş birleşiminde panel bölgesi süreklilik elemanlarıyla desteklenirken, birleşim elemanı olarak da yüksek mukavemetli bulonlar kullanılarak birleşimin, kirişler plastik deformasyonlar altındayken dahi yük taşıma kapasitesini sürdürmesi sağlanacaktır.



Şekil 4.13: Kolon kiriş birleşim detayı

Tasarım yönteminin adımları şöyledir:

$$S_h = \frac{d_c}{2} + t_p + l_{st} \quad (4.22)$$

$$l' = l - 2 \times S_h \quad (\text{plastik mafsallar arasındaki mesafe}) \quad (4.23)$$

$$V_p = \frac{2 \times M_{pr}}{l'} \quad (4.24)$$

$$M_f = M_{pr} + V_p \times x \quad (\text{kolon başlık yüzeyindeki moment}) \quad (4.25)$$

$$M_c = M_{pr} + V_p \times \left( x + \frac{d_c}{2} \right) \quad (\text{kolon ağırlık eksenindeki moment}) \quad (4.26)$$

$$M_f < 3.4 \times T_{ub} \times (d_0 + d_1) \quad (4.27)$$

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (M_f \text{ den dolayı başlıklara etkiyen kuvvet}) \quad (4.28)$$

Bir bulonun dış dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum kuvvet

$$T_{ub} = \sigma_{zem} \frac{\pi(0.86xd)^2}{4}$$

$$T_{ub} > \frac{0.0218529 \times P_f^{0.591} \times F_{fu}^{2.583}}{t_p^{0.895} \times d_b^{1.909} \times t_s^{0.327} \times b_p^{0.965}} + P_v \quad (4.29)$$

$$A_b > \frac{2 \times M_f + V_g}{n \times \tau_{sem}} \quad (\text{bulon enkesit alanı}) \quad (4.30)$$

Levhada eğilmeden dolayı oluşabilecek plastikleşmeleri ortadan kaldırmak için bulunacak alın levhası kalınlığı “ $t_p$ ” değerlerinden büyük olanına eşittir.

$$t_p > \frac{0.0386428 \times P_f^{0.9} \times g^{0.6} \times F_{fu}}{d_b^{0.9} \times t_s^{0.1} \times b_p^{0.7}} \quad (4.31)$$

$$t_p > \frac{0.047451 \times P_f^{0.25} \times g^{0.15} \times F_{fu}}{d_b^{0.7} \times t_s^{0.15} \times b_p^{0.3}} \quad (4.32)$$

$$k_1 = \frac{t_{wb}}{2} + r_b \quad (4.33)$$

$$c_1 = \frac{g}{2} - k_1 \quad (4.34)$$

$$c_2 = \frac{b_{cf} - g}{2} \quad (4.35)$$

$$c = \frac{g}{2} + 0.16 \quad (4.36)$$

Kiriş başlığı çekme kuvverine dayanacak minimum kolon başlığı kalınlığı:

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{(d_b - t_{bf})} \times c_1} \times \frac{1}{\sqrt{2 \times \sigma_{yc} \times c}} \quad (4.37)$$

Eğer süreklilik levhası gerekirse,  $t_{cf}$  kolon başlık kalınlığının aşağıdaki koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir.

$$t_{cf} > \sqrt{\frac{M_f}{2 \times (d_b - t_{bf})}} \times \frac{1}{\sqrt{0.8 \times \sigma_{yc} \times Y_c}} \quad (4.38)$$

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s\right) \times \left(\frac{1}{c_2 + c_1}\right) + (c_2 + c_1) \times \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s}\right) \quad (4.39)$$

$$s = \sqrt{\frac{c_1 \times c_2}{c_2 + 2 \times c_1} \times (2 \times b_{cf} \times 4 \times k_1)} \quad (4.40)$$

Kolon başlığı kalınlığının, giriş başlığı basınç etkisine uygunluk şartına bakılırsa:

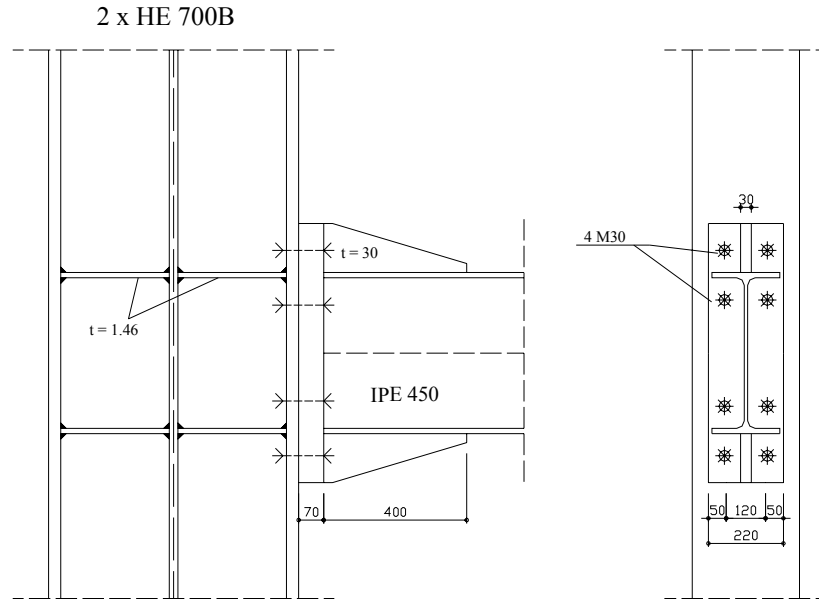
$$t_{cf} > \frac{M_f}{(d_b - t_{bf}) \times (6 \times k + 2 \times t_{pl} + t_{bf}) \times \sigma_{yc}} \quad (4.41)$$

$$k = t_{cf} + r_c \quad (4.42)$$

Birleşim kaymak bölgesi kayma mukavemeti aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$V_n = 0.55 \times \sigma_y \times d_c \times t_p \times \left[1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p}\right] \quad (4.43)$$

#### 4.7.1 Zemin – 7. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı



Şekil 4.14: Zemin – 7. kat arası tipik kolon kiriş birleşimi

Kolon kesiti 2×HE 700B için;  $h = 70$  cm,  $b = 30$  cm,  $t_f = 3.2$  cm,  $t_w = 1.7$  cm,  $r = 2.7$  cm

Kiriş kesiti kompozit IPE 450 için;  $h = 45$  cm,  $b = 19$  cm,  $t_f = 1.46$  cm,  $t_w = 0.94$  cm

$$M_{pr} = 71699 \text{ kNcm}$$

##### 4.7.1.1 Bulon hesabı

$t_p = 7$  cm,  $l_{st} = 40$  cm,  $t_s = 3$  cm,  $b_p = 22$  cm alınır;

$$S_h = \frac{70}{2} + 7 + 40 = 82 \text{ cm}$$

$$l' = 800 - 2 \times 82 = 636 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{2 \times 71699}{636} = 225 \text{ kN}$$

$$M_f = 71699 + 225 \times (40 + 7) = 82274 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 71699 + 225 \times 82 = 90149 \text{ kNcm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M30

$$P_f = 2 \times d = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$g = 12 \text{ cm (bulonlar arası yatay mesafe)}$$

$$d_o = 45 - 0.5 \times 1.46 + 6 = 50.27 \text{ cm}$$

$$d_l = 45 - 0.5 \times 1.46 - 1.46 - 6 = 36.81 \text{ cm}$$

$$T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 3)^2}{4} = 522.5 \text{ kN}$$

$$M_f = 82274 \text{ kNcm} < 3.4 \times T_{ub} \times (50.27 + 36.81) = 138576 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

$$F_{fu} = \frac{82274}{45 - 1.46} = 1889 \text{ kN}$$

M30 için öngerilme kuvveti;  $P_v = 350 \text{ kN}$  [4]

$$T_{ub} > \frac{0.0218529 \times 6^{0.591} \times 188.9^{2.583}}{7^{0.895} \times 3.1^{1.909} \times 3^{0.327} \times 22^{0.965}} + 350 = 35.7 + 350 = 385.7 \text{ kN}$$

$$T_{ub} = 522.5 \text{ kN} > 385.7 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

4 Adet M30 bulon konulursa;

$$A_b = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 7.54 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 82274}{4 \times 32} = 1.76 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.7.1.2 Alın levhası kalınlığı hesabı

Alın levhasının uygunluk kriterleri

$$t_p = 7 \text{ cm} > \frac{0.0386428 \times 6^{0.9} \times 12^{0.6} \times 188.9}{3.1^{0.9} \times 3^{0.1} \times 22^{0.7}} = 6.04 \text{ cm}$$

$$t_p = 7 \text{ cm} > \frac{0.047451 \times 6^{0.25} \times 12^{0.15} \times 188.9}{3.1^{0.7} \times 3^{0.15} \times 22^{0.3}} = 3.14 \text{ cm}$$

#### 4.7.1.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü

$$r = 2.1 \text{ cm (IPE 450)}$$

$$k_1 = \frac{0.94}{2} + 2.1 = 2.57$$

$$c_1 = \frac{12}{2} - 2.57 = 3.43$$

$$c_2 = \frac{30 - 12}{2} = 9$$

$$c = \frac{12}{2} + 0.16 = 6.16$$

$$t_{cf} = 3.2 \text{ cm} < \sqrt{\frac{82274}{(45 - 1.46)} \times 3.43} = 3.82 \text{ cm};$$

Sürekli levhaları gerekecektir.

$$s = \sqrt{\frac{3.43 \times 9}{9 + 2 \times 3.43} \times (2 \times 30 \times 4 \times 2.57)} = 34.6$$

$$Y_c = \left( \frac{6.16}{2} + 34.6 \right) \times \left( \frac{1}{9 + 3.43} \right) + (9 + 3.43) \times \left( \frac{4}{6.16} + \frac{2}{34.6} \right) = 11.82$$

Sürekli levha kalınlığı kiriş başlığıyla aynı seçilmiştir.

$$t_{cf} = 3.2 \text{ cm} > \sqrt{\frac{82274}{2 \times (45 - 1.46)}} = 1.66 \text{ cm (uygun)}$$

$$r = 2.7 \text{ cm (HEB 700)}$$

$$k = 3.2 + 2.7 = 5.9 \text{ cm}$$

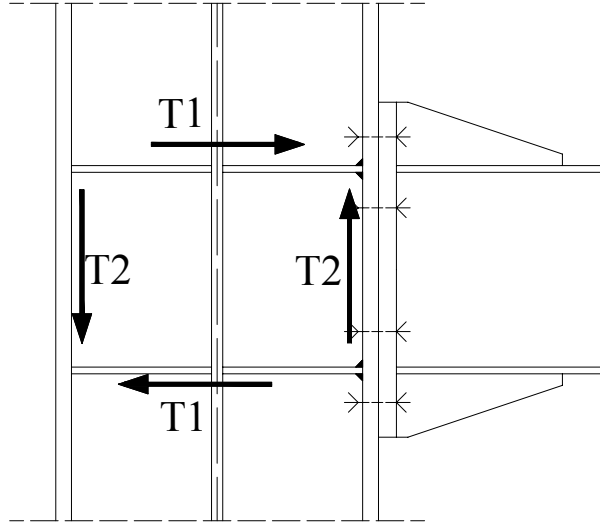
$$t_{cf} = 3.2 \text{ cm} > \frac{82274}{(45 - 1.46) \times (6 \times 5.9 + 2 \times 7 + 1.46) \times 36} = 1.03 \text{ cm (uygun)}$$

Kolon başlığı kalınlığı ve sürekli levhaları yeterlidir

#### 4.7.1.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı

Kayma bölgesinin kayma mukavemeti değeri:

$$V_n = 0.55 \times 36 \times 70 \times 1.7 \times \left[ 1 + \frac{3 \times 30 \times 3.2^2}{45 \times 70 \times 1.7} \right] = 3316 \text{ kN}$$



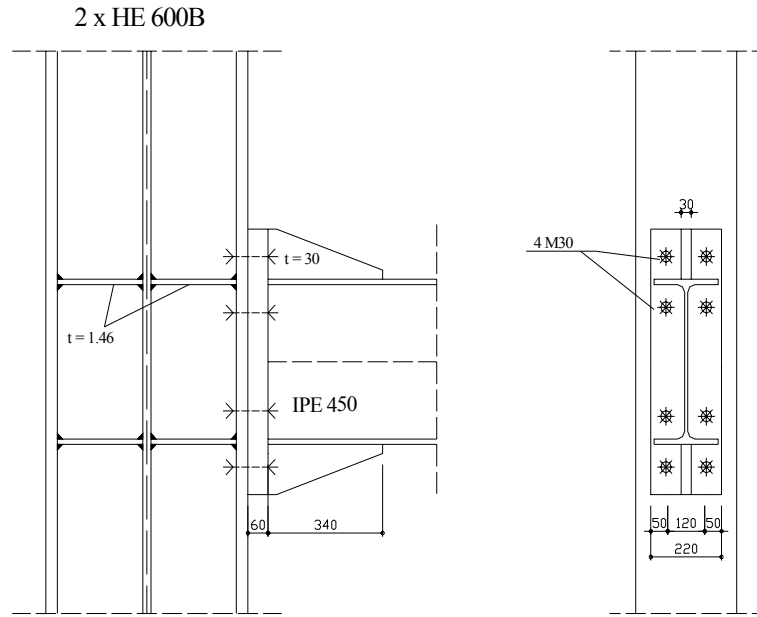
Şekil 4.15: Panel bölgesi kayma kuvvetleri

$$T_1 = \frac{82274}{45} = 1828 \text{ kN} \quad \text{Sürekli levhası boyunca oluşan gerilme}$$

$$T_2 = \frac{82274}{70} = 1175 \text{ kN} \quad \text{Kolon başlığı boyunca oluşan gerilme}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_n = 3316 \text{ kN} > T_1 = 1828 \text{ kN} \\ V_n = 3316 \text{ kN} > T_2 = 1175 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{Kayma bölgesi gövde takviyesine gerek yoktur}$$

#### 4.7.2 7 – 16. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı



Şekil 4.16: 7 – 16. kat arası tipik kolon kiriş birleşimi

Kolon kesiti 2×HE 600B için;  $h = 60$  cm,  $b = 30$  cm,  $t_f = 3$  cm,  $t_w = 1.55$  cm

Kiriş kesiti kompozit IPE 450 için;  $h = 45$  cm,  $b = 19$  cm,  $t_f = 1.46$  cm,  $t_w = 0.94$  cm

$$M_{pr} = 71699 \text{ kNcm}$$

##### 4.7.2.1 Bulon hesabı

$t_p = 6$  cm,  $l_{st} = 34$  cm,  $t_s = 3$  cm,  $b_p = 22$  cm alınırsa;

$$S_h = \frac{60}{2} + 6 + 34 = 70 \text{ cm}$$

$$l' = 800 - 2 \times 70 = 660 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{2 \times 71699}{660} = 217 \text{ kN}$$

$$M_f = 71699 + 217 \times (34 + 6) = 80379 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 71699 + 217 \times 70 = 86889 \text{ kNcm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M30

$$P_f = 2 \times d = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$g = 12 \text{ cm (bulonlar arası yatay mesafe)}$$

$$d_o = 45 - 0.5 \times 1.46 + 6 = 50.27 \text{ cm}$$

$$d_1 = 45 - 0.5 \times 1.46 - 1.46 - 6 = 36.81 \text{ cm}$$

$$T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 3)^2}{4} = 522.5 \text{ kN}$$

$$M_f = 80379 \text{ kNcm} < 3.4 \times T_{ub} \times (50.27 + 36.81) = 138576 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

$$F_{fu} = \frac{80379}{45 - 1.46} = 1846 \text{ kN}$$

$$\text{M30 için öngerilme kuvveti; } P_v = 350 \text{ kN}$$

$$T_{ub} > \frac{0.0218529 \times 6^{0.591} \times 184.6^{2.583}}{6^{0.895} \times 3.1^{1.909} \times 3^{0.327} \times 22^{0.965}} + 350 = 36.9 + 350 = 386.9 \text{ kN}$$

$$T_{ub} = 522.5 \text{ kN} > 386.9 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

4 Adet M30 bulon konulursa;

$$A_b = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 7.54 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 80379}{4 \times 32} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.7.2.2 Alın levhası kalınlığı hesabı

Alın levhasının uygunluk kriterleri

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.0386428 \times 6^{0.9} \times 12^{0.6} \times 184.6}{3.1^{0.9} \times 3^{0.1} \times 22^{0.7}} = 5.90 \text{ cm}$$

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.047451 \times 6^{0.25} \times 12^{0.15} \times 184.6}{3.1^{0.7} \times 3^{0.15} \times 22^{0.3}} = 3.06 \text{ cm}$$

#### 4.7.2.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü

$$r = 2.1 \text{ cm (IPE 450)}$$

$$k_1 = \frac{0.94}{2} + 2.1 = 2.57$$

$$c_1 = \frac{12}{2} - 2.57 = 3.43$$

$$c_2 = \frac{30 - 12}{2} = 9$$

$$c = \frac{12}{2} + 0.16 = 6.16$$

$$t_{cf} = 3.0 \text{ cm} < \sqrt{\frac{80379}{(45 - 1.46)} \times 3.43} = 3.77 \text{ cm};$$

Sürekli levhaları gerekecektir.

$$s = \sqrt{\frac{3.43 \times 9}{9 + 2 \times 3.43} \times (2 \times 30 \times 4 \times 2.57)} = 34.6$$

$$Y_c = \left( \frac{6.16}{2} + 34.6 \right) \times \left( \frac{1}{9 + 3.43} \right) + (9 + 3.43) \times \left( \frac{4}{6.16} + \frac{2}{34.6} \right) = 11.82$$

Sürekli levha kalınlığı kiriş başlığıyla aynı seçilmiştir.

$$t_{cf} = 3.0 \text{ cm} > \sqrt{\frac{80379}{2 \times (45 - 1.46)}} = 1.64 \text{ cm (uygun)}$$

$$r = 2.7 \text{ cm (HEB 600)}$$

$$k = 3.0 + 2.7 = 5.7 \text{ cm}$$

$$t_{cf} = 3.0 \text{ cm} > \frac{80379}{(45 - 1.46) \times (6 \times 5.7 + 2 \times 6 + 1.46) \times 36} = 1.07 \text{ cm (uygun)}$$

Kolon başlığı kalınlığı ve sürekli levhaları yeterlidir

#### 4.7.2.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı

Kayma bölgesinin kayma mukavemeti değeri:

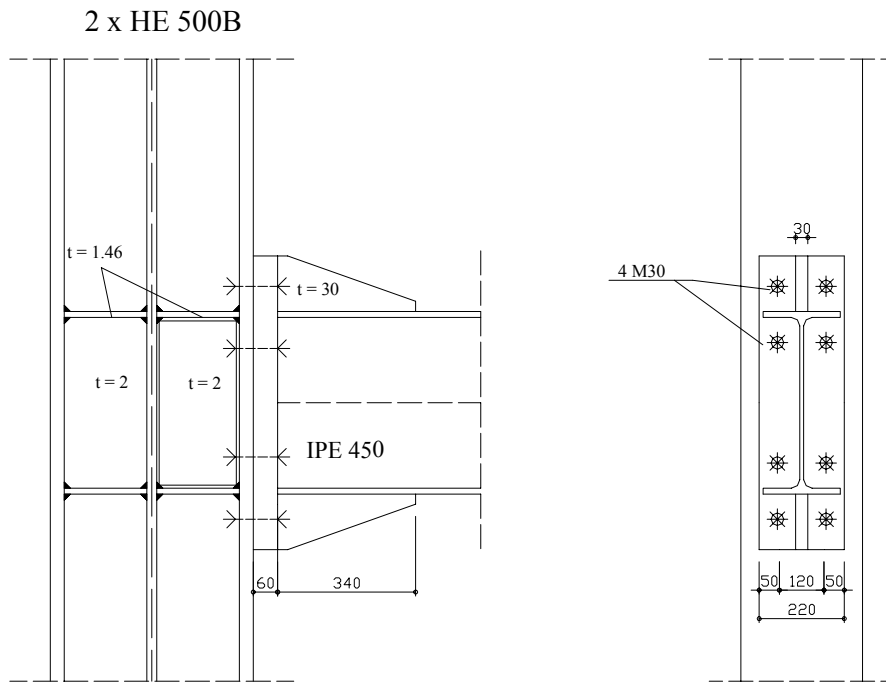
$$V_n = 0.55 \times 36 \times 60 \times 1.55 \times \left[ 1 + \frac{3 \times 30 \times 3.0^2}{45 \times 60 \times 1.55} \right] = 2197 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{82274}{45} = 1828 \text{ kN} \quad \text{Sürekli levhası boyunca oluşan gerilme}$$

$$T_2 = \frac{82274}{70} = 1175 \text{ kN} \quad \text{Kolon başlığı boyunca oluşan gerilme}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_n = 2197 \text{ kN} > T_1 = 1828 \text{ kN} \\ V_n = 2197 \text{ kN} > T_2 = 1175 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{Kayma bölgesi gövde takviyesine gerek yoktur}$$

#### 4.7.3 16 – 23. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı



Şekil 4.17: 16 – 23. kat arası tipik kolon kiriş birleşimi

Kolon kesiti 2×HE 500B için; h = 50 cm, b = 30 cm, t<sub>f</sub> = 2.8 cm, t<sub>w</sub> = 1.45 cm

Kiriş kesiti kompozit IPE 450 için; h = 45 cm, b = 19 cm, t<sub>f</sub> = 1.46 cm, t<sub>w</sub> = 0.94 cm

$$M_{pr} = 71699 \text{ kNcm}$$

#### 4.7.3.1 Bulon hesabı

t<sub>p</sub> = 6 cm, l<sub>st</sub> = 34 cm, t<sub>s</sub> = 3 cm, b<sub>p</sub> = 22 cm alınır;

$$S_h = \frac{50}{2} + 6 + 34 = 65 \text{ cm}$$

$$l' = 800 - 2 \times 65 = 670 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{2 \times 71699}{670} = 214 \text{ kN}$$

$$M_f = 71699 + 214 \times (34 + 6) = 80259 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 71699 + 214 \times 65 = 85609 \text{ kNcm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M30

$$P_f = 2 \times d = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

g = 12 cm (bulonlar arası yatay mesafe)

$$d_o = 45 - 0.5 \times 1.46 + 6 = 50.27 \text{ cm}$$

$$d_1 = 45 - 0.5 \times 1.46 - 1.46 - 6 = 36.81 \text{ cm}$$

$$T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 3)^2}{4} = 522.5 \text{ kN}$$

$$M_f = 80259 \text{ kNcm} < 3.4 \times T_{ub} \times (50.27 + 36.81) = 138576 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

$$F_{fu} = \frac{80259}{45 - 1.46} = 1843 \text{ kN}$$

M30 için öngerilme kuvveti; P<sub>v</sub> = 350 kN

$$T_{ub} > \frac{0.0218529 \times 6^{0.591} \times 184.3^{2.583}}{6^{0.895} \times 3.1^{1.909} \times 3^{0.327} \times 22^{0.965}} + 350 = 35.9 + 350 = 385.9 \text{ kN}$$

$$T_{ub} = 522.5 \text{ kN} > 385.9 \text{ kN}$$

(uygun)

4 Adet M30 bulon konulursa;

$$A_b = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 7.54 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 80259}{4 \times 32} = 1.67 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.7.3.2 Alın levhası kalınlığı hesabı

Alın levhasının uygunluk kriterleri

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.0386428 \times 6^{0.9} \times 12^{0.6} \times 184.3}{3.1^{0.9} \times 3^{0.1} \times 22^{0.7}} = 5.88 \text{ cm}$$

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.047451 \times 6^{0.25} \times 12^{0.15} \times 184.3}{3.1^{0.7} \times 3^{0.15} \times 22^{0.3}} = 3.02 \text{ cm}$$

#### 4.7.3.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü

$$r = 2.1 \text{ cm (IPE 450)}$$

$$k_1 = \frac{0.94}{2} + 2.1 = 2.57$$

$$c_1 = \frac{12}{2} - 2.57 = 3.43$$

$$c_2 = \frac{30 - 12}{2} = 9$$

$$c = \frac{12}{2} + 0.16 = 6.16$$

$$t_{cf} = 2.8 \text{ cm} < \sqrt{\frac{\frac{80259}{(45 - 1.46)} \times 3.43}{2 \times 36 \times 6.16}} = 3.76 \text{ cm};$$

Süreklilik levhaları gerekecektir.

$$s = \sqrt{\frac{3.43 \times 9}{9 + 2 \times 3.43} \times (2 \times 30 \times 4 \times 2.57)} = 34.6$$

$$Y_c = \left( \frac{6.16}{2} + 34.6 \right) \times \left( \frac{1}{9 + 3.43} \right) + (9 + 3.43) \times \left( \frac{4}{6.16} + \frac{2}{34.6} \right) = 11.82$$

Sürekli levha kalınlığı kiriş başlığıyla aynı seçilmiştir.

$$t_{cf} = 2.8 \text{ cm} > \sqrt{\frac{80259}{2 \times (45 - 1.46)}} = 1.64 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$r = 2.7 \text{ cm} \quad (\text{HEB 500})$$

$$k = 2.8 + 2.7 = 5.5 \text{ cm}$$

$$t_{cf} = 2.8 \text{ cm} > \frac{80259}{(45 - 1.46) \times (6 \times 5.5 + 2 \times 6 + 1.46) \times 36} = 1.01 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kolon başlığı kalınlığı ve süreklilik levhaları yeterlidir

#### 4.7.3.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı

Kayma bölgesinin kayma mukavemeti değeri:

$$V_n = 0.55 \times 36 \times 50 \times 1.45 \times \left[ 1 + \frac{3 \times 30 \times 2.8^2}{45 \times 50 \times 1.45} \right] = 1745 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{82274}{45} = 1828 \text{ kN} \quad \text{Süreklilik levhası boyunca oluşan gerilme}$$

$$T_2 = \frac{82274}{70} = 1175 \text{ kN} \quad \text{Kolon başlığı boyunca oluşan gerilme}$$

$V_n = 1745 < \max(T_1, T_2) = 1828 \Rightarrow$  Kayma bölgesi gövde takviyesine gerek vardır

$t = 15 \text{ mm}$ 'lik levhalar, kolon gövdesinin her iki tarafına yerleştirilerek kolon başlıklarına  $a = 1 \text{ cm}$ 'lik kaynaklarla birleştirilirse, takviye edilmiş gövde kalınlığı:

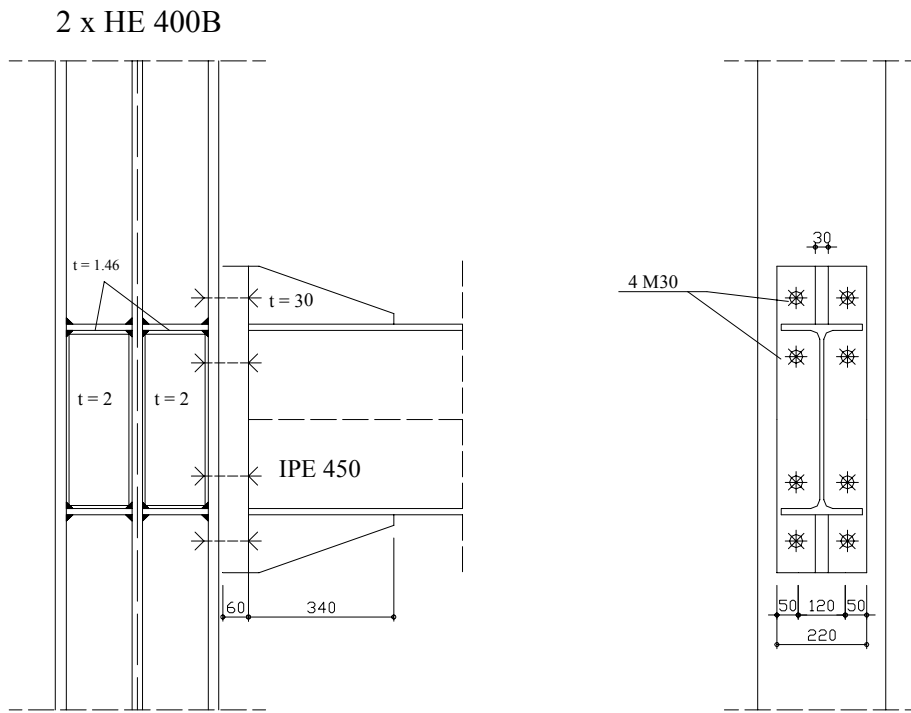
$$t_p' = 1.45 + 2 \times 1.5 = 4.45 \text{ cm}$$

Takviye edilmiş durum için kayma bölgesi mukavemeti:

$$V_n = 1745 \times \frac{4.45}{1.45} = 5355 \text{ kN} > \max (T1, T2) = 1828$$

Bu durumda hesaplanmış yeni kayma bölgesi kalınlığı yeterlidir.

#### 4.7.4 23 – 28. kat arası kolon kiriş birleşimi hesabı



Şekil 4.18: 23 – 28. kat arası tipik kolon kiriş birleşimi

Kolon kesiti  $2 \times \text{HE 400B}$  için;  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $t_f = 2.4 \text{ cm}$ ,  $t_w = 1.35 \text{ cm}$

Kiriş kesiti kompozit IPE 450 için;  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $b = 19 \text{ cm}$ ,  $t_f = 1.46 \text{ cm}$ ,  $t_w = 0.94 \text{ cm}$

$$M_{pr} = 71699 \text{ kNcm}$$

#### 4.7.4.1 Bulon hesabı

$t_p = 6 \text{ cm}$ ,  $l_{st} = 34 \text{ cm}$ ,  $t_s = 3 \text{ cm}$ ,  $b_p = 22 \text{ cm}$  alınırsa;

$$S_h = \frac{40}{2} + 6 + 34 = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 800 - 2 \times 60 = 680 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{2 \times 71699}{680} = 210 \text{ kN}$$

$$M_f = 71699 + 210 \times (34 + 6) = 80099 \text{ kNcm}$$

$$M_c = 71699 + 210 \times 60 = 84299 \text{ kNcm}$$

Seçilen Bulon: SLP Tipi Öngerilmeli M30

$$P_f = 2 \times d = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$g = 12 \text{ cm}$  (bulonlar arası yatay mesafe)

$$d_o = 45 - 0.5 \times 1.46 + 6 = 50.27 \text{ cm}$$

$$d_l = 45 - 0.5 \times 1.46 - 1.46 - 6 = 36.81 \text{ cm}$$

$$T_{ub} = 100 \times \frac{\pi \times (0.86 \times 3)^2}{4} = 522.5 \text{ kN}$$

$$M_f = 80099 \text{ kNcm} < 3.4 \times T_{ub} \times (50.27 + 36.81) = 138576 \text{ kNcm} \quad (\text{uygun})$$

$$F_{fu} = \frac{80099}{45 - 1.46} = 1839 \text{ kN}$$

M30 için öngerilme kuvveti;  $P_v = 350 \text{ kN}$

$$T_{ub} > \frac{0.0218529 \times 6^{0.591} \times 184.3^{2.583}}{6^{0.895} \times 3.1^{1.909} \times 3^{0.327} \times 22^{0.965}} + 350 = 35.1 + 350 = 385.1 \text{ kN}$$

$$T_{ub} = 522.5 \text{ kN} > 385.1 \text{ kN} \quad (\text{uygun})$$

4 Adet M30 bulon konulursa;

$$A_b = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} = 7.54 \text{ cm}^2 > \frac{2 \times 80099}{4 \times 32} = 1.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

#### 4.7.4.2 Alın levhası kalınlığı hesabı

Alın levhasının uygunluk kriterleri

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.0386428 \times 6^{0.9} \times 12^{0.6} \times 183.9}{3.1^{0.9} \times 3^{0.1} \times 22^{0.7}} = 5.86 \text{ cm}$$

$$t_p = 6 \text{ cm} > \frac{0.047451 \times 6^{0.25} \times 12^{0.15} \times 183.9}{3.1^{0.7} \times 3^{0.15} \times 22^{0.3}} = 3.01 \text{ cm}$$

#### 4.7.4.3 Kolon başlık kalınlığı kontrolü

$$r = 2.1 \text{ cm (IPE 450)}$$

$$k_1 = \frac{0.94}{2} + 2.1 = 2.57$$

$$c_1 = \frac{12}{2} - 2.57 = 3.43$$

$$c_2 = \frac{30 - 12}{2} = 9$$

$$c = \frac{12}{2} + 0.16 = 6.16$$

$$t_{cf} = 2.8 \text{ cm} < \sqrt{\frac{\frac{80099}{(45 - 1.46)} \times 3.43}{2 \times 36 \times 6.16}} = 3.75 \text{ cm};$$

Süreklilik levhaları gerekecektir.

$$s = \sqrt{\frac{3.43 \times 9}{9 + 2 \times 3.43}} \times (2 \times 30 \times 4 \times 2.57) = 34.6$$

$$Y_c = \left( \frac{6.16}{2} + 34.6 \right) \times \left( \frac{1}{9 + 3.43} \right) + (9 + 3.43) \times \left( \frac{4}{6.16} + \frac{2}{34.6} \right) = 11.82$$

Süreklilik levha kalınlığı giriş başlığıyla aynı seçilmiştir.

$$t_{cf} = 2.4 \text{ cm} > \sqrt{\frac{80099}{0.8 \times 36 \times 11.82}} = 1.64 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$r = 2.7 \text{ cm} \quad (\text{HEB 400})$$

$$k = 2.4 + 2.7 = 5.1 \text{ cm}$$

$$t_{cf} = 2.4 \text{ cm} > \frac{80099}{(45 - 1.46) \times (6 \times 5.1 + 2 \times 6 + 1.46) \times 36} = 1.16 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

Kolon başlığı kalınlığı ve süreklilik levhaları yeterlidir

#### 4.7.4.4 Kayma bölgesi gövde takviye levhası hesabı

Kayma bölgesinin kayma mukavemeti değeri:

$$V_n = 0.55 \times 36 \times 40 \times 1.35 \times \left[ 1 + \frac{3 \times 30 \times 2.4^2}{45 \times 40 \times 1.45} \right] = 1281 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{82274}{45} = 1828 \text{ kN} \quad \text{Süreklilik levhası boyunca oluşan gerilme}$$

$$T_2 = \frac{82274}{70} = 1175 \text{ kN} \quad \text{Kolon başlığı boyunca oluşan gerilme}$$

$$V_n = 1281 < \max(T_1, T_2) = 1828 \Rightarrow \text{Kayma bölgesi gövde takviyesine gerek vardır}$$

$t = 15 \text{ mm}$ 'lik levhalar, kolon gövdesinin her iki tarafına yerleştirilerek kolon başlıklarına  $a = 1 \text{ cm}$ 'lik kaynaklarla birleştirilirse, takviye edilmiş gövde kalınlığı:

$$t_p' = 1.35 + 2 \times 1.5 = 4.35 \text{ cm}$$

Takviye edilmiş durum için kayma bölgesi mukavemeti:

$$V_n = 1281 \times \frac{4.35}{1.35} = 4127 \text{ kN} > \max(T_1, T_2) = 1828$$

Bu durumda hesaplanmış yeni kayma bölgesi kalınlığı yeterlidir.



## 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasına konu olan yapı bir 97 m. yüksekliğinde büro yapısı olup, aslı 51 sene önce New York'da yapılmıştır. Orjinal yapının inşa edilmesinden günümüze geçen bu zaman içerisinde, gerek yapılan deneysel çalışmaların ve gerekse deprem ve benzeri felaketlerin biz mühendislere kazandırdığı yeni bilgiler ışığında yapı günümüz koşulları dikkate alınarak yeniden dizayn edilmiştir.

Bu kazanımların en başında kuşkusuz 1970'lerin sonunda Roeder ve Popov tarafından denenmeye ve geliştirilmeye başlanan Dış Merkez Güçlendirilmiş Çerçeveler gelmektedir. Tez çalışmasında konu olan yapı Süneklik Düzeyi Yüksek olarak tasarlandığı için, şartnamelerin de öngördüğü üzere DGÇ sistemiyle dizayn edilmiştir. Bu sistemin temel prensibi “bağlantı kirişleri”ni adeta birer yapısal sigorta olarak kullanarak elastik ötesi davranışlarla enerji absorbe etmesine izin verilmesi ve bu bölgenin dışında kalan elemanların ise olabildiğince elastik sınır içerisinde kalmasıdır. Yapıdaki çapraz elemanların dizilimi, kat öteleme değerlerini izin verilen sınırlar içerisinde tutacak şekilde organize edilmiştir. Bu sebeple fazladan rijitlik kazandırması amacıyla belirli aralıklarda “outrigger” olarak tabir edilen sonsuz rijit katlar oluşturulmuştur.

Yapı tasarlanırken dikkat edilen bir diğer husus da, kuşkusuz Northridge Depremiyle gün yüzüne çıkan veya önemi daha da fazla anlaşılan yüksek yapılardaki kolon-kiriş birleşimleri konusudur. Yapının kolon-kiriş birleşimleri Süneklik Düzeyi Yüksek olacak şekilde tasarlanmıştır. Buna göre, kolon-kiriş birleşim bölgesi süreklilik levhaları ve panel levhaları gibi takviye elemanları ile güçlendirilirken, birleştiği kirişlerin plastik deformasyon yapmasına izin verilir ve kolonların yük taşımaya devam etmesi sağlanır. Teze konu olan yapıda, kolon kesitlerinin belirli aralıklarla küçülmesi nedeniyle, her kolon-kiriş birleşimleri için ayrı hesap ve tasarım yapılmıştır. Buna göre, büyük kesitli kolonların kirişlere birleştiği bölgede yeterli rijitliğin sağlanması için sadece süreklilik levhaları yeterli olurken, küçük

kesitli kolonları kirişlerle birleştiği bölgelerde panel bölgesinin de takviyesi söz konusu olmuştur.

Yüksek yapılarda en az deprem yükleri kadar öneme sahip bir diğer yük de rüzgar yükleridir. Bu sebeple yapıya rüzgar yükleri atanırken, Bora Etkisi olarak bilinen ve rüzgarın yapıda darbeler oluşturarak büyük yanal zorlanmalar meydana getirdiği durum göz önüne alınmıştır. Bora etkisiyle birlikte özellikle yüksek yapıların doğal frekansları rüzgar frekansıyla eş değere ulaşarak yüksek rezonans salınımları yapabilmelerinden dolayı bu faktörün hesaplanması ve yapıya etkilmesi gerekmektedir. Ülkemizde yapı boyutlandırmasında alınacak yüklerin açıklandığı TS 498 standardında yer alan rüzgar yüklemelerinde bu tip bir analiz bulunmadığından ötürü, hem daha elverişsiz koşulları sağladığından hem de GLF (Gust Loading Factor) değerinin dinamik analizini içerdiği için National Building Codes of Canada şartnamesi yapıya etkiyen rüzgar yüklerinin belirlenmesi için referans olarak kullanılmıştır. Ayrıca fikir vermesi açısından yapının TS 498’de tavsiye edilen rüzgar yüklerine göre yüklenmesi durumunun, Kanada şartnamesiyle karşılaştırmalı çalışması aşağıda verilmiştir.

**Çizelge 5.1 NBCC ve TS498 karşılaştırmalı rüzgar yükleri**

		NATIONAL BUILDING CODES OF CANADA						TS 498			
H (m)	Doğrultu	q <sub>r, basınç</sub>	q <sub>r, basınç</sub>	q <sub>r, emme</sub>	q <sub>r, emme</sub>	H (m)	q <sub>r, basınç</sub>	q <sub>r, basınç</sub>	q <sub>r, emme</sub>	q <sub>r, emme</sub>	
		Köşe Kolonlarda	Orta Kolonlarda	Köşe Kolonlarda	Orta Kolonlarda		Köşe Kolonlarda	Orta Kolonlarda	Köşe Kolonlarda	Orta Kolonlarda	
0 - 20	genişlik	3,87	7,74	-2,46	-4,93	0 - 8	2.4	4.8	-1.2	-2.4	
	derinlik	5,05	10,11	-3,17	-6,34		2.4	4.8	-1.2	-2.4	
20 - 30	genişlik	4,22	8,45	-2,69	-5,38	9-20	3.84	7.68	-1.92	-3.84	
	derinlik	5,52	11,04	-3,46	-6,91		3.84	7.68	-1.92	-3.84	
30 - 44	genişlik	4,58	9,15	-2,91	-5,82	21-100	5.28	10.56	-2.64	-5.28	
	derinlik	5,98	11,96	-3,74	-7,49		5.28	10.56	-2.64	-5.28	
44 - 64	genişlik	4,93	9,86	-3,14	-6,27						
	derinlik	6,44	12,88	-4,03	-8,06						
64 - 85	genişlik	5,28	10,56	-3,36	-6,72						
	derinlik	6,90	13,64	-4,32	-8,64						
85 - 97	genişlik	5,63	11,26	-3,58	-7,17						
	derinlik	7,36	14,71	-4,61	-9,22						

Tablodan da görüldüğü üzere Kanada şartnamesi, katlara göre daha gerçekçi ve elverişsiz değerler verirken, TS498’de öngörülen değerlerin 2 katı büyüklükte değerler vermektedir.

Yukarıda belirtilen esaslara göre tasarlanan ve analizi yapılan yapıda, kolonlarda 694 ton, kirişlerde 509 ton, çaprazlarda 391 ton olmak üzere toplam 1594 ton çelik profil kullanılmıştır. Kompozit döşeme betonarme ve panelleri için de, 5100 ton yapı malzemesi kullanılmıştır. Bu durumda toplam yapı ağırlığı 6694 tondur. Birim alana düşen ağırlık ise  $373 \text{ kg/m}^2$  dır.

Tasarım kuvvetleri altında yapının maksimum ve görelî kat ötelemeleri aşağıdaki tablodaki gibi olmuştur.

**Çizelge 5.2** Görelî ve toplam kat ötelemeleri

KAT	Drift - X	Drift - Y	$\Delta X$	$\Delta Y$
28	0.000315	0.001685	0.038319	0.07072
27	0.000389	0.001858	0.038004	0.069035
26	0.000697	0.002047	0.037615	0.067177
25	0.000826	0.002196	0.036918	0.06513
24	0.000921	0.002336	0.036092	0.062934
23	0.000982	0.002414	0.035171	0.060598
22	0.00105	0.002516	0.034189	0.058184
21	0.001108	0.002604	0.033139	0.055668
20	0.001159	0.00268	0.032031	0.053064
19	0.001202	0.002742	0.030872	0.050384
18	0.00124	0.002793	0.02967	0.047642
17	0.001273	0.002838	0.02843	0.044849
16	0.001234	0.002834	0.027157	0.042011
15	0.000906	0.002818	0.025923	0.039177
14	0.00895	0.002828	0.025017	0.036359
13	0.001281	0.002875	0.016067	0.033531
12	0.001391	0.00288	0.014786	0.030656
11	0.001414	0.002863	0.013395	0.027776
10	0.001428	0.002834	0.011981	0.024913
9	0.001435	0.002793	0.010553	0.022079
8	0.001441	0.002742	0.009118	0.019286
7	0.001423	0.002664	0.007677	0.016544
6	0.00136	0.002599	0.006254	0.01388
5	0.001026	0.002494	0.004894	0.011281
4	0.000952	0.002405	0.003868	0.008787
3	0.000951	0.00232	0.002916	0.006382
2	0.001002	0.002279	0.001965	0.004062
1	0.000963	0.001783	0.000963	0.001783

Tabloya göre maksimum deplasmanlar

$$\Delta X = 0.038 \text{ m}$$

$$\Delta Y = 0.071 \text{ m}$$

TS 648'e göre yapının yatay tepe deplasman limiti  $h_0/500$  dür.

$$\Delta_{\max} = 0.071 < \frac{98}{500} = 0.196 \text{ (uygun)}$$

Maksimum görelî kat ötelemesi 12.kat için 0.0029m'dir. TS 648'de bu sınır ise  $h/300$ 'dür.

$$\Delta_{\max} = 0.0029 < \frac{3.4}{300} = 0.011 \text{ (uygun)}$$

Burada;

$h_0$  : Toplam bina yüksekliği

$h$  : Kat yüksekliği'dir.

Ayrıca Deprem Yönetmeliğinde, her bir deprem doğrultusu için binanın  $i$ 'inci katında hesaplanan  $\Delta_i$  etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$\Delta_i / h_i \leq 0.02$$

$$\frac{0.0029}{3.4} = 0.0009 \leq 0.02 \text{ (uygun)}$$

## KAYNAKLAR

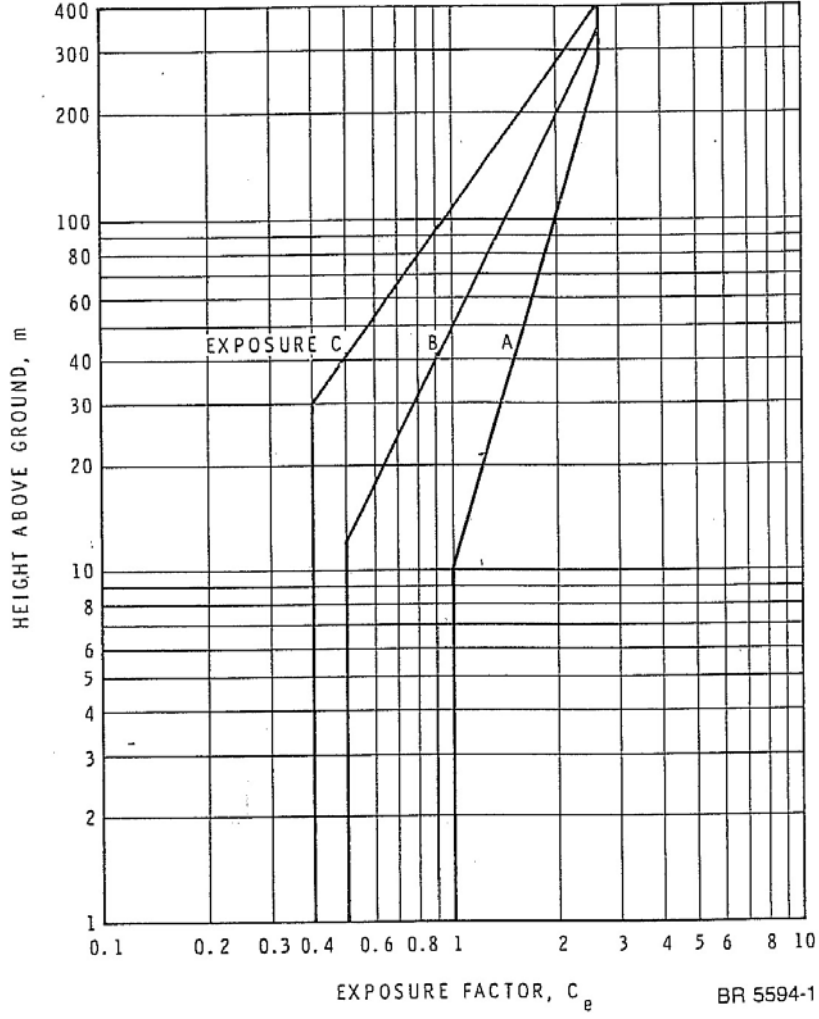
- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2006. *İmar İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı.*
- [2] **TS648**, 2008. Çelik Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [3] **TS498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [4] **Deren, H., Erdoğan, U., Piroğlu, F.**, 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [5] **The National Building Code Of Canada**, 1985. Part 4
- [6] **Arda, T. S., Yardımcı, N.**, 2000. Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı, İstanbul.
- [7] **TS648**, 2008. Çelik Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **Yorgun, C.**, 2002. Kompozit Döşemeler, TYÇD Yayınları.
- [9] **TS648, Ersoy U., Özcebe G.**, 2001. Betonarme, Evrim Yayınevi, Ankara.
- [10] **Young W.C., Budyans R.G.**, Roark's Formulas for Stress and Strain, McGraw-Hill.
- [11] **TS3357**, 1979. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [12] **TS4561**, Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [13] **İMO-01.R-01**, 2005. "Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim" Hesap, Yapım, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [14] **ETABS User's Manual**, 1999. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.



## **EKLER**

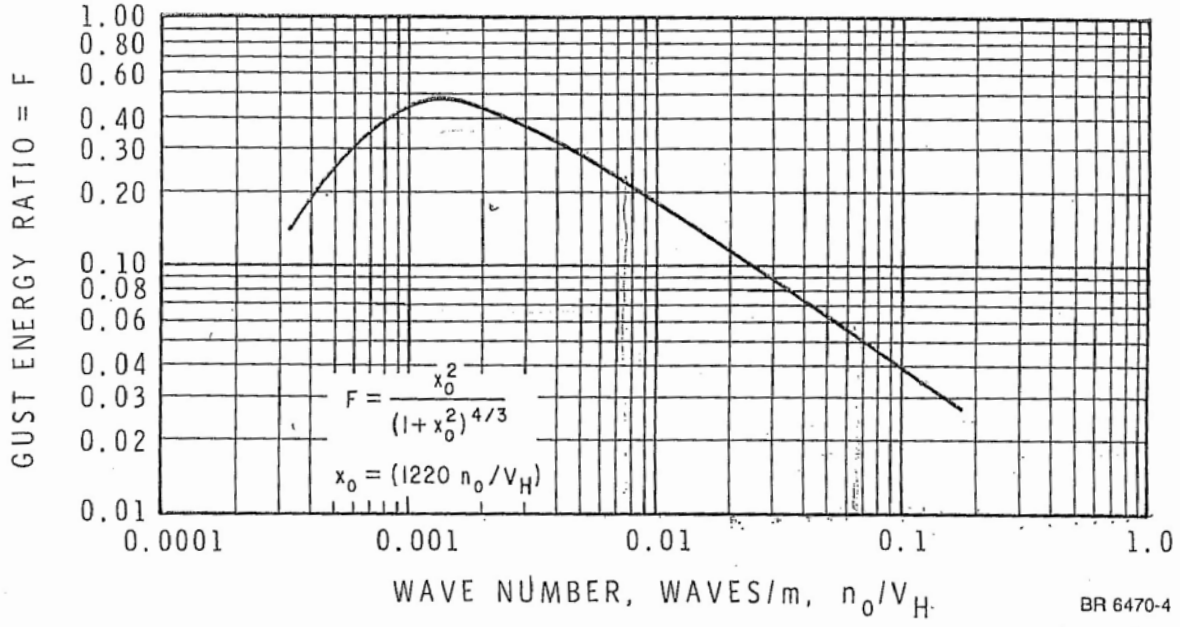
- EK A.1** :  $C_{EH}$  Katsayıları
- EK A.2** : Guse Enerji Oranı
- EK A.3** : Boyut Küçültme Faktörü
- EK A.4** : Türbülans Faktörü
- EK A.5** : Ortalama Dalglanma Oranı
- EK A.6** : Narinliğe Bağlı Basınç Emniyet Gerilmeleri

# EK A.1

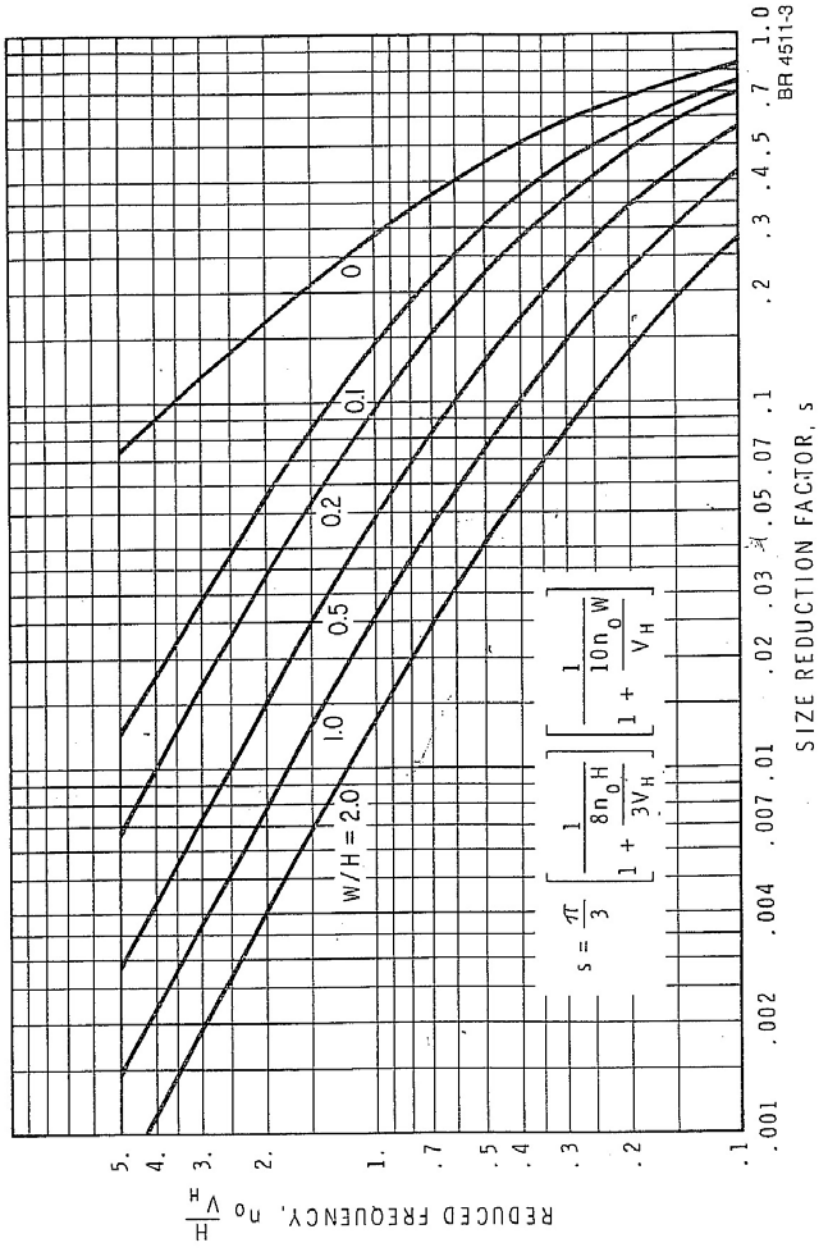


Şekil A.1 :  $C_{EH}$  katsayıları

## EK A.2

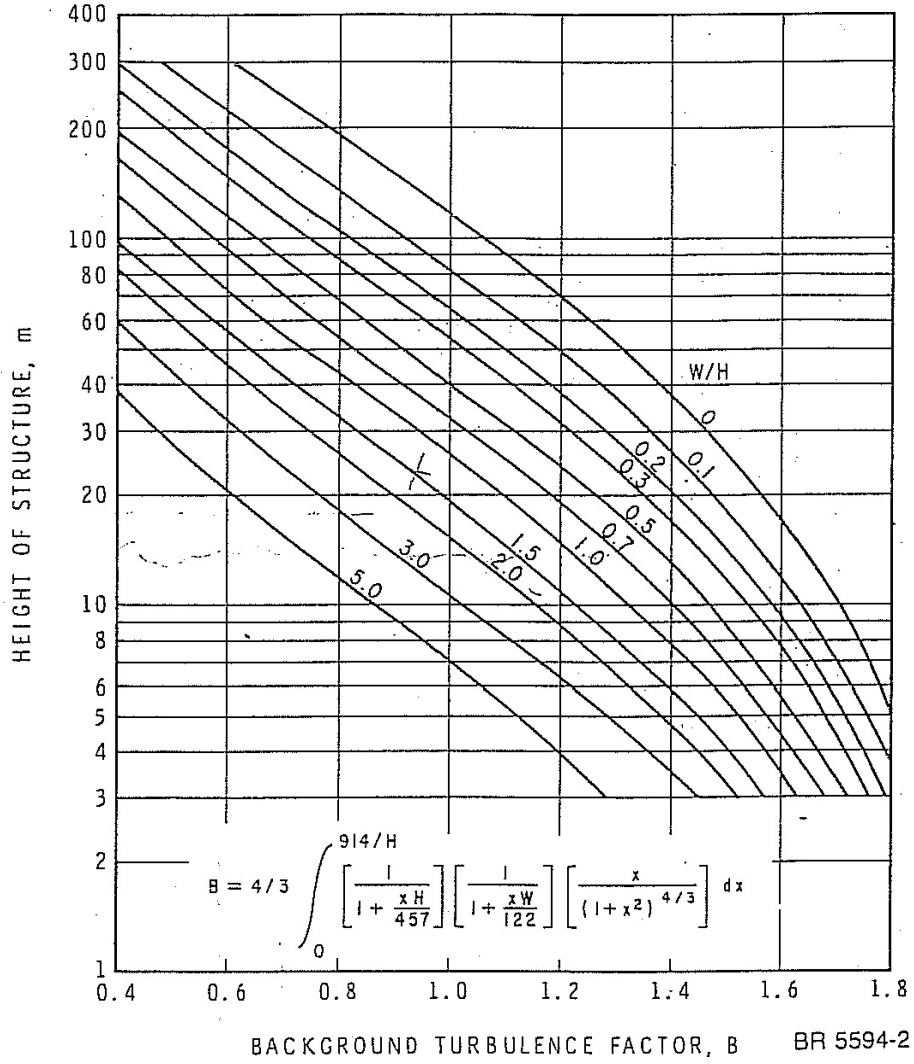


Şekil A.2 : Gust enerji oranları



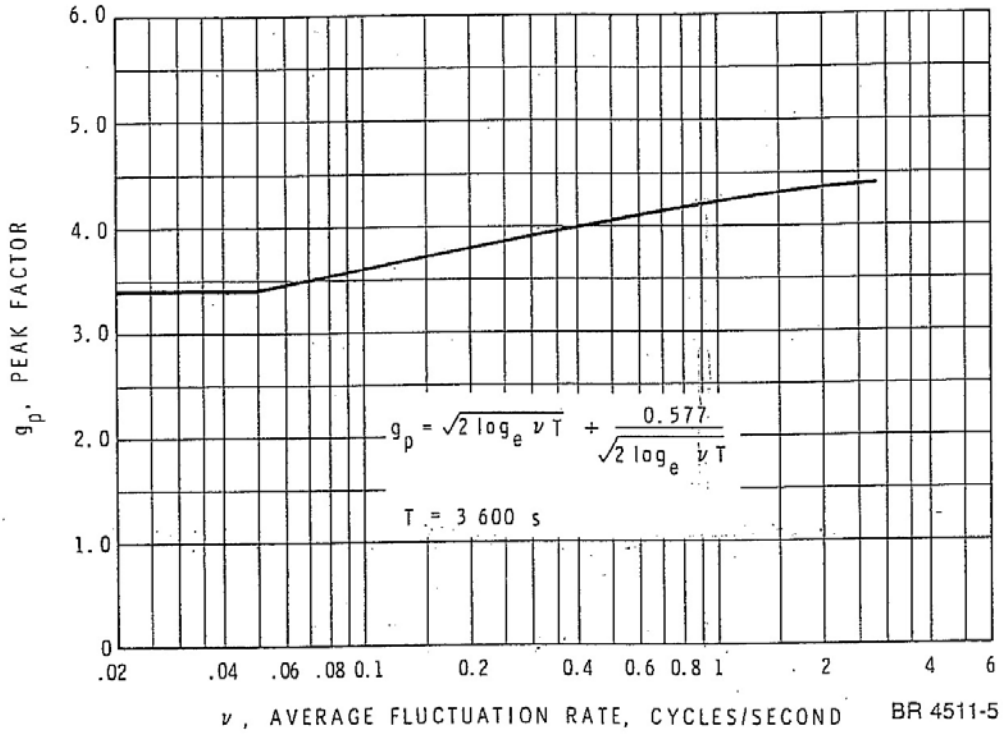
Şekil A.3 : Boyut küçültme faktörü

**EK A.4**



**Şekil A.4 : Türbülans faktörü**

# EK A.5



Şekil A.5 : Ortalama dalgalanma oranı

EK A.6.

Tablo 4.7. Basınç emniyet gerilmeleri $\sigma_{bem}$ (t/cm <sup>2</sup> veya kN/cm <sup>2</sup> )						
$\lambda$	St-37	St-44	St-52	St-37	St-44	St-52
	$\sigma_a = 2,4 \text{ t/cm}^2$	$\sigma_a = 2,75 \text{ t/cm}^2$	$\sigma_a = 3,6 \text{ t/cm}^2$	$\sigma_a = 23,54 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_a = 26,97 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_a = 35,30 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma_{bem}$ (t/cm <sup>2</sup> )			$\sigma_{bem}$ (kN/cm <sup>2</sup> )		
20	1,410	1,601	2,054	13,832	15,703	20,141
21	1,401	1,590	2,037	13,741	15,593	19,978
22	1,392	1,579	2,020	13,651	15,483	19,814
23	1,383	1,568	2,004	13,561	15,373	19,651
24	1,374	1,556	1,987	13,472	15,264	19,489
25	1,365	1,545	1,971	13,382	15,155	19,327
26	1,356	1,534	1,954	13,293	15,046	19,166
27	1,346	1,523	1,938	13,205	14,937	19,006
28	1,337	1,512	1,922	13,116	14,829	18,845
29	1,328	1,501	1,905	13,028	14,721	18,686
30	1,319	1,490	1,889	12,939	14,614	18,526
31	1,310	1,479	1,873	12,851	14,507	18,368
32	1,302	1,468	1,857	12,764	14,400	18,210
33	1,293	1,457	1,841	12,676	14,293	18,052
34	1,284	1,447	1,825	12,589	14,187	17,894
35	1,275	1,436	1,809	12,502	14,081	17,738
36	1,266	1,425	1,793	12,415	13,975	17,581
37	1,257	1,414	1,777	12,329	13,869	17,425
38	1,248	1,404	1,761	12,242	13,764	17,270
39	1,240	1,393	1,745	12,156	13,659	17,115
40	1,231	1,382	1,729	12,070	13,554	16,960
41	1,222	1,372	1,714	11,985	13,450	16,806
42	1,213	1,361	1,698	11,899	13,346	16,652
43	1,205	1,350	1,682	11,814	13,242	16,499
44	1,196	1,340	1,667	11,729	13,138	16,346
45	1,187	1,329	1,651	11,644	13,035	16,193
46	1,179	1,319	1,636	11,559	12,932	16,041
47	1,170	1,308	1,620	11,474	12,829	15,889
48	1,161	1,298	1,605	11,390	12,726	15,737
49	1,153	1,287	1,589	11,306	12,623	15,586
50	1,144	1,277	1,574	11,222	12,521	15,435
51	1,136	1,266	1,559	11,138	12,419	15,285
52	1,127	1,256	1,543	11,055	12,317	15,135
53	1,119	1,246	1,528	10,971	12,216	14,985
54	1,110	1,235	1,513	10,888	12,115	14,835
55	1,102	1,225	1,498	10,805	12,013	14,686
56	1,093	1,215	1,482	10,722	11,913	14,537
57	1,085	1,204	1,467	10,639	11,812	14,389
58	1,076	1,194	1,452	10,557	11,711	14,240
59	1,068	1,184	1,437	10,474	11,611	14,092
60	1,060	1,174	1,422	10,392	11,511	13,944
61	1,051	1,164	1,407	10,310	11,411	13,797
62	1,043	1,153	1,392	10,228	11,311	13,649
63	1,035	1,143	1,377	10,146	11,211	13,502
64	1,026	1,133	1,362	10,064	11,112	13,355
65	1,018	1,123	1,347	9,983	11,013	13,209
66	1,010	1,113	1,332	9,901	10,914	13,062
67	1,001	1,103	1,317	9,820	10,815	12,916
68	0,993	1,093	1,302	9,739	10,716	12,770
69	0,985	1,083	1,287	9,658	10,617	12,624
70	0,977	1,073	1,272	9,577	10,519	12,478
71	0,968	1,063	1,258	9,496	10,420	12,332
72	0,960	1,053	1,243	9,416	10,322	12,187
73	0,952	1,043	1,228	9,335	10,224	12,042
74	0,944	1,033	1,213	9,255	10,126	11,896
75	0,936	1,023	1,198	9,174	10,028	11,751

Çizelge A.6 : Narinliğe bağlı basınç emniyet gerilmeleri



## **ÖZGEÇMİŞ**

**Ad Soyad:** Orhan Civelek

**Doğum Yeri ve Tarihi:** Çankırı, 15.07.1980

**Adres:** Enka Teknik A.Ş ENKA 2. Binası Balmumcu – ISTANBUL

**E-mail:** ohranc@gmail.com

**Lisans Üniversite:** İstanbul Teknik Üniversitesi