

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**10 KATLI ÇELİK BİR BİNANIN DEPREM YÜKLERİ
ALTINDA DEĞİŞİK GÜÇLENDİRME ŞEKİLLERİNE
GÖRE İRDELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bahadır SALIBAŞI**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

**10 KATLI ÇELİK BİR BİNANIN DEPREM YÜKLERİ
ALTINDA DEĞİŞİK GÜÇLENDİRME ŞEKİLLERİNE
GÖRE İRDELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bahadır SALIBAŞI
(501031206)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 8 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Haziran 2006**

**Tez Danışmanı : Yrd.Doç.Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN
Diğer Jüri Üyeleri Doç.Dr. Filiz PİROĞLU (İ.T.Ü.)
Yrd.Doç.Dr. Meltem ŞAHİN (M.S.Ü.)**

HAZİRAN 2006

ÖNSÖZ

Yapılarda güçlendirme ihtiyacı mevcut taşıyıcı sistem kapasitesinin, yapının kullanım amacının değişikliğine bağlı olarak hareketli yükün artmasından dolayı oluşacak yeni kesit tesirlerini veya güncel deprem yönetmeliğinde belirtilen deprem kuvvetini taşıyacak kapasiteye getirilmek istenmesi durumunda doğar. Güçlendirme projeleri titiz çalışma gerektiren işlerdir. Çünkü yapılacak kesit güçlendirmeleri ve eklenecek perde veya çaprazların mevcut taşıyıcı sistemle beraber çalışması için gerek proje esnasında detaylandırma, gerekse uygulamada, projede verilen detayların doğru uygulanması çok önemlidir. Çelik yapılarda bu detaylar betonarme yapılara göre daha fazladır.

Yüksek lisans tez çalışmam süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yararlandığım, öncelikle sayın hocam Yard. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a, lisans hayatım boyunca mühendislik hayatıma katkıda bulunan hocalarıma, her zaman maddi ve manevi desteğini hiçbir zaman esirgemeyen aileme, tecrübe ve bilgilerini paylaşan mesai arkadaşlarıma ve bu yoğun çalışma süresinde desteğinden dolayı Yüksek Mimar Şengü Şerare TORTU'ya teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Haziran 2006

Bahadır SALIBAŞI

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xiv
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
1.1 Giriş	1
2. YÜK ANALİZİ	7
2.1 Zati Yükler	7
2.2 Kar Yükü	7
2.3 Hareketli Yükler	8
2.4 Rüzgar Yükü	8
2.5 Deprem Yükü	9
3. YAPISAL DÜZENSİZLİKLER	11
3.1 Planda Düzensizlik Durumları	11
3.1.1 (A1) Burulma Düzensizliği	11
3.1.2 (A2) Döşeme Süreksizlikleri	12
3.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması	12
3.1.3 (A4) Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması	12
3.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları	13
3.2.1 (B1) Komşu Katlar Arası Dayanım Zayıflığı (Zayıf Kat)	13
3.2.2 (B2) Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)	13
3.2.3 (B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği	14
4. YAPININ ÖN BOYUTLAMASI	15
4.1 Kompozit Döşemenin Boyutlandırılması	16
4.1.1 Kesit Zorlarının Belirlenmesi	17
4.1.1.1 Katlanmış Saçın Kalıp Sürecinde Çalışması	17
4.1.1.2 Karma Çalışma Süreci	17
4.1.2 Kesit Mukavemet Hesapları	18
4.1.2.1 Katlanmış Saçın Yalın Mukavemet Hesabı	18
4.1.2.2 Kompozit Döşeme Mukavemet Hesapları	19
4.1.3 Sehim Kontrolü	19
4.1.4 Hesaplar	20
4.2 Kompozit Kirişin Boyutlandırılması	23
4.2.1 Rötreden Dolayı Oluşan Gerilmelerin Hesabı	26
4.2.2 Sünmeden Dolayı Oluşan Gerilmelerin Hesabı	28
4.2.3 Sonuç Gerilmeler	28

4.2.4 Kayma Elemanlarının Hesabı	29
4.2.5 Hesaplar	30
4.3 Kirişlerin Boyutlandırılması	34
4.3.1 Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	37
4.3.2 Kompozit Olmayan Tali Kirişlerin Boyutlandırılması	47
4.4 Kolonların Boyutlandırılması	53
4.5 Temel ve Ankrajların Boyutlandırılması	88
4.5.1 S1 Kolonu Temel ve Ankraj Hesapları	90
4.5.2 S2 ve S3 Kolonları Temel ve Ankraj Hesapları	97
4.5.3 S4 Kolonu Temel ve Ankraj Hesapları	105
4.6 Birleşim Hesabı ve Detayları	113
5. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI GÜÇLENDİRME	119
5.1 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Boyutlandırılması	120
5.1.1 Deprem Yüklerinin Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelere Dağıtılması	126
5.1.2 K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelerin Boyutlandırılması	129
5.2 DGÇ ile Güçlendirilmiş Sistemin Dinamik Analizi	141
5.3 Kolonların ve Kirişlerin Güçlendirilmesi	144
5.4 Birleşimlerin Güçlendirilmesi	144
5.5 Temelin Güçlendirilmesi	166
5.6 Birleşim Hesabı ve Detayları	167
6. MERKEZİ ÇAPRAZLI GÜÇLENDİRME	172
6.1 Çaprazların Boyutlandırılması	173
6.1.1 K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması	173
6.1.2 K ₂ , K ₃ , K ₆ , K ₇ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması	174
6.1.3 K ₉ , K ₁₄ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması	175
6.1.4 K ₁₀ , K ₁₃ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması	176
6.1.5 K ₁₁ , K ₁₂ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması	176
6.2 MGÇ ile Güçlendirilmiş Sistemin Dinamik Analizi	176
6.3 Kolonların ve Kirişlerin Güçlendirilmesi	179
6.4 Temelin Güçlendirilmesi	220
6.5 Birleşimlerin Güçlendirilmesi	224
6.6 Birleşim Hesapları ve Detayları	239
7. MALİYET ANALİZİ	245
7.1 Birim Fiyatlar ve Tarifleri	245
7.1.1 Toprak Kazısı Yapılması	245
7.1.2 Stabilize Dolgu Yapılması	245
7.1.3 200 Dozlu Zemin Grobetonu	246
7.1.4 Brüt Yüzeyli Kalıp Yapılması	246
7.1.5 BS20 ve BS25 Betonarme Betonu	246

7.1.6 S420 Kalitesinde Betonarme Demirinin İşlenmesi	247
7.1.7 Hasır Çelik Donatısının İşlenmesi	247
7.1.8 St-37 Kalitesinde Çeşitli Profil ve Levhalarla Konstrüksiyon Yapılması	247
7.1.9 Tek Kat Trapez Kesitli Saç ile Döşeme Yapılması	248
7.2 Düşey ve Rüzgar Yüklerine Göre Boyutlanmış Sistemin Metrajı ve Maliyeti	248
7.3 DGÇ ile Güçlendirme İçin Gerekli Maliyet ve Metraj	249
7.4 MGÇ ile Güçlendirme İçin Gerekli Maliyet ve Metraj	249
7.5 Maliyet Analizi Sonuçları	249
8. SONUÇLAR	250
KAYNAKLAR	256
EKLER	258
ÖZGEÇMİŞ	260

KISALTMALAR

A.B.Y.Y.H.Y	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
AISC	: American Institute of Steel Construction
DGÇ	: Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve
EX	: X Yönü Eşdeğer Deprem Yüğü
EY	: Y Yönü Eşdeğer Deprem Yüğü
G	: Düşey Sabit Yüğüler
MGÇ	: Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve
Q	: Düşey Hareketli Yüğüler
SDNS	: Süneklilik Düzeyi Normal Sistem
SDYS	: Süneklilik Düzeyi Yüksek Sistem
SPECX	: X Yönü Modal Deprem Kuvveti
SPECY	: Y Yönü Modal Deprem Kuvveti
TS	: Türk Standartları Enstitüsü
UBC	: United Building Code

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1 : Dışmerkez Çaprazlı Güçlendirme Burulma Düzensizliği Kontrolü.	11
Tablo 3.2 : Merkezi Çaprazlı Güçlendirme Burulma Düzensizliği Kontrolü.....	12
Tablo 3.3 : Dışmerkez Çaprazlı Güçlendirme Yumuşak Kat Kontrolü.....	13
Tablo 3.4 : Merkezi Çaprazlı Güçlendirme Yumuşak Kat Kontrolü.....	14
Tablo 4.1 : Bulon Emniyet Gerilmeleri.....	16
Tablo 4.2 : Kaynak Emniyet Gerilmeleri	16
Tablo 5.1 : Yapıya Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükünün Katlara Dağılımı.....	127
Tablo 5.2 : DGÇ'lere Etkiyen Deprem Yükleri.....	129
Tablo 5.3 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ Bağlantı Kirişi Geometrik Özellikleri.....	130
Tablo 5.4 : DGÇ Bağlantı Kirişi Mekanik Özellikleri.....	130
Tablo 5.5 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Bağlantı ve Çerçeve Kirişi Tesir Kuvvetleri.....	131
Tablo 5.6 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Bağlantı Kirişi Kontrolleri.....	132
Tablo 5.7 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Çerçeve Kirişi Plastik Kesit Tesirleri.....	132
Tablo 5.8 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Çerçeve Kirişi Tahkikleri	133
Tablo 5.9 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Güçlendirilmiş Çerçeve Kirişlerinde Kaynak Tahkiki.....	133
Tablo 5.10 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Örgü Elemanı Mekanik Özellikleri.....	134
Tablo 5.11 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin Örgü Elemanı Tahkikleri.....	134
Tablo 5.12 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolonu Mekanik Özellikleri.....	134
Tablo 5.13 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolonu Tesir Kuvvetleri.....	135
Tablo 5.14 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolon Tahkikleri 1.....	135
Tablo 5.15 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolon Tahkikleri 2.....	136
Tablo 5.16 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolon Güçlendirilmiş Kaynak Tahkikleri.....	137
Tablo 5.17 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Mekanik Özellikleri.....	138
Tablo 5.18 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Tesir Kuvvetleri.....	138
Tablo 5.19 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolon Tahkikleri.....	139
Tablo 5.20 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Kaynak Tahkikleri.....	140
Tablo 5.21 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Kütle Katılım Oranları.....	141
Tablo 5.22 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Burulma Düzensizliği.....	142
Tablo 5.23 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Yanal Deplasman Kontrolü.....	143
Tablo 6.1 : K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki.....	173
Tablo 6.2 : K ₂ , K ₃ , K ₆ , K ₇ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki.....	174
Tablo 6.3 : K ₉ , K ₁₄ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki.....	175
Tablo 6.4 : K ₁₀ , K ₁₃ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki.....	176
Tablo 6.5 : K ₁₁ , K ₁₂ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki.....	176
Tablo 6.6 : MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Kütle Katılım Oranları.....	177
Tablo 6.7 : MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Burulma Düzensizliği.....	177

Tablo 6.8	: MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Yanal Deplasman Kontrolü.....	178
------------------	--	-----

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Yapının Bilgisayar Modeli.....	1
Şekil 1.2 : Kat Dispozisyon Planı.....	2
Şekil 1.3 : Yapının Enine Görünüşü.....	2
Şekil 1.4 : Yapının Boyuna Görünüşü.....	3
Şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları.....	8
Şekil 4.1 : Kompozit Döşeme Beton-Çelik Bağlantı Tipi	16
Şekil 4.2 : Saç Profil ve Plağın Boyutları.....	17
Şekil 4.3 : Sürekli Kompozit Plakta Moment Diyagramı.....	18
Şekil 4.4 : Katlanmış (Ara Rijitleyicisiz) İnce Cidarlı Eğilme Elemanı.....	18
Şekil 4.5 : Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti.....	20
Şekil 4.6 : Kesit Etkileri Dağıtım Yöntemi.....	23
Şekil 4.7 : Kompozit Kiriş Kesiti.....	24
Şekil 4.8 : Rötreden Oluşan İç Kuvvetler.....	26
Şekil 4.9 : Kayma Elemanı Kesiti.....	29
Şekil 4.10 : Tipik Kiriş Kesiti.....	35
Şekil 4.11 : IPE 360 Kesit Özellikleri.....	37
Şekil 4.12 : IPE 400 Kesit Özellikleri.....	38
Şekil 4.13 : IPE 450 Kesit Özellikleri.....	39
Şekil 4.14 : I530 Kesit Özellikleri.....	40
Şekil 4.15 : I720 Kesit Özellikleri.....	42
Şekil 4.16 : KK1 Kirişi.....	43
Şekil 4.17 : KK1 Kirişi A-A Kesiti.....	44
Şekil 4.18 : KK1 Kirişi B-B Kesiti.....	45
Şekil 4.19 : KK1 Kirişi C-C Kesiti.....	46
Şekil 4.20 : KK1 Kirişi D-D Kesiti.....	46
Şekil 4.21 : KK2 Kirişi.....	50
Şekil 4.22 : KK2 Kirişi A-A Kesiti.....	50
Şekil 4.23 : KK2 Kirişi B-B Kesiti.....	51
Şekil 4.24 : KK2 Kirişi C-C Kesiti.....	52
Şekil 4.25 : KK2 Kirişi D-D Kesiti.....	52
Şekil 4.26 : HAC 700/30/20 Kesiti.....	55
Şekil 4.27 : HAC 600/30/20 Kesiti.....	59
Şekil 4.28 : HAC 600/20/15 Kesiti.....	63
Şekil 4.29 : HAC 500/20/15 Kesiti.....	67
Şekil 4.30 : HD400X592 Kesiti.....	71
Şekil 4.31 : HD400X314 Kesiti.....	73
Şekil 4.32 : HD400X216 Kesiti.....	75

Şekil 4.33	: HD360X162 Kesiti.....	77
Şekil 4.34	: HD400X551 Kesiti.....	79
Şekil 4.35	: HD400X287 Kesiti.....	82
Şekil 4.36	: HD400X187 Kesiti.....	84
Şekil 4.37	: HD260X114 Kesiti.....	86
Şekil 4.38	: Zımbalama Bölgesi Özellikleri.....	89
Şekil 4.39	: Ankastre Kolon Ankraj Kuvvetleri.....	90
Şekil 4.40	: HAC700/30/20 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	91
Şekil 4.41	: HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı.....	91
Şekil 4.42	: HAC700/30/20 A-A Kesiti.....	93
Şekil 4.43	: HAC700/30/20 B-B Kesiti.....	94
Şekil 4.44	: HD400X592 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	97
Şekil 4.45	: HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı.....	98
Şekil 4.46	: HD400X592 A-A Kesiti.....	100
Şekil 4.47	: HD400X592 B-B Kesiti.....	101
Şekil 4.48	: HD400X592 C-C Kesiti.....	102
Şekil 4.49	: HD400X551 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	106
Şekil 4.50	: HD400X551 Ankastre Kolon Ayağı.....	106
Şekil 4.51	: HD400X551 A-A Kesiti.....	108
Şekil 4.52	: HD400X551 B-B Kesiti.....	109
Şekil 4.53	: HD400X551 C-C Kesiti.....	110
Şekil 4.54	: IPE 270-I720 Birleşim Detayı.....	113
Şekil 4.55	: HD400X592-I530 Birleşim Detayı.....	114
Şekil 4.56	: HAC700/30/20-I720 Birleşim Detayı.....	117
Şekil 5.1	: Dışmerkez Çapraz Planı.....	120
Şekil 5.2	: DGÇ'nin Yatay Yük Altında Şekil Değiştirmesi.....	123
Şekil 5.3	: Bağlantı Kirişi Geometrisi.....	129
Şekil 5.4	: K ₁ , K ₄ , K ₅ , K ₈ DGÇ'lerde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	131
Şekil 5.5	: Güçlendirilen Bağlantı Kirişinde Kaynak Gösterimi.....	133
Şekil 5.6	: Güçlendirilmiş G_S1 Kolon Kesiti.....	136
Şekil 5.7	: Güçlendirilmiş G_S2 Kolon Kesitleri.....	139
Şekil 5.8	: G_HAC700/30/20 Sonlu Eleman Modeli.....	145
Şekil 5.9	: G_HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı.....	146
Şekil 5.10	: G_HAC700/30/20 A-A Kesiti.....	147
Şekil 5.11	: G_HAC700/30/20 B-B Kesiti.....	148
Şekil 5.12	: G_HD400X592 Sonlu Eleman Modeli.....	150
Şekil 5.13	: G_HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı.....	150
Şekil 5.14	: G_HD400X592 A-A Kesiti.....	152
Şekil 5.15	: G_HD400X592 B-B Kesiti.....	153
Şekil 5.16	: G_HD400X592 C-C Kesiti.....	154
Şekil 5.17	: G_HD400X551 Sonlu Eleman Modeli.....	156
Şekil 5.18	: G_HD400X551 Ankastre Kolon Ayağı.....	157
Şekil 5.19	: G_HD400X551 A-A Kesiti.....	158

Şekil 5.20	: G_HD400X551 B-B Kesiti.....	159
Şekil 5.21	: G_HD400X551 C-C Kesiti.....	161
Şekil 5.22	: G_IPE360/2 Birleşim Detayı.....	163
Şekil 5.23	: G_IPE360/2 1-1 Kesiti.....	164
Şekil 5.24	: Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı.....	168
Şekil 5.25	: HD360X196 Kesiti.....	168
Şekil 5.26	: Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı A-A Kesiti.....	170
Şekil 6.1	: Dışmerkez Çapraz Planı.....	173
Şekil 6.2	: G_HAC/700/30/20 Kesiti.....	179
Şekil 6.3	: G_HAC/600/30/20 Kesiti.....	183
Şekil 6.4	: G_HD400X592 Kesiti.....	186
Şekil 6.5	: G_HD400X314 Kesiti.....	190
Şekil 6.6	: G_HD400X216 Kesiti.....	194
Şekil 6.7	: G_HD360X162 Kesiti.....	197
Şekil 6.8	: G_HD400X592/2 Kesiti.....	201
Şekil 6.9	: G_HD400X551 Kesiti.....	205
Şekil 6.10	: G_HD400X287 Kesiti.....	209
Şekil 6.11	: G_HD400X187 Kesiti.....	212
Şekil 6.12	: G_HD260X114 Kesiti.....	216
Şekil 6.13	: G_HAC700/30/20 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	222
Şekil 6.14	: G_HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı.....	222
Şekil 6.15	: G_HAC700/30/20 A-A Kesiti.....	224
Şekil 6.16	: G_HAC700/30/20 B-B Kesiti.....	225
Şekil 6.17	: G_HD400X592 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	227
Şekil 6.18	: G_HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı.....	227
Şekil 6.19	: G_HD400X592 A-A Kesiti.....	229
Şekil 6.20	: G_HD400X592 B-B Kesiti.....	230
Şekil 6.21	: G_HD400X592 C-C Kesiti.....	231
Şekil 6.22	: G_HD400X551 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli.....	233
Şekil 6.23	: G_HD400X551 Ankastre Kolon Ayağı.....	234
Şekil 6.24	: G_HD400X551 A-A Kesiti	235
Şekil 6.25	: G_HD400X551 B-B Kesiti	237
Şekil 6.26	: G_HD400X551 A-A Kesiti	238
Şekil 6.27	: Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı.....	241
Şekil 6.28	: HE-B 260 Kesiti.....	242
Şekil 8.1	: DGÇ Türleri.....	252
Şekil 8.2	: MGÇ Türleri.....	253

SEMBOL LİSTESİ

A(T)	:Spektral ivme katsayısı
A₀	:Etkin yer ivme katsayısı
A_{smin}	:Minumum donatı kesit alanı
b_e	:Efektif genişlik
b_x, b_y	:Zımbalama çevresinin (u _p) “x” ve “y” doğrultularındaki boyutları
C_{mx}, C_{my}	:M _x , M _y moment diyagramları ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önünde tutan katsayı
d	:Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
d'	:Basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
d_g	:I kesitli profillerde gövde yüksekliği
e	:Eğilme düzleminde hesaba katılacak dışmerkezlik
e_{min}	:Minumum dışmerkezlik
e_x, e_y	:”x” ve “y” doğrultularındaki dışmerkezlikler
E_c	:Beton elastisite modülü
E	:Elastisite modülü
f	:Sehim
f_{cd}	:Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	:Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctd}	:Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{yd}	:Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{yk}	:Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
G	:Kalıcı yük
h	:Döşeme kalınlığı, eleman yüksekliği, kiriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
i	:Eylemsizlik yarıçapı
i_y	: I kesitli profillerde basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin üçte Birinin gövde simetri eksenine göre eylemsizlik yarıçapı
I	:Eylemsizlik momenti
I	:Bina önem katsayısı
k_s	:Donatı hesabına esas katsayı
k_v	:Zemin düşey yatak katsayısı
K	:Donatı hesabına esas katsayı
M_p	:Kesitin plastik moment kapasitesi
N_p	:Kesitin plastik normal kuvvet kapasitesi
n	:Hareketli yük katılım katsayısı
P_{k0}	:Kar yükü değeri
Q	:Hareketli yük etkisi

R	:Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a(T)	:Deprem yükü azaltma katsayısı
S(T)	:Spektrum katsayısı
T	:Binanın doğal titreşim periyodu (s)
T_A, T_B	:Spektrum karakteristik periyotları
t_b	:I kesitli profillerde başlık et kalınlığı
t_g	:I kesitli profillerde gövde et kalınlığı
u_p	:Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)
V_p	:Kesitin plastik kesme kuvveti kapasitesi
V_t	:Binaya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	:Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
ρ_{min}	:Minumum donatı oranı
γ	:Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
λ	:Narinlik Modülü
σ_{z,em}	:Zemin emniyet gerilmesi
σ_a	:Çeliğin akma gerilmesi
σ_{lem}	:Bulon ezilme emniyet gerilmesi
σ_{lem}	:Bulon eksenel çekme emniyet gerilmesi
σ_k	:Kaynak emniyet gerilmesi
σ_v	:Kıyaslama emniyet gerilmesi
σ_{eb}	:Yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme
σ_{bem}	:Yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi
σ_{bx}, σ_{by}	:Yalnız (M _x , M _y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmesi
σ_{Bx}, σ_{By}	:Yalnız (M _x , M _y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmesi
σ'_{ex}, σ'_{ey}	:(x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve “Euler gerilmesi”nden türetilen gerilme
η_{bi}	:i’inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
η_{ki}	:i’inci katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
τ_{sem}	:Bulon kayma emniyet gerilmesi
ω_x, ω_y	:(x-x, y-y) eksenlerine göre mukavemet momenti

10 KATLI ÇELİK BİR BİNANIN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA DEĞİŞİK GÜÇLENDİRME ŞEKİLLERİNE GÖRE İRDELENMESİ

ÖZET

Bu tez çalışmasında 10 katlı bir çelik yapının TS-648'e göre düşey ve rüzgar yükleri altında boyutlandırılıp, Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen deprem kuvvetine göre iki değişik şekilde güçlendirilmesi, ilgili çizimlerin hazırlanması ve bu güçlendirmelerin maliyet analizi yapılmıştır.

Yapının taşıyıcı sistemi çelik çerçevelerden meydana gelmektedir. Yapı, bir zemin kat ve dokuz normal kattan oluşmaktadır. Zemin kat 3.80 m, normal katlar ise $4.45+7\times 3.20+2.40$ m'dir. Döşeme sistemi olarak kompozit döşeme sistemi seçilmiştir. Yapı, birinci derece deprem bölgesinde ve Z4 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin emniyet gerilmesi 250 kN/m^2 , zemin düşey yatak katsayısı 20000 KN/m^3 alınmıştır. Yapıda taşıyıcı sistem ve levhalarda St-37 kalitesinde yapısal çelik, döşemede BS20, temelde BS25 kalitesinde beton döşemede BÇIV ve temelde BÇIII kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır.

Dışmerkez çaprazlı ve merkezi çaprazlı olmak üzere iki adet güçlendirme çalışması yapılmış, gerekli kesitler çelik levhalar ile güçlendirilmiş ve birleşimler takviye edilmiştir. Düşey ve rüzgar yüklerine göre temel sistemi rijit zemine oturan tekil temel çözümü ile boyutlanmıştır. Depremlili durumda temel sistemi radye temel olarak güçlendirilmiştir. Güçlendirme için yapılan bilgisayar programında temel sistemi zemin düşey yatak katsayısından hareketle bulunan çökme yayları tanımlanarak modellenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, Çelik yapının güçlendirmesi, Dışmerkez Çapraz, Merkezi Çapraz

Bilim Dalı Sayısal Kodu: 624.03.01

STUDY OF DIFFERENT RETROFITTING TYPES FOR 10 STORY STEEL BUILDING UNDER EARTHQUAKE FORCES

SUMMARY

In this study, the design of a 10 story steel building according to TS-648 standard under gravity and wind loads, design of two retrofitting types under the earthquake load which is defined in Turkish Seismic Code, drawings and cost analysis of the structure have been carried out.

Structure system consists of steel frame system. The structure has one ground floor and nine normal floors. The ground floor height is 3.80 m, normal floors are 7x3.2+2.4 m. Composite slab system is selected as a slab system. The structure is assumed to be in the earthquake zone of the first degree and located on a Z4 class soil. Furthermore allowable soil stress is assumed to be 250 kN/m² and vertical spring coefficient of ground is taken as 20000 kN/m³. For the material of steel elements and plates St-37 quality structural steel, for slab BS20 quality concrete and BÇIV quality reinforcement, for foundation BS25 quality concrete and BÇIII quality reinforcement are used.

Two retrofitting studies, which are retrofitting by eccentric braces and retrofitting by concentric braces are done and structure system elements which are required to be retrofitted, are retrofitted by steel plates. Moreover, connections which are required to be retrofitted are retrofitted. The foundation system is chosen as single foundation that is assumed to be supported by rigid soil and analyzed under gravity and wind loads. Under the earthquake loads it is retrofitted as a mat foundation. Retrofitted foundation system is modeled as supporting by elastic spring.

Keywords: Retrofitting, Retrofitting with eccentric and concentric braces, Retrofitting of a steel structure.

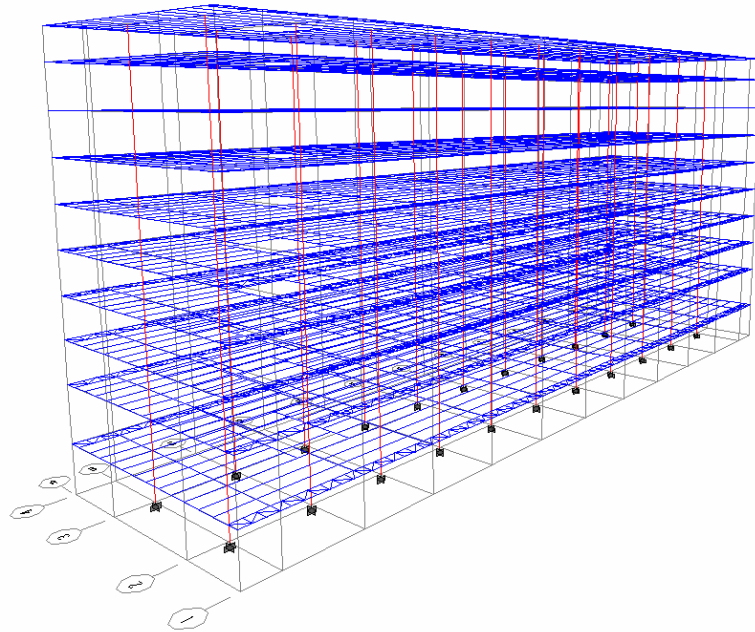
Science Code: 624.03.01

BÖLÜM 1 GİRİŞ

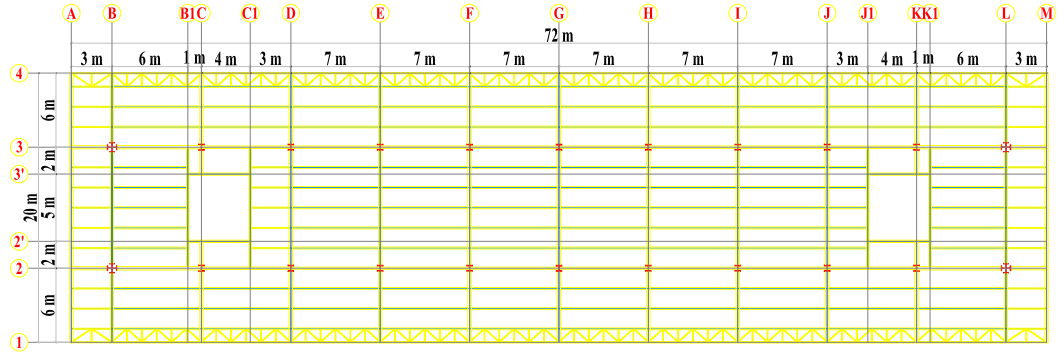
1.1 Giriş

Sunulan bu çalışmada geometrisi bakımından alışlagelmiş yapıların dışında olan bir çelik yapının TS648'e göre düşey ve rüzgar yükleri altında boyutlandırılıp, Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen modal ve eşdeğer deprem yükleri yapıya etki ettirilerek dışmerkez çaprazlarla ve merkezi çaprazlarla güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Bu güçlendirmelerin sonunda hangisinin uygulama ve ekonomi açısından daha uygun olduğuna değinilmiştir.

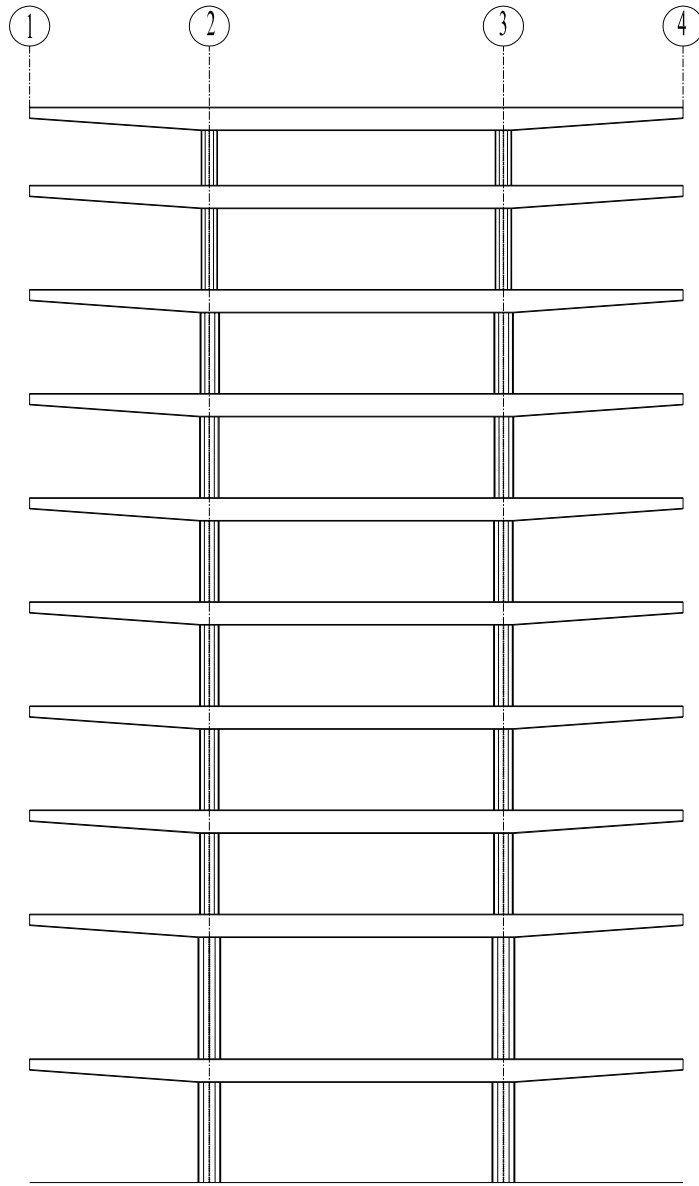
Yapı bir zemin ve dokuz normal kattan oluşan taşıyıcı sistemi çelik çerçeve sistem olan bir çelik yapıdır (Şekil 1-1). Kalıp planında da görüldüğü gibi (Şekil 1-2) yapının enine doğrultuda 5.5 m uzunluğunda, boyuna doğrultuda 3.0 m uzunluğunda konsollar vardır. Döşeme sistemi olarak toplam yüksekliği 10 cm olan kompozit döşeme sistemi kullanılmıştır. Dolayısıyla, döşemenin üzerine oturduğu tali kirişler kompozit kiriş olarak boyutlandırılmıştır.



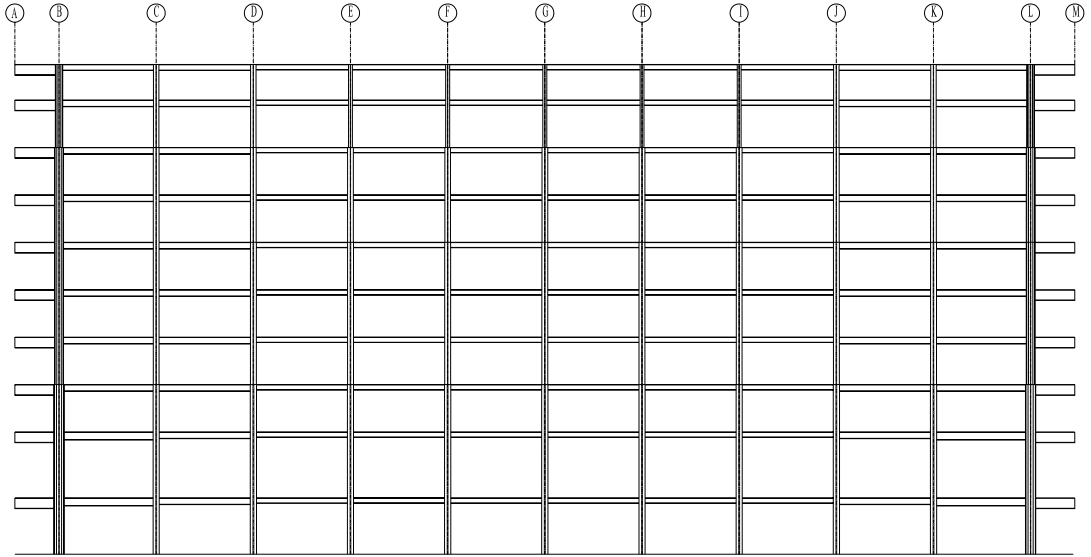
Şekil 1.1 : Yapının Bilgisayar Modeli



Şekil 1.2 : Kat Dispozisyon Planı



Şekil 1.3 : Yapının Enine Görünüşü



Şekil 1.4 : Yapının Boyuna Görünüşü

Yapı hakkındaki bilgilere daha detaylı olarak bakılacak olursa;

- Yapı bir zemin ve dokuz normal kattan oluşan 10 katlı çelik bir yapıdır. Toplam yapı yüksekliği: 33.05 m'dir.
- Kat yükseklikleri:
Zemin kat :3.80 m
Normal katlar : $4.85 + 3.2 \times 7 + 2.4$ m
- Yapının yaklaşık olarak kat plan alanı $72 \times 20 = 1440$ m²'dir.
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup $A_0=0.40$ alınmıştır. [1]
- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin karakteristik periyotları $T_A=0.20$ sn $T_B=0.90$ sn'dir. [1]
- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için;
Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_{z,em}=250$ kN/m²
Düşey yatak katsayısı $k_v=20000$ kN/m³ olarak verilmiştir.
- Yapı konut kullanım amacına hizmet edecek olup,
Hareketli yük katılım katsayısı $n=0.30$ [1]
Bina önem katsayısı ise $I=1.0$ alınmıştır. [1]

- Tüm profiller ve levhaların malzeme kalitesi St-37 kalitesinde yapısal çelik seçilmiştir.
- Döşemelerde BS20, temellerde ise BS25 kalitesinde beton kullanılmıştır.

İkinci bölümde, yapıya etki ettirilen düşey ve yatay yüklerin tanımları ve değerleri belirtilmiştir.

Üçüncü bölümde, ön boyutlama ve güçlendirilmiş sistemin yapısal düzensizlik durumları incelenmiştir.

Dördüncü bölümde, düşey ve rüzgar yüklerine göre ön boyutlama çalışması yapılmıştır. Önce kompozit döşeme ve tali kirişlerin kesitleri belirlenmiştir.. Daha sonra yapının taşıyıcı sisteminin çözümü ETABS V4.2.3 programı ile yapılarak elde edilen iç kuvvetlere göre gerilme, stabilite ve deformasyon tahkikleri yapılmış ve kesitler belirlenmiştir. Kolon mesnet reaksiyonlarına göre temel yüksekliği ve ebatları hesaplanıp ankraj bulon çapları belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, yapının her iki yönünde de dışmerkez çaprazlar kullanarak yapıyı deprem kuvvetine göre güçlendirme çalışması yapılmıştır. Yapıya hem eşdeğer hem modal deprem kuvveti etki ettirilmiş ve modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değerine uygun katsayılarla çarpılarak çekilmiştir. Dışmerkez çaprazlı çerçeve tasarımı yapıp çerçeve elemanlarında gerilme ve stabilite tahkikleri yapıp gerekli kesitler levhalarla güçlendirilmiştir. Diğer çerçeve kirişleri ve kolonlarda gerilme ve stabilite tahkikleri yapılmış ve herhangi bir kesit güçlendirmesine gerek olmadığı görülmüştür. Kolon-kiriş birleşimleri ve kolon ekleri [2] de tariflendiği gibi kontrol edilmiştir. Gerekli birleşimler güçlendirilmiştir. Güçlendirme amaçlı konulan levhalar ile mevcut profiller arasındaki bağlantıyı sağlayacak kaynaklar dikişlerinde gerilme tahkiki yapılmıştır. Temel sistemi radye temel olarak güçlendirilmiştir. Radye temelin çözümü SAFE V7.01 programı ile yapıp oluşan kesit tesirlerine göre [19] ve [21] kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır.

Altıncı bölümde, yapının her iki yönünde de merkezi çaprazlar kullanarak yapıyı deprem kuvvetine göre güçlendirme çalışması yapılmıştır. beşinci bölümde yapıldığı gibi yapıya hem eşdeğer hem modal deprem kuvveti etki ettirilmiş ve modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri eşdeğer deprem yükü yöntemiyle

hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değerine uygun katsayılarla çarpılarak çekilmiştir. Çerçeve kirişleri, çaprazlar ve kolonlarda gerilme ve stabilite tahkikleri yapıp gerekli kesitler levhalarla güçlendirilmiştir. Kolon-kiriş birleşimleri ve kolon ekleri [2] de tariflendiği gibi kontrol edilmiştir. Gerekli birleşimler güçlendirilmiştir. Güçlendirme amaçlı konulan levhalar ile mevcut profiller arasındaki bağlantıyı sağlayacak kaynak dikişlerinde gerilme tahkiki yapılmıştır. Temel sistemi radye temel olarak güçlendirilmiştir. Radye temelin çözümü SAFE V7.01 programı ile yapıp oluşan kesit tesirlerine göre [19] ve [21] kullanılarak donatı hesabı yapılmıştır.

Yedinci bölümde, ön boyutlama ve güçlendirilmiş durumdaki betonarme ve çelik metrajları çıkartılmış ve birim fiyatlara göre maliyetleri hesaplanmıştır.

Sekizinci bölümde, yapılan çalışmalar ile ilgili sonuçlara değinilmiştir

Çelik elemanların boyutlamasında, birleşim hesaplarında ve betonarme hesaplarda kullanılan yükler ve yükleme kombinasyonları aşağıda görülmektedir.

$$G = \text{Taşıyıcı Sistem Zati Ağırlığı} + \text{Kaplama} + \text{Sıva} + \text{Asma Tavan}$$

$$Q = \text{Hareketli Yük} + \text{Kar}$$

$$E1_x = X\text{-Yönü} + \text{Dışmerkezli Eşdeğer Deprem Kuvveti}$$

$$E2_x = X\text{-Yönü} - \text{Dışmerkezli Eşdeğer Deprem Kuvveti}$$

$$E1_y = Y\text{-Yönü} + \text{Dışmerkezli Eşdeğer Deprem Kuvveti}$$

$$E2_y = Y\text{-Yönü} - \text{Dışmerkezli Eşdeğer Deprem Kuvveti}$$

$$SPEC_x = X\text{-Yönü Modal Deprem Kuvveti}$$

$$SPEC_y = Y\text{-Yönü Modal Deprem Kuvveti}$$

$$\text{YUK 1: } 1.0G + 1.0Q$$

$$\text{YUK 2: } 1.0G + 1.0Q + 1.0E1_x$$

$$\text{YUK 3: } 1.0G + 1.0Q - 1.0E1_x$$

$$\text{YUK 4: } 1.0G + 1.0Q + 1.0E1_y$$

$$\text{YUK 5: } 1.0G + 1.0Q - 1.0E1_y$$

$$\text{YUK 6: } 1.0G + 1.0Q + 1.0E2_x$$

$$\text{YUK 7: } 1.0G + 1.0Q - 1.0E_{2x}$$

$$\text{YUK 8: } 1.0G + 1.0Q + 1.0E_{2y}$$

$$\text{YUK 9: } 1.0G + 1.0Q - 1.0E_{2y}$$

$$\text{YUK 10: } 1.0G + 1.0Q \pm 1.0\text{SPEC}_x$$

$$\text{YUK 11: } 1.0G + 1.0Q \pm 1.0\text{SPEC}_y$$

$$\text{YUK 12: } 1.0G + 1.0Q + 1.0R_x$$

$$\text{YUK 13: } 1.0G + 1.0Q - 1.0R_x$$

$$\text{YUK 14: } 1.0G + 1.0Q + 1.0R_y$$

$$\text{YUK 15: } 1.0G + 1.0Q - 1.0R_y$$

$$\text{YUK 16: } 1.4G + 1.6Q$$

$$\text{YUK 17 : } 1.0G + 1.0Q + 2.8 E$$

Bu tez çalışmasında kullanılan yapısal çelik, beton çeliği ve beton ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2 \text{ (St 37 için)}$$

$$\sigma_a = 2400000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck}=20000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BS20 için)}$$

$$f_{cd}=13000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd}=1000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck}=25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BS25 için)}$$

$$f_{cd}=17000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd}=1150 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk}=420000 \text{ kN/m}^2 \text{ (BÇIII için)}$$

$$f_{yd}=365000 \text{ kN/m}^2$$

BÖLÜM 2 YÜK ANALİZİ

2.1 Zati Yükler

Kaplama ve sıva, asma tavan ve bölme duvar yükleri aşağıda verilmiştir. Yapının tüm katlarında 10 cm kalınlığında kompozit döşeme kullanılmıştır. ETABS V8.4.3 programında tanımlanan taşıyıcı sistem elemanlarının, döşeme betonunun ve 1 mm kalınlığında döşeme saçının zati ağırlıkları program tarafından hesaba katılmaktadır.

10 cm 'lik kompozit döşemede:

Kaplama + Sıva..... $0.05 \times 22 = 1.10 \text{ kN/m}^2$

Asma Tavan 0.40 kN/m^2

Bölme Duvar..... 0.50 kN/m^2

$$g = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

2.2 Kar Yüğü

Kar yüğü TS-498'de planda m^2 ye yapının bulunduğı yerin denizden yüksekliğine ve düştüğü yüzeyin yatay ile olan açısına göre belirlenmektedir. [3] Buna göre, 4 bölge tanımlanmıştır. Yapının denizden yüksekliğinin 200 metreden az ve birinci bölgede bulunduğı kabul edilmiştir.

Buna göre, aşağıda verilen değer kar yüğü olarak hesaplarda kullanılmıştır.

$$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ko} : \text{Kar Yüğü Değeri})$$

2.3 Hareketli Yükler

Hareketli yüklerin seçiminde yapının kullanım amacı göz önünde bulundurulur [3]. Yapı konut amaçlı kullanılacağı için aşağıda verilen değer hareketli yük olarak hesaplarda kullanılmıştır.

$$q = 2.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (q: Hareketli Yük Değeri)}$$

atı döşemesinde hareketli yük olarak kar yükü alınmıştır.

$$q_{\text{ç}} = 0.75 \text{ kN/m}^2 \text{ (q}_{\text{ç}} \text{ : atı Hareketli Yük Değeri)}$$

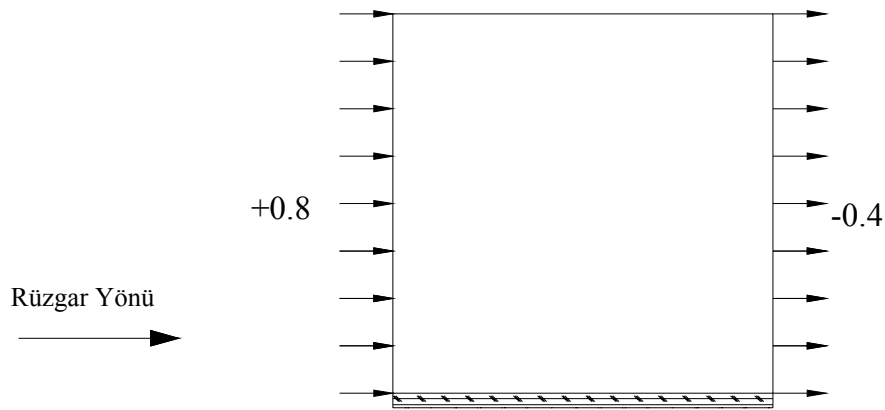
2.4 Rüzgar Yükü

Rüzgar yüklerinin belirlenmesinde TS498'den yararlanılmıştır. Rüzgar yükü rüzgarın hızına dolayısıyla yapının yüksekliğine göre belirlenmektedir [3]. Yapının yüksekliği 33.05 m olduğu için;

$$q_r = 1.1 \text{ kN/m}^2 \text{ (} q_r \text{ : Rüzgar Yükü)}$$

$$w = c_p \times q_r \quad (2.1)$$

Yapı st yüzeyine etki eden rüzgar kuvveti Denklem (2.1)'e göre hesaplanır. c_p katsayısı şekil (2-1) de gösterilmiştir



şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları

2.5 Deprem Yüğü

Yapıya, deprem yüğü Deprem Yönetmeliğinde belirtilen eşdeğer deprem yüğü yöntemi ve modal analiz yöntemlerine göre ayrı ayrı etki ettirilmiştir. Deprem yüğü analizinde, zemin ve yapının özelliklerine bağı olarak yönetmeliğin öngördüğü değerler kullanılmıştır. Her iki yöntemde de elastik deprem yükünün bulunmasında kullanılan Elastik Deprem Yüğü İçin Spektral Katsayısı $A(T)$ %5 sönüm oranı için tasarım ivme spektrumunun yerçekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşı gelen Spektral İvme Katsayısı Denklem (2.2) ile verilir A_0 , etkin yer ivmesi katsayısı 1. derece deprem bölgesi için 0.40, I, bina önem katsayısı konut tipi yapılar için 1 alınmıştır.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) \quad (2.2)$$

Denklem (2.2)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağı olarak Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.3a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.3b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.3c)$$

Denklem (2.3)'deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , Z4 tipi zemin için T_A 0.20 sn, T_B 0.90 sn dir.

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere Denklem (2.2)'de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunan deprem yüğüleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısına bölünmüştür.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.4a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (2.4b)$$

Her bir güçlendirme yönteminde R değişmektedir.

Yapıda A1 türü düzensizlik bulunduğu için modal analiz ile hesaplanan taban kesme kuvveti, eşdeğer deprem yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvvetinin %100 ü olacak şekilde bilgisayar programında tanımlanmıştır.

Eşdeğer deprem yöntemine göre taban kesme kuvveti V_t Denklem (2.5) ile hesaplanmıştır.

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_o I W \quad (2.5)$$

Denklem (2.5)'de W , yapının deprem sırasındaki toplam ağırlığıdır, ve Denklem (2.6) ile hesaplanmıştır.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.6)$$

Denklem (2.6)'daki w_i kat ağırlıkları, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır.

$$w_i = g_i + n q_i \quad (2.7)$$

Denklem (2.7)'deki n , hareketli yük katılım katsayısı olup konut tipi yapılar için 0.30 alınmıştır.

BÖLÜM 3 YAPISAL DÜZENSİZLİKLER

Ön boyutlanmış, dışmerkez çaprazlı ve merkezi çaprazlı güçlendirilmiş sistemlerin yapısal düzensizlikleri ayrı ayrı incelenmiştir.

3.1 Planda Düzensizlik Durumları

3.1.1 (A1) Burulma Düzensizliği

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı Denklem (3.1) ile hesaplanan η_{bi} 'nin 1.2'den büyük olması durumu. [1]

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} > 1.2] \quad (3.1)$$

Burulma düzensizliği Bölüm 1 de belirtilen YÜK 2, YÜK 3, YÜK 4, YÜK5, YÜK 6, YÜK 7, YÜK 8, YÜK 9, YÜK 10, ve YÜK 11 yüklemeleri için ayrı ayrı yapılmış ve en elverişsiz olanları dışmerkez çaprazlı güçlendirme için Tablo 3.1 de, merkezi çaprazlı güçlendirme için Tablo 3.2 de bölüm 2 de gösterilmiştir.

Tablo 3.1 : Dışmerkez Çaprazlı Güçlendirme Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat	$\Delta_{x\min}$	$\Delta_{x\max}$	$\Delta_{x\text{ort}}$	$\Delta_{y\min}$	$\Delta_{y\max}$	$\Delta_{y\text{ort}}$	η_x	η_y
+33.05 / + 30.65	1.885	1.925	1.905	0.891	1.398	1.145	1.010	1.221
+30.65 / + 27.45	3.336	3.406	3.371	1.465	2.365	1.915	1.010	1.235
+27.45 / + 24.25	3.220	3.302	3.261	1.674	2.739	2.207	1.013	1.241
+24.25 / + 21.05	3.315	3.407	3.361	1.812	2.999	2.406	1.014	1.247
+21.05 / + 17.85	3.438	3.538	3.488	1.908	3.203	2.555	1.014	1.253
+17.85 / + 14.65	3.454	3.559	3.507	1.936	3.293	2.615	1.015	1.260
+14.65 / + 11.45	3.335	3.441	3.388	1.897	3.276	2.587	1.016	1.267
+11.45 / + 8.25	3.117	3.227	3.172	1.917	3.321	2.619	1.017	1.268
+8.25 / + 3.80	3.578	3.738	3.658	2.797	4.685	3.741	1.022	1.252

Tablo 3.2 : Merkezi Çaprazlı Güçlendirme Burulma Düzensizliği Kontrolü

Kat	Δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{ort}	Δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{ort}	η_x	η_y
+33.05 / + 30.65	2.930	2.863	2.897	2.468	1.669	2.068	1.012	1.193
+30.65 / + 27.45	4.546	4.438	4.492	3.892	2.608	3.250	1.012	1.198
+27.45 / + 24.25	4.995	4.870	4.932	4.400	2.914	3.657	1.013	1.203
+24.25 / + 21.05	5.326	5.187	5.256	4.853	3.195	4.024	1.013	1.206
+21.05 / + 17.85	5.493	5.345	5.419	5.100	3.339	4.219	1.014	1.209
+17.85 / + 14.65	5.495	5.339	5.417	5.288	3.442	4.365	1.014	1.211
+14.65 / + 11.45	5.012	4.855	4.934	5.320	3.451	4.385	1.016	1.213
+11.45 / + 8.25	4.562	4.413	4.487	4.976	3.205	4.090	1.017	1.216
+8.25 / + 3.80	5.347	5.184	5.265	5.407	3.471	4.439	1.016	1.218

3.1.2 (A2) Döşeme Süreksizlikleri

Herhangi bir kattaki döşemede;

I - Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu, [1]

II - Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu,[1]

III - Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu

Yapının kat alanı $20 \times 72 = 1440 \text{ m}^2$. [1]

Bir kattaki merdiven ve asansör boşluk alanı $4.3 \times 5 \times 2 = 46 \text{ m}^2$.

$46 < 1440 / 3 = 480 \text{ m}^2$ olduğundan yapıda döşeme süreksizliği mevcut değildir.

3.1.3 (A3) Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumudur. [1] Yapının geometrik şekli incelendiğinde yapıda bu düzensizliğin olmadığı gözükmemektedir.

3.1.4 (A4) Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının plandaki asal eksenlerinin, gözönüne alınan birbirine dik yatay deprem doğrultularına paralel olmaması durumu. [1]

Yapının taşıyıcı düşey elemanlarının asal eksenleri paralel olduğu için yapıda A4 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

3.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

3.2.1 (B1) Komşu Katlar Arası Dayanım Zayıflığı (Zayıf Kat)

Çelik yapılar için geçerli olmadığı için incelenmemiştir.

3.2.2 (B2) Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesinin bir üst kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı Denklem (3.2) ile hesaplanan η_{ki} 'nin 1.5'tan fazla olması durumu.

$$[\eta_{ki} = (\Delta_i)_{ort} / (\Delta_{i+1})_{ort} > 1.5] \quad (3.2)$$

Yatay yüklere göre çözüm yönteminin belirlenmesinde kullanılan bir yöntemdir. Yumuşak kat kontrolü Tablo 3.3 ve 3.4 de verilmiştir. Yapıda yumuşak kat düzensizliği mevcut değildir.

Tablo 3.3 : Dışmerkez Çaprazlı Güçlendirme Yumuşak Kat Kontrolü

Kat	$\Delta_{iort} (x)$	$\eta_{ki} (x)$	$\Delta_{iort} (y)$	$\eta_{ki} (y)$
+33.05	0.0008070	-	0.000585	-
+30.65	0.0010700	1.326	0.000743	1.270
+27.45	0.0010390	0.971	0.000861	1.159
+24.25	0.0010710	1.031	0.000942	1.094
+21.05	0.0011120	1.038	0.001006	1.068
+17.85	0.0011190	1.006	0.001035	1.029
+14.65	0.0010600	0.947	0.001030	0.995
+11.45	0.0008690	0.820	0.001050	1.019
+8.25	0.0008220	0.946	0.001107	1.054
+3.80	0.0005940	0.723	0.000733	0.662

Tablo 3.4 : Merkezi Çaprazlı Güçlendirme Yumuşak Kat Kontrolü

Kat	$\Delta i_{ort} (x)$	$\eta_{ki} (x)$	$\Delta i_{ort} (y)$	$\eta_{ki} (y)$
+33.05	0.001221	-	0.001038	-
+30.65	0.001420	1.163	0.001229	1.184
+27.45	0.001560	1.099	0.001391	1.132
+24.25	0.001664	1.067	0.001535	1.104
+21.05	0.001716	1.031	0.001613	1.051
+17.85	0.001717	1.001	0.001673	1.037
+14.65	0.001566	0.912	0.001683	1.006
+11.45	0.001435	0.916	0.001594	0.947
+8.25	0.001209	0.843	0.001350	0.847
+3.80	0.000796	0.658	0.001025	0.759

3.2.3 (B3) Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara veya kirişlere oturtulması durumu. [1]

Yapıda bu tür düzensizlik mevcut değildir.

BÖLÜM 4 YAPININ ÖN BOYUTLAMASI

Ön boyutlamada düşey yük olarak 2 kN/m^2 sabit yük, 2 kN/m^2 hareketli yük, yatay yük olarak da yapının yüksekliği 21 ile 100 metre arasında olduğu için 1.1 kN/m^2 rüzgar yükü alınmıştır.

Döşeme için kullanılan tali kirişlerin daha ekonomik çıkabilmesi için döşeme sistemi olarak kompozit döşeme sistemi kullanılmış, dolayısıyla tali kirişler kompozit kiriş olarak boyutlandırılmıştır. IPE 270 için kompozit kiriş boyutlaması yapılmış, ve ETABS V4.23 ile yaklaşık sonuçlar elde edilmiştir. Bu yüzden, diğer elemanlar için hesap yapılmamış ve programın verdiği sonuçlar kabul edilmiştir. Döşeme betonu dökülene kadar yapının kısa doğrultusunda ki konsol kirişlerin rüzgar yüküne karşı yanal stabilite sağlamak için konsol kirişlerin uçlarından korniyer elemanlarla yatay makas yapılmıştır. Ayrıca, bu çelik makas cephe kaplaması elemanlar için yatay stabilite sağlayacaktır ve döşemenin rijit diyafram davranışına katkıda bulunacaktır.

Bazı kirişler ve kolonlar yapma profil olarak seçilmiştir. Yapma olarak yapılacak profiller levhalardan en az fire verilecek şekilde flanş ve gövde boyu seçilmesine özen gösterilmiştir.

Taşıyıcı elemanların kesitleri gerilme, stabilite ve deformasyon tahkiklerine göre belirlenmiştir.

Yapının ön boyutlamasında temeller tekil temel olarak düşünülmüş ve rijit zemine oturan temel olarak kolon mesnet tepkilerine göre boyutlandırılmıştır.

Yapıda kolon-kiriş ve kiriş-kiriş birleşimlerinde 10.9 kalitesinde yüksek mukavemetli bulon, ankraj için ise 5.6 kalitesinde ankraj bulonu kullanılmıştır. Rijit kolon-kiriş birleşimlerin hesapları P_v kadar öngörme kuvveti teşkil edilmiş SLP tipi öngermeli bulonlarla, tali kirişlerin ise SL tipi bulonlarla yapılmıştır. Bulon için emniyet gerilmeleri Tablo 4.1 de, kaynak emniyet gerilmeleri de Tablo 4.2 de verilmiştir.

Tablo 4.1 : Bulon Emniyet Gerilmeleri

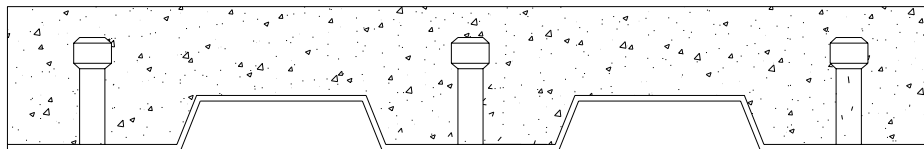
Bulon Kalitesi	τ_{sem} kN/cm ²		σ_{lem} kN/cm ²		σ_{zem} kN/cm ²	
	H	HZ	H	HZ	H	HZ
10.9	28	32	32	36	36	41
5.6	14	16	28	32	11.2	11.2

Tablo 4.2 : Kaynak Emniyet Gerilmeleri

Kaynak Türü		Gerilme Durumu		Röntgen Kontrolü	Emniyet Gerilmeleri	
					H (kN/cm ²)	HZ (kN/cm ²)
KÜT		Basınç, Eğilmede Basınç	σ_k	Yapılmış veya Yapılmamış	14	16
		Çekme, Eğilmede Çekme	σ_k	Yapılmış, ayrıca profilin ortalama başlık kalınlığı $t \leq 11$ mm	11	12.5
				Yapılmamış ve $t > 11$ mm	0.7	0.8
		Çekme, Eğilmede Çekme	σ_k	Yapılmış	14	16
				Yapılmamış	11	12.5
KÖŞE		Basınç, Çekme, Eğilmede Basınç ve Çekme	σ_k	Yapılmış	11	12.5
		Kıyaslama	σ_v	Yapılmış veya Yapılmamış	11	12.5
		Sınır	σ_s	Yapılmış veya Yapılmamış	7.5	7.5
GENEL		Kayma	τ_k	Yapılmış veya Yapılmamış	11	12.5

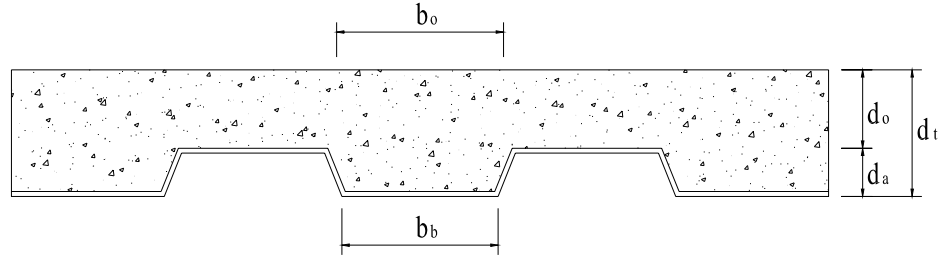
4.1 Kompozit Döşemenin Boyutlandırılması

Kompozit çalışmanın gerçekleştirilmesi için, katlanmış çelik saç ile betonun beraber çalışması gerekir. Saç ile beton arasındaki aderans, bu beraber çalışma için yeterli olmadığı için, Şekil 4.1 deki gibi çelik kamalar kullanılmıştır.

**Şekil 4.1 : Kompozit Döşeme Beton-Çelik Bağlantı Tipi**

Plağa minimum oranda hasır donatı konulmuştur. Hasır donatı konulmasının sebebi yükün homojen dağıtılması ve yangın mukavemetini artırmaktır. [10] Korozyona dayanıklı olması açısından galvanize sac kullanılmıştır. Çelik sacın elastisite modülü 220000 kN/m²'dir.

Sac kalınlığı t , en az 0.7 mm olmalıdır. Sac kalınlığı 1 mm seçilmiştir ve minimum sac kalınlığından büyüktür.



Şekil 4.2 : Sac Profil ve Plagın Boyutları

$b_0 \geq 50$ mm , $d_0 \geq 50$ mm, $d_1 \geq 50$ mm ve $d_2 \leq 80$ mm şartları göz önünde bulundurularak bükme sacın kesiti belirlenmiştir.

4.1.1 Kesit Zorlarının Belirlenmesi

Kesit zorlarının belirlenmesi için iki aşama ayrı ayrı ele alınmıştır.

4.1.1.1 Katlanmış Sacın Kalıp Sürecinde Çalışması

Katlanmış sac, g_a (kendi ağırlığı), g_b (beton ağırlığı), ve p_0 (inşaat süreci hareketli yükü) yüklerini taşır. Aynı zamanda kalıp görevi görür. Mesnet açıklığı 3 m'den küçük olduğu için p_0 , 2 kN/m² olarak alınmıştır.

Katlanmış sacdaki kesit zorları sürekli kiriş kabulüyle belirlenmiştir.

4.1.1.2 Karma Çalışma Süreci

Kompozit plak, bu aşamada bütün işletme yüklerini ($g+q$) taşıyacak şekilde ele alınmıştır. Kesit zorları, sürekli olarak ardarda konmuş basit kirişler dizisi kabulü ile belirlenmiştir. Mesnetlerde kesitin %0.2'si kadar mesnet donatısı konulmuştur.



Şekil 4.3 : Sürekli Kompozit Plakta Moment Diyagramı

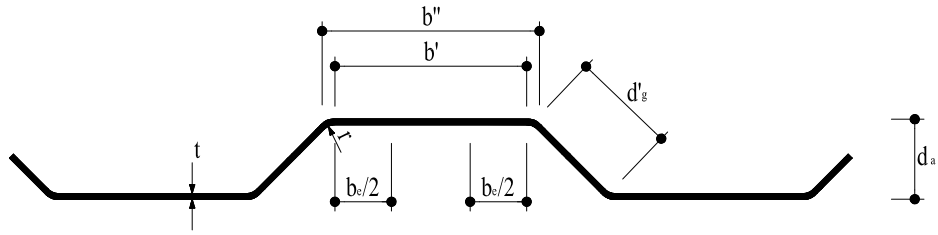
4.1.2 Kesit Mukavemet Hesapları

Kesit mukavemet hesapları da iki aşamada ele alınmıştır.

4.1.2.1 Katlanmış Saçın Yalın Mukavemet Hesabı

İnce cidarlı profilin yerel buruşma yapabileceği göz önünde tutularak elastik hesap yapılmıştır. l' , ara destekler de dikkate alınarak açıklık olmak üzere, sehim değeri

$$f \leq \frac{l'}{150} \text{ koşulu sağlanmıştır.}$$



Şekil 4.4 : Katlanmış (Ara Rijitleyicisiz) İnce Cidarlı Eğilme Elemanı

t saç kalınlığı, r bükme yarıçapı ve b' , b'' , d_g , d_a Şekil (4-4)'te gösterilen kesit özellikleridir. Ayrıca saç kalınlığı 2 mm den küçük veya eşit ise “ r ” 8 mm den küçük veya eşit, 2 mm den büyük ise “ r ” saç kalınlığının 4 katına eşit veya küçük olmalıdır. [10]

$$\frac{b''}{t} \leq 45 \sqrt{\frac{2.35}{\sigma_F}} \quad \sigma_F [t/cm^2] \quad (4.1)$$

Denklem (4.1)'e bakılmış ve kalın cidarlı hesap yapılmamıştır. Bu durumda ince cidarlı hesap yapılmıştır.

$$\frac{b'}{t} \leq 500 \quad (4.2)$$

$$\frac{d'_g}{t} \geq 150 \quad (4.3)$$

Denklem (4.2) ve (4.3) sağlanmış ve başınç başlıkları ara rijitlenmemiş elemanlarda Denklem (4.4) ve (4.5) bağıntılarıyla b_e etkin genişlikleri hesaplanmıştır. Buna göre I_e eylemsizlik momenti hesaplanmıştır.

$$\frac{b'}{t} \leq 1.64 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \text{ ise } b_e = b' \quad (4.4)$$

$$\frac{b'}{t} \leq 1.64 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \text{ ise } b_e = b' \quad (4.5)$$

4.1.2.2 Kompozit Döşeme Mukavemet Hesapları

Kompozit döşeme mukavemet hesapları 1 metre genişliğinde döşeme şeridi için yapılmıştır.

$$Z = \alpha_a \times \sigma_F \times A_s \quad (4.6)$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \times \sigma_{br} \times (100\text{cm})} \leq \begin{cases} d_0 \\ d_s / 2 \end{cases} \quad (4.7)$$

$$M_u = Z \times \left(d_s - \frac{y}{2} \right) \quad (4.8)$$

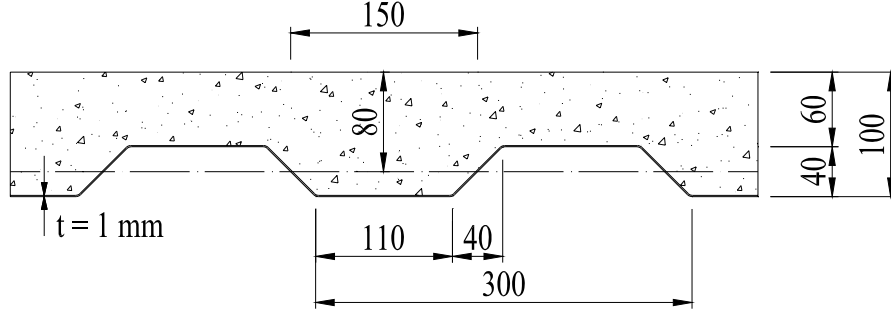
4.1.3 Sehim Kontrolü

Sehim kontrolü için Denklem (4.9) ve (4.10)'a bakılmıştır.

$$b^* = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \times n} \quad (4.9)$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^2}{E \times I} \quad (4.10)$$

4.1.4 Hesaplar



Şekil 4.5 : Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti

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

$$d_a = 40 \text{ mm} < \max d_a = 80 \text{ mm}$$

$$d_0 = 60 \text{ mm} > \min d_0 = 50 \text{ mm}$$

$$d_a = 100 \text{ mm} > \min d_a = 90 \text{ mm}$$

Çelik saç levha, simetrik dalgalı olduğu için ağırlık merkezi 40 mm yüksekliğin ortasından geçer.

$$b_0 = 150 \text{ mm} > \min b_0 = 50 \text{ mm}$$

$$r = 5 \text{ mm} < \max r = 8 \text{ mm} \text{ (} t \leq 2 \text{ mm için)}$$

$$d_s = 80 \text{ mm}$$

Yüklerin Belirlenmesi :

$$A_s = 2 \times (11 + \sqrt{4^2 + 4^2}) \times \frac{100}{30} \times 0.1 = 11.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$g_a = 0.001111 \times 1 \times 78.5 = 0.087 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Katlanmış Çelik Saç})$$

$$g_b = \left(1 \times 0.06 + \frac{1}{0.3} \times \frac{0.11 + 0.19}{2} \times 0.04 \right) \times 1 \times 25 = 2.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Beton})$$

$$g_s = g_b + g_a = 0.087 + 2.00 = 2.087 \text{ kN/m}^2$$

$$g' = 1.10 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sıva + Kaplama})$$

$$g = 2.00 + 1.10 = 3.10 \text{ kN/m}^2$$

Katlanmış çelik saçın kalıp sürecinde hesabı (1 m genişlik için) ;

$$g = 2.087 \text{ kN/m} = 2.087 \text{ kg/cm}$$

$$p = 2.00 \text{ kN/m} = 2.00 \text{ kg/cm}$$

$$I_a = \frac{100}{30} \times 2 \times \left(\frac{0.1 \times 4^3}{12} + 0.1 \times 11 \times 1.95^2 \right) = 31.44 \text{ cm}^4 \quad (\text{Çelik saçın atalet momenti})$$

$$\max f = (0.00677 \times 2.087 + 0.00990 \times 2) \times 150^4 \times \frac{1}{2.1 \times 10^6 \times 31.44} = 0.258 \text{ cm}$$

$$\max f \ 0.258 < f_{\min} = 150/150 = 1 \text{ cm}$$

$$\max |M| = (0.08 \times 2.087 + 0.117 \times 2.00) \times 1.5^2 = 0.9 \text{ kNm}$$

$$\max |Q| = (0.60 \times 2.087 + 0.617 \times 2.00) \times 1.5 = 4.293 \text{ kN}$$

$$\frac{b''}{t} = \frac{11}{0.1} = 110 > 45 \sqrt{\frac{2.35}{2.2}} = 46.5$$

Kalın cidarlı hesap yapılmaz.

$$b' = 11 - 2 \times 0.5 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{10}{0.1} = 100 < 500, \quad d'_g = \sqrt{4^2 + 4^2} - 2 \times 0.5 = 4.65 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_g}{t} = \frac{4.65}{0.1} = 46.5 < 150 \text{ (İnce cidarlı hesap yapılabilir)}$$

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

$$\frac{b'}{t} = 100 > 1.64 \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 65.4$$

$$b_e = 1.64 \times 0.1 \times \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 6.54 \text{ cm}$$

$$b'' - b_e = 11 - 6.54 = 4.46 \text{ cm}$$

$$y' = \frac{-4.46 \times 0.1 \times 4 \times 1.95}{11.11 - 4.46 \times 0.1 \times 4} = -0.373 \text{ cm}$$

$$I_e = 31.44 - 4 \times 4.46 \times 0.1 \times 1.95^2 - (11.11 - 4 \times 4.46 \times 0.1) \times 0.373^2 = 23.35 \text{ cm}^4$$

$$W_e = \frac{23.35}{2.373} = 9.84 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{90}{9.84} = 9.14 \text{ kN/cm}^2 < 13.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{4.293}{2 \times (4 - 2 \times 0.1) \times 0.1 \times 4} = 1.4115 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.14^2 + 3 \times 1.4115^2} = 9.46 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \times 22 = 16.5 \text{ kN/cm}^2$$

Karma plakta taşıma gücü kontrolü (1 metre genişlik için) ;

$$q = 3.1 + 2.0 = 5.1 \text{ kN/m}$$

$$q^* = 1.7 \times 5.1 = 8.67 \text{ kN/m}$$

$$\max|M| = 8.67 \times 1.5^2 / 8 = 2.39 \text{ kNm} = 244 \text{ kNcm}$$

$$\max|Q| = 8.67 \times 1.5 / 2 = 6.5025 \text{ kN}$$

$$Z = 1 \times 22 \times 11.11 = 244.42 \text{ kN}$$

$$y = \frac{244.42}{0.7 \times 2.5 \times 100} = 1.39 < \begin{cases} d_o = 7 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{9.5}{2} = 4.75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_u = 244.42 \times (7 - 1.39/2) = 1541 \text{ kNcm}$$

$$\max|M| < M_u, 244 \text{ kNcm} < 1541 \text{ kNcm}$$

Sehim kontrolü:

$$E_b = 2850 \text{ kN/cm}^2 \quad E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = 21000/2850 = 7.368$$

$$\text{Eşdeğer Kesit: } 100/2 \times 7.368 = 6.786 \text{ cm}$$

$$F_b = 6 \times 6.786 = 40.608 \text{ cm}^2, \quad F_a = 11.11 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{40.608 \times 3 + 11.11 \times 8}{40.608 + 11.11} = 4.074 \text{ cm} \cdot y_u = 6 + 4 - 4.074 = 5.296 \text{ cm}$$

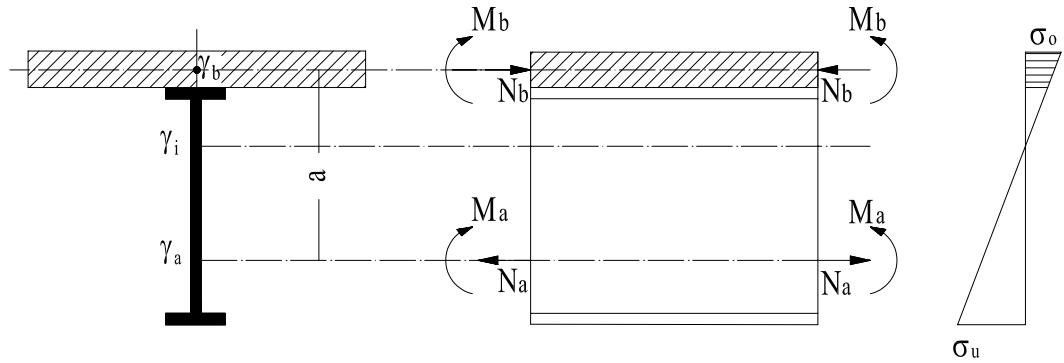
$$I_x = 6.786 \times 6^3 / 12 + 40.608 \times (4.074 - 3.0)^2 + 31.44 + 11.11 \times (5.296 - 2)^2$$

$$I_x = 371.67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.051 \times 150^4}{2.1 \times 10^4 \times 371.67} = 0.043 \text{ cm} < \frac{150}{300} = 0.5$$

4.2 Kompozit Kirişin Boyutlandırılması

Betonarme döşeme plakları ile çelik döşeme kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan kompozit (karma kirişler) kirişler, üzerlerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başlarına taşımaya çalışan çelik kirişlere göre ekonomik olduğu için bu binada tali kirişler kompozit kiriş olarak boyutlandırılmıştır. Çünkü bir karma kirişte, eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profil ile, basınç bileşeni ise ya yalnız betonarme plak ile, ya da betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla çelik profil, eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır. Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp basınç bileşenini taşıyan yararlı bir elemana dönüşmesinin yanı sıra, böyle bir ortak çalışmada kuvvet çiftinin Z manivela kolunun da büyümesi ikinci bir ekonomik etken oluşturmaktadır. Kompozit kirişlerin hesabı, elastik yöntem kullanılarak kesit etkileri dağıtımı yöntemine göre yapılmıştır. Bu hesap kesin bir hesap yöntemidir. Karma kiriş enkesitine etki eden M_0 eğilme momenti, kesiti oluşturan çelik profil ve betonarme plağa atalet momentlerinin ideal kesitin atalet momentine oranlarına göre dağıtılır.



Şekil 4.6 : Kesit Etkileri Dağıtımı Yöntemi

Bu yöntemin temel mantığını yukarıda ki şekil açıklamaktadır. Hesap için gerekli kavramlar işlem sırasına göre aşağıda verilmektedir.

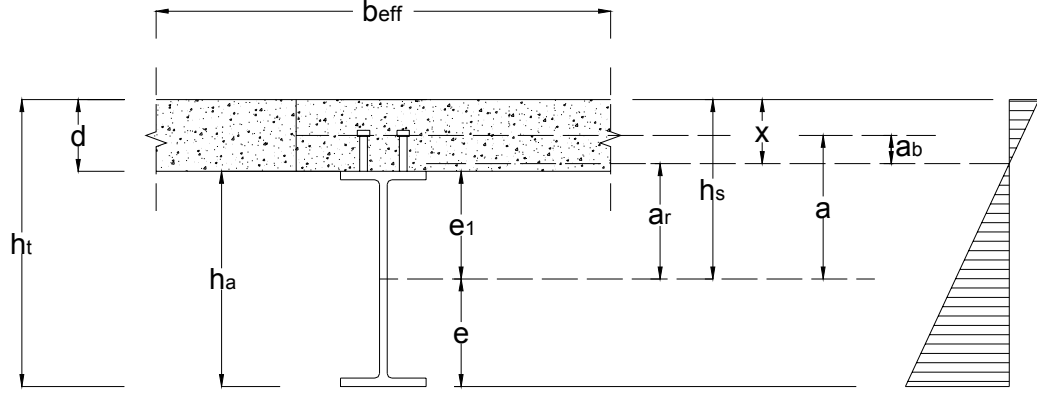
b_{eff} l_x , $l/4$ veya $16d + b_{a0}$ dan en küçük olandır. L_x kirişler arası aks aralığı, l , kiriş açıklığı, d , tabla kalınlığı, b_{a0} , çelik profil üst başlığıdır.

$$F_b = d \times b_{eff} \text{ (Beton Enkesit Alanı)} \quad (4.11)$$

$$F'_b = F_b/n \text{ (Etkili Beton Enkesit Alanı)} \quad (4.12)$$

$$n = E_b/E_a \quad (4.13)$$

$$F_i = F_a + F'_b \text{ (Karma Kesitin Enkesit Alanı)} \quad (4.14)$$



Şekil 4.7 : Kompozit Kiriş Kesiti

$$x = \frac{(F'_b \times d/2) + (F_a \times h_s)}{F_i} \text{ (Karma kiriş enkesitinin ağırlık merkezi)} \quad (4.15)$$

$$a_r = \frac{F_b \cdot a}{F_b + n \cdot F_a} \quad (4.16)$$

Betonarme plağa ve çelik kirişe etkiyen kesit etkileri Denklem (4.17), (4.18) ve (4.19)'a göre hesaplanmıştır.

$$M_b = \frac{I_b}{n \times I_i} \times M_0 \quad (4.17)$$

$$M_a = \frac{I_a}{I_i} \times M_0 \quad (4.18)$$

$$N = N_b = N_a = \frac{F_a \times a_r}{I_i} \times M_0 \quad (4.19)$$

$$M_0 = M_b + M_a + N \times a \text{ (Karma kirişte moment denge denklemi)} \quad (4.20)$$

$$I_l = I_a + F \times a^2 + (I_b/n) + (F_b/n) \times a^2_b \text{ (Karma kesitin ideal atalet momenti)} \quad (4.21)$$

Gerilmeler Denklem (4.22) ve (4.23)'e göre hesaplanmıştır.

$$\sigma_{bo} = -\frac{N_b}{F_b} - \frac{M_b \times d}{I_b \times 2}, \quad \sigma_{bu} = -\frac{N_b}{F_b} + \frac{M_b \times d}{I_b \times 2} \text{ (Beton için)} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{ao} = -\frac{N_a}{F_a} - \frac{M_a}{I_a} \times e_1, \quad \sigma_{au} = -\frac{N_a}{F_a} + \frac{M_a}{I_a} \times e \text{ (Çelik için)} \quad (4.23)$$

Sehim kontrolü Denklem (4.24) ve (4.25)'e göre hesaplanmıştır.

$$b^* = \frac{b_{eff}}{2 \times n} \quad (4.24)$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^2}{E \times I} \text{ (E:Çeliğin elastisite modülü)} \quad (4.25)$$

Yük analizi aşağıdaki gibidir;

$$\text{Kaplama+Sıva+Asma Tavan+Duvar} \dots\dots\dots = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betonarme Plak} \dots\dots\dots 0.08 \times 25 = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$4.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Döşeme Hareketli Yüğü} \dots\dots\dots = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_1 \dots\dots\dots 4 \times 1.5 = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_0 \text{ (Kiriş Zati Ağırlığı)} \dots\dots\dots = 0.361 \text{ kN/m}^2$$

$$g_t \dots\dots\dots g_1 + g_0 = 6.361 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 \dots\dots\dots 2 \times 1.5 = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q \dots\dots\dots g_1 + g_0 + q_1 = 9.361 \text{ kN/m}^2$$

$$b_{eff} \text{ minimum (1m, } 6.6/4=1.65\text{m, } 16 \times 0.1 + 0.135 = 1.735\text{m)} = 1.5 \text{ m}$$

IPE 270'in çelik kalitesi St 37'dir. Buna bağlı olarak mekanik ve kesit özellikleri aşağıdaki gibidir.

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

$$\sigma_{em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$F = 45.9 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4$$

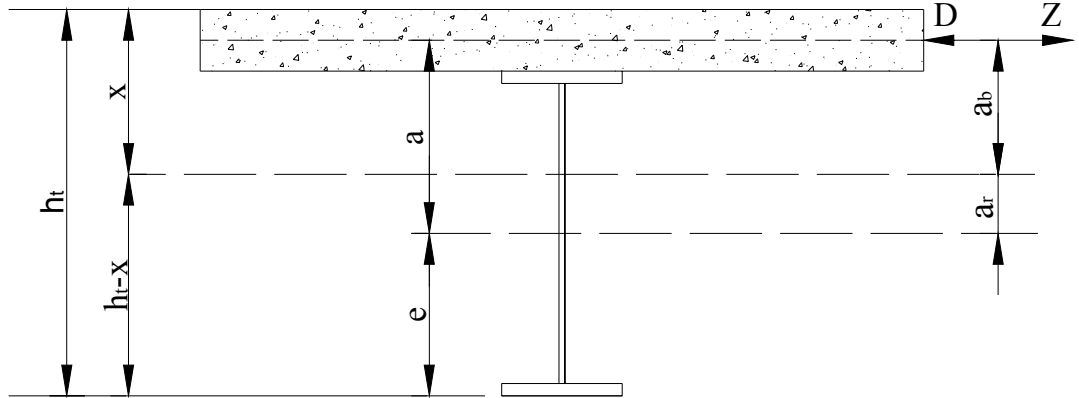
Döşemede kullanılan betonun kalitesi BS25'dir. Betonun mekanik özellikleri aşağıdadır.

$$E_b = 2850 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{em} = 0.55 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.1 Rötreden Dolayı Oluşan Gerilmelerin Hesabı

Rötreden dolayı kısalma isteyen betonarme plak, kamalarla çelik kirişe bağlı olduğundan kendisinde ve çelik kirişte iç gerilmeler oluşmasına neden olacaktır. [9] Kompozit döşeme kirişlerinin hesabı yapılırken bu etki de dikkate alınmıştır. Etki aşağıdaki yöntemle hesaplanmıştır.



Şekil 4.8 : Rötreden Oluşan İç Kuvvetler

Betonarme plağın ϵ_{st} rötresinden dolayı serbest olarak kısaldığı, başlangıçtaki uzunluğuna Denklem (4.26) ile hesaplanan Z kuvvetiyle getirildiği düşünülür. Betonarme plakta meydana gelen gerilmeler Denklem (4.27) ile hesaplanmıştır.

$$Z = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \quad (4.26)$$

$$\sigma_{bo,1} = \sigma_{bu,1} = Z/F_b \quad (4.27)$$

Karma kirişe, betonarme plağın ağırlık merkezinden $D = -Z$ kuvveti etki ettirilir. Bu kuvvetten meydana gelen gerilmeler Denklem (4.28) ile hesaplanmıştır.

$$\sigma_{bo,2} = \sigma_{bu,2} = -D/(n \times F_i) \quad (4.28a)$$

$$\sigma_{ao,1} = \sigma_{au,1} = -D/F_i \quad (4.28b)$$

D kuvvetinin a_b dışmerkezliğinden $\Delta M_D = D \times a_b$ momenti doğar. Bu momentten meydana gelen gerilmeler Denklem (4.29) ile hesaplanmıştır.

$$\sigma_{bo,3} = -\frac{\Delta M_D \times x}{n \times I_i} \quad (4.29a)$$

$$\sigma_{bu,3} = -\frac{\Delta M_D \times (x-d)}{n \times I_i} \quad (4.29b)$$

$$\sigma_{ao,2} = n \times \sigma_{bu,3} \quad (4.29c)$$

$$\sigma_{au,2} = -\frac{\Delta M_D \times (h_t - x)}{I_i} \quad (4.29d)$$

ΔM_D dışmerkez momenti olmak üzere;

$$M_{b,s} = \Delta M_D \times \frac{I_b}{n \times I_i} = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \times a_b \times \frac{I_b}{n \times I_i} \quad (4.30a)$$

$$M_{a,s} = \Delta M_D \times \frac{I_a}{I_i} = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \times a_b \times \frac{I_a}{I_i} \quad (4.30b)$$

$$N_s = N_{b,s} = N_{a,s} = -\frac{M_{b,s} + M_{a,s}}{a} \quad (4.30c)$$

Moment dengesi Denklem (4.31) ile kontrol edilmiştir.

$$M_{b,s} + M_{a,s} + N_s \times a = M_s \quad (4.31)$$

$$E_{bs} = \frac{n}{n_{Fs}} \times E_b \quad (4.32)$$

$$n_v = 1.4 \times n \quad (4.33)$$

$$n_{Fs} = n_v (1 + \psi_{Fs} \phi_{fv}) \quad (4.34)$$

$$\varphi_{fv} = \frac{\varphi_{fo}(k_{ft} - k_{fto})}{1.4} \quad (4.35)$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{so}(k_{st} - k_{sto}) \quad (4.36)$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} = \varphi_{fv} \frac{F_a \times I_a}{F_{iv} \times I_{iv}} \quad (4.37)$$

4.2.2 Sünmeden Dolayı Oluşan Gerilmelerin Hesabı

Karma kirişte betonarme plağın sünmesinden dolayı kesit etkilerinin hesabı için, önce karma kirişin sünmeden dolayı değişen ağırlık merkezinin yeri, betonun elastisite modülü Denklem (4.38)'a göre hesaplanmıştır. [9]

$$E_{bB} = \frac{n}{n_{FB}} \times E_b \quad (4.38)$$

$$n_{FB} = n_v(1 + \varphi_{FB} \times \varphi_{fv}) \quad (4.39)$$

$$M_{b,\varphi} = \frac{I_b}{n_{FB} \times I_{i\varphi}} \times M_0 \quad (4.40)$$

$$M_{a,\varphi} = \frac{I_a}{I_{i\varphi}} \times M_0 \quad (4.41)$$

$$N_\varphi = N_{b,\varphi} = N_{a,\varphi} = \frac{F_a \times a_{r\varphi}}{I_{i\varphi}} \quad (4.42)$$

Kontrol Denklem (3.43)'e göre yapılmıştır.

$$M_{a,\varphi} + M_{b,\varphi} + N_\varphi = M_0 \quad (4.43)$$

4.2.3 Sonuç Gerilmeler

Sonuç gerilmeler Denklem (3.44)'e göre hesaplanmıştır. [9]

$$\sigma_{bo,s} = \sigma_{bo,1} + \sigma_{bo,2} + \sigma_{bo,3} \quad (4.44a)$$

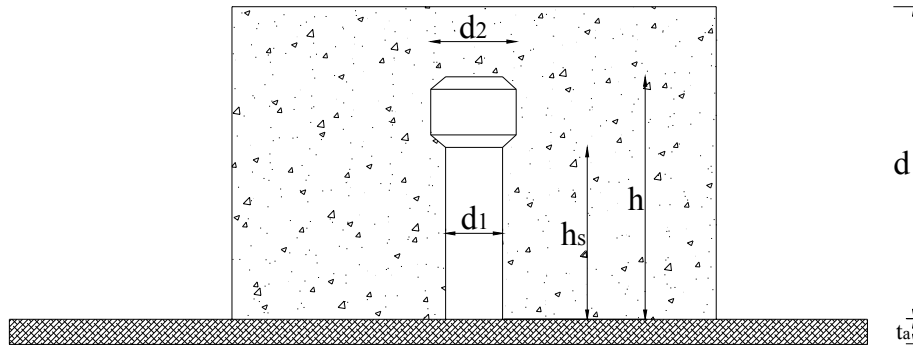
$$\sigma_{bu,s} = \sigma_{bu,1} + \sigma_{bu,2} + \sigma_{bu,3} \quad (4.44b)$$

$$\sigma_{ao,2} = \sigma_{ao,1} + \sigma_{ao,2} \quad (4.44c)$$

$$\sigma_{au,s} = \sigma_{au,1} + \sigma_{au,2} \quad (4.44d)$$

4.2.4 Kayma Elemanlarının Hesabı

Karma kirişte, kayma bağlantılarının amacı çelik kirişle betonarme plağı birbirlerine, bir bütün olarak çalışabilecekleri şekilde bağlamaktır. [9] Kayma elemanının Alman normuna göre uyulması gereken büyüklükleri şekilde verilmiştir.



Şekil 4.9 : Kayma Elemanı Kesiti

h_s 5 cm den büyük ya da eşit olmalı. d_1 $2 \times t_a$ veya 2.3 cm den küçük veya eşit olmalı. d_2 $1.5 \times d_1$ 'den büyük ya da eşit olmalı.

$$H_{lu} = 0,32 \times \alpha_{br} \times d_1 \sqrt{\beta_{wn} \times E_b} \leq 0,55 \times d_1^2 \times \sigma_{FH} \quad (\max \sigma_{FH} = 35 \text{ kN/cm}^2) \quad (4.45)$$

α_{br} $h/d_1 = 3$ için 0.85, 4 ve 4' den büyükler için 1 dir. Ara değerler için lineer enterpolasyon yapılabilir.

Başlık saplamalarının birbirlerine olan uzaklıkları enine doğrultuda $e \geq 4 \times d_1$, boyuna doğrultuda $e_b \geq 5 \times d_1$ ve $e_b \leq (3 \sim 4) \times d \leq 60$ cm şartlarını sağlanarak seçilmiştir

Bir moment ekstremum noktası ile bir moment sıfır noktası arası olarak sınırlandırılacak bir kayma bölgesine konulması gerekli kayma bağlantı elemanı sayısı, plastik hesapta Denklem (4.46) ile hesaplanmıştır. [9]

$$n_h = \frac{H}{\alpha_H \times H_{lu}} \quad (4.46)$$

H ele alınan kayma bölgesinde, çelik profilin taşıyabileceği denklem (4.47) ile hesaplanan z kuvveti ile beton tablanın taşıyabileceği Denklem (4.48) ile hesaplanan D_b basınç kuvvetinden küçük olanına eşittir.

$$Z = \alpha_a \times \sigma_F \times F_a \quad (4.47)$$

$$D_b = \alpha_b \times \sigma_{br} \times b_{eff} \times d \quad (4.48)$$

4.2.5 Hesaplar

$$F_b = 10 \times 150 = 1500 \text{ cm}^2 \text{ (Beton Enkesit Alanı)}$$

$$n = 21000/2850 = 7.368$$

$$F'_b = 1500/7.368 = 203.58 \text{ cm}^2 \text{ (Etkili Beton Enkesit Alanı)}$$

$$F_i = 45.9 + 203.58 = 249.58 \text{ cm}^2 \text{ (Karma Kesitin Enkesit Alanı)}$$

$$x = [(203.58 \times 10/2) + (45.9 \times 23.5)]/249.58 = 8.4 \text{ cm (Ağırlık Merkezi)}$$

$x < d$ olması halinde

$F'_b = x \times b/n$ olduğu için, x Denklem (3.49)'a göre tekrar hesaplanmıştır.

$$x^2 \times b/(2n) + F_a \times h_s = F_i \times x \quad (4.49)$$

Denklem (4.40)'a göre x_1 5.62 cm, x_2 18.81 cm çıkar. $x_1 < d$ olduğu için x 5.62 cm'dir.

$$I_i = 5790 + 17.88^2 + 150 \times 10^3 / (12 \times 7.368) + 10 \times 150 / 7.368 \times (5 - 5.62)^2 = 22238.75 \text{ cm}^4$$

$$M_0 = q \times l^2 / 8 = 9.361 \times 6.6^2 / 8 = 50.97 \text{ kNm}$$

$$M_b = 12500 / (7.368 \times 22238.75) \times 50.97 = 3.88 \text{ kNm}$$

$$M_a = 5790 / 22238.75 \times 50.97 = 13.27 \text{ kNm}$$

$$N = N_b = N_a = 45.9 \times 17.8 / 22238.75 \times 5097 = 188.1 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$188.1 \times 0.185 + 13.27 + 3.88 \approx 50.97 \text{ kNm}$$

Gerilmeler:

$$\sigma_{bo} = -\frac{188.1}{150 \times 10} - \frac{388 \times 10}{12500 \times 2} = 0.1254 - 0.1552 = 0.2806 \text{ kN/cm}^2 < 0.55 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au} = \frac{188.1}{45.9} + \frac{1327 \times 27}{5790 \times 2} = 4.1 + 3.09 = 7.19 \text{ kN/cm}^2 < 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Kontrolü:

$$b^* = 150 / (2 \times 7.368) = 10.18 \text{ cm}$$

$$x = [(10.18 \times 10 \times 10 / 2) + (45.9 \times 23.5)] / (101.8 + 45.9) = 10.75 \text{ cm}$$

$$I_x = 10.18 \times 10^3 / 12 + 10.18 \times 10 \times (10.75 - 5)^2 + 45.9 \times (23.5 - 10.75)^2 + 5790 = 17465.71 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = 5 \times 0.09361 \times 660^4 / (384 \times 21000 \times 17465.71) = 0.63 \text{ cm} < 660 / 360 = 1.83 \text{ cm}$$

Rötreden Dolayı Hesap:

$$n_v = 1.4 \times 3.68 = 10.3152$$

$$F_{iv} = \frac{10 \times 150}{10.3152} + 45.9 = 191.31 \text{ cm}^2$$

$$I_{iv} = 5790 + 45.9 \times 17.88^2 + \frac{150 \times 10^3}{10.3152 \times 12} + \frac{150 \times 10}{10.3152} \times 0.62^2$$

$$I_{iv} = 5790 + 14674 + 1211.8 + 55.9 = 21731.7 \text{ cm}^4$$

$$\varphi_{fo} = 2.7, k_{ft} = 1.65, k_{fto} = 0.5, \varepsilon_{so} = -46 \times 10^{-5}, k_{st} = 0.98, k_{sto} = 0.15 \text{ [15]}$$

$$\varphi_{fv} = \frac{2.7(1.65 - 0.5)}{1.4} = 2.22$$

$$\varepsilon_{st} = -46 \times 10^{-5} \times (0.98 - 0.15) = -38.18 \times 10^{-5}$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} = 2.22 \times \frac{45.9 \times 5790}{191.31 \times 21731.7} = 0.14 \quad \alpha_v j_{fv} \longrightarrow \psi_{FS} = 0.5116 \text{ [15]}$$

$$n_{FS} = 10.31 \times (1 + 0.5116 \times 2.22) = 22.02$$

$$E_{bs} = \frac{7.368}{22.02} \times 2850 = 953.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z = 38.18 \times 953.6 \times 10 \times 10 \times 150 = 546.1 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bo,1} = \sigma_{bu,1} = \frac{546.1}{1500} = 0.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bo,2} = \sigma_{bu,2} = -\frac{546.1}{7.368 \times 249.48} = -0.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta M_D = 546.1 \times 0.62 = 338.6 \text{ kNcm} \rightarrow 3.386 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{bo,3} = -\frac{338.6 \times 5.62}{7.368 \times 22238.75} = -0.0116 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bu,3} = -\frac{338.6 \times (5.62 - 10)}{7.368 \times 22238.75} = 0.009 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,2} = 7.368 \times 0.009 = 0.07 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,2} = -\frac{338.6 \times (37 - 5.62)}{22238.75} = 0.447 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,1} = \sigma_{au,1} = -\frac{546.1}{249.48} = -2.18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bo,s} = 0.36 - 0.29 - 0.0116 = 0.058 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,s} = -2.18 + 0.447 = -1.733 \text{ kN/cm}^2$$

Sünmeden Dolayı Hesap:

$$\alpha_v \varphi_{fv} = 2.22 \times \frac{45.9 \times 5790}{191.31 \times 21731.7} = 0.14 \quad \alpha_v \varphi_{fv} \longrightarrow \psi_{FB} = 1.0733 \text{ [15]}$$

$$n_{FB} = 10.31 \times (1 + 1.0733 \times 2.22) = 34.87$$

$$x_{\varphi} = \frac{(1500 / 34.87) \times 5 + 45.9 \times 23.5}{(1500 / 34.87) + 45.9} = 14.55 \text{ cm}$$

$$a_{r\varphi} = 23.5 - 14.55 = 8.95 \text{ cm}$$

$$a_{b\varphi} = 14.55 - 5 = 9.55 \text{ cm}$$

$$I_{i\varphi} = \frac{150 \times 10}{34.87} \times (9.55)^2 + \frac{150 \times 10^3}{12 \times 34.87} + 5790 + 45.9 \times 8.95^2$$

$$I_{i\varphi} = 3923.25 + 358.47 + 5790 + 3701.4 = 13773.12 \text{ cm}^4$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4 \times 6.6^2}{8} = 21.78 \text{ kNm}$$

$$M_{b,\varphi} = \frac{358.47}{13773.12} \times 2178 = 56.68 \text{ kNcm}$$

$$M_{a,\varphi} = \frac{5790}{13773.12} \times 2178 = 915.6 \text{ kNcm}$$

$$N_\varphi = N_{b,\varphi} = N_{a,\varphi} = \frac{45.9 \times 8.95}{13773.12} \times 2178 = 64.96 \text{ kN}$$

Kontrol;

$$56.68 + 915.6 + 64.96 \times 18.5 = 2178 \text{ kNcm} \approx 21.78 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{bo,\varphi} = -\frac{64.96}{1500} - \frac{56.68 \times 10}{12500 \times 2} = -0.043 - 0.022 = -0.065 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bu,\varphi} = -\frac{64.96}{1500} + \frac{56.68 \times 12}{12500 \times 2} = -0.043 + 0.022 = -0.021 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,\varphi} = \frac{64.96}{45.9} - \frac{915.6 \times 27}{5790 \times 2} = 1.415 - 2.13 = -0.715 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,\varphi} = \frac{64.96}{45.9} + \frac{915.6 \times 27}{5790 \times 2} = 1.415 + 2.13 = 3.545 \text{ kN/cm}^2$$

Gerilmelerin Süperpozisyonu:

$$\sigma_{bo,son} = 0.2806 + 0.058 + 0.065 = 0.4036 \text{ kN/cm}^2 < 0.55 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,son} = 7.19 + 1.733 + 3.545 = 12.468 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Seçilen kesit gerilme ve sehim tahkiklerini sağlamaktadır.

Kayma Elemanlarının Hesabı:

Kayma elemanı olarak akma sınırı 35 kN/cm² boyu 8 cm, kalınlığı 2.2 cm olan kamalar seçilmiştir.

$$\alpha = 8/2 = 4 \rightarrow 0.975$$

$$H_{lu} \leq \begin{cases} 0.32 \times 0.975 \times 2^2 \sqrt{2.5 \times 2850} = 105.34 \text{ kN} \\ 0.55 \times 2^2 \times 35 = 77 \text{ kN} \end{cases}$$

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

$$Z = 1 \times 24 \times 45.9 = 1101.6 \text{ kN}$$

$$D_b = 0.74 \times 2.5 \times 150 \times 10 = 2775 \text{ kN}$$

$$H = 1101.6 \text{ kN}$$

$$n_h = \frac{1101.6}{0.85 \times 77} = 16.83 \rightarrow 17 \text{ adet}$$

$$e_b \begin{cases} \geq 5 \times 2 = 10 \text{ cm} \\ \leq 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \\ \leq 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Kayma elemanları 30 cm arayla çakılacaktır.

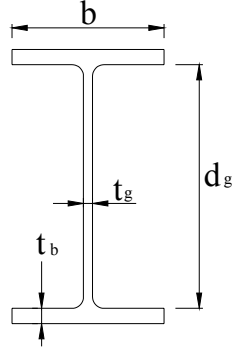
ETABS V8.4.3 ile AISC'ye göre yapılan tasarımda 10.512 kN/cm^2 elde edilmiştir. Diğer kompozit kirişler tasarım sonuçları ise şöyledir. IPE 140 için 8.928 kN/cm^2 , IPE 160 için 8.784 kN/cm^2 , IPE 180 için 12.384 kN/cm^2 , IPE 200 için 11.52 kN/cm^2 , IPE 220 için 9.648 kN/cm^2 , IPE 240 için 10.512 kN/cm^2 'dir.

4.3 Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çerçeve kirişler ve kompozit olmayan tali kirişler olarak iki kısımda ele alınacaktır.

Kirişlerin boyutlandırılmasında yanal burkulma probleminin olmaması için kesitlerin kompakt kesit seçilmesine özen gösterilmiştir. Kirişlerde yanal burkulma olmamasına bir başka sebep ise kompozit döşemeden dolayı kiriş üst başlıklarının sık ara ile tutulu kabulü yapılmasıdır.

Kirişlerde kompaktlık koşulu için Denklem (4.53), (4.54) ve (4.55) tahkik edilmiştir.



Şekil 4.10 : Tipik Kiriş Kesiti

Başlık levhalarında;

$$\frac{b}{2 \times t_b} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 11.83 \text{ (SDNS için) [2]} \quad (4.53)$$

Gövde levhalarında;

$$\frac{d_g}{t_g} \leq 3.2 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 118.3 \text{ (SDNS için) [2]} \quad (4.54)$$

Eğilme ve normal kuvvet etkileri beraber varsa;

$$\frac{N_d}{\sigma_a \times A} \leq 0.1 \text{ için } \frac{d_g}{t_g} \leq 4 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(1 - 1.7 \times \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) \text{ (SDNS için) [2]} \quad (4.55a)$$

$$\frac{N_d}{\sigma_a \times A} > 0.1 \text{ için } \frac{d_g}{t_g} \leq 1.66 \times \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) \text{ (SDNS için) [2]} \quad (4.55b)$$

Yapıda B – L aksları arasındaki çerçeve kirişlerine kompozit kirişlerin bağlanması için kiriş gövde yüksekliği boyunca kaynaklanan levhalar olduğu için bu çerçeve kirişlerde buruşma tahkiki yapmaya gerek yoktur. 2 ve 3 akslarındaki çerçeve kirişlerinde tekil kuvvet etki etmediği için bu kirişlerde de buruşma tahkiki yapılmamıştır.

Kirişlerde normal kuvvet olmadığı için gerilme, makaslama ve kıyaslama tahkikleri Denklem (4.56), (4.57) ve (4.58)'e göre yapılmıştır. [7]

$$\sigma = \frac{M}{\omega} \leq \sigma_{\text{çem}} \quad (4.56)$$

$$\tau_0 = \frac{Q_{\text{max}}}{F_{\text{gövde}}} \leq \tau_{\text{em}} \left(\frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} \right) \quad (4.57a)$$

Dolu gövdeli kirişlerde,

$$\tau_0 = \frac{Q_{\text{max}} \times S_x}{I_x \times t_g} \leq \tau_{\text{em}} = \left(\frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} \right) \quad (4.57b)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \leq \begin{cases} 0.75 \sigma_a \text{ (H) Yükleme} \\ 0.80 \sigma_a \text{ (HZ) Yükleme} \end{cases} \quad (4.58)$$

Dolu gövdeli kirişlerde gövde levhasını flanşa bağlayan kaynaklarda gerilme tahkikleri Denklem (4.59), (4.60) ve (4.61)'e göre yapılmıştır.[7]

$$\sigma_k = \frac{M}{I_x} \times c \leq \sigma_{\text{kem}} \quad (4.59)$$

Denklem (3.59)'da c boyun dikişinin tarafsız eksene olan uzaklığıdır.

$$\tau_k = \frac{Q_{\text{max}} \times S_x}{I_x \times 2 \times a} \leq \tau_{\text{kem}} \quad (4.60)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} \leq \sigma_{\text{vem}} \quad (4.61)$$

Deformasyon tahkikinde, YÜK 1 yüklemesinden oluşan deplasman değerleri ETABS V8.4.3 programından okunup konsol kirişlerde 1/250, diğer kirişlerde 1/300 üst sınır değer olarak alınmıştır.

Dolu gövdeli yapma kirişlerde gövde ve başlık elemanları Denklem (4.62) ve (4.63)'e göre boyutlandırılmıştır.

Gövde levhasında;

$$\frac{d_g}{t_g} \leq \frac{950}{\sqrt{\sigma_a} \sqrt{\sigma_a + 1.2}} = 445.18 \text{ (St 37 için) } (\sigma_a : 2.4 \text{ ton / cm}^2) [8] \quad (4.62)$$

Denklem (4.62)'deki d_g , gövde levhası yüksekliğidir.

Başlık levhasında;

$$\frac{b'}{t_b} \leq \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} = 16.13 \text{ (St 37 için) } (\sigma_a : 2.4 \text{ ton / cm}^2) [8] \quad (4.63)$$

Denklem (3.63)'deki b' Denklem (3.64) ile hesaplanmıştır.

$$b' = \frac{b - t_g}{2} \quad (4.64)$$

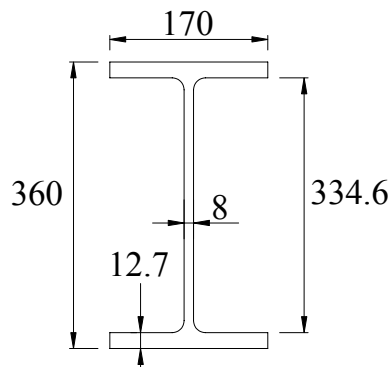
Dolu gövdeli kirişler kompaktlık şartını sağladığı için buruşma tahkiki yapılmasına gerek kalmamıştır.

4.3.1 Çerçeve Kirişleri

IPE 360:

+ 8.25 kotu, 2-(D-E) aksları arasındaki kiriş YÜK 13 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$M : 61.33 \text{ kNm} \rightarrow 6133 \text{ kNcm}$, $V : 40.62 \text{ kN}$, $N : 0 \text{ kN}$



Şekil 4.11 : IPE 360 Kesit Özellikleri

IPE 360 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 904 \text{ cm}^3, F_{g\ddot{v}de} = 33.46 \times 0.8 = 26.768 \text{ cm}^2, l = 660 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{17}{2 \times 1.27} = 6.69 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{33.46}{0.8} = 41.825 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{6133}{904} = 6.78 \leq \sigma_{\text{cem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 40.62/26.768 = 1.517 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{cem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{6.78^2 + 3 \times 1.517^2} = 7.27 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

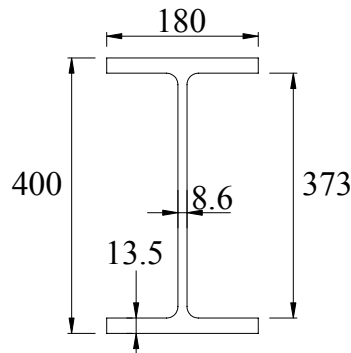
$$\text{Deplasman } 0.138 \text{ cm} < 660/300 = 2.2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

IPE 400:

+ 33.05 kotu, 3-(C&D) aksları arasındaki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M : 71.14 \text{ kNm} \rightarrow 7114 \text{ kNcm}, V : 34.16 \text{ kN}, N : 0 \text{ kN}$$



Şekil 4.12 : IPE 400 Kesit Özellikleri

IPE 400 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 1160 \text{ cm}^3, F_{g\ddot{ov}de} = 37.3 \times 0.86 = 32.078 \text{ cm}^2, l = 660 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{18}{2 \times 1.35} = 6.667 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{37.3}{0.86} = 43.37 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{7114}{1160} = 6.132 \leq \sigma_{\zeta em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 34.16/32.078 = 1.065 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{\zeta em}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{6.132^2 + 3 \times 1.065^2} = 6.4 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

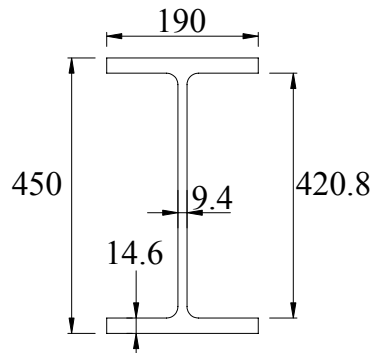
$$\text{Deplasman } 0.349 \text{ cm} < 660/300 = 2.2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

IPE 450:

+ 8.25 kotu, 3-(C&D) aksları arasındaki kiriş YÜK 12 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M : 144.52 \text{ kNm} \rightarrow 14452 \text{ kNcm}, V : 93.25 \text{ kN}, N : 0 \text{ kN}$$



Şekil 4.13 : IPE 450 Kesit Özellikleri

IPE 450 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 1500 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 42.08 \times 0.94 = 39.555 \text{ cm}^2, l = 660 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.5 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{42.08}{0.94} = 44.76 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{14452}{1500} = 9.63 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 93.25/39.555 = 2.357 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.63^2 + 3 \times 2.357^2} = 10.585 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

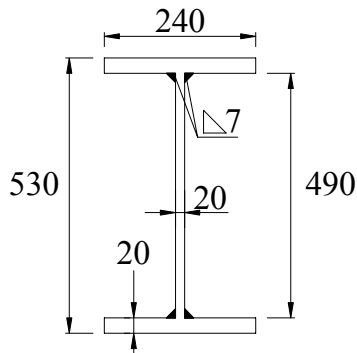
$$\text{Deplasman } 0.3 \text{ cm} < 660/300 = 2.2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

I530:

+ 8.25 kotu, 2-(B&C) aksları arasındaki kiriş YÜK 12 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M : 198.31 \text{ kNm} \rightarrow 19831 \text{ kNcm}, V : 151.73 \text{ kN}, N : 0 \text{ kN}$$



Şekil 4.14 : I530 Kesit Özellikleri

I530 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 3096.71 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 49 \times 2 = 98 \text{ cm}^2, l = 660 \text{ cm}, S_{x0} = 1824.25 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 1224 \text{ cm}^3, I_x = 82064 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{24}{2 \times 2} = 6 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{49}{2} = 24.5 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gövde ve başlık elemanlarının boyutlandırılması;

$$49/2 = 24.5 < 445.18$$

$$((24-2)/2)/2 = 5.5 < 16.13$$

Boyutlar uygundur.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{19831}{3096.76} = 6.4 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)} \text{ (HZ Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{151.73 \times 1824.25}{82064 \times 2} = 1.69 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{6.4^2 + 3 \times 1.69^2} = 7.04 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

Sehim kontrolü;

$$\text{Deplasman } 0.042 \text{ cm} < 660/300 = 2.2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

Boyun dikişinin tahkiki;

$$\sigma_k = \frac{19831}{82064} \times 24.5 = 5.92 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{151.73 \times 1224}{82064 \times 2 \times 0.7} = 1.62 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

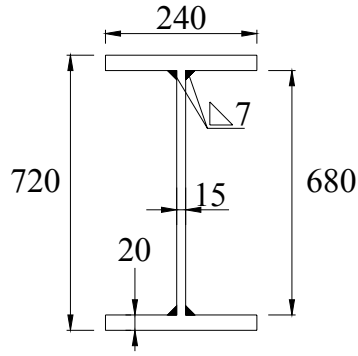
$$\sigma_v = \sqrt{5.92^2 + 1.62^2} = 6.14 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak kalınlığı yeterlidir.

I720:

+ 8.25 kotu, E aksındaki kiriş YÜK 15 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M : 551.21 kNm → 55121 kNcm, V : 258.74 kN, N : 0 kN



Şekil 4.15 : I720 Kesit Özellikleri

I720 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 4359.3 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 68 \times 1.5 = 102 \text{ cm}^2, l = 900 \text{ cm}, S_{x0} = 2547 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 1680 \text{ cm}^3, I_x = 156936 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{24}{2 \times 2} = 6 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{68}{1.5} = 45.33 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gövde ve başlık elemanlarının boyutlandırılması;

$$68/1.5 = 45.33 < 445.18$$

$$((24-1.5)/2)/2 = 5.625 < 16.13$$

Boyutlar uygundur.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{55121}{4359.3} = 12.64 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN / cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)} \text{ (HZ Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{258.74 \times 2547}{156936 \times 1.5} = 2.8 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.64^2 + 3 \times 2.8^2} = 13.53 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN / cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

Sehim kontrolü;

$$\text{Deplasman } 0.216 \text{ cm} < 900/300 = 3 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

Boyun dikişinin tahkiki;

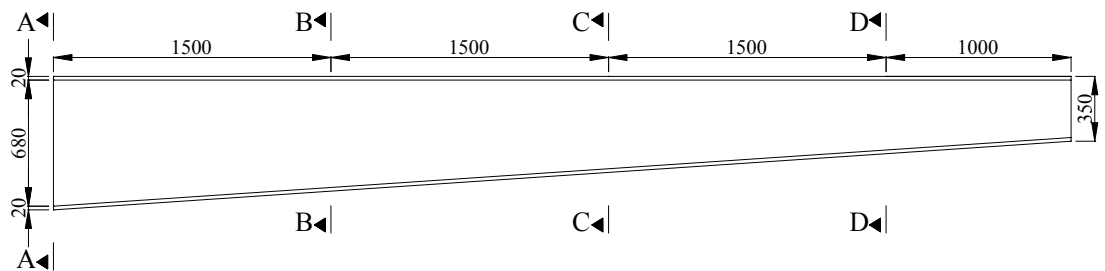
$$\sigma_k = \frac{55121}{156936} \times 34 = 11.94 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{258.74 \times 1680}{156936 \times 2 \times 0.7} = 1.97 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{11.93^2 + 1.97^2} = 12.09 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynak kalınlığı yeterlidir.

B – L Aksları Arasındaki Değişken Kesitli Konsol Kiriş (KK1):



Şekil 4.16 : KK1 Kirişi

Kiriş boyu 550 cm olup Şekil 3.16 da gösterildiği gibi 4 yerde gerilme tahkiki yapılmıştır. + 24.55 kotu, D aksındaki kiriş YÜK 13 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır bu yüklemeye göre iç kuvvetler ve tahkikler;

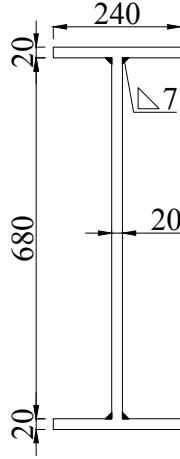
Gövde ve başlık elemanlarının boyutlandırılması;

$$68/2 = 34 < 445.18$$

$$((24-2)/2)/2 = 5.5 < 16.13$$

Boyutlar uygundur.

- A-A Kesitinde;



Şekil 4.17 : KK1 Kirişi A-A Kesiti

M : 602.6 kNm → 60260 kNcm, V : 211.8 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 4723.26 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 68 \times 2 = 136 \text{ cm}^2, S_{x0} = 2836 \text{ cm}^3, S_x = 1680 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 170037 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b}{2 \times t_g} = \frac{24}{2 \times 2} = 6 < 11.83$$

$$\frac{d_g}{t_g} = \frac{68}{2} = 34 < 118.3$$

Kesit kompaktır.

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{60260}{4723.26} = 12.57 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{211.8 \times 2836}{170037 \times 2} = 1.76 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{\zeta em}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.57^2 + 3 \times 1.76^2} = 12.93 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Boyun dikişinin tahkiki;

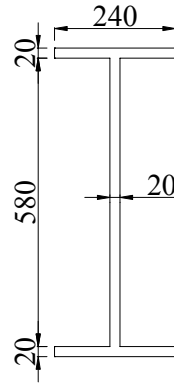
$$\sigma_k = \frac{60260}{170037} \times 34 = 12.05 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{211.8 \times 1680}{170037 \times 2 \times 0.7} = 1.5 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{12.05^2 + 1.5^2} = 12.14 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak kalınlığı yeterlidir.

- *B-B Kesitinde;*



Şekil 4.18 : KK1 Kirişi B-B Kesiti

M : 357.2 kNm → 35720 kNcm, V : 145.43 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 3752.18 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 57 \times 2 = 104 \text{ cm}^2, S_{xo} = 2228.25 \text{ cm}^3, I_x = 114442 \text{ cm}^4$$

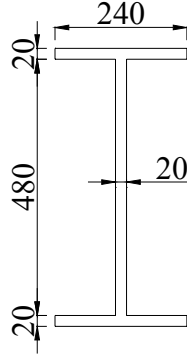
Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{35720}{3752.18} = 9.52 \leq \sigma_{\zeta em} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{145.43 \times 2228.25}{114442 \times 2} = 1.42 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{\zeta em}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.52^2 + 3 \times 1.42^2} = 9.83 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)} \text{ (HZ Yükleme)}$$

- C-C Kesitinde;



Şekil 4.19 : KK1 Kirişi C-C Kesiti

M : 140.91 kNm $\rightarrow$ 14091 kNcm, V : 79.7 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 2939.6 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 47 \times 2 = 94 \text{ cm}^2 S_{xo} = 1728.25 \text{ cm}^3 I_x = 74960 \text{ cm}^4$$

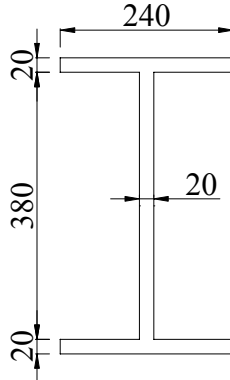
Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{14091}{2939.6} = 4.8 \leq \sigma_{cem} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{79.7 \times 1728.25}{74960 \times 2} = 0.92 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.8^2 + 3 \times 0.92^2} = 5.05 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

- D-D Kesitinde;



Şekil 4.20 : KK1 Kirişi D-D Kesiti

M : 23.05 kNm → 2305 kNcm, V : 26.17 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 2194 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 37 \times 2 = 74 \text{ cm}^2, S_{x0} = 1278.25 \text{ cm}^3, I_x = 44798 \text{ cm}^4$$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{2305}{2194} = 1.05 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{26.17 \times 1278.25}{44798 \times 2} = 0.37 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.05^2 + 3 \times 0.37^2} = 1.23 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yüklemesi)}$$

Deplasman $2.13 \text{ cm} < 550/250 = 2.2 \text{ cm}$

Kesit yeterlidir.

4.3.2 Kompozit Olmayan Tali Kirişlerin Boyutlandırılması

IPE 360:

+ 8.25 kotu, (2-3)-(D-E) aksları arasındaki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M : 35.8 kNm → 3580 kNcm, V : 0 kN, N : 0 kN

IPE 360 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 904 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 33.46 \times 0.8 = 26.768 \text{ cm}^2, l = 360 \text{ cm}$$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{3580}{904} = 3.96 \leq \sigma_{\text{çem}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = 0/26.768 = 0$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.96^2 + 3 \times 0^2} = 3.96 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Deplasman $0.14 \text{ cm} < 360/300 = 1.2 \text{ cm}$

Kesit yeterlidir.

IPE 400:

+ 33.05 kotu, (2-3)-(B&C) aksları arasındaki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yükleme göre iç kuvvetler;

$$M : 152.1 \text{ kNm} \rightarrow 15210 \text{ kNcm}, V : 9.61 \text{ kN}, N : 0 \text{ kN}$$

IPE 400 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 1160 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 37.3 \times 0.86 = 32.078 \text{ cm}^2, l = 900 \text{ cm}$$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{15210}{1160} = 13.11 \leq \sigma_{cem} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

$$\tau_0 = 9.61/32.078 = 0.3 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{13.11^2 + 3 \times 0.3^2} = 13.12 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

Sehim kontrolü;

$$\text{Deplasman } 2.681 \text{ cm} < 900/300 = 3 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

IPE 450:

+ 8.25 kotu, (2-3)-(B&C) aksları arasındaki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yükleme göre iç kuvvetler;

$$M : 210.91 \text{ kNm} \rightarrow 21091 \text{ kNcm}, V : 13.42 \text{ kN}, N : 0 \text{ kN}$$

IPE 450 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 1500 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 42.08 \times 0.94 = 39.555 \text{ cm}^2, l = 900 \text{ cm}$$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{21091}{1500} = 14.06 \leq \sigma_{cem} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

$$\tau_0 = 13.42/39.55 = 0.34 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{14.06^2 + 3 \times 0.34^2} = 14.07 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

Sehim kontrolü;

Deplasman $2.557 \text{ cm} < 900/300 = 3 \text{ cm}$

Kesit yeterlidir.

I720:

+ 8.25 kotu, A aksındaki kiriş YÜK 1 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

M : 164.1 kNm $\rightarrow$ 16410 kNcm, V : 42.22 kN, N : 0 kN

I720 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$\omega_x = 4359.3 \text{ cm}^3$, $F_{gövde} = 68 \times 1.5 = 102 \text{ cm}^2$, $l = 900 \text{ cm}$, $S_{x0} = 2547 \text{ cm}^3$

$S_x = 1680 \text{ cm}^3$, $I_x = 156936 \text{ cm}^4$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{16410}{4359.3} = 3.76 \leq \sigma_{\text{cem}} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{42.22 \times 2547}{156936 \times 1.5} = 0.46 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{cem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.76^2 + 3 \times 0.46^2} = 3.84 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Sehim kontrolü;

Deplasman $0.21 \text{ cm} < 900/300 = 3 \text{ cm}$

Kesit yeterlidir.

Boyun dikişinin tahkiki;

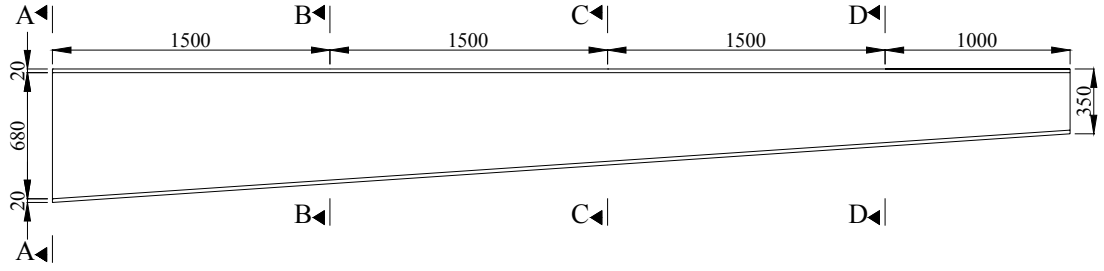
$$\sigma_k = \frac{16410}{156936} \times 34 = 3.55 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{42.22 \times 1680}{156936 \times 2 \times 0.7} = 0.33 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.76^2 + 0.33^2} = 3.77 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak kalınlığı yeterlidir.

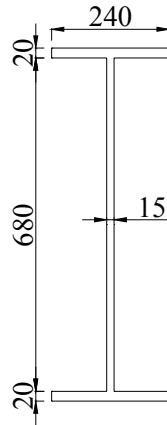
A ve M Aksları Arasındaki Değişken Kesitli Konsol Kiriş (KK2):



Şekil 4.21 : KK2 Kirişi

Kiriş boyu 550 cm olup Şekil 3.21 de gösterildiği gibi 4 yerde gerilme tahkiki yapılmıştır. + 3.80 kotu, A aksındaki kiriş YÜK 12 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır bu yüklemeye göre iç kuvvetler ve tahkikler;

- *A-A Kesitinde;*



Şekil 4.22 : KK2 Kirişi A-A Kesiti

M : 164.1 kNm → 16410 kNcm, V : 52.62 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 4359.3 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 68 \times 1.5 = 102 \text{ cm}^2, l = 900 \text{ cm}, S_{x0} = 2547 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 1680 \text{ cm}^3, I_x = 156936 \text{ cm}^4$$

Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{16410}{4359.3} = 3.76 \leq \sigma_{\text{çem}} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{42.22 \times 2547}{156936 \times 1.5} = 0.46 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.76^2 + 3 \times 0.46^2} = 3.84 \leq 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

Boyun dikişinin tahkiki;

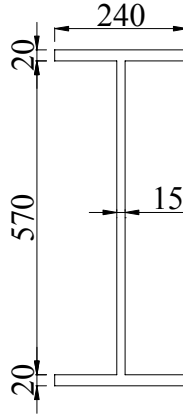
$$\sigma_k = \frac{16410}{156936} \times 34 = 3.55 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{42.22 \times 1680}{156936 \times 2 \times 0.7} = 0.33 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.76^2 + 0.33^2} = 3.77 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak kalınlığı yeterlidir.

- *B-B Kesitinde;*



Şekil 4.23 : KK2 Kirişi B-B Kesiti

M : 86.98 kNm → 8698 kNcm, V : 36.21 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 3500 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 57 \times 1.5 = 85.5 \text{ cm}^2, S_{x0} = 2025.2 \text{ cm}^3, I_x = 106725 \text{ cm}^4$$

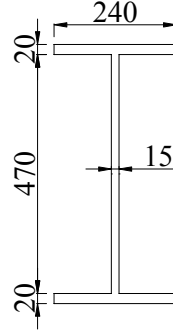
Gerilme kontrolü;

$$\sigma = \frac{8698}{3500} = 2.48 \leq \sigma_{cem} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yüklemesi)}$$

$$\tau_0 = \frac{36.21 \times 2025.2}{106725 \times 1.5} = 0.46 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.48^2 + 3 \times 0.46^2} = 2.6 \leq 0.8 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)} \text{ (H Yükleme)}$$

- C-C Kesitinde;



Şekil 4.24 : KK2 Kirişi C-C Kesiti

M : 34.27 kNm → 3427 kNcm, V : 20 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

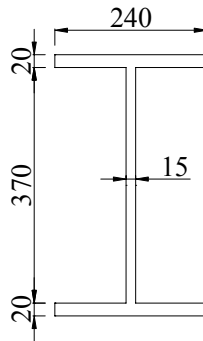
$$\omega_x = 2770 \text{ cm}^3, F_{gövde} = 47 \times 1.5 = 70.5 \text{ cm}^2, S_{xo} = 1590.2 \text{ cm}^3, I_x = 70634 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{3427}{2770} = 1.24 \leq \sigma_{cem} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{20 \times 1590.2}{70634 \times 1.5} = 0.3 \leq \tau_{em} = \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.24^2 + 3 \times 0.3^2} = 1.34 \leq 0.8 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)}$$

- D-D Kesitinde;



Şekil 4.25 : KK2 Kirişi D-D Kesiti

M : 5.74 kNm → 574 kNcm, V : 6.33 kN, N : 0 kN

Kesitin mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$\omega_x = 2091 \text{ cm}^3, F_{\text{gövde}} = 37 \times 1.5 = 55.5 \text{ cm}^2, S_{x0} = 1192.7 \text{ cm}^3, I_x = 42868 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{574}{2091} = 0.274 \leq \sigma_{\text{çem}} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)} \text{ (H Yükleme)}$$

$$\tau_0 = \frac{6.33 \times 1192.7}{42868 \times 1.5} = 0.12 \leq \tau_{\text{em}} = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sqrt{3}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.27^2 + 3 \times 0.12^2} = 0.34 \leq 0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)}$$

Sehim Kontrolü;

$$\text{Deplasman } 1.67 \text{ cm} < 550/250 = 2.2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

4.4 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonlar, düşey ve rüzgar yüklerinden oluşan yüklemelerden en elverişsiz iç kuvvet oluşturan yüklemeye göre eğilmeli burulma tahkiki, Denklem (4.65), (4.66) ve (4.67) ile boyutlandırılmıştır.

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} \leq 0.15 \quad (4.65)$$

Denklem (4.65) şartı sağlanırsa Denklem (4.66), sağlanmazsa (4.67) kullanılmıştır.

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} + \frac{\sigma_{\text{by}}}{\sigma_{\text{By}}} \leq 1 \quad (4.66)$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{C_{\text{mx}} \times \sigma_{\text{bx}}}{\left(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ex}}}\right) \times \sigma_{\text{Bx}}} + \frac{C_{\text{my}} \times \sigma_{\text{by}}}{\left(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ey}}}\right) \times \sigma_{\text{By}}} \leq 1 \quad (4.67a)$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} + \frac{\sigma_{\text{by}}}{\sigma_{\text{By}}} \leq 1 \quad (4.67b)$$

Denklem (4.66) ve (4.67)'deki σ_{Bx} λ_{yb} 'nin değerine göre Denklem (4.68a) veya (4.68b) ile hesaplanır. Enkesitte basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığı alanından küçük değil ve Denklem (4.69) şartı sağlanıyorsa Denklem (4.68c) hesaplanır. Bu iki değerden büyük olanı Denklem (4.69) şartı da gözetilerek hesaplanır. [4]

$$\lambda_{yb} \leq \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^7 \times C_b} \right] \times \sigma_a \quad (4.68a)$$

$$\lambda_{yb} > \sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \text{ ise } \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times C_b}{\lambda_{yb}^2} \quad (4.68b)$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_{Ky} \times \frac{d}{F_b}} \quad (4.68c)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (4.69)$$

Denklem (4.67a)'da σ'_{ey} Denklem (4.70)'e göre hesaplanır.

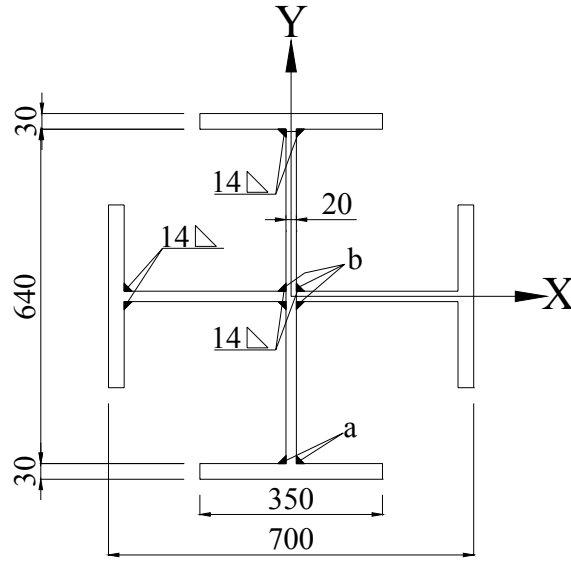
$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} \quad (4.70)$$

Denklem (4.67)'deki C_m $E_k A$ 'ya göre, Denklem (4.68)'deki C_b $E_k B$ 'ye göre hesaplanmıştır.

Kolon kesitleri seçilirken kompakt kesit olmalarına özen gösterilmiştir. Kompaktlık kontrolü Denklem (4.55) ile yapılmıştır.

Bazı kolonlar, yapma HAC kesit oldukları için bu kolonlarda metot kaynakların tahkikleri yapılmıştır.

HAC700/30/20:



Şekil 4.26 : HAC700/30/20 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 15 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 568.82 \text{ kNm}, M_{yy} = 51.22 \text{ kNm}, N = 4906.43 \text{ kN}, V_x = 45.79 \text{ kN},$$

$$V_y = 117.49 \text{ kN}$$

HAC700/30/20 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 672 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 301000 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 8600 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 21.164 \text{ cm}$$

$$l = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{4906.43}{14.4 \times 672} = 0.507 > 0.1$$

$$\frac{66}{2} = 32 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{4906.43}{14.4 \times 672} \right| \right) = 78.22$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 4906.43 / 672 = 7.3 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 21.164 = 17.95 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 56882 / 8600 = 6.614 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{20700}{56882} \right) + 0.3 \times \left(\frac{20700}{56882} \right)^2 = 1.407 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 35 + 2 \times (64 / 6) = 126.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3 \times 35^3 / 12 = 10718.75 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{10718.75 / 126.33} = 9.21 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 9.21 = 41.25$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.407}{2400}} = 132.62 > 41.25$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 41.25^2}{9 \times 10^7 \times 1.407} \right] \times 2760 = 1737.64 \text{ kg/cm}^2 = 17.3764 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.407}{380 \times \frac{70}{126.33}} = 5613.04 \text{ kg/cm}^2 = 56.1304 \text{ kN/cm}^2$$

$$56.1304 > 17.3764 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{17.95^2} = 25729 \text{ kg/cm}^2 = 257.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 21.164 = 17.95 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{çem},y} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 5122 / 8600 = 0.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{5122}{8980} \right) + 0.3 \times \left(\frac{5122}{8980} \right)^2 = 2.446 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 35 + 2 \times (64 / 6) = 126.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 3 \times 35^3 / 12 = 10718.75 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{10718.75/126.33} = 9.21 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 380/9.21 = 41.25$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.407}{2400}} = 132.62 > 41.25$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 41.25^2}{9 \times 10^7 \times 1.407} \right] \times 2760 = 1737.64 \text{ kg/cm}^2 = 17.3764 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.407}{380 \times \frac{70}{126.33}} = 5613.04 \text{ kg/cm}^2 = 56.1304 \text{ kN/cm}^2$$

$$56.1304 > 17.3764 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{17.95^2} = 25729 \text{ kg/cm}^2 = 257.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{7.3}{16.23} = 0.45 \geq 0.15$$

$$\frac{7.3}{16.56} + \frac{6.614}{16.56} + \frac{0.6}{16.56} = 0.876 \leq 1$$

$$\frac{7.3}{16.23} + \frac{0.85 \times 6.614}{\left(1 - \frac{7.3}{257.29}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 0.6}{\left(1 - \frac{7.3}{257.29}\right) \times 16.56} = 0.83 \leq 1$$

Kesit uygundur.

a kaynağının tahkiki;

$$\text{Başlık alanı} = 35 \times 3 = 105 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 100 cm arayla 140 cm boyunda çekilmiştir.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}, \text{ seçilen kaynak kalınlığı } 14 \text{ mm.}$$

$$F_k = (140 - 2 \times 1.4) \times 1.4 \times 2 = 384.16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{56882}{301000} \times 32 + 4906.43 \times \frac{105}{672} \times \frac{1}{384.16} = 8.04 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 35 \times 3 \times 33.5 = 3517.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{117.49 \times 3517.5}{301000 \times 2 \times 1.4} = 0.49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{8.42^2 + 0.49^2} = 8.43 \text{ kN/cm}^2$$

b kaynağının tahkiki;

$$\text{Gövde alanı} = 32 \times 2 = 64 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 100 cm arayla 140 cm boyunda çekilmiştir.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm} , \text{ seçilen kaynak kalınlığı } 14 \text{ mm.}$$

$$F_k = (140 - 2 \times 1.4) \times 1.4 \times 2 = 384.16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{56882}{301000} \times 1 + 4906.43 \times \frac{64}{672} \times \frac{1}{384.16} = 1.4 \text{ kN/cm}^2$$

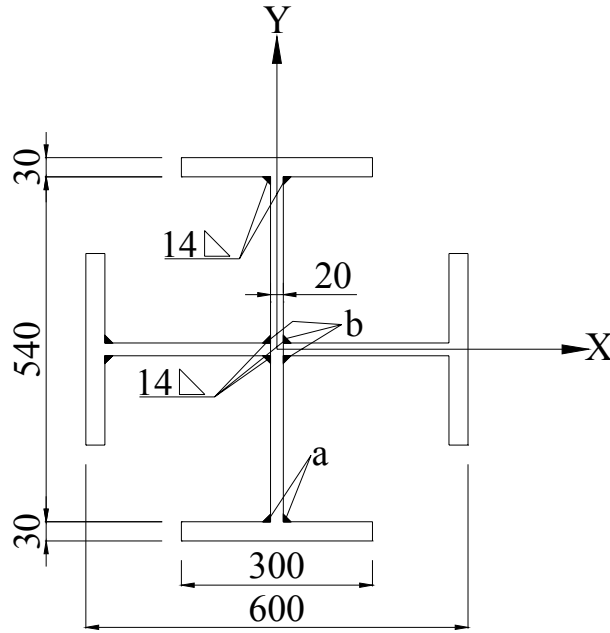
$$S_x = 35 \times 3 \times 33.5 + 2 \times 31 \times 17 = 4571.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{117.49 \times 4571.5}{301000 \times 2 \times 1.4} = 0.637 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.4^2 + 0.637^2} = 1.538 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak yeterlidir.

HAC600/30/20:



Şekil 4.27 : HAC600/30/20 Kesiti

+ 14.65 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 297.37 \text{ kNm}, M_{yy} = 119.7 \text{ kNm}, N = 2737.91 \text{ kN}, V_x = 78.93 \text{ kN},$$

$$V_y = 207.35 \text{ kN}$$

HAC600/30/20 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 572 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 186119 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 6204 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 18.04 \text{ cm}$$

$$l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{2737.91}{14.4 \times 572} = 0.332 > 0.1$$

$$\frac{54}{2} = 27 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{2737.91}{14.4 \times 572} \right| \right) = 86.79$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 2737.91 / 572 = 4.78 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 18.04 = 17.74 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,x}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 29737 / 6204 = 4.79 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{21690}{29740} \right) + 0.3 \times \left(\frac{21690}{29740} \right)^2 = 2.675 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 30 + 2 \times (54 / 6) = 108 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3 \times 30^3 / 12 = 6750 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{6750 / 108} = 7.9 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 7.9 = 40.5$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.5$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 40.5^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1779.64 \text{ kg / cm}^2 = 17.7964 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{60}{108}} = 10867.5 \text{ kg / cm}^2 = 108.675 \text{ kN / cm}^2$$

$$108.675 > 17.7964 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{17.74^2} = 26342 \text{ kg/cm}^2 = 263.42 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \quad \lambda_y = 380 / 21.164 = 17.95 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,y}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 11970 / 6204 = 1.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{7600}{11970} \right) + 0.3 \times \left(\frac{7600}{11970} \right)^2 = 2.537 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 30 + 2 \times (54 / 6) = 108 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 3 \times 30^3 / 12 = 6750 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{6750/108} = 7.9 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320/7.9 = 40.5$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.5$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 40.5^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1779.64 \text{ kg/cm}^2 = 17.7964 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{60}{108}} = 10867.5 \text{ kg/cm}^2 = 108.675 \text{ kN/cm}^2$$

$$108.675 > 17.7964 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{17.74^2} = 26342 \text{ kg/cm}^2 = 263.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{4.78}{16.23} = 0.294 \geq 0.15$$

$$\frac{4.78}{16.56} + \frac{4.79}{16.56} + \frac{1.93}{16.56} = 0.694 \leq 1$$

$$\frac{4.78}{16.23} + \frac{0.85 \times 4.79}{\left(1 - \frac{4.78}{263.42}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 1.93}{\left(1 - \frac{4.78}{263.42}\right) \times 16.56} = 0.646 \leq 1$$

Kesit uygundur.

a kaynağının tahkiki;

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

Kaynaklar 40 cm arayla 140 cm boyunda çekilmiştir.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}, \text{ seçilen kaynak kalınlığı } 14 \text{ mm.}$$

$$F_k = (140 - 2 \times 1.4) \times 1.4 \times 2 = 384.16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{29737}{186119} \times 27 + 2737.91 \times \frac{90}{572} \times \frac{1}{384.16} = 5.44 \text{ kN / cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 3 \times 28.5 = 2565 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{207.35 \times 2565}{186119 \times 2 \times 1.4} = 1.02 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.44^2 + 1.02^2} = 5.53 \text{ kN / cm}^2$$

b kaynağının tahkiki;

$$\text{Gövde alanı} = 27 \times 2 = 54 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 40 cm arayla 140 cm boyunda çekilmiştir.

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}$, seçilen kaynak kalınlığı 14 mm.

$$F_k = (140 - 2 \times 1.4) \times 1.4 \times 2 = 384.16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{29737}{186119} \times 1 + 2737.91 \times \frac{54}{672} \times \frac{1}{384.16} = 0.73 \text{ kN / cm}^2$$

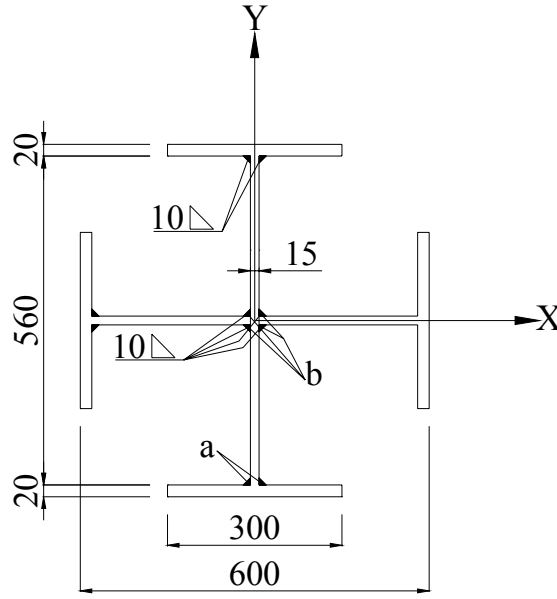
$$S_x = 30 \times 3 \times 28.5 + 2 \times 26 \times 13.5 = 3267 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{207.35 \times 3267}{186119 \times 2 \times 1.4} = 1.3 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.73^2 + 1.3^2} = 1.49 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynak yeterlidir.

HAC600/20/15:



Şekil 4.28 : HAC600/20/15 Kesiti

+ 24.25 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 208.08 \text{ kNm}, M_{yy} = 115.94 \text{ kNm}, N = 1586.22 \text{ kN}, V_x = 74.43 \text{ kN},$$

$$V_y = 147.09 \text{ kN}$$

HAC600/20/15 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 405.75 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 131927 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 4398 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 18.03 \text{ cm}$$

$$l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{1586.22}{14.4 \times 405.75} = 0.271 > 0.1$$

$$\frac{56}{1.5} = 37.33 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{2737.91}{14.4 \times 572} \right| \right) = 89.78$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 1586.22 / 405.75 = 3.91 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 18.03 = 17.75 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,x}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 20888 / 4398 = 4.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15670}{20808} \right) + 0.3 \times \left(\frac{15670}{20808} \right)^2 = 2.71 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2 \times 30 + 1.5 \times (56 / 6) = 74 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2 \times 30^3 / 12 = 4500 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{4500 / 74} = 7.8 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 7.8 = 41.02$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 41.02$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 41.02^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1778 \text{ kg / cm}^2 = 17.78 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{60}{74}} = 7446.25 \text{ kg / cm}^2 = 74.4625 \text{ kN / cm}^2$$

$$74.4625 > 17.78 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{17.75^2} = 26331 \text{ kg/cm}^2 = 263.31 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \quad \lambda_y = 320 / 18.03 = 17.75 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,y}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 11590 / 4398 = 2.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{6860}{11590} \right) + 0.3 \times \left(\frac{6860}{11590} \right)^2 = 2.476 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2 \times 30 + 1.5 \times (56 / 6) = 74 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 2 \times 30^3 / 12 = 4500 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{4500 / 74} = 7.8 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 7.8 = 41.02$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.5$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 41.02^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1778 \text{ kg / cm}^2 = 17.78 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{60}{74}} = 446.25 \text{ kg / cm}^2 = 74.4625 \text{ kN / cm}^2$$

$$74.4625 > 17.78 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{17.75^2} = 26331 \text{ kg / cm}^2 = 263.31 \text{ kN / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{3.91}{16.23} = 0.241 \geq 0.15$$

$$\frac{3.91}{16.56} + \frac{4.75}{16.56} + \frac{2.64}{16.56} = 0.682 \leq 1$$

$$\frac{3.91}{16.23} + \frac{0.85 \times 4.75}{\left(1 - \frac{3.91}{263.31}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 2.64}{\left(1 - \frac{3.91}{263.31}\right) \times 16.56} = 0.626 \leq 1$$

Kesit uygundur.

a kaynağının tahkiki;

$$\text{Başlık alanı} = 30 \times 2 = 60 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 60 cm arayla 100 cm boyunda çekilmiştir.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 10.5 \text{ mm} , \text{ seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm}.$$

$$F_k = (100 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 196 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{20808}{131927} \times 28 + 1586.22 \times \frac{60}{405.75} \times \frac{1}{196} = 5.613 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 2 \times 29 = 1740 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{147.09 \times 1740}{131927 \times 2 \times 1} = 0.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.613^2 + 0.97^2} = 5.7 \text{ kN/cm}^2$$

b kaynağının tahkiki;

$$\text{Gövde alanı} = 28 \times 1.5 = 42 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 60 cm arayla 100 cm boyunda çekilmiştir.

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 10.5 \text{ mm}$, seçilen kaynak kalınlığı 10 mm.

$$F_k = (100 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 196 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{20808}{131927} \times 0.75 + 1586.22 \times \frac{42}{405.75} \times \frac{1}{196} = 0.96 \text{ kN/cm}^2$$

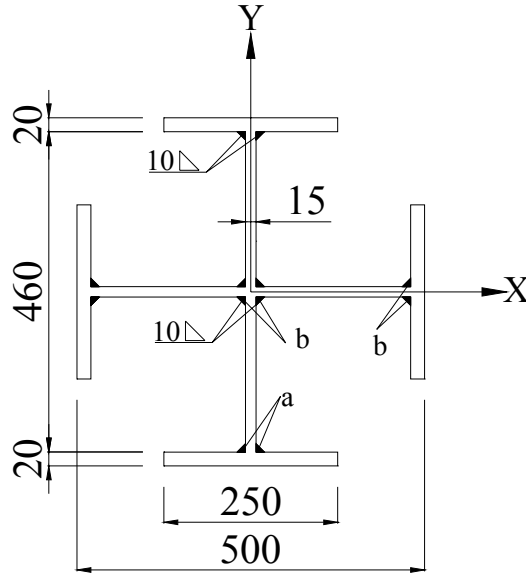
$$S_x = 30 \times 2 \times 29 + 1.5 \times 27.25 \times 14 = 2312.25 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{147.09 \times 2312.25}{131927 \times 2 \times 1} = 1.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.96^2 + 1.29^2} = 1.61 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak yeterlidir.

HAC500/20/15:



Şekil 4.29 : HAC500/20/15 Kesiti

+ 33.05 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 13 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 155.1 \text{ kNm}, M_{yy} = 164.34 \text{ kNm}, N = 332.2 \text{ kN}, V_x = 138.2 \text{ kN},$$

$$V_y = 147.21 \text{ kN}$$

HAC500/20/15 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 335.75 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 75021 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 3000 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 15 \text{ cm}$$

$$l = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{332.2}{14.4 \times 335.75} = 0.068 \leq 0.1$$

$$\frac{46}{1.5} = 30.66 \leq 4\sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(1 - 1.7 \times \left|\frac{2737.91}{14.4 \times 572}\right|\right) = 104.5$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 332.2 / 335.75 = 0.99 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_x = 240 / 15 = 16 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 15510 / 3000 = 5.17 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{7710}{15520} \right) + 0.3 \times \left(\frac{7710}{15520} \right)^2 = 2.345 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2 \times 25 + 1.5 \times (46 / 6) = 61.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2 \times 25^3 / 12 = 2604 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{2604 / 74} = 6.507 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 240 / 6.507 = 36.88$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 36.88$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 36.88^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1790 \text{ kg / cm}^2 = 17.9 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{50}{61.5}} = 9901 \text{ kg / cm}^2 = 99.01 \text{ kN / cm}^2$$

$$99.01 > 17.9 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{16^2} = 32383 \text{ kg/cm}^2 = 323.83 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_y = 240 / 15 = 16 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 16434 / 3000 = 5.478 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{8290}{16434} \right) + 0.3 \times \left(\frac{8290}{16434} \right)^2 = 2.356 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2 \times 23 + 1.5 \times (46 / 6) = 61.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = 2 \times 25^3 / 12 = 2604 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{2604 / 61.5} = 6.507 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 240 / 6.507 = 36.88$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.5$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 36.88^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1790 \text{ kg/cm}^2 = 17.9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{50}{61.5}} = 9901 \text{ kg/cm}^2 = 99.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$99.01 > 17.78 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{16^2} = 32383 \text{ kg/cm}^2 = 323.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0.989}{16.23} = 0.06 \leq 0.15$$

$$\frac{0.989}{16.23} + \frac{5.17}{16.56} + \frac{5.478}{16.56} = 0.704 \leq 1$$

Kesit uygundur.

a kaynağının tahkiki;

$$\text{Başlık alanı} = 25 \times 2 = 50 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 40 cm arayla 100 cm boyunda çekilmiştir.

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 10.5 \text{ mm}$, seçilen kaynak kalınlığı 10 mm.

$$F_k = (100 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 196 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{16434}{75021} \times 23 + 332.2 \times \frac{50}{335.75} \times \frac{1}{196} = 5.29 \text{ kN / cm}^2$$

$$S_x = 25 \times 2 \times 24 = 1200 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{147.21 \times 1200}{75021 \times 2 \times 1} = 1.18 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.29^2 + 1.18^2} = 5.42 \text{ kN / cm}^2$$

b kaynağının tahkiki;

$$\text{Gövde alanı} = 23 \times 1.5 = 34.5 \text{ cm}^2$$

Kaynaklar 40 cm arayla 100 cm boyunda çekilmiştir.

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t_{\min} = 10.5 \text{ mm}$, seçilen kaynak kalınlığı 10 mm.

$$F_k = (100 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 196 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{16434}{75021} \times 0.75 + 332.2 \times \frac{34.5}{335.75} \times \frac{1}{196} = 0.34 \text{ kN / cm}^2$$

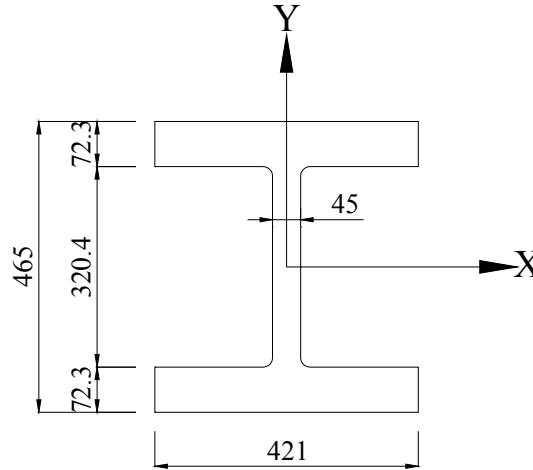
$$S_x = 25 \times 2 \times 24 + 1.5 \times 22.25 \times 11.5 = 1539 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{147.21 \times 1539}{75021 \times 2 \times 1} = 1.51 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.34^2 + 1.51^2} = 1.547 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynak yeterlidir.

HD400X592:



Şekil 4.30 : HD400X492 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 564.84 \text{ kNm}, M_{yy} = 2.58 \text{ kNm}, N = 4431.17 \text{ kN}, V_x = 2.09 \text{ kN},$$

$$V_y = 183.04 \text{ kN}$$

HD400X592 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 754.9 \text{ cm}^2, I_x = 250200 \text{ cm}^4, I_y = 90170 \text{ cm}^4, \omega_x = 10760 \text{ cm}^3,$$

$$\omega_y = 4284 \text{ cm}^3, i_x = 18.2 \text{ cm}, i_y = 10.93 \text{ cm}, l = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{4431.17}{14.4 \times 754.9} = 0.407 > 0.1$$

$$\frac{32.04}{4.5} = 7.12 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{4431.17}{14.4 \times 754.9} \right| \right) = 83.1$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 4431.17 / 754.9 = 5.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 18.2 = 20.88 \rightarrow \omega_x = 1.03$$

$$\sigma_{\phi_{em,x}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 16.56 / 1.03 = 16.07 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 56484 / 10760 = 5.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{110}{56484} \right) + 0.3 \times \left(\frac{110}{56484} \right)^2 = 1.748 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 7.23 \times 42.1 + 4.5 \times (32.04 / 6) = 328.413 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 7.23 \times 42.1^3 / 12 = 44957.62 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{44957.62 / 328.413} = 11.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.7 = 32.48$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.748}{2400}} = 147.82 > 32.48$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 32.48^2}{9 \times 10^7 \times 1.748} \right] \times 2760 = 1789 \text{ kg / cm}^2 = 17.89 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.748}{380 \times \frac{46.5}{328.413}} = 27290 \text{ kg / cm}^2 = 272.29 \text{ kN / cm}^2$$

$$272.29 > 17.89 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{20.88^2} = 19015 \text{ kg / cm}^2 = 190.15 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 10.93 = 34.77$$

$$\sigma_{by} = 258 / 4284 = 0.06 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{34.77^2} = 6857 \text{ kg / cm}^2 = 68.57 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

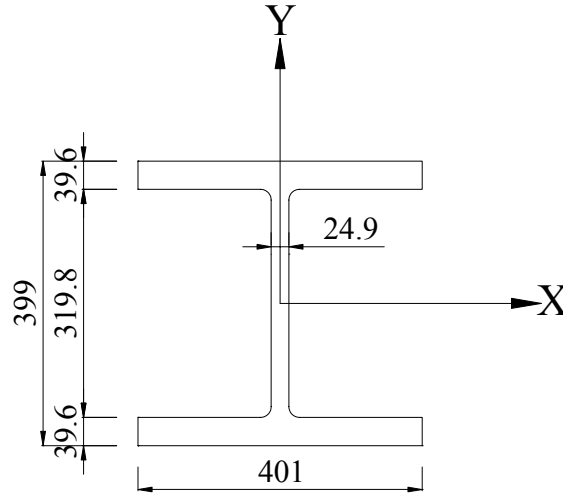
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{5.87}{16.07} = 0.365 \geq 0.15$$

$$\frac{5.87}{16.56} + \frac{5.25}{16.56} + \frac{0.06}{16.56} = 0.675 \leq 1$$

$$\frac{5.87}{16.07} + \frac{0.85 \times 5.25}{\left(1 - \frac{5.87}{190.15}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 0.06}{\left(1 - \frac{5.87}{68.57}\right) \times 16.56} = 0.646 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD400X314:



Şekil 4.31 : HD400X314 Kesiti

+ 17.85 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 13 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 296.32 \text{ kNm}, M_{yy} = 52.27 \text{ kNm}, N = 2581.17 \text{ kN}, V_x = 34.23 \text{ kN},$$

$$V_y = 179.43 \text{ kN}$$

HD400X314 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 399.2 \text{ cm}^2, I_x = 110200 \text{ cm}^4, I_y = 42600 \text{ cm}^4, \omega_x = 5525 \text{ cm}^3, \omega_y = 2125 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 16.62 \text{ cm}, i_y = 10.33 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{2581.17}{14.4 \times 399.2} = 0.449 > 0.1$$

$$\frac{31.98}{2.49} = 12.84 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{2581.17}{14.4 \times 399.2} \right| \right) = 81.06$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 2581.17 / 399.2 = 6.47 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 16.62 = 19.25 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,x}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 29632 / 5525 = 5.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{14870}{29632} \right) + 0.3 \times \left(\frac{14870}{29632} \right)^2 = 2.352 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3.96 \times 40.1 + 2.49 \times (31.98 / 6) = 172.06 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.96 \times 40.1^3 / 12 = 21279 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{21279 / 172.06} = 11.12 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 11.12 = 28.77$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 28.77$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 28.77^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1809 \text{ kg / cm}^2 = 18.09 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{39.9}{172.06}} = 26035 \text{ kg / cm}^2 = 260.35 \text{ kN / cm}^2$$

$$260.35 > 18.09 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{19.25^2} = 22371 \text{ kg/cm}^2 = 223.71 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 10.33 = 30.98$$

$$\sigma_{by} = 5227 / 2125 = 2.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{30.98^2} = 8638 \text{ kg/cm}^2 = 86.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

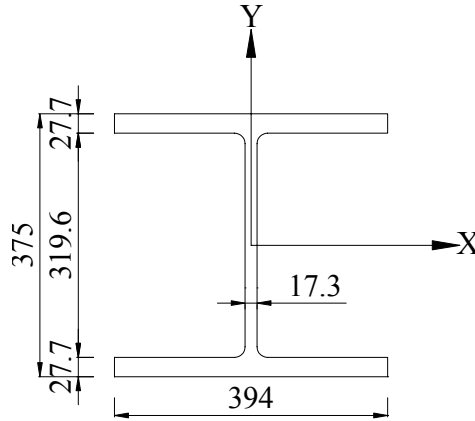
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{6.47}{16.23} = 0.399 \geq 0.15$$

$$\frac{6.47}{16.56} + \frac{5.36}{16.56} + \frac{2.46}{16.56} = 0.863 \leq 1$$

$$\frac{6.47}{16.23} + \frac{0.85 \times 5.36}{\left(1 - \frac{6.47}{223.71}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 2.46}{\left(1 - \frac{6.47}{86.38}\right) \times 16.56} = 0.818 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD400X216:



Şekil 4.32 : HD400X216 Kesiti

+ 24.25 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 13 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 241.46 \text{ kNm}, M_{yy} = 32.27 \text{ kNm}, N = 1672.56 \text{ kN}, V_x = 22.22 \text{ kN},$$

$$V_y = 159.2 \text{ kN}$$

HD400X216 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 275.5 \text{ cm}^2, I_x = 71140 \text{ cm}^4, I_y = 28250 \text{ cm}^4, \omega_x = 3794 \text{ cm}^3, \omega_y = 1434 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 16.07 \text{ cm}, i_y = 10.13 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{1672.56}{14.4 \times 275.5} = 0.422 > 0.1$$

$$\frac{31.96}{1.73} = 18.47 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{1672.56}{14.4 \times 275.5} \right| \right) = 82.39$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 1672.56 / 275.5 = 6.07 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 16.07 = 19.91 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{çem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 24146 / 3794 = 6.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15340}{24146} \right) + 0.3 \times \left(\frac{15340}{24146} \right)^2 = 2.538 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.77 \times 39.4 + 1.73 \times (31.96 / 6) = 118.35 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.77 \times 39.4^3 / 12 = 14118 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{14118 / 118.35} = 10.92 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 10.92 = 29.3$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 29.3$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 29.3^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1808 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 18.08 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{37.5}{118.35}} = 19054 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 190.54 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$190.54 > 18.08 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{19.91^2} = 20913 \text{ kg/cm}^2 = 209.13 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 10.13 = 31.59$$

$$\sigma_{by} = 3227 / 1434 = 2.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{31.59^2} = 8305 \text{ kg/cm}^2 = 83.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

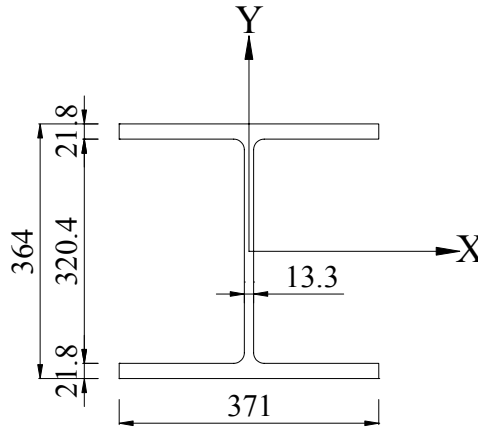
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{6.07}{16.23} = 0.374 \geq 0.15$$

$$\frac{6.07}{16.56} + \frac{6.36}{16.56} + \frac{2.25}{16.56} = 0.886 \leq 1$$

$$\frac{6.07}{16.23} + \frac{0.85 \times 6.36}{\left(1 - \frac{6.07}{209.13}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 2.25}{\left(1 - \frac{6.07}{83.05}\right) \times 16.56} = 0.834 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD360X162:



Şekil 4.33 : HD360X162 Kesiti

+ 33.05 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 15 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 340.22 \text{ kNm}, M_{yy} = 13.25 \text{ kNm}, N = 327.44 \text{ kN}, V_x = 12.17 \text{ kN},$$

$$V_y = 314.43 \text{ kN}$$

HD360X162 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 206.3 \text{ cm}^2, I_x = 51540 \text{ cm}^4, I_y = 18560 \text{ cm}^4, \omega_x = 2832 \text{ cm}^3, \omega_y = 1001 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 15.81 \text{ cm}, i_y = 9.49 \text{ cm}, l = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{327.44}{14.4 \times 206.3} = 0.11 > 0.1$$

$$\frac{32.04}{1.33} = 24 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{327.44}{14.4 \times 206.3} \right| \right) = 97.7$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 327.44 / 206.3 = 1.59 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_x = 240 / 15.81 = 15.18 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\phi_{em,x}} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 34022 / 2832 = 12.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{18800}{32744} \right) + 0.3 \times \left(\frac{18800}{32744} \right)^2 = 2.451 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.18 \times 37.1 + 1.33 \times (32.04 / 6) = 87.98 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.18 \times 37.1^3 / 12 = 9277 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{9277 / 87.98} = 10.27 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 240 / 10.27 = 23.37$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 23.37$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 23.37^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1820 \text{ kg / cm}^2 = 18.2 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{36.4}{87.98}} = 19457 \text{ kg / cm}^2 = 194.57 \text{ kN / cm}^2$$

$$194.57 > 18.2 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{15.18^2} = 35976 \text{ kg/cm}^2 = 359.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_y = 240 / 9.49 = 25.29$$

$$\sigma_{by} = 1325 / 1001 = 1.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{25.29^2} = 12962 \text{ kg/cm}^2 = 129.62 \text{ kN/cm}^2$$

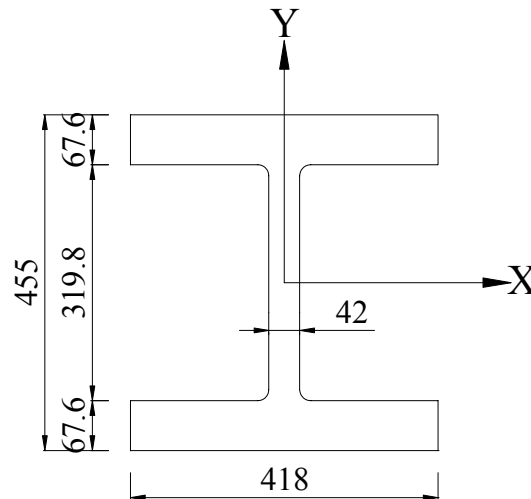
$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1.59}{16.23} = 0.098 \leq 0.15$$

$$\frac{1.59}{16.23} + \frac{12.01}{16.56} + \frac{1.32}{16.56} = 0.903 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD400X551:



Şekil 4.34 : HD400X551 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-F aksındaki kolon YÜK 15 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 411.63 \text{ kNm}, M_{yy} = 0.02 \text{ kNm}, N = 4866.06 \text{ kN}, V_x = 0 \text{ kN},$$

$$V_y = 75.72 \text{ kN}$$

HD400551 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 701.4 \text{ cm}^2, I_x = 226100 \text{ cm}^4, I_y = 82490 \text{ cm}^4, \omega_x = 9939 \text{ cm}^3, \omega_y = 3947 \text{ cm}^3, i_x = 17.95 \text{ cm}, i_y = 10.93 \text{ cm}, l = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{4866.006}{14.4 \times 701.4} = 0.481 > 0.1$$

$$\frac{31.98}{4.2} = 7.61 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{4866.006}{14.4 \times 701.4} \right| \right) = 79.46$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 4886.06 / 701.4 = 6.97 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 17.95 = 21.17 \rightarrow \omega_x = 1.03$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.03 = 16.07 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 41163 / 9918 = 4.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{17840}{41163} \right) + 0.3 \times \left(\frac{17840}{41163} \right)^2 = 1.351 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 6.76 \times 41.8 + 4.2 \times (31.98 / 6) = 304.954 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 6.76 \times 41.8^3 / 12 = 41143 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{41143 / 304.954} = 11.61 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.61 = 32.73$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.351}{2400}} = 129.95 > 32.73$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg} / \text{cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 32.73^2}{9 \times 10^7 \times 1.351} \right] \times 2760 = 1773 \text{ kg/cm}^2 = 17.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.351}{380 \times \frac{45.5}{304.954}} = 20016 \text{ kg/cm}^2 = 200.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$200.16 > 17.73 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{21.17^2} = 18497 \text{ kg/cm}^2 = 184.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 10.93 = 34.76$$

$$\sigma_{by} = 0 / 3947 = 0.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{34.76^2} = 6861 \text{ kg/cm}^2 = 68.61 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

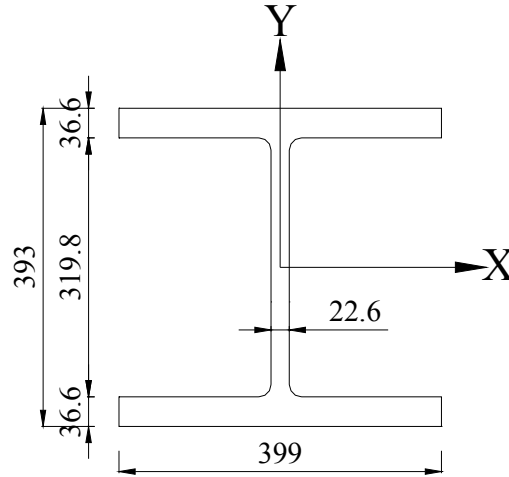
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{6.97}{16.07} = 0.432 \geq 0.15$$

$$\frac{6.97}{16.56} + \frac{4.15}{16.56} + \frac{0.0}{16.56} = 0.672 \leq 1$$

$$\frac{6.97}{16.07} + \frac{0.85 \times 4.15}{\left(1 - \frac{6.97}{184.97}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 0.0}{\left(1 - \frac{6.97}{68.61}\right) \times 16.56} = 0.655 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD400X287:



Şekil 4.35 : HD400X287 Kesiti

+ 14.65 kotu, 2-F aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 261.29 \text{ kNm}, M_{yy} = 0.0 \text{ kNm}, N = 2790.29 \text{ kN}, V_x = 0 \text{ kN},$$

$$V_y = 187.05 \text{ kN}$$

HD400X287 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 366.3 \text{ cm}^2, I_x = 99710 \text{ cm}^4, I_y = 38780 \text{ cm}^4, \omega_x = 5074 \text{ cm}^3, \omega_y = 1944 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 16.50 \text{ cm}, i_y = 10.29 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{2790.29}{14.4 \times 366.3} = 0.528 > 0.1$$

$$\frac{31.98}{2.26} = 14.15 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{2790.29}{14.4 \times 366.3} \right| \right) = 77.14$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 2790.29 / 366.3 = 7.62 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 16.50 = 19.4 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{çem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 26129 / 5074 = 5.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{20260}{26129} \right) + 0.3 \times \left(\frac{20260}{26129} \right)^2 = 2.744 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3.66 \times 49.9 + 2.26 \times (31.98 / 6) = 158.08 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.66 \times 39.9^3 / 12 = 19774 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{19774 / 158.08} = 11.07 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 11.07 = 28.9$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 28.9$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 28.9^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1809 \text{ kg / cm}^2 = 18.09 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{39.3}{158.08}} = 24285 \text{ kg / cm}^2 = 242.85 \text{ kN / cm}^2$$

$$2642.85 > 18.09 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{19.4^2} = 22027 \text{ kg / cm}^2 = 220.27 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 10.29 = 31.01$$

$$\sigma_{by} = 0 / 1944 = 0.0 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{31.01^2} = 8621 \text{ kg / cm}^2 = 86.21 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

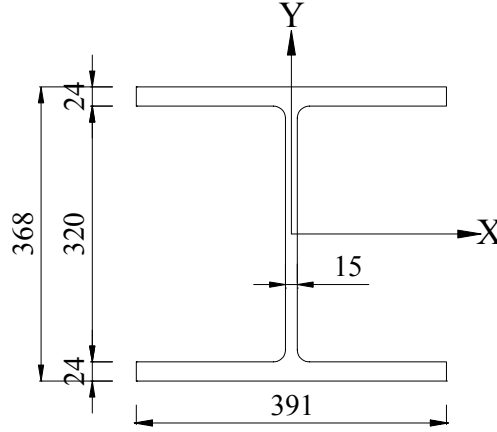
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{7.62}{16.23} = 0.47 \geq 0.15$$

$$\frac{7.62}{16.56} + \frac{5.15}{16.56} + \frac{0}{16.56} = 0.771 \leq 1$$

$$\frac{7.62}{16.23} + \frac{0.85 \times 5.15}{\left(1 - \frac{7.62}{220.27}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 0.0}{\left(1 - \frac{7.62}{86.21}\right) \times 16.56} = 0.743 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD400X187:



Şekil 4.36 : HD400X187 Kesiti

+ 24.25 kotu, 2-I aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 202.79 \text{ kNm}, M_{yy} = 1.6 \text{ kNm}, N = 1594.38 \text{ kN}, V_x = 1.06 \text{ kN},$$

$$V_y = 137.11 \text{ kN}$$

HD400X187 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 237.6 \text{ cm}^2, I_x = 60180 \text{ cm}^4, I_y = 23920 \text{ cm}^4, \omega_x = 3271 \text{ cm}^3, \omega_y = 1224 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 15.91 \text{ cm}, i_y = 10.03 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{1594.38}{14.4 \times 237.6} = 0.466 > 0.1$$

$$\frac{32}{1.5} = 21.33 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{1594.38}{14.4 \times 237.6} \right| \right) = 80.23$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 1594.8 / 237.6 = 6.71 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 15.91 = 20.11 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.02 = 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 20279 / 3271 = 6.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{13720}{20279} \right) + 0.3 \times \left(\frac{13720}{20279} \right)^2 = 2.598 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.4 \times 39.1 + 1.5 \times (32 / 6) = 101.84 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.4 \times 39.1^3 / 12 = 11955 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{11955 / 101.84} = 10.83 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 10.83 = 29.54$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 29.3$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 29.54^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1808 \text{ kg / cm}^2 = 18.08 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{36.8}{101.84}} = 16708 \text{ kg / cm}^2 = 167.08 \text{ kN / cm}^2$$

$$167.08 > 18.08 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{20.11^2} = 20499 \text{ kg/cm}^2 = 204.99 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 10.03 = 31.9$$

$$\sigma_{by} = 1600 / 1224 = 1.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{31.9^2} = 8146 \text{ kg/cm}^2 = 81.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

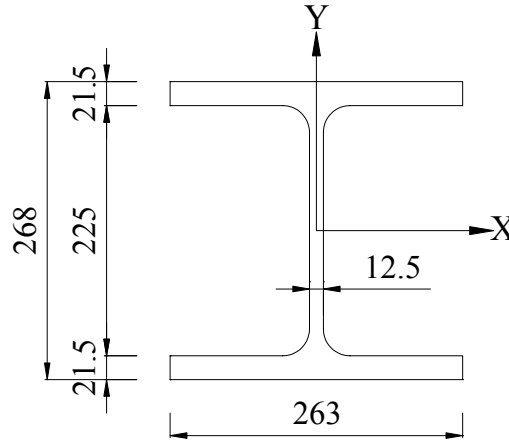
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{6.71}{16.23} = 0.413 \geq 0.15$$

$$\frac{6.71}{16.56} + \frac{6.2}{16.56} + \frac{1.31}{16.56} = 0.859 \leq 1$$

$$\frac{6.71}{16.23} + \frac{0.85 \times 6.2}{\left(1 - \frac{6.71}{204.99}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 1.31}{\left(1 - \frac{6.71}{81.46}\right) \times 16.56} = 0.818 \leq 1$$

Kesit uygundur.

HD260X114:



Şekil 4.37 : HD260X114 Kesiti

+ 30.65 kotu, 2-F aksındaki kolon YÜK 14 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 108.11 \text{ kNm}, M_{yy} = 1.3 \text{ kNm}, N = 755.13 \text{ kN}, V_x = 0.89 \text{ kN},$$

$$V_y = 74.37 \text{ kN}$$

HD260X114 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 145.7 \text{ cm}^2, I_x = 18910 \text{ cm}^4, I_y = 6456 \text{ cm}^4, \omega_x = 1411 \text{ cm}^3, \omega_y = 492.8 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 11.39 \text{ cm}, i_y = 6.66 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{755.13}{14.4 \times 145.7} = 0.359 > 0.1$$

$$\frac{22.5}{1.25} = 18 \leq 1.66 \sqrt{\frac{21000}{24}} \times \left(2.1 - \left| \frac{755.13}{14.4 \times 145.7} \right| \right) = 85.44$$

Kesit kompaktır.

$$\sigma_{eb} = 755.13 / 145.17 = 5.18 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 11.39 = 28.09 \rightarrow \omega_x = 1.08$$

$$\sigma_{\text{çem},x} = 1.15 \times 14.4 = 16.56 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 16.56 / 1.08 = 15.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 10811 / 1411 = 7.66 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{7630}{10811} \right) + 0.3 \times \left(\frac{7630}{10811} \right)^2 = 2.64 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.15 \times 26.3 + 1.25 \times (22.5 / 6) = 82.7325 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.15 \times 26.3^3 / 12 = 3259 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{3259 / 82.7325} = 6.27 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 6.27 = 50.98$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 50.98$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.15 = 2760 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2760 \times 50.98^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 2760 = 1744 \text{ kg / cm}^2 = 17.44 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{26.8}{82.7325}} = 18638 \text{ kg / cm}^2 = 186.38 \text{ kN / cm}^2$$

$$186.38 > 17.44 > 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 16.56 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{28.09^2} = 10506 \text{ kg/cm}^2 = 105.06 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 6.66 = 48.05$$

$$\sigma_{by} = 1300 / 492.8 = 2.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 24 \times 0.6 \times 1.15 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{48.05^2} = 3590 \text{ kg/cm}^2 = 35.9 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{5.18}{15.33} = 0.338 \geq 0.15$$

$$\frac{5.18}{16.56} + \frac{7.66}{16.56} + \frac{2.64}{16.56} = 0.934 \leq 1$$

$$\frac{5.18}{15.33} + \frac{0.85 \times 7.66}{\left(1 - \frac{5.18}{105.06}\right) \times 16.56} + \frac{0.85 \times 2.64}{\left(1 - \frac{5.18}{35.9}\right) \times 16.56} = 0.909 \leq 1$$

Kesit uygundur.

4.5 Temel ve Ankrajların Boyutlandırılması

Yapının oturduğu zeminin emniyet gerilmesi 250 kN/m^2 'dir. Temelin boyutlanması en elverişsiz mesnet tepkilerine göre yapılmıştır. Önce arttırılmış düşey yükler (YUK16) altında Denklem (4.71) ile zımbalama kuvvetine göre temel kalınlığı belirlenmiş, daha sonra Denklem (4.73)'e göre temel boyutu belirlenmiştir.

$$V_{pr} = d \times \gamma \times f_{ctd} \times U_e \quad (4.71a)$$

$$F_a = q \times (b + d) \times (h + d) \quad (4.71b)$$

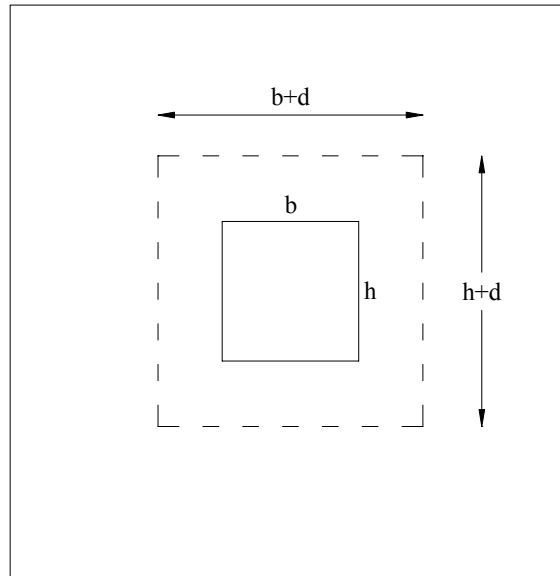
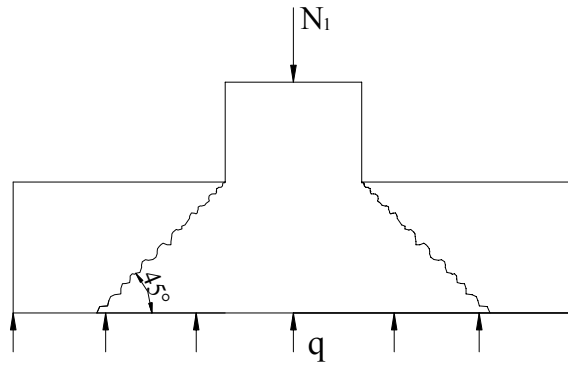
$$V_{pr} + F_a \geq V_{pd} \quad (4.71c)$$

Denklem (4.71)'deki γ Denklem (4.72) ile hesaplanır.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \quad (4.72)$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{\omega} \leq \sigma_{zem} \quad (4.73a)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{\omega} \geq 0.0 \quad (4.73b)$$

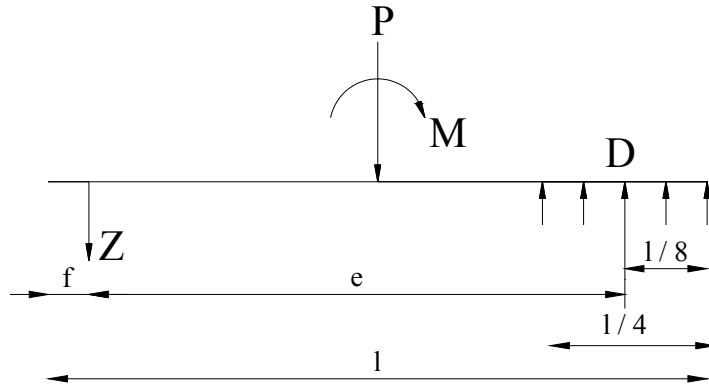


Şekil 4.38 : Zımbalama Bölgesi Özellikleri

Ankraj bulonu olarak 5.6 kalitesinde ankraj bulonu kullanılmıştır. Ankraj bulonu tasarımında elverişsiz olan kuvvet, bulunun düşey eksen yönündeki kopma kuvveti olmuştur. Bu kuvvet Denklem (4.75) ile hesaplanmıştır. (Şekil 4.39). Bulunun betondan sıyrılması daha emniyetli kalmıştır. Taban levhası kalınlığı SAP2000 V8.2.5 ile yapılan model ile elde edilen Von Mises gerilmelerine göre belirlenmiştir. Daha sonra berkitme levhaları boyutlanmış ve birleşimleri hesaplanmıştır. Taban levhasında oluşan gerilmeler Denklem (4.74)'ü sağlamalıdır.

$$\sigma_{vm} < \sigma_a \times 0.75 = 18 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H Yükleme)} \quad (4.74a)$$

$$\sigma_{vm} < \sigma_a \times 0.8 = 19.2 \text{ kN/cm}^2 \text{ (HZ Yükleme)} \quad (4.74b)$$



Şekil 4.39 : Ankastre Kolon Ankraj Kuvvetleri

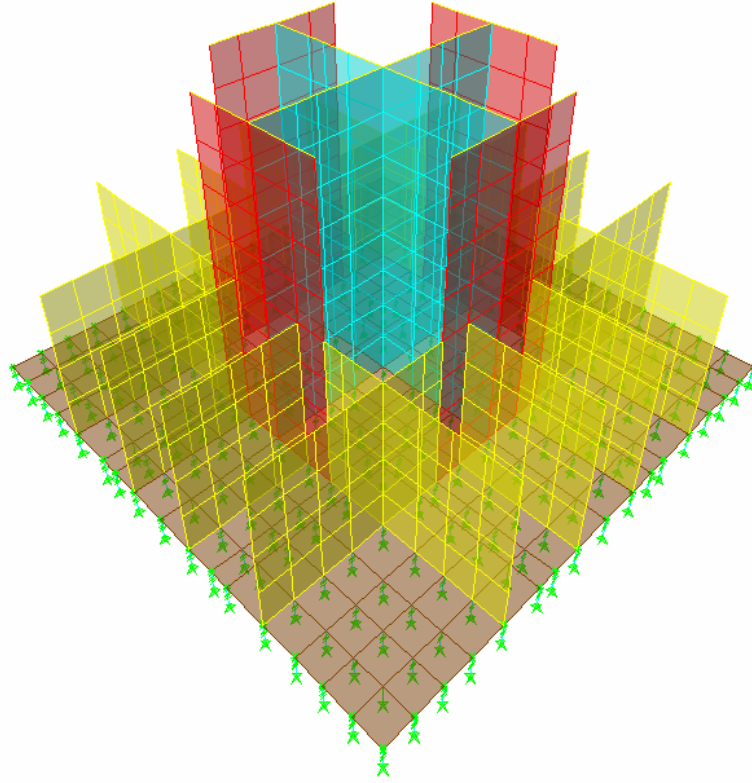
$$Z = \left(M - P \times \frac{1 - 1/4}{2} \right) / e \quad (4.75)$$

$$D = \left(M + P \times \left(\frac{1}{2} - f \right) \right) / e \quad (4.76)$$

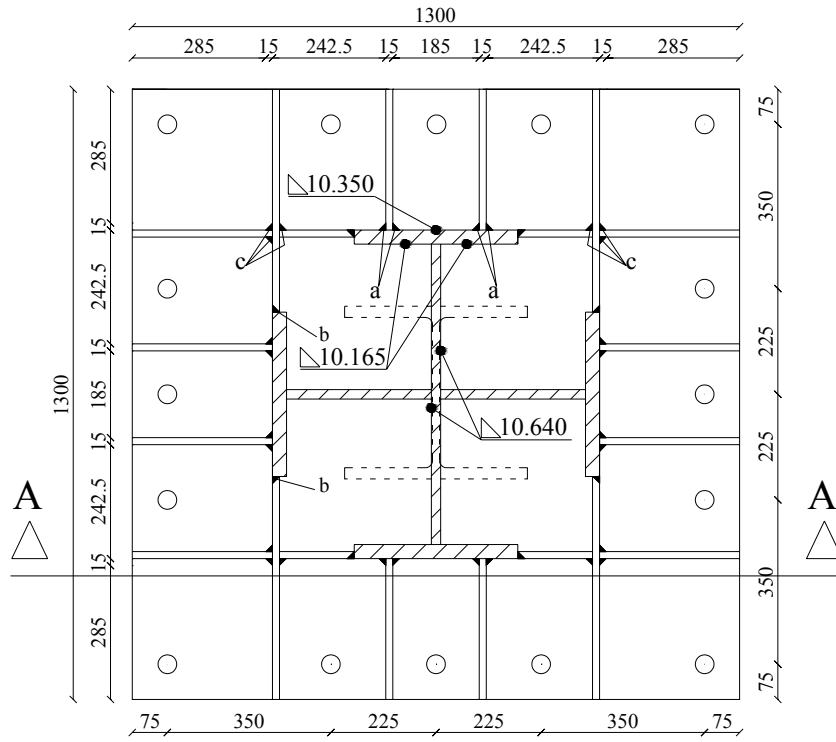
4.5.1 S1 Kolonu Temel ve Ankraj Hesapları

HAC700/30/20 Kolonu:

Ankraj ve taban levhası boyutlamak için elverişsiz mesnet tepkileri YÜK 12 yüklemesinde ve YÜK 14 de oluşmuştur. YÜK 12 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=4211.1 \text{ kN}$, $M_y=351.58 \text{ kNm}$, $V_x=116.1 \text{ kN}$ 'dur. YÜK 15 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=3833.4 \text{ kN}$, $M_x=678.49 \text{ kNm}$, $V_y=251.6 \text{ kN}$ 'dur.



Şekil 4.40 : HAC700/30/20 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli



Şekil 4.41 : HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

$$Z = \left(67849 - 3833.4 \times \frac{130 - 32.5}{2} \right) / 106.25 = -1120.27 \text{ kN}$$

Bulonlara çekme kuvveti gelmemektedir. Gerilmenin düzgün yayılması için 1 sırada 5 adet M30 ankraj bulonu seçilmiştir.

$$D = (67849 + 3833.4 \times (65 - 7.5)) / 106.25 = 2713.12 \text{ kN}$$

$$p = \frac{2713.12}{130/4 \times 130} = 0.642 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

Taban levhası kalınlığı 4 cm seçilmiştir ve taban levhasında oluşan gerilme için SAP 2000 V2.5 ile yapılan çözümleme sonucu Von Misses gerilmesi 16.84 kN/cm^2 olarak hesaplanmıştır. Buna göre, taban levhası kalınlığı 4 cm seçilmiştir.

“a”, “c” köşe ve “b” küt kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “c” kaynak kalınlığı 1 cm, “b” kaynak kalınlığı 1.5 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,c} (50 - 2 \times 1) \times 1 = 48 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,b} (50 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 70.5 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \frac{3833.4}{24} + \frac{67849}{70 \times 6} = 321.27 \text{ kN}$$

$$P_b = \frac{3833.4}{24} = 160 \text{ kN}$$

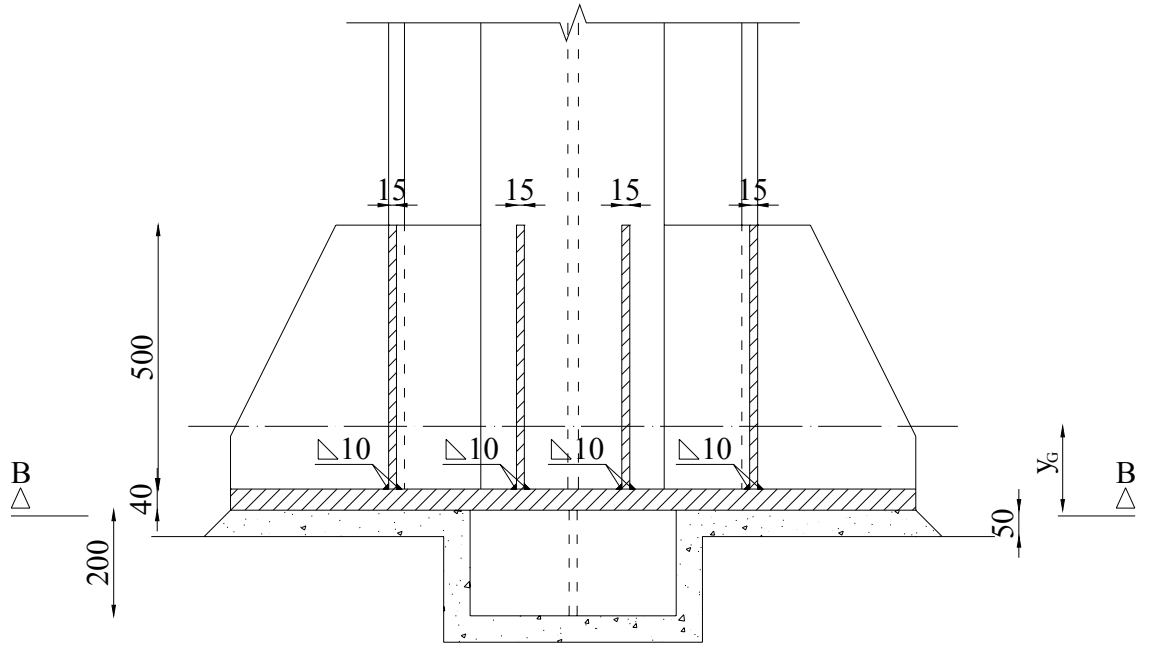
$$\tau_{k,a} = \frac{321.27}{48} = 6.7 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{k,b} = \frac{160}{70.5} = 2.27 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_c = \frac{3833.4}{12} + \frac{67849}{70 \times 6} = 481 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,c} = \frac{481}{48} = 10.02 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 4.42 : HAC700/30/20 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{1.5 \times 50 \times 29 \times 4 + 130 \times 4 \times 2}{1.5 \times 50 \times 4 + 130 \times 4} = 11.88 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{1.5 \times 50^3}{12} + 1.5 \times 50 \times (29 - 11.88)^2 \right) \times 4 + \frac{130 \times 4^3}{12} + 130 \times 4 \times (11.88 - 2)^2$$

$$I_x = 201881 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2713.12 \times \left(\frac{130 - 70}{2} - \frac{130}{8} \right) = 37305.4 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1120.27 \times \left(\frac{130 - 70}{2} - 7.5 \right) = 25206 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{37305.4}{201881} \times (50 + 4 - 11.88) = 7.78 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 130 \times 4 \times (11.88 - 2) = 5137.6 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 2713.12 \text{ kN}$$

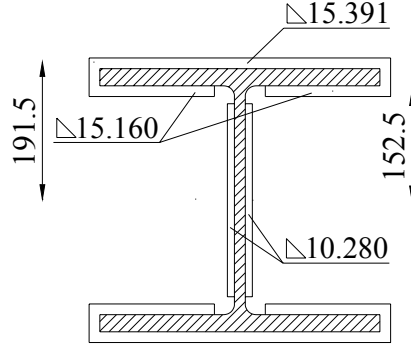
$$\tau = \frac{5137.6 \times 2713.12}{201881 \times 8 \times 1} = 8.63 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 1 cm'dir

$$\tau = 251.5 / (2 \times (64 - 2 \times 1)) = 0.512 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 4.43 : HAC700/30/20 B-B Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda HD400X187 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap;

$$p_y = 251.6 / (39.1 \times 20) = 0.32 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

$$M = 0.32 \times (20 - 5)^2 / 2 = 36 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 36 / 3271 = 0.011 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{1 \times (28 - 2 \times 1)^3}{12} + 39.1 \times 1.5 \times 19.15^2 + 2 \times 1.5 \times 16 \times 15.25^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 68272 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 1 \times 2 \times (28 - 2 \times 1) = 52 \text{ cm}^2$$

$$M = 251.6 \times (20 + 5) / 2 = 3145 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{3145}{68272} \times \left(\frac{36.8}{2} + 1.5 \right) = 0.916 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_k = 251.6 / 52 = 4.84 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.84^2 + 0.916^2} = 4.93 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

X-Yönü için hesap;

$$p_x = 116.1 / (36.8 \times 20) = 0.16 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

$$M = 0.16 \times (20 - 5)^2 / 2 = 18 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 18 / 1224 = 0.015 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = (1.5 \times 39.1^3 / 12 + 2 \times 1.5 \times 16^3 / 12) \times 2 = 16992 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 39.1 \times 1.5 \times 2 + (16 - 1.5) \times 1.5 \times 4 = 204.3 \text{ cm}^2$$

$$M = 116.1 \times (20 + 5) / 2 = 1451.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{1451.25}{16992} \times \frac{(36.8)}{2} = 1.57 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_k = 116.1 / 204.3 = 0.57 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.57^2 + 0.57^2} = 1.67 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

Temel yüksekliğinin belirlenmesi;

YÜK 16 yüklemesine göre $N_1 = 6356.2 \text{ kN}$ 'dur.

Temel için elverişsiz etki YÜK 14 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre, $M_y = 51.27 \text{ kNm}$, $M_x = 568.84 \text{ kNm}$, $N = 4906.8 \text{ kN}$ 'dur.

$$e_x = 51.27 / 4906.8 = 0.0104 \text{ m} > e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

$$e_y = 568.84 / 4906.8 = 0.116 \text{ m} > e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

Temel yüksekliği 80 cm seçilmiştir.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.0104 + 0.116}{\sqrt{2.2 \times 2.2}}} = 0.92$$

$$U_e = ((140 + 80) + (140 + 80)) \times 2 = 880 \text{ cm}$$

$$\text{BS25 için } f_{ctd} = 0.115 \text{ kN / cm}^2$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$V_{pr} = 75 \times 0.92 \times 0.115 \times 880 = 6982.8 \text{ kN}$$

$$F_a = 200 \times 2.2 \times 2.2 = 968 \text{ kN}$$

$$6982.8 + 968 > 6356.2$$

Temel yüksekliği uygundur.

Zemin taşıma gücü kontrolü;

Temel boyutları 5×5 m seçilmiştir.

$$N_s = 4906.8 + 5 \times 5 \times 0.8 \times 25 = 5406.8 \text{ kN}$$

$$\sigma_{x,1} = \frac{5406.8}{5 \times 5} + \frac{51.27 \times 6}{5 \times 5^2} = 218.732 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{x,2} = \frac{5406.8}{5 \times 5} - \frac{51.27 \times 6}{5 \times 5^2} = 213.812 \text{ kN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{y,1} = \frac{5406.8}{5 \times 5} + \frac{568.84 \times 6}{5 \times 5^2} = 243.572 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{y,2} = \frac{5406.8}{5 \times 5} - \frac{568.84 \times 6}{5 \times 5^2} = 188.972 \text{ kN/m}^2 > 0$$

Temel boyutları uygundur.

Temel betonarme hesabı;

Donatı hesabı için elverişsiz etki YÜK 16 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre,

$M_y = 73.75 \text{ kNm}$, $M_x = 79.82 \text{ kNm}$, $N = 6356.2 \text{ kN}$ 'dur.

$$\sigma_1 = \frac{6356.2 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} + \frac{73.75 \times 6}{5 \times 5^2} = 277.78 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{6356.2 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} - \frac{73.75 \times 6}{5 \times 5^2} = 270.7 \text{ kN/m}^2$$

Kolon yüzündeki gerilme;

$$\frac{(277.78 - 270.7)}{5} \times (2.5 + 0.7) + 270.7 = 275.23 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 275.23 \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{2} + (277.78 - 275.23) \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{3} = 448.63 \text{ kNm}$$

Seilen donatı $\Phi 22/15$ (2534mm^2). Pas payı, d' 5 cm dir.

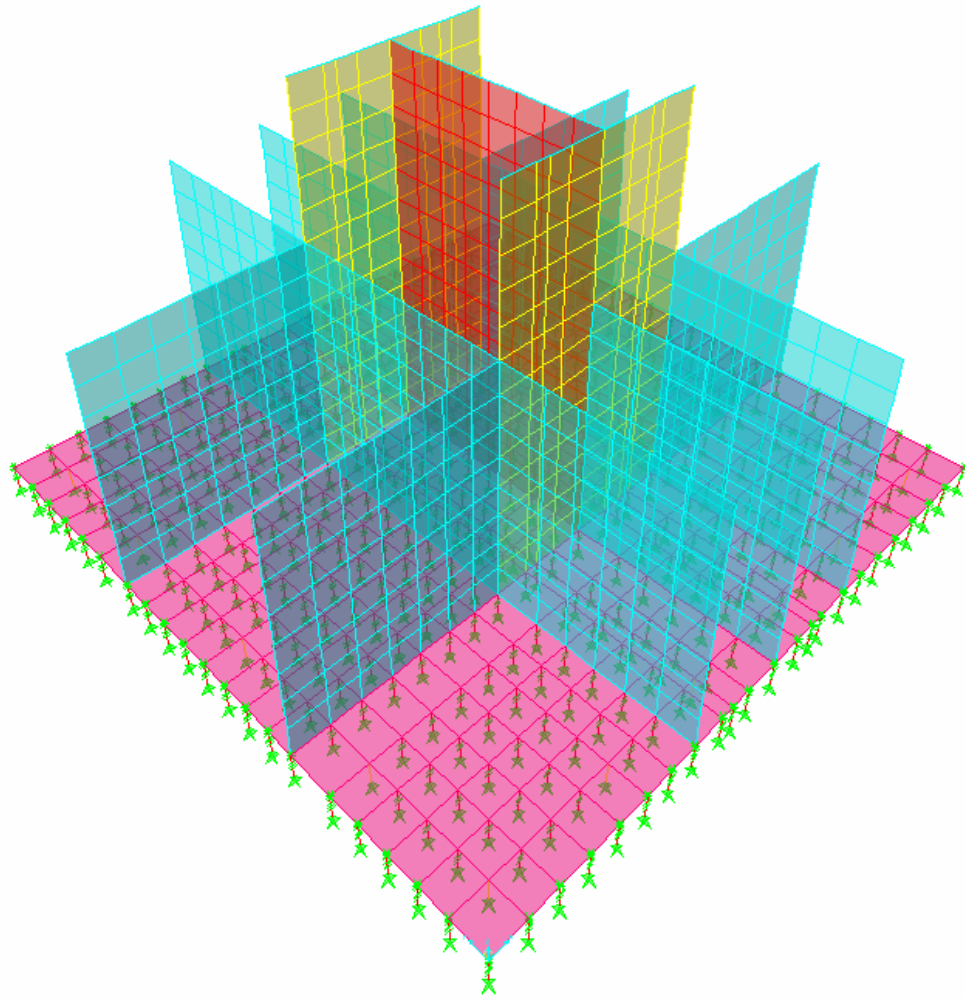
$$K = \frac{1 \times 0.75^2}{448.63} = 125.38 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.86$$

$$A_s = \frac{2.86 \times 448.63}{0.75} = 1710\text{mm}^2 < 2534\text{mm}^2$$

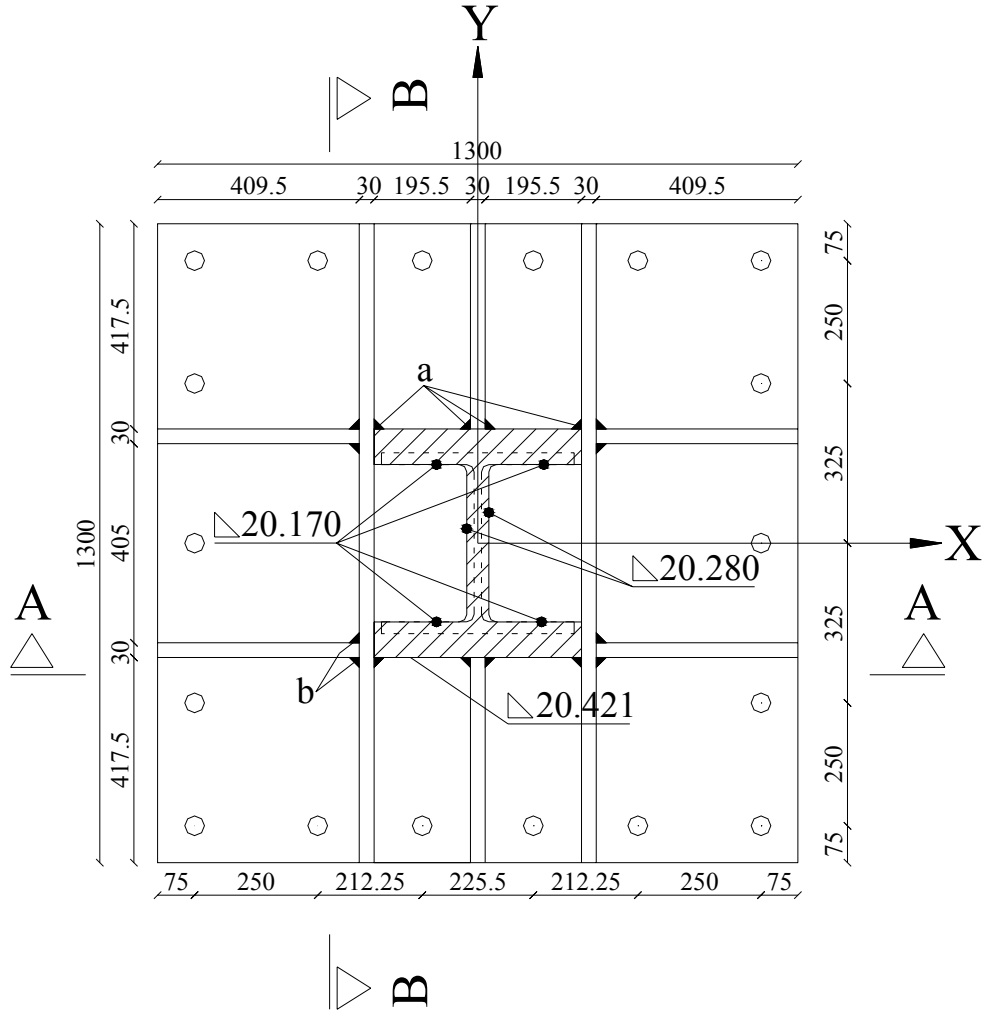
4.5.2 S2 ve S3 Kolonu Temel ve Ankraj Hesapları

HD400X592 Kolonu:

Ankraj ve taban levhası boyutlamak için elverişsiz mesnet tepkileri YÜK 12 yüklemesinde ve YÜK 15 de oluşmuştur. YÜK 12 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=4399.2$ kN, $M_y=120.11$ kNm, $V_x=45.6$ kN'dur. YÜK 15 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=3945.2$ kN, $M_x=605.63$ kNm, $V_y=220$ kN'dur.



Şekil 4.44 : HD400X592 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli



Şekil 4.45 : HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

Y-Yönü

$$Z = \left(60563 - 3945.2 \times \frac{130 - 32.5}{2} \right) / 106.25 = -1240.14 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$Z = \left(12011 - 4399.2 \times \frac{130 - 32.5}{2} \right) / 106.25 = -1905.41 \text{ kN}$$

Bulonlara çekme kuvveti gelmemektedir. Gerilmenin düzgün yayılması için 1 sırada 6 adet M30 ankraj bulonu seçilmiştir.

Y-Yönü

$$D = (60563 + 3945.2 \times (65 - 7.5)) / 106.25 = 2705 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$D = (12011 + 4399.2 \times (65 - 7.5)) / 106.25 = 2494 \text{ kN}$$

$$p = \frac{2705}{130/4 \times 130} = 0.64 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

Taban levhası kalınlığı 5 cm seçilmiştir ve taban levhasında oluşan gerilme için SAP 2000 V2.5 ile yapılan çözümleme sonucu Von Misses gerilmesi 13.78 kN/cm^2 olarak hesaplanmıştır. Buna göre, taban levhası kalınlığı 5 cm seçilmiştir.

“a” ve “b” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “b” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

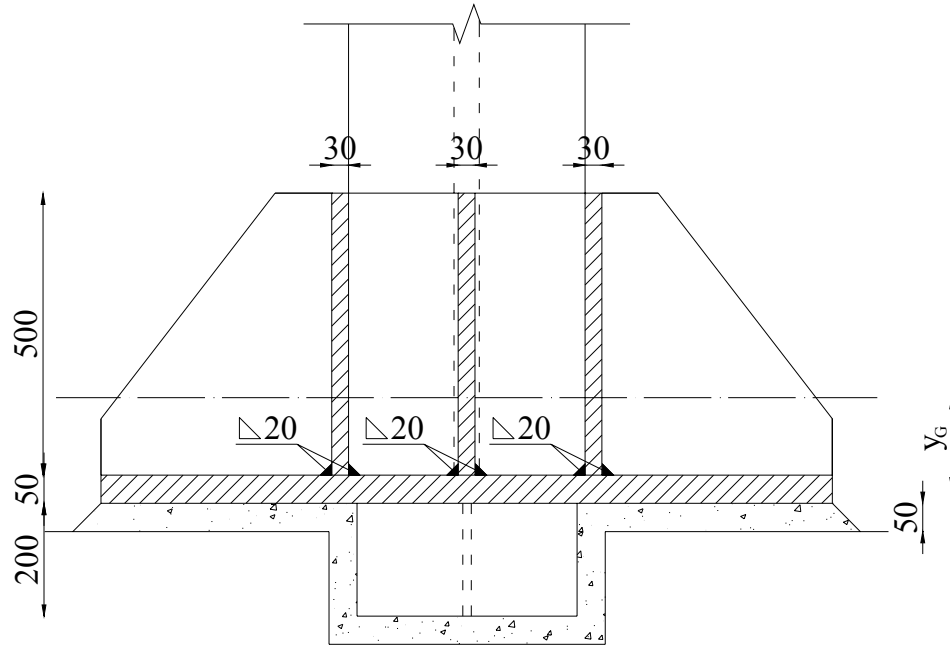
$$P_a = \frac{3945.2}{16} + \frac{60563}{46.5 \times 4} = 572 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{572}{92} = 6.3 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_b = \frac{4399.2}{16} + \frac{12011}{48.1 \times 4} = 337 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \frac{337}{92} = 3.66 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 4.46 : HD400X592 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 130 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 130 \times 5} = 13.75 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 13.75)^2 \right) \times 3 + \frac{130 \times 5^3}{12} + 130 \times 5 \times (13.75 - 2.5)^2$$

$$I_x = 296198 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2705 \times \left(\frac{130 - 46.5}{2} - \frac{130}{8} \right) = 68977.5 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1240.14 \times \left(\frac{130 - 46.5}{2} - 7.5 \right) = 41241.8 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{68977.5}{296198} \times (50 + 5 - 13.75) = 9.6 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 130 \times 5 \times (13.75 - 2.5) = 7312.5 \text{ cm}^3$$

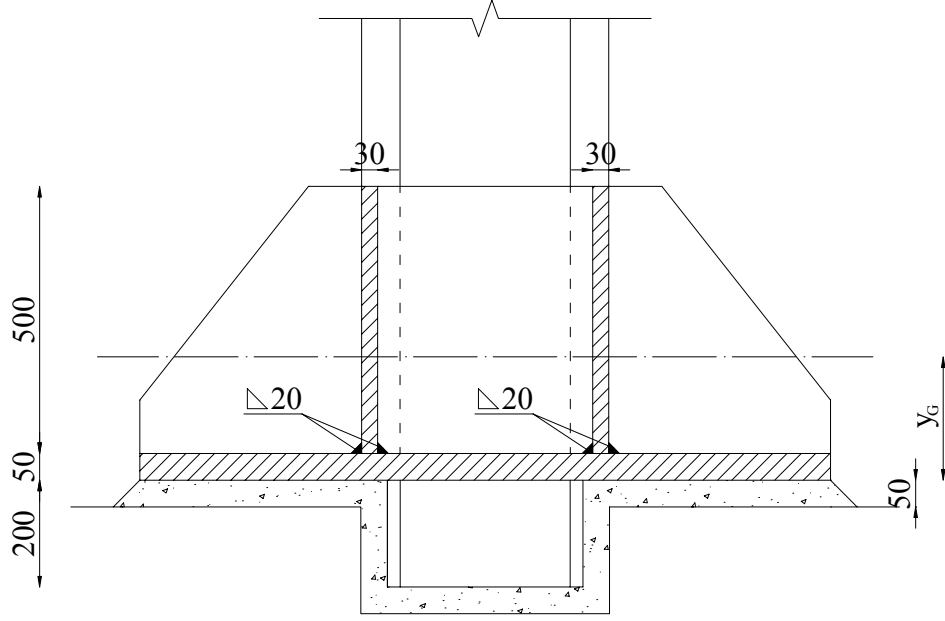
$$Q = D = 2705 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{7312.5 \times 2705}{296198 \times 6 \times 2} = 5.56 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 220 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 2.29 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 4.47 : HD400X592 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 130 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 130 \times 5} = 11.18 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 11.18)^2 \right) \times 2 + \frac{130 \times 5^3}{12} + 130 \times 5 \times (11.18 - 2.5)^2$$

$$I_x = 219085 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2494 \times \left(\frac{130 - 42.1}{2} - \frac{130}{8} \right) = 69084 \text{ kNcm}$$

$$M_z = 1905.41 \times \left(\frac{130 - 42.1}{2} - 7.5 \right) = 69452 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{69452}{219085} \times (50 + 5 - 11.18) = 13.67 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 130 \times 5 \times (11.18 - 2.5) = 5642 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 2494 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{5642 \times 2494}{219086 \times 4 \times 2} = 8.02 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

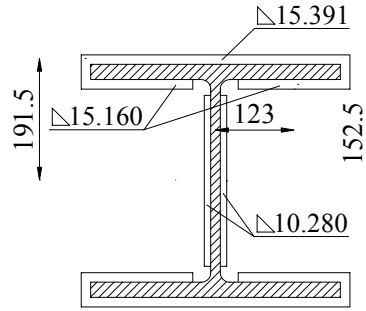
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 45.6 / 256.4 = 0.17 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 4.48 : HD400X592 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda HD400X187 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 220 / (39.1 \times 20) = 0.28 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.28 \times (20 - 5)^2 / 2 = 31.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 31.5 / 3271 = 0.009 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{1 \times (28 - 2 \times 1)^3}{12} + 39.1 \times 1.5 \times 19.15^2 + 2 \times 1.5 \times (16 - 1.5) \times 15.25^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 66179 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 1 \times 2 \times (28 - 2 \times 1) = 52 \text{ cm}^2$$

$$M = 220 \times (20 + 5) / 2 = 2750 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{3150}{66179} \times \left(\frac{36.8}{2} + 1.5 \right) = 0.947 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 220 / 52 = 4.23 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.23^2 + 0.947^2} = 4.33 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 45.6 / (36.8 \times 20) = 0.06 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.06 \times (20 - 5)^2 / 2 = 6.75 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 6.75 / 1224 = 0.005 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{1.5 \times 39.1^3}{12} + 2 \times \left(\frac{1.5 \times (16 - 1.5)^3}{12} + 1.5 \times (16 - 1.5) \times 12.3^2 \right) \right) \times 2 = 29631 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 39.1 \times 1.5 \times 2 + (16 - 1.5) \times 1.5 \times 4 = 204.3 \text{ cm}^2$$

$$M = 45.6 \times (20 + 5) / 2 = 570 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{570}{29631} \times \frac{39.1}{2} = 0.376 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 45.6 / 204.3 = 0.22 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.376^2 + 0.22^2} = 0.435 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

Temel yüksekliğinin belirlenmesi;

YÜK 16 yüklemesine göre $N_1 = 6487.3 \text{ kN}$ 'dur.

Temel için elverişsiz etki YÜK 15 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre, $M_y = 14.24 \text{ kNm}$, $M_x = 442.58 \text{ kNm}$, $N = 4933.4 \text{ kN}$ 'dur.

$$e_x = 14.24 / 4906.8 = 0.0029 \text{ m} < e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

$$e_y = 442.58 / 4906.8 = 0.09 \text{ m} > e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

Temel yüksekliği 80 cm seçilmiştir.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.057 + 0.09}{\sqrt{2.1 \times 2.1}}} = 0.905$$

$$U_e = ((140+80)+(140+80)) \times 2 = 880 \text{ cm}$$

$$\text{BS25 için } f_{ctd} = 0.115 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$V_{pr} = 75 \times 0.905 \times 0.115 \times 880 = 6869 \text{ kN}$$

$$F_a = 200 \times 2.2 \times 2.2 = 968 \text{ kN}$$

$$6869 + 968 > 6487.3$$

Temel yüksekliği uygundur.

Zemin taşıma gücü kontrolü;

Temel boyutları 5×5 m seçilmiştir.

$$N_s = 4933.4 + 5 \times 5 \times 0.8 \times 25 = 5433.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{x,1} = \frac{5433.4}{5 \times 5} + \frac{14.24 \times 6}{5 \times 5^2} = 218.02 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{x,2} = \frac{5433.4}{5 \times 5} - \frac{14.24 \times 6}{5 \times 5^2} = 216.65 \text{ kN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{y,1} = \frac{5433.4}{5 \times 5} + \frac{442.58 \times 6}{5 \times 5^2} = 238.58 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{y,2} = \frac{5406.8}{5 \times 5} - \frac{442.58 \times 6}{5 \times 5^2} = 196.1 \text{ kN/m}^2 > 0$$

Temel boyutları uygundur.

Temel betonarme hesabı;

Donatı hesabı için elverişsiz etki YÜK 16 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre,

$M_y = 3.43 \text{ kNm}$, $M_x = 157.21 \text{ kNm}$, $N = 6487.3 \text{ kN}$ 'dur.

$$\sigma_1 = \frac{6487.3 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} + \frac{157.21 \times 6}{5 \times 5^2} = 287 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{6487.3 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} - \frac{157.21 \times 6}{5 \times 5^2} = 271.94 \text{ kN/m}^2$$

Kolon yüzündeki gerilme;

$$\frac{(287 - 271.94)}{5} \times (2.5 + 0.7) + 271.94 = 281.57 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 281.57 \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{2} + (287 - 281.57) \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{3} = 462 \text{ kNm}$$

Seçilen donatı $\Phi 22/15$ (2534mm²). Pas payı, d' 5 cm dir.

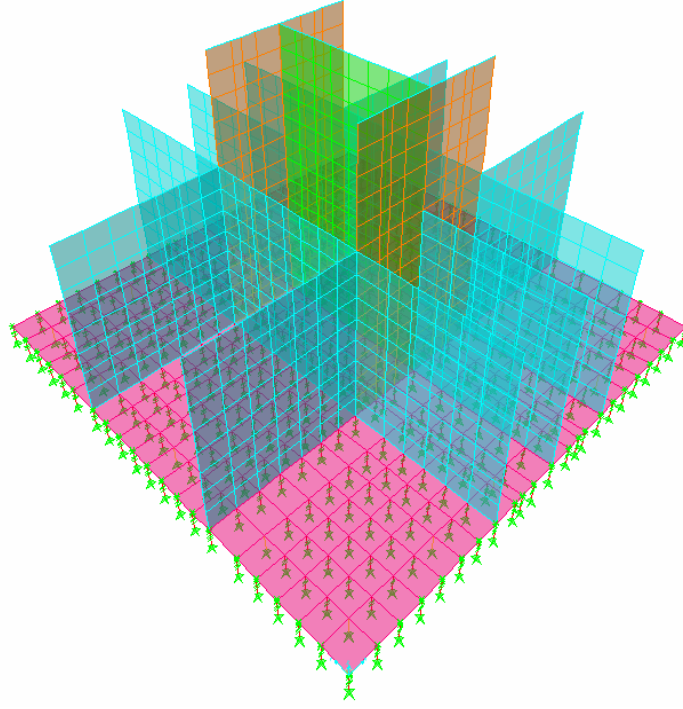
$$K = \frac{1 \times 0.75^2}{462} = 121.75 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.86$$

$$A_s = \frac{2.86 \times 462}{0.75} = 1762 \text{ mm}^2 < 2534 \text{ mm}^2$$

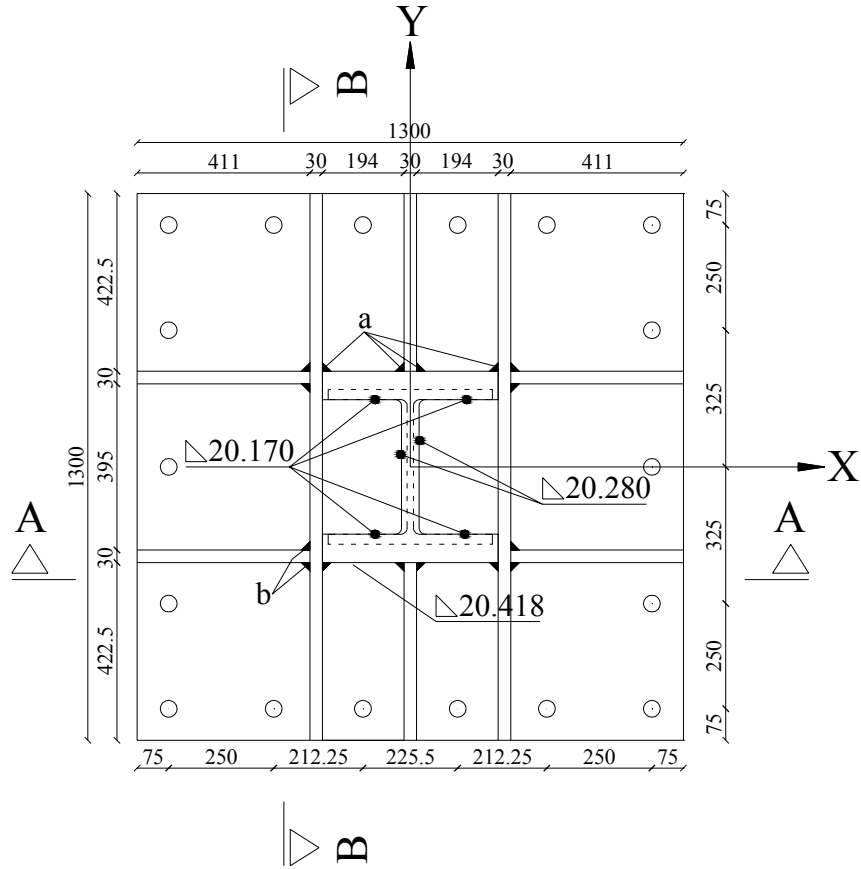
4.5.3 S4 Kolonu Temel ve Ankraj Hesapları

HD400X551 Kolonu:

Ankraj ve taban levhası boyutlamak için elverişsiz mesnet tepkileri YÜK 12 yüklemesinde ve YÜK 15 de oluşmuştur. YÜK 12 yüklemesinde mesnet tepkileri N=4386.6 kN, M_y=88.92 kNm, V_x=24.8 kN'dur. YÜK 15 yüklemesinde mesnet tepkileri N=3918.8 kN, M_x=546.81 kNm, V_y=198 kN'dur.



Şekil 4.49 : HD400X551 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli



Şekil 4.50 : HD400X551 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

Y-Yönü

$$Z = \left(54681 - 3918.8 \times \frac{130 - 32.5}{2} \right) / 106.25 = -1283.4 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$Z = \left(8892 - 4386.6 \times \frac{130 - 32.5}{2} \right) / 106.25 = -1929 \text{ kN}$$

Bulonlara çekme kuvveti gelmemektedir. Gerilmenin düzgün yayılması için 1 sırada 6 adet M30 ankraj bulonu seçilmiştir.

Y-Yönü

$$D = (54681 + 3918.8 \times (65 - 7.5)) / 106.25 = 2635.4 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$D = (8892 + 4386.6 \times (65 - 7.5)) / 106.25 = 2457.6 \text{ kN}$$

$$p = \frac{2635.4}{130 / 4 \times 130} = 0.62 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

Taban levhası kalınlığı 5 cm seçilmiştir ve taban levhasında oluşan gerilme için SAP 2000 V2.5 ile yapılan çözümleme sonucu Von Misses gerilmesi 12.51 kN / cm^2 olarak hesaplanmıştır. Buna göre, taban levhası kalınlığı 5 cm seçilmiştir.

“a” ve “b” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “b” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

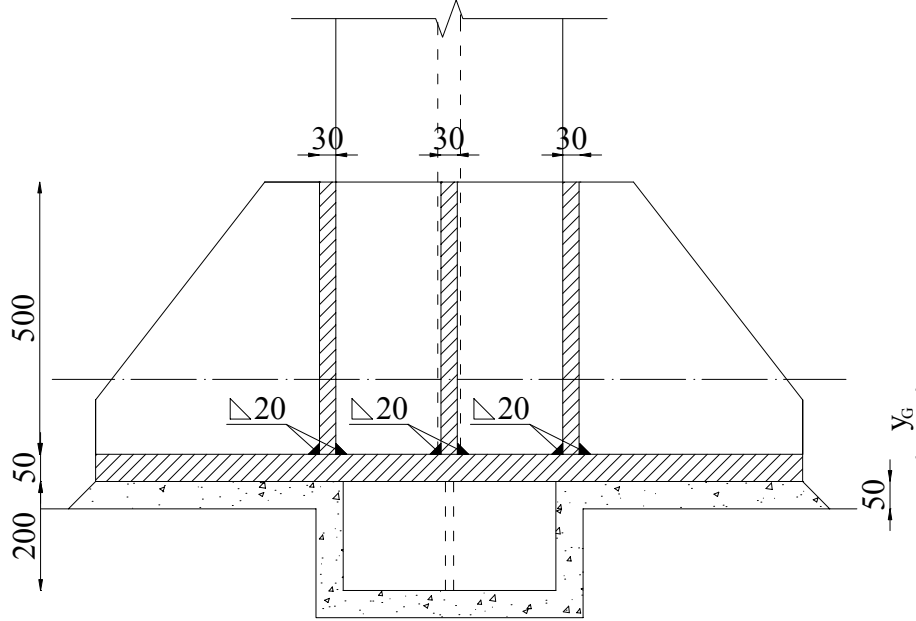
$$P_a = \frac{3918.8}{16} + \frac{54681}{45.5 \times 4} = 545 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{545}{92} = 5.93 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$P_b = \frac{4386.6}{16} + \frac{8892}{47.8 \times 4} = 321 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \frac{321}{92} = 4.49 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 4.51 : HD400X551 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 130 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 130 \times 5} = 13.75 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 13.75)^2 \right) \times 3 + \frac{130 \times 5^3}{12} + 130 \times 5 \times (13.75 - 2.5)^2$$

$$I_x = 296198 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2635.4 \times \left(\frac{130 - 46.5}{2} - \frac{130}{8} \right) = 67202.7 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1283.4 \times \left(\frac{130 - 46.5}{2} - 7.5 \right) = 42680.4 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{67202.7}{296198} \times (50 + 5 - 13.75) = 9.35 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 130 \times 5 \times (13.75 - 2.5) = 7312.5 \text{ cm}^3$$

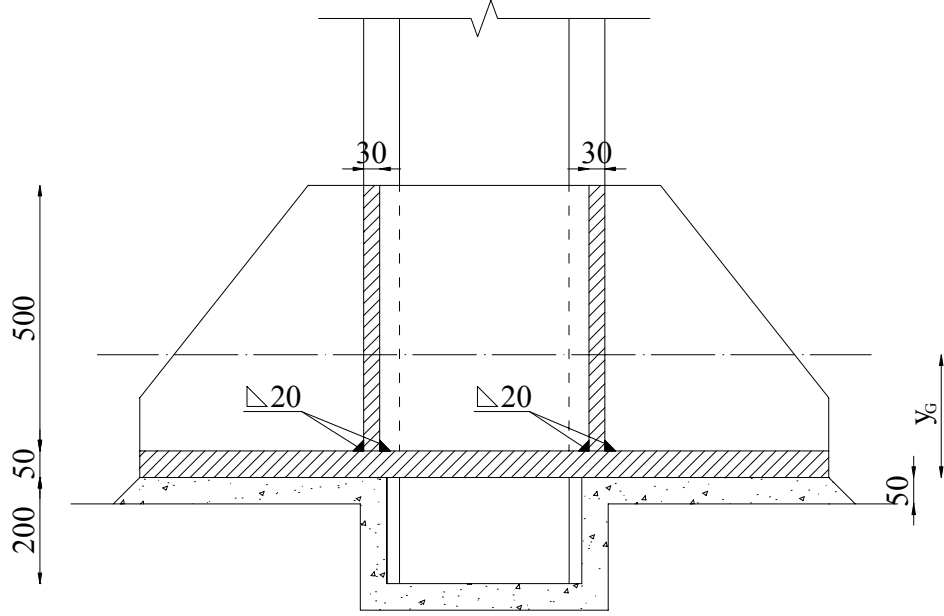
$$Q = D = 2635.4 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{7312.5 \times 2635.4}{296198 \times 6 \times 2} = 5.42 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 198 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 2.06 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 4.52 : HD400X551 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 130 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 130 \times 5} = 11.18 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 11.18)^2 \right) \times 2 + \frac{130 \times 5^3}{12} + 130 \times 5 \times (11.18 - 2.5)^2$$

$$I_x = 219085 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2457.6 \times \left(\frac{130 - 41.8}{2} - \frac{130}{8} \right) = 68444 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1929 \times \left(\frac{130 - 41.8}{2} - 7.5 \right) = 70601.4 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{70601.4}{219085} \times (50 + 5 - 11.18) = 14.12 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 130 \times 5 \times (11.18 - 2.5) = 5642 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 2457.6 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{5642 \times 2457.6}{219086 \times 4 \times 2} = 7.91 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

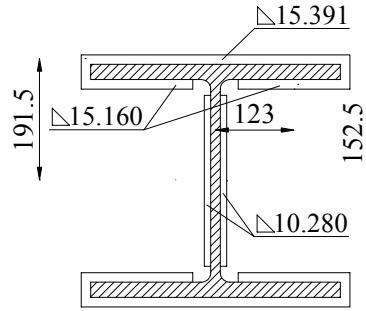
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 24.8 / 256.4 = 0.1 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 4.53 : HD400X551 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda HD400X187 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 198 / (39.1 \times 20) = 0.25 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.25 \times (20 - 5)^2 / 2 = 28.1 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 28.1 / 3271 = 0.009 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{1 \times (28 - 2 \times 1)^3}{12} + 39.1 \times 1.5 \times 19.15^2 + 2 \times 1.5 \times (16 - 1.5) \times 15.25^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 66179 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 1 \times 2 \times (28 - 2 \times 1) = 52 \text{ cm}^2$$

$$M = 198 \times (20 + 5) / 2 = 2475 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{2475}{66179} \times \left(\frac{36.8}{2} + 1.5 \right) = 0.744 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 198 / 52 = 3.8 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.8^2 + 0.744^2} = 3.87 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 24.8 / (36.8 \times 20) = 0.04 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.04 \times (20 - 5)^2 / 2 = 4.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 4.5 / 1224 = 0.004 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{1.5 \times 39.1^3}{12} + 2 \times \left(\frac{1.5 \times (16 - 1.5)^3}{12} + 1.5 \times (16 - 1.5) \times 12.3^2 \right) \right) \times 2 = 29631 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 39.1 \times 1.5 \times 2 + (16 - 1.5) \times 1.5 \times 4 = 204.3 \text{ cm}^2$$

$$M = 24.8 \times (20 + 5) / 2 = 310 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{310}{29631} \times \frac{39.1}{2} = 0.2 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = 24.8 / 204.3 = 0.12 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.2^2 + 0.12^2} = 0.23 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

Temel yükseliğinin belirlenmesi;

YÜK 16 yüklemesine göre $N_1 = 6415.1 \text{ kN}$ 'dur.

Temel için elverişsiz etki YÜK 15 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre,

$M_y = 0 \text{ kNm}$, $M_x = 411.64 \text{ kNm}$, $N = 4885 \text{ kN}$ 'dur.

$$e_x = 0 / 4885 = 0 \text{ m} < e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

$$e_y = 411.64 / 4885 = 0.084 \text{ m} > e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.4 = 0.057$$

Temel yüksekliği 80 cm seçilmiştir.

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.057 + 0.084}{\sqrt{2.2 \times 2.2}}} = 0.912$$

$$U_e = ((140+80)+(140+80)) \times 2 = 880 \text{ cm}$$

$$\text{BS25 için } f_{ctd} = 0.115 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$V_{pr} = 75 \times 0.912 \times 0.115 \times 880 = 6922 \text{ kN}$$

$$F_a = 200 \times 2.2 \times 2.2 = 968 \text{ kN}$$

$$6922 + 968 > 6487.3$$

Temel yüksekliği uygundur.

Zemin taşıma gücü kontrolü;

Temel boyutları 5×5 m seçilmiştir.

$$N_s = 4885 + 5 \times 5 \times 0.8 \times 25 = 5385 \text{ kN}$$

$$\sigma_{x,1} = \frac{5385}{5 \times 5} + \frac{0 \times 6}{5 \times 5^2} = 215.4 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{x,2} = \frac{5385}{5 \times 5} - \frac{0 \times 6}{5 \times 5^2} = 215.4 \text{ kN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{y,1} = \frac{5385}{5 \times 5} + \frac{411.61 \times 6}{5 \times 5^2} = 235.2 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{zem}$$

$$\sigma_{y,2} = \frac{5385}{5 \times 5} - \frac{411.61 \times 6}{5 \times 5^2} = 195.64 \text{ kN/m}^2 > 0$$

Temel boyutları uygundur.

Temel betonarme hesabı;

Donatı hesabı için elverişsiz etki YÜK 16 yüklemesinde oluşmuştur. Buna göre,

$M_y = 0 \text{ kNm}$, $M_x = 98.44 \text{ kNm}$, $N = 6415.1 \text{ kN}$ 'dur.

$$\sigma_1 = \frac{6415 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} + \frac{98.44 \times 6}{5 \times 5^2} = 281.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{6415 + (5 \times 5 \times 0.8 \times 25)}{5 \times 5} - \frac{98.44 \times 6}{5 \times 5^2} = 271.87 \text{ kN/m}^2$$

Kolon yüzündeki gerilme;

$$\frac{(281.32 - 271.87)}{5} \times (2.5 + 0.7) + 271.87 = 277.92 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 277.92 \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{2} + (281.32 - 271.87) \times \frac{(2.5 - 0.7)^2}{3} = 460 \text{ kNm}$$

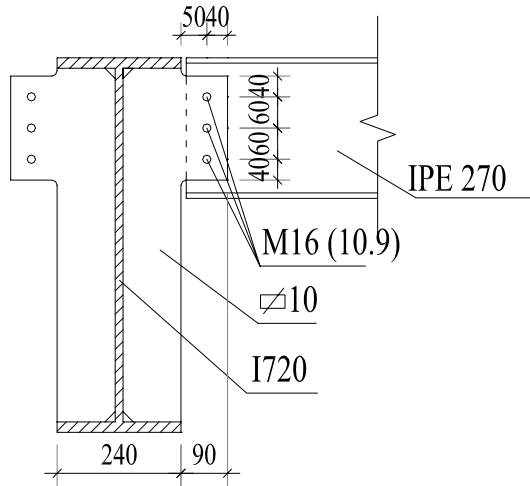
Seçilen donatı $\Phi 22/15$ (2534mm²). Pas payı, d' 5 cm dir.

$$K = \frac{1 \times 0.75^2}{460} = 122.3 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.86$$

$$A_s = \frac{2.86 \times 460}{0.75} = 1754 \text{ mm}^2 < 2534 \text{ mm}^2$$

4.6 Birleşim Hesabı ve Detayları

I720-IPE270 Birleşimi;



Şekil 4.54 : IPE 270-I720 Birleşim Detayı

En elverişsiz iç kuvvetler YÜK 1 yüklemesinde meydana gelmiştir, buna göre;

$$V = 31.6 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{aligned} N_s &= \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 24 = 48.25 \text{ kN} \\ N_L &= 0.66 \times 1.6 \times 32 = 33.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} N_{em} = 33.8 \text{ kN}$$

L1 Levhasında Gerilme Tahkiki;

$$\sigma = \frac{19827 \times 12}{2 \times 87^3} \times \frac{87}{2} = 7.86 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların Tahkiki;

Tarafsız eksenin belirlenmesi,

Tarafsız eksenin yeri, statik momentlerin eşitliğinden belirlenmiştir.

$$\sigma_{a,\text{bulon}} = 0.5 \times 90 = 45 \text{ kN/cm}^2 \text{ (10.9 bulon için)}$$

$$\frac{33 \times s_0^2}{2} = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 4.19 \times 2 \left((37 - s_0) + (50 - s_0) + (63 - s_0) + (76 - s_0) \right)$$

$$s_0 = 16.03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{33 \times 16.03^3}{3} + \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 2 \times 4.19 \times \left((37 - 16.03)^2 + (50 - 16.03)^2 + (63 - 16.03)^2 + (76 - 16.03)^2 \right) = 239000 \text{ cm}^4$$

$$N = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times \frac{19827}{239000} \times (76 - 16.03) \times 4.19 = 65.14 \text{ kN}$$

$$N_0 = 4.19 \times 41 = 171.79 \text{ kN (HZ Yüklemesi)}$$

$$65.14 < 0.7 \times N_0 = 120.25 \text{ kN}$$

Alın levhasında basınç gerilmesi kontrolü;

$$\sigma = \frac{19827}{239000} \times 16.03 = 1.33 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynakların Tahkiki;

$$2 \times 24 \times (80 - 2/2) + 2 \times 1 \times 24 \times 65.5 + 2 \times 10.25 \times 1 \times (54 - 1/2)$$

$$y_G = \frac{+2 \times 10 \times 1 \times (51 - 1/2) + 2 \times 1 \times 49 \times (26.5) + 2 \times 1 \times 10 \times (3 - 1/2) - 1 \times 24 \times 1/2}{2 \times 24 + 25 \times 2 \times 1 + 2 \times 1 \times 10.25 + 4 \times 1 \times 10 + 2 \times 1 \times 49 + 1 \times 24}$$

$$y_G = 42.1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{24 \times 2^3}{12} + 2 \times 24 \times (79 - 42.1)^2 + 2 \times 1 \times 25 \times (65.5 - 42.1)^2 + \frac{1 \times 25^3}{12}$$

$$2 \times 10.25 \times (53.5 - 42.1)^2 + 2 \times 10 \times (50.5 - 42.1)^2 + \frac{1 \times 49^3}{12} + 2 \times 1 \times 49 \times (42.1 - 26.5)^3$$

$$2 \times 10 \times (42.1 - 2.5)^2 + 1 \times 24 \times (42.1 - 0.5)^2$$

$$I = 217813 \text{ cm}^4$$

1 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (42.1 + 0.5) = 3.88 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

5 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (53 + 25 - 42.1) = 3.26 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

3 ve 4 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$F_k^G = 2 \times 1 \times (49 + 25) = 148 \text{ cm}^2$$

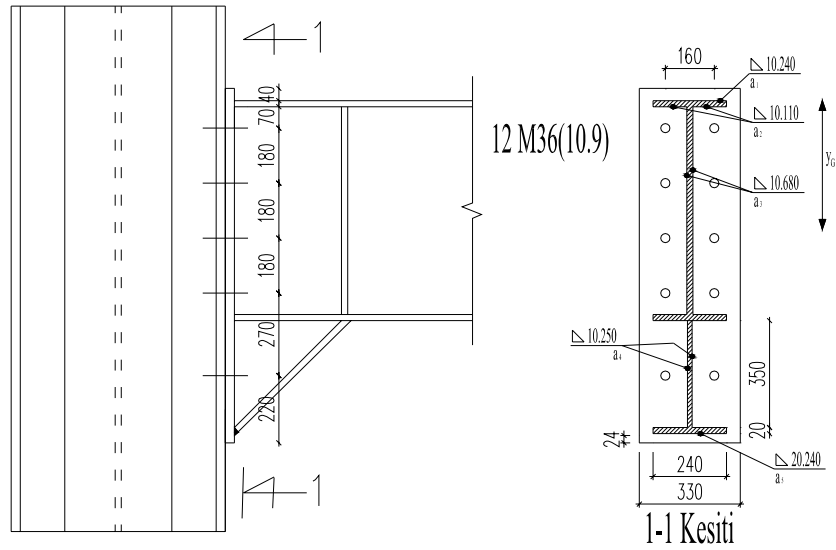
$$\tau_k = \frac{151.7}{148} = 1.03 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (53 + 25 - 42.1 - 2) = 3.08 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

6 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki;

$$\sigma_k = \frac{19827 \times 12}{2 \times 1 \times (87 - 2 \times 1)^3} \times \frac{87 - 2 \times 1}{2} = 8.23 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

HAC700/30/20-I720 Birleşimi;



Şekil 4.56 : HAC700/30/20-I720 Birleşim Detayı

En elverişsiz iç kuvvetler YÜK 15 yüklemesinde meydana gelmiştir, buna göre;

$M = 671.24 \text{ kNm}$, $V = 258.7 \text{ kN}$ (Kiriş Yüzünde)

Bulonların Tahkiki;

Tarafsız eksenin belirlenmesi,

Tarafsız eksenin yeri, statik momentlerin eşitliğinden belirlenmiştir.

$$\sigma_{a,bulon} = 0.5 \times 90 = 45 \text{ kN/cm}^2 \text{ (10.9 bulon için)}$$

$$\frac{33 \times s_0^2}{2} = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 6.36 \times 2 \left((49 - s_0) + (67 - s_0) + (85 - s_0) + (103 - s_0) \right)$$

$$s_0 = 22.67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{33 \times 22.67^3}{3} + \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 2 \times 6.36 \times \left((49 - 22.67)^2 + (67 - 22.67)^2 + (85 - 22.67)^2 + (103 - 22.67)^2 \right) = 644763 \text{ cm}^4$$

$$N = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times \frac{67124}{644763} \times (103 - 22.67) \times 6.36 = 166.2 \text{ kN}$$

$$N_0 = 6.36 \times 41 = 260.76 \text{ kN}$$

$$166.2 < 0.7 \times N_0 = 182.53 \text{ kN (HZ Yüklemesi)}$$

Alın levhasında basınç gerilmesi kontrolü;

$$\sigma = \frac{67124}{644763} \times 22.67 = 2.36 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynakların tahkiki;

$$2 \times 24 \times (109 - 2/2) + 2 \times 1 \times 35 \times 89.5 + 2 \times 10.25 \times 1 \times (73 - 1/2)$$

$$y_G = \frac{+2 \times 10 \times 1 \times (70 - 1/2) + 2 \times 1 \times 68 \times 36 + 2 \times 1 \times 10 \times (3 - 1/2) - 1 \times 24 \times 1/2}{2 \times 24 + 35 \times 2 \times 1 + 2 \times 1 \times 10.25 + 4 \times 1 \times 10 + 2 \times 1 \times 68 + 1 \times 24}$$

$$y_G = 56.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{24 \times 2^3}{12} + 2 \times 24 \times (108 - 56.9)^2 + 2 \times 1 \times 35 \times (89.5 - 56.9)^2 + \frac{1 \times 35^3}{12}$$

$$2 \times 10.25 \times (72.5 - 56.9)^2 + 2 \times 10 \times (69.5 - 56.9)^2 + \frac{1 \times 68^3}{12} + 2 \times 1 \times 68 \times (56.9 - 36)^3$$

$$2 \times 10 \times (56.9 - 2.5)^2 + 1 \times 24 \times (56.9 - 0.5)^2$$

$$I = 443846 \text{ cm}^4$$

1 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{67124}{443846} \times (56.9 + 0.5) = 8.68 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

5 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{67124}{443846} \times (72 + 35 - 56.9) = 7.57 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

3 ve 4 nolu kaynak dikişinde gerilme tahkiki,

$$F_k^G = 2 \times 1 \times (68 + 35) = 206 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{258.7}{206} = 1.26 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{67124}{443846} \times (72 + 35 - 56.9 - 2) = 7.27 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

BÖLÜM 5 DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI GÜÇLENDİRME

Dışmerkezli güçlendirilmiş çerçeveler (DGC) süneklik düzeyi yüksek sistemlerdir. Bu sistemler yüksek elastik rijitliğe sahiptirler, ayrıca deprem gibi çevrimsel yatay yükler altında stabil plastik davranışı ile süneklik ve enerji yutma kapasitesi yüksek olduğu için yapının güçlendirilmesi için bu sistem seçilmiştir. Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemlerin en belirgin ve ayırıcı özelliği güçlendirme elemanın, çapraz elemanının en az bir ucunun, kirişte bağlantı kirişi adı verilen bir parçayı oluşturacak şekilde bağlanmasıdır. Bu bağlantı kirişinin görevi yatay yükler altında plastik kayma deformasyonu yaparak enerji yutmasıdır.

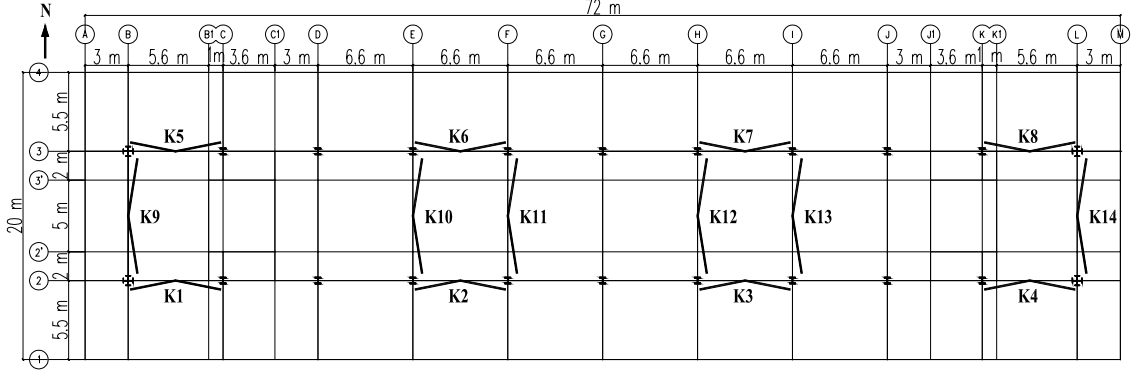
Bu sistemin tasarımında ilk önce plastik davranış bağlantı kirişini üzerinde sınırlandırılır, daha sonra bağlantı kirişi etrafındaki kolon, kiriş, ve çaprazdan oluşan çerçeve sistemini bağlantı kirişinden gelecek maksimum kuvvete göre boyutlandırılır. Böylelikle çerçeve sisteminin davranışını bağlantı kirişi kontrol eder ve bütünlük sağlar. Bu sistemin tasarımı [5] e göre yapılmıştır.

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sisteme depremden dolayı gelen yatay kuvvet hesaplandıktan sonra bağlantı kirişi boyu belirlenmiştir. Daha sonra bağlantı kirişinde oluşan kuvvetler doğrultusunda sırasıyla çerçeve kirişi, güçlendirme elemanı yani çapraz ve en son olarak da kolon boyutlanmıştır.

Yapının uzun doğrultusunda (doğu-batı doğrultusu) 2/B-C, 2/E-F, 2/H-I, 2/K-L, 3/B-C, 3/E-F, 3/H-I, 3/K-L aksları arasında olmak üzere toplam 8 adet ve kısa doğrultusunda (güney-kuzey doğrultusu) B/2-3, E/2-3, F/2-3, H/2-3, I/2-3, L/2-3, aksları arasında olmak üzere toplam 6 adet dışmerkez çaprazlar yapının mimarisini bozmayacak ve kullanım amacına engel olmayacak şekilde yerleştirilmiştir. Çaprazların yerleşimi ve adları Şekil 5.1 de gösterilmiştir.

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve boyutlandırıldıktan sonra, belirlenen kesitler ETABS V4.2.3 programında girilerek eşdeğer deprem yükü ve modal deprem yükü yapıya etkilmiştir. DGC süneklilik düzeyi yüksek sistemler olduğu için R 7

alınmıştır. Diğer taşıyıcı sistem elemanlarında oluşan tesir kuvvetlerine göre güçlendirmeye gerek olan elemanlar, levhalar ile yeni kesitler elde edilerek güçlendirilmiştir. Uygulamada levhalar mevcut profillere fırınlanmış 4 mm çaplı bazik elektrotla çok pasolu kaynakla birleşimi yapılmalıdır. Güçlendirmek için kaynaklanan levhaların kaynak dikişlerinde gerilme kontrol edilmiştir.



Şekil 5.1: Dışmerkez Çapraz Planı

5.1 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Boyutlandırması

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin boyutlanmasında aşağıda belirtilen kontroller ve tahkikler yapılarak boyutlandırılmıştır. Taşıyıcı elemanların plastik yük taşıma kapasitesinin hesabında aşağıda belirtilen denklemlerde bulunan σ_y yerine $R_a \times \sigma_a$ muhtemel akma gerilmesi kullanılmıştır. Yapıda taşıyıcı elemanlarda ve levhaların malzeme kalitesi St-37 kalitesinde yapısal çelik olduğu için St-37 için R_a 1.5'dir.

Öncelikle bağlantı kirişinin boyu belirlenmiştir. Bağlantı kirişinin boyu çerçevenin sünek davranış göstermesinde önemli rol oynar. Kısa bağlantı kirişleri daha fazla enerji yutma kapasitesine sahip olduğu için tercih edilir ve yapıda kısa bağlantı kirişi seçilmiştir. Buna göre bağlantı kirişi uzunluğu Denklem (5.1)'e göre tayin edilmiştir.

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (5.1)$$

Seçilen bağlantı kirişin başlıkları Denklem (5.2) deki şartı sağlamalıdır. [9]

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 0.31 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (5.2)$$

Kısa uzunlukta, yani Denklem(5.1)'deki şartı sağlayan bağlantı kirişlerinde dönme deformasyonu 0.09 radyanda, yani 5.15 derecede sınırlandırılmıştır. [7]

Bağlantı kirişine etkiyen bileşik yüklerin incelenmesi gerekir. Bağ kirişinde eksenel kuvvet kesitin moment kapasitesini azaltacağından akmanın kesme kuvveti altında değil eğilme nedeniyle gelip gelmeyeceği Denklem (5.3) ile kontrol edilmiştir. [7]

$$\frac{N}{2A_b} + \frac{M}{W_{p,b}} < \sigma_y \quad (5.3)$$

Denklem (5.3) deki A_b , Denklem (5.4) ile; W_p , Denklem (5.5) ile; M , Denklem (5.6) ile hesaplanır.

$$A_b = t_f \times b_f \quad (5.4)$$

$$W_{p,b} = (h - t_f) \times b_f \times t_f \quad (5.5)$$

$$M = M_{lu} = \frac{V_{lu} \times e}{2} \quad (5.6)$$

Bu kontroldeki düşünce bağlantı kirişlerinin boyutlamasında bağlantı kirişi gövdesinin kesme kuvvetini, başlıklarında eksenel yük eğilme momentini karşılamasıdır. Böylece bağlantı kirişinin enkesitine etkiyen kesme kuvveti nedeniyle tamamen akmaya geçmesi halinde, eşdeğer bir eğilme dayanımı amaçlanır.

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelerde bağlantı kirişinin taşıma gücü, dolayısıyla “Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Mukavemeti”, bağlantı kirişi dışındaki taşıyıcı elemanlar için gerekli minimum dayanımlar öngörülür. Bunlara ilerde değinilecektir. Bağlantı kirişinin dayanımı “ $V_{\text{kontrol eden dayanım}}$ ” Denklem (5.7) ve (5.8) hesaplanan kesme kuvvetlerinden en küçük olanıdır. [9]

$$V_p = 0.55 \times \sigma_y \times d \times t_w \quad (5.7)$$

$$V_{tp} = \frac{2 \times M_{tp}}{e} \quad (5.8)$$

Denklem (5.8) deki M_{tp} Denklem (5.9) ile hesaplanmıştır.

$$M_{ip} = W_p \times (\sigma_y - \sigma_a) \quad (5.9)$$

Denklem (5.9) deki σ_a bağlantı kirişi kesitine etkiyen eksenel gerilmedir. W_p Denklem (5.10) ile hesaplanmıştır.

$$M_p = \int_F \sigma_y \times y \times dx dy = \sigma_y \int_F y \times dx dy = \sigma_y \times 2 \times S_x \quad (5.10)$$

Bağlantı kirişi gövdesi tek parça olmalı ve gövde düzleminde takviye levhası içermemelidir. Bu bağlamda güçlendirilmesi gereken bağlantı kirişlerinde takviye kirişin altına levha kaynatarak yapılmıştır. Yatay yükten dolayı oluşan gövde makaslama kuvveti $0.8 \times V_{\text{kontrol eden dayanım}}$ değerini aşmayacak şekilde bağlantı kirişi boyutlandırılmıştır.

Bağlantı kirişleri, çapraz elemanları ile birleştiği uçlarında, gövde yüksekliğince, gövdenin her iki tarafına konan gövde takviye elemanları ile berkitilmiştir. Kaliforniya'daki Berkeley Üniversitesi'nde yapılan deneyler sonucu berkitilmemiş bağlantı kirişleri tekrarlı yüklemelerde gövdenin buruşmasından dolayı yük taşıma kapasitesinde azalmalar gözlenmiştir. Her bir takviye levhalarının genişliği en az Denklem (5.11) ile hesaplanmıştır. Takviye levhalarının en küçük kalınlığı Denklem (5.12) ile hesaplanmıştır. Takviye levhaları arası mesafe "a" kısa bağlantı kirişleri için Denklem (5.13) ile hesaplanmıştır. [7]

$$b_{GT} = \frac{b_f - 2 \times t_w}{2} \quad (5.11)$$

$$t_{GT} = 0.75 \times t_w \quad (5.12)$$

$$a = C_B \times t_w - \frac{d}{5} \quad (5.13)$$

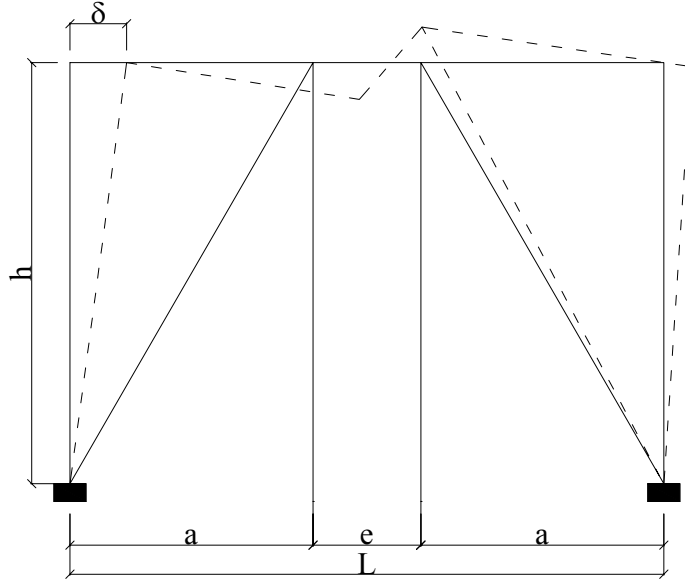
Denklem (5.13) deki C_B katsayısı bağlantı kirişinde oluşan dönmeye bağlı bir katsayıdır.

Gövde takviye levhalarını bağlayan kirişi gövdesine birleştiren köşe kaynakları Denklem (5.14) ile hesaplanan kuvveti, bağlantı kirişi başlıklarına birleştiren köşe kaynakları da Denklem (5.15) ile hesaplanan kuvveti taşıyabilecek şekilde hesaplanmıştır.

$$F_{GT,g} = A_{st} \times \sigma_y \quad (5.14)$$

$$F_{GT,b} = A_{st} \times \frac{\sigma_y}{4} \quad (5.15)$$

Denklem (5.14) ve (5.15) deki A_{st} gövde takviye levhası kesit alanıdır.



Şekil 5.2 : DGÇ'nin Yatay Yük Altında Şekil Değiştirmesi

Bağlantı kirişindeki dönme kontrolü Denklem (5.16) ya göre yapılmıştır.

$$\theta = \frac{\delta}{h} \left(1 + \frac{2 \times a}{e} \right) < 0.09 \text{ radyan} \quad (5.16)$$

Çerçeve kirişi, bağlantı kirişini kontrol eden mukavemete karşı gelen kuvvetlerin, en az 1.5 katına eşit eksenel yük veya M_{rp} azaltılmış eğilme moment kapasitesine sahip olacak şekilde boyutlanmıştır. Çerçeve kirişini kontrol eden moment, $\overline{M}_p$, Denklem (5.17) hesaplanmıştır. Bu moment Denklem (5.18a) ile kirişin payına düşen kısmı, $M_{bu, \text{kiriş}}$, hesaplanmıştır. Denklem (5.18a) ile hesaplanan moment, $M_{rp, \text{kiriş}}$ 'den küçük olması tahkiki yapılmıştır. $M_{rp, \text{kiriş}}$ Denklem (5.19) ile hesaplanmıştır.

$$\overline{M}_p = \frac{1.5 \times V_p \times e}{2} \quad (5.17)$$

$$\overline{M}_{p, \text{ kiriş}} = M_{\text{bu, kiriş}} = \frac{I_{\text{kiriş}}}{I_{\text{kiriş}} + I_{\text{çapraz}}} \quad (5.18a)$$

$$\overline{M}_{p, \text{ çapraz}} = M_{\text{bu, çapraz}} = \frac{I_{\text{çapraz}}}{I_{\text{kiriş}} + I_{\text{çapraz}}} \quad (5.18b)$$

$$M_{\text{rp, kiriş}} = W_{p, \text{ kiriş}} \times \left(\sigma_y - \omega \times \frac{N_{\text{kiriş}}}{A_{\text{kiriş}}} \right) \quad (5.19)$$

Denklem (5.19) daki $N_{\text{kiriş}}$ Denklem (5.20) ile hesaplanmıştır.

$$N_{\text{kiriş}} = F = \sum \left(\frac{F_i}{2} \right) + \frac{F_x}{2} \quad (5.20)$$

Çerçeve kirişi gövdesi TS 4561 Madde 2.5.4.2, belirtilen şekilde Denklem (5.21), ve (5.22)'e göre sınırlandırılmıştır.

$$\frac{N}{N_p} > 0.27 \text{ ise; } \frac{d_g}{t_g} \leq 43 \sqrt{\frac{2531}{\sigma_a}} \quad (5.21)$$

$$\frac{N}{N_p} < 0.27 \text{ ise; } \frac{d_g}{t_g} \leq \left(70 - 100 \frac{N}{N_p} \right) \times \sqrt{\frac{2531}{\sigma_a}} \quad (5.22)$$

Denklem (5.22) deki N_p Denklem (5.23) ile hesaplanmıştır.

$$N_p = R_a \times \sigma_y \times A \quad (5.23)$$

Çerçeve ve bağlantı kirişlerinin alt ve üst başlıkları, bağlantı kirişleri uçlarından Denklem (5.24) ile hesaplanan uzunluğu geçmeyen aralıklarla kiriş düzlemi dışına harekete karşı tutulmuştur.

$$l \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \times b_f \quad (5.24)$$

Denklem (5.24) deki l Denklem (5.25) ile hesaplanmıştır.

$$l \leq \frac{L - e}{2} \quad (5.25)$$

Güçlendirilen çerçeve kirişine eklenen levhalarında kaynaklarında oluşan gerilme tahkiki moment ve normal kuvvet altında Denklem (5.26)'e göre yapılmıştır.

$$\sigma_k = \frac{M}{I_x} \times c + \frac{N}{A_k} \leq \sigma_{kem} \quad (5.26)$$

Denklem (5.26) de belirtilen c, kaynağın kesitin ağırlık merkezine olan uzaklığıdır.

Çerçeve kirişinde olduğu gibi çapraz elemanlarda da, çapraz elamanı, bağlantı kirişini kontrol eden mukavemete karşı gelen kuvvetlerin, en az 1.5 katına eşit eksenel yük veya M_{rp} azaltılmış eğilme moment kapasitesine sahip olacak şekilde boyutlanmıştır. Güçlendirme elemanını kontrol eden moment, $\bar{M}_p$, Denklem (5.17) ile, normal kuvvet, $N_{bu, \text{çapraz}}$, ise Denklem (5.27) ile hesaplanmıştır. Bu moment Denklem (5.18b) ile çaprazın payına düşen kısmı, $M_{bu, \text{çapraz}}$, hesaplanmıştır. Denklem (5.18b) ile hesaplanan moment, $M_{rp, \text{çapraz}}$ 'dan küçük olması tahkiki yapılmıştır.

$$N_{bu, \text{çapraz}} = \frac{1.5 \times V_p \times L_{\text{çapraz}}}{H} \quad (5.27)$$

Kolonlar dışmerkez çaprazlı çerçeve mukavemetinin 1.25 katı değerinde elastik kalacak şekilde boyutlandırılmıştır. Kolonu kontrol eden normal kuvvet Denklem (5.28) ile, moment ise Denklem (5.29) ile hesaplanmıştır.

$$(N_{bu, \text{kolon}})_i = 1.25 \times \sum_{i=1}^{10} (V_p)_i + N_{GQ} \quad (5.28)$$

$$M_{bu, \text{kolon}} = 1.25 \times M_E + M_{GQ} \quad (5.29)$$

Denklem (5.28) deki N_{GQ} YÜK 1 yüklemesinden elde edilen normal kuvvettir. Denklem (5.29) deki M_E dışmerkez çaprazlı çerçeve depremten dolayı gelen yatay kuvvetin ektirilmesiyle elde edilen eğilme momenttir, M_{GQ} , ise YÜK 1 yüklemesinden elde edilen eğilme momentidir.

Güçlendirilen yeni kolon kesitlerinde gerilme tahkiki 4.4 Kolonların Boyutlaması bölümünde anlatıldığı gibi yapılmıştır. Daha sonra güçlendirmek için kaynaklanan levhaların kaynak dikişlerinde gerilme kontrolü yapılmıştır.

Çerçeve kirişi, çapraz ve kolonların bağlantı kirşini kontrol eden kuvvetten daha büyük bir kuvvete göre boyutlanmasının sebebi, bağlantı kirişinin daha zayıf olmasını sağlayıp plastik mafsallın bağlantı kirişinde oluşmasını sağlayarak bağlantı kirişinin enerji yutmasıdır. [7]

5.1.1 Deprem Yüklerinin Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelere Dağıtılması

A.B.Y.Y.H.Y'97 de Madde 6.7.1 de tariflenen yapının temel seviyesine etkiyen taban kesme kuvveti Eşdeğer Deprem Yöntemine göre Denklem (5.30) ile hesaplanmıştır.

$$V_t = \frac{A_0 \times I \times S(T) \times W}{R_a(T)} > 0.10 \times A_0 \times I \times W \quad (5.30)$$

Denklem (5.30) daki W, kat ağırlığı, Denklem (5.31) ile, S(T) Denklem (5.32) ile hesaplanmıştır. Denklem (5.31) de belirtilen n, hareketli yük katılım katsayısı, bina türü yapılar için 0.3 olarak hesaplarda kullanılmıştır. Her katın ağırlığı ETABS V4.2.3 programından alınmış ve Tablo 5.1 de gösterilmiştir.

$$W = G + n \times Q \quad (5.31)$$

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (5.32a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (5.32b)$$

$$S(T) = 2.5 \times \left(\frac{T}{T_B} \right)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (5.32b)$$

Yapının bulunduğu zemin Z4 türü zemin olduğu için T_A , 0.20 sn, T_B , 0.9 sn dir.

Denklem (5.30) de belirtilen A_0 , etkin yer ivmesi katsayısı, 1. derece deprem bölgesi için 0.4g; I, bina önem katsayısı bina türü yapı için 1.0; $R_a(T)$ süneklilik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçeveler için 7 olarak hesaplarda kullanılmıştır.

Denklem (5.30) ile hesaplanan Eşdeğer Deprem Yüğü Denklem (5.33) ile katlara dağıtılmıştır. Denklem (5.33) deki ΔF_N , yüksekliği 25 m den büyük olan yapılan için en üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem yüğü, Denklem (5.34) ile hesaplanmıştır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{W_i \times H_i}{\sum_{j=1}^N W_j \times H_j} \quad (5.33)$$

$$\Delta F_N = 0.07 \times T_1 \times V_t \quad (5.34)$$

Yapı dışmerkez çaprazlarla güçlendirildiği zaman yapın her iki yön için periyodu T_A ile T_B arasında kalacağı kabul edilmiş, ve tüm kesitler belirlendikten sonra bu kabulün doğru olduğu görülmüştür. T_1 0.691 sn bulunmuştur. ETABS V4.2.3 den alınan yapının toplam ağırlığı 79831.9 kN'dur. Yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti Denklem (5.30)'a göre

$$V_t = \frac{0.4 \times 1 \times 2.5 \times 79831.9}{7} = 11404.5 \text{ ton olarak bulunmuştur. Ek eşdeğer deprem}$$

yüğü Denklem (5.34)'ye göre $\Delta F_N = 0.07 \times 0.86 \times 1140.45 = 68.65 \text{ ton}$ olarak bulunmuştur.

Tablo 5.1 : Yapıya Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğünün Katlara Dağılımı

Kat No	H_i	W_i	$W_i \times H_i$	$\frac{W_i \times H_i}{\sum_{j=1}^N W_j \times H_j}$	F_i (kN)	V_i (kN)
+33.05	33.05	6321	208909	0.1396	2182.7	-
+30.65	30.65	7932.6	243134	0.1624	1740.6	2182.7
+27.45	27.45	7992.7	219400	0.1466	1571.25	3923.3
+24.25	24.25	7997.1	193930	0.1296	1389	5494.55
+21.05	21.05	8070.9	169892	0.1135	1216.5	6883.55
+17.85	17.85	8109.8	144760	0.0967	1036.4	8100.05
+14.65	14.65	8109.8	118809	0.0794	851	9136.45
+11.45	11.45	8292.5	94949.1	0.0634	679.52	9987.45
+8.25	8.25	8552.9	70561.4	0.0471	504.8	10667
+3.8	3.8	8452.6	32119.9	0.0214	229.4	11171.8
0	-	-	-			11401.2
Σ		79831.9	1496464	1	11401.2	

A.B.Y.Y.H.Y'97 % 5 burulma ekzantirikliği alınması öngörülmektedir. Yatay kuvvetin etkidiği yöne dik olarak doğu-batı doğrultusunda ekzantirisite

$e_{b-d} = 0.05 \times 21 = 1.05 \text{ m}$, ve kuzey-güney doğrultusunda ekzantirisite $e_{k-g} = 0.05 \times 73 = 3.65 \text{ m}$ 'dir.

Yapıda doğu-batı doğrultusunda 8, ve kuzey-güney doğrultusunda 6 tane olmak üzere 14 tane dışmerkez çaprazlı çerçeve bulunmakta ve bunların rijitliği aynı, yani $K_1=K_2=K_3=K_4=K_5=K_6=K_7=K_9=K_{10}=K_{11}=K_{12}=K_{13}=K_{14}=1$, kabulü yapılarak her bir doğrultu için çerçevelere gelen kuvvet Denklem (5.35) ile hesaplanmıştır.

$$V_i = K_i \times \left[\frac{V_x}{\sum K} \right] \pm \frac{(V_x \times e) \times d}{\sum K_y (d^2)} \quad (5.35)$$

Denklem (5.34) da belirtilen e , burulma ekzantirikliğini; d , binanın rijitlik merkezinin dışmerkez çaprazlı çerçevesine olan uzaklığını; K , o yöndeki çerçeve rijitliğini; K_y , çerçevenin rijitlik merkezine dik uzaklığı d olan kolonun, (y-y) eksenini esas alınarak hesaplanmış olan rijitliğini; V_x , kata gelen kesme kuvvetini ifade etmektedir.

Doğu batı yönü için $\sum K_y \times (d^2)$ aşağıda hesaplanmıştır.

$$\sum K_y \times (d^2) = 8 \times 1 \times 4.5^2 + 2 \times 1 \times 33^2 + 2 \times 1 \times 13.2^2 + 2 \times 1 \times 6.6^2 = 2775.6$$

$$V_1=V_2=V_3=V_4=V_5=V_6=V_7=V_8=1 \times \left[\frac{V_x}{8} \right] \pm \frac{V_x \times 1.05 \times 4.5}{2775.6} = 0.1267 V_x$$

$$V_9=V_{14}=1 \times \left[\frac{V_x}{6} \right] \pm \frac{V_x \times 3.65 \times 33}{2775.6} = 0.21 V_x$$

$$V_{10}=V_{13}=1 \times \left[\frac{V_x}{6} \right] \pm \frac{V_x \times 3.65 \times 13.2}{2775.6} = 0.184 V_x$$

$$V_{11}=V_{12}=1 \times \left[\frac{V_x}{6} \right] \pm \frac{V_x \times 3.65 \times 6.6}{2775.6} = 0.175 V_x$$

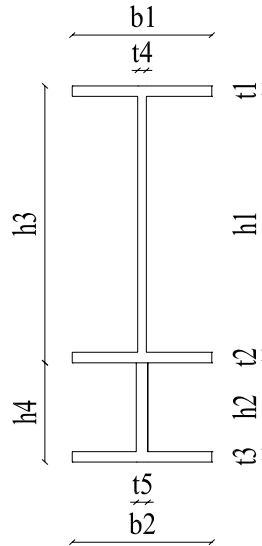
Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelere etkiyen kat kesme kuvvetleri Tablo 5.2 de gösterilmiştir.

Tablo 5.2 : DGÇ'lere Etkiyen Deprem Yükleri

Kat No	Doğu-Batı		Kuzey-Güney					
	K ₁ , K ₂ , K ₃ , K ₄ , K ₅ , K ₆ , K ₇ , K ₈		K ₉ , K ₁₄		K ₁₀ , K ₁₃		K ₁₁ , K ₁₂	
	F _x (kN)	V _x (kN)	F _x (kN)	V _x (kN)	F _x (kN)	V _x (kN)	F _x (kN)	V _x (kN)
+33.05	276.5	-	458.4	-	401.6	-	382	-
+30.65	220.5	276.5	365.5	458.4	320.3	401.6	304.6	382
+27.45	199.1	497.1	330	823.9	289.1	721.9	275	686.6
+24.25	176	696.2	291.7	1153.9	255.6	1011	243.1	961.6
+21.05	154.1	872.1	255.5	1445.6	223.8	1266.6	212.9	1204.7
+17.85	131.3	1026.3	217.6	1701.1	190.7	1490.4	181.4	1417.6
+14.65	107.8	1157.6	178.7	1918.7	156.6	1681.1	148.9	1599
+11.45	86.1	1265.4	142.7	2097.4	125	1837.7	118.9	1747.9
+8.25	64	1351.5	106	2240.1	92.9	1962.7	88.3	1866.8
+3.80	29.1	1415.5	48.2	2346.1	42.2	2055.6	40.1	1955.1
+0.00	-	1444.5	-	2394.3	-	2097.8	-	1995.2
Σ	1444.5		2394.2		2097.8		1995.2	

5.1.2 K₁, K₄, K₅, K₈ Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelerin Boyutlandırması

Sırasıyla bağlantı kirişi, çerçeve kirişi, çaprazlar ve kolonlar boyutlandırılmıştır. Boyutlandırma işlemleri uzun sürdüğü için tablolar halinde kısa olması amacıyla, sonuçlar Tablo 5.3, Tablo 5.4, Tablo 5.5, Tablo 5.6, Tablo 5.7, Tablo 5.8, Tablo 5.9, Tablo 5.10, Tablo 5.11, Tablo 5.12, Tablo 5.13, Tablo 5.14, Tablo 5.15, Tablo 5.16, Tablo 5.17, Tablo 5.18, Tablo 5.19, Tablo 5.20’de gösterilmiştir.



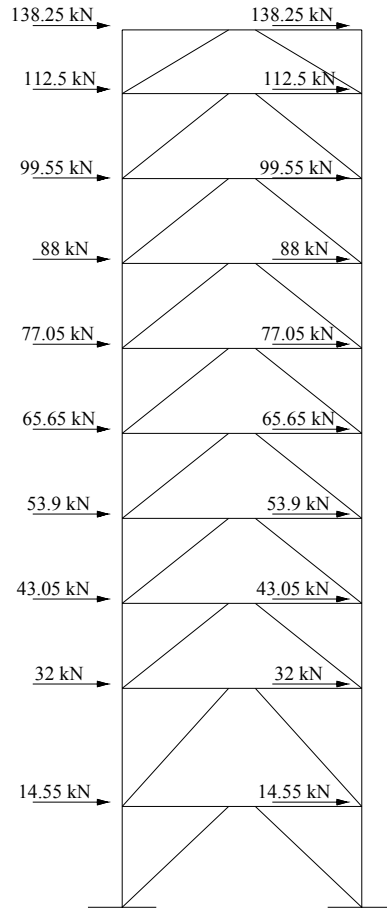
Şekil 5.3 : Bağlantı Kirişi Geometrisi

Tablo 5.3 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ Bağlantı Kirişi Geometrik Özellikleri

	IPE400		G IPE 450		G I530		IPE450		I530	
t ₁ =	1.35	cm	1.46	cm	2	cm	1.46	cm	2	cm
t ₂ =	1.35	cm	1.46	cm	2	cm	1.46	cm	2	cm
t ₃ =	0	cm	1.5	cm	2	cm	0	cm	0	cm
t ₄ =	0.86	cm	0.94	cm	2	cm	0.94	cm	2	cm
t ₅ =	0	cm	1	cm	1	cm	0	cm	0	cm
h ₁ =	37.3	cm	42.08	cm	49	cm	42.08	cm	49	cm
h ₂ =	0	cm	25.5	cm	16	cm	0	cm	0	cm
h ₃ =	40	cm	45	cm	53	cm	45	cm	53	cm
h ₄ =	0	cm	27	cm	18	cm	0	cm	0	cm
b ₁ =	18	cm	19	cm	24	cm	19	cm	24	cm
b ₂ =	0	cm	19	cm	24	cm	19	cm	0	cm

Tablo 5.4 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ Bağlantı Kirişi Mekanik Özellikleri

	IPE400		G IPE 450		G I530		IPE 450		I530	
A =	80.68	cm ²	149.04	cm ²	259.00	cm ²	95.04	cm ²	194.00	cm ²
e _y =	20.00	cm	34.15	cm	34.96	cm	22.50	cm	26.50	cm
I _x =	21876.47	cm ⁴	97811.71	cm ⁴	169569.82	cm ⁴	32140.44	cm ⁴	82064.17	cm ⁴
W _x =	1093.82	cm ³	2583.94	cm ³	4577.48	cm ³	1428.46	cm ³	3096.76	cm ³
i _x =	16.47	cm	25.62	cm	25.59	cm	18.39	cm	20.57	cm
S _x =	619.16	cm ³	1652.33	cm ³	2958.24	cm ³	811.96	cm ³	1824.25	cm ³
W _p =	1238.32	cm ³	3304.66	cm ³	5916.48	cm ³	1623.92	cm ³	3648.50	cm ³
M _p =	26747.76	kNcm	71380.68	kNcm	127796.00	kNcm	35076.68	kNcm	7880.76	kNcm
V _p =	381.09	kN	772.86	kN	1366.20	kN	469.92	kN	1164.24	kN
0.8 V _p =	304.87	kN	618.28	kN	1093.00	kN	375.93	kN	931.392	kN
N _p =	1742.64	kN	3219.16	kN	5594.40	kN	2052.76	kN	4190.40	kN
e =	70.19	cm	92.36	cm	93.54	cm	74.64	cm	67.69	cm
1.6 e =	112.30	cm	147.78	cm	149.67	cm	119.43	cm	108.30	cm
b _f /(2t _f) =	6.67		6.51		6		6.51		6	
d/t _w =	43.37		44.77		24.50		44.77		24.50	



Şekil 5.4 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ’lerde Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Tablo 5.5 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ’lerin Bağlantı ve Çerçeve Kirişi Tesir Kuvvetleri

Kat	Kiriş Kesiti	e cm	N _{bağ} kN	N _{kiriş} kN	V _{bağ} kN	M _{bağ} kNm
+33.05	IPE 400	60	0.1	147.3	106.6	32.03
+30.65	IPE 450	60	0.4	246.9	236.7	71.03
+27.45	IPE 450	60	0.1	359	344.2	103.54
+24.25	G_IPE450	60	3.3	418.9	398.6	120.14
+21.05	G_IPE450	60	5.4	509.2	506.7	154.77
+17.85	G_IPE450	60	1.9	564	556.8	171.08
+14.65	G_IPE450	60	0.9	618.9	611.5	188.84
+11.45	G_IPE450	60	4.8	613.2	608.7	184.05
+8.25	G_I530	60	3.9	724.3	998.9	301.47
+3.80	I530	60	42.3	560.6	600.4	182.26

Tablo 5.6 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGC'lerin Bağlantı Kirişi Kontrolleri

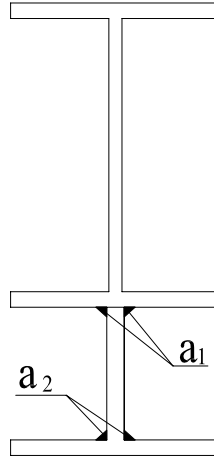
Kat	Plastik Taşıma Kontrolü	e Kontrolü	$0.31 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	Kiriş Başlık Kontrolü	M _{lu} tonm	Bağlantı Kirişinde Bileşik Yükleme	Dönme Deformasyonu
	$V_l < 0.8 \min(V_p, V_{pr})$	(4.1)		(4.2)		(4.3)	$\theta_p < 0.09 R$
+33.05	106.6<304.9	60<70.19	11.84	6.67<11.84	32.0	2.6<14.4x1.5	0.014<0.09
+30.65	236.7<375.9	60<74.64	11.84	6.51<11.84	71.0	4.4<14.4x1.5	0.016<0.09
+27.45	344.3<375.9	60<74.64	11.84	6.51<11.84	103.3	6.4<14.4x1.5	0.017<0.09
+24.25	398.6<618.3	60<92.36	11.84	6.51<11.84	119.6	3.7<14.4x1.5	0.016<0.09
+21.05	506.7<618.3	60<92.36	11.84	6.51<11.84	152.0	4.7<14.4x1.5	0.015<0.09
+17.85	556.8<618.3	60<92.36	11.84	6.51<11.84	167.0	5.1<14.4x1.5	0.015<0.09
+14.65	611.5<618.3	60<92.36	11.84	6.51<11.84	183.5	5.6<14.4x1.5	0.014<0.09
+11.45	608.7<618.3	60<92.36	11.84	6.51<11.84	182.6	5.6<14.4x1.5	0.013<0.09
+8.25	998.9<1083.5	60<93.19	11.84	6.00<11.84	299.7	5.2<14.4x1.5	0.01<0.09
+3.80	600.3<931.4	60<67.69	11.84	6.00<11.84	180.1	5.4<14.4x1.5	0.005<0.09

Tablo 5.7 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGC'lerin Çerçeve Kirişi Plastik Kesit Tesirleri

Kat	Kiriş Kesiti	M _{rp} kNm	V _{rp} kN	min(V _p , V _{pr}) kN	M _p kNm	I _{kiriş} (cm ⁴)	M _{p,kiriş} kNm
	Çapraz Kesiti					I _{çapraz} (cm ⁴)	
+33.05	IPE 400	26745.5	891.5	381.1	171.5	21876.47	113.2
	HE-B 240					11260	
+30.65	IPE 450	35066.4	1168.9	469.9	211.5	32140.44	156.6
	HE-B 240					11260	
+27.45	IPE450	71377.4	2379.2	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+24.25	G_IPE450	71270.9	2375.7	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+21.05	G_IPE450	71201.1	2373.4	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+17.85	G_IPE450	71317.5	2377.2	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+14.65	G_IPE450	71354.1	2378.5	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+11.45	G_IPE450	71221.0	2374.0	772.9	347.8	97811.71	264.5
	HD320X127					30820	
+8.25	G_I530	63038.4	2101.3	1354.3	609.4	169569.82	447.0
	HD360X196					63630	
+3.80	I530	124772.4	4159.1	1164.2	523.9	82064.17	302.3
	HD400X187					60180	

Tablo 5.8 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin Çerçeve Kirişi Tahkikleri

Kat	Kiriş Gövde Tahkiki		Yanal Burkulma	Kiriş Analizi							
	N/N _p	(4.20) (4.21)		$l \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \times b_f$	λ / ω	(4.19) kN	M _{rp, kiriş} kNm	M _{p,kiriş} kNm	N _{rp, kiriş} kN	N _{p,kiriş} kN	
+33.05	0.08	43.37<81.60	300<309.32	18.22/1.02	138.3	235.0	>	113.2	1139	>	147.3
+30.65	0.12	44.77<76.86	300<326<51	16.31/1.02	358.8	257.0	>	156.6	1341.6	>	246.9
+27.45	0.11	44.77<78.02	300<326<51	16.31/1.02	447.6	562.0	>	264.5	1341.6	>	359
+24.25	0.13	44.77<75.55	300<326<51	11.71/1.02	524.1	536.0	>	264.5	2104	>	418.9
+21.05	0.16	44.77<71.83	300<326<51	11.71/1.02	590.2	513.6	>	264.5	2104	>	509.2
+17.85	0.18	44.77<69.58	300<326<51	11.71/1.02	644.4	495.2	>	264.5	2104	>	564
+14.65	0.19	44.77<67.31	300<326<51	11.71/1.02	686.6	480.9	>	264.5	2104	>	618.9
+11.45	0.19	44.77<67.55	300<326<51	11.71/1.02	718.8	470.0	>	264.5	2104	>	613.2
+8.25	0.13	24.50<75.57	300<412.43	11.85/1.02	739.7	1005.8	>	447.0	3642.3	>	724.3
+3.80	0.10	24.50<79.47	300<412.43	14.59/1.02	736.8	1006.8	>	302.3	3642.3	>	560.6

**Şekil 5.5 : Güçlendirilen Bağlantı Kirişinde Kaynak Gösterimi****Tablo 5.9 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin Güçlendirilmiş Çerçeve Kirişlerinde Kaynak Tahkiki**

Kat	a ₁ cm	a ₂ cm	l ₁ cm	l ₂ cm	c ₁ cm	c ₂ cm	I _{kiriş} cm ⁴	M kNm	N kN	σ ₁ <σ _k	σ ₂ <σ _k
+24.25	0,7	0,7	105	105	7,15	32,65	97811,71	264,5	418,9	0.34<1.25	1.03<1.25
+21.05	0,7	0,7	105	105	7,15	32,65	97811,71	264,5	509,2	0.37<1.25	1.06<1.25
+17.85	0,7	0,7	105	105	7,15	32,65	97811,71	264,5	564	0.39<1.25	1.07<1.25
+14.65	0,7	0,7	105	105	7,15	32,65	97811,71	264,5	618,9	0.40<1.25	1.09<1.25
+11.45	0,7	0,7	105	105	7,15	32,65	97811,71	264,5	613,2	0.40<1.25	1.09<1.25
+8.25	0,7	0,7	150	150	15,96	32,96	169569,82	440	724,3	0.53<1.25	0.98<1.25

Tablo 5.10 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin Örgü Elemanı Mekanik Özellikleri

Kat	Çapraz Kesiti	W _p cm ³	i cm	A cm ²
+33.05	HE-B 240	1053	6.08	106
+30.65	HE-B 240	1053	6.08	106
+27.45	HD320X127	2149	7.57	161.3
+24.25	HD320X127	2149	7.57	161.3
+21.05	HD320X127	2149	7.57	161.3
+17.85	HD320X127	2149	7.57	161.3
+14.65	HD320X127	2149	7.57	161.3
+11.45	HD320X127	2149	7.57	161.3
+8.25	HD360X196	3837	9.56	228.3
+3.80	HD400X187	3642	10.03	237.6

Tablo 5.11: K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin Örgü Elemanı Tahkikleri

Kat	min(V _p , V _{pr}) kN	λ / ω	Kat Yüksekliği cm	L _{örgü} cm	N _{bu örgü} kN	<	N _{kr örgü} ton	M _{p örgü} kNm	<	M _{pr örgü} kNm
+33.05	381.1	63.19/1.40	240	384.19	915.1	<	1090.3	58.3	<	100.2
+30.65	469.9	72.14/1.51	320	438.63	966.2	<	1010.8	54.8	<	82.5
+27.45	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+24.25	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+21.05	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+17.85	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+14.65	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+11.45	772.9	57.94/1.34	320	438.63	1589.1	<	1733.3	83.3	<	180.5
+8.25	1366.2	56.14/1.33	445	536.68	2471.5	<	2471.8	167.7	<	276.3
+3.80	1164.2	48.27/1.25	380	484.15	2225	<	2737.1	221.6	<	360.3

Tablo 5.12 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolonu Mekanik Özellikleri

Kat	Kolon Kesiti	Alan cm ²	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm	d _b cm	t _b cm	d _g cm	t _g cm	F _b cm ²	I _{y_b} cm ⁴	i _{y_b} cm
+33.05	HAC500/20/15	336	3001	3001	14.9	14.9	25	2	50	1.5	61.50	2604	6.5
+30.65	HAC500/20/15	336	3001	3001	14.9	14.9	25	2	50	1.5	61.50	2604	6.5
+27.45	G_HAC600/20/15	514	5982	5982	19.0	19.0	30	2.9	62	1.5	101.05	6525	8.0
+24.25	G_HAC600/20/15	514	5982	5982	19.0	19.0	30	2.9	62	1.5	101.05	6525	8.0
+21.05	G_HAC600/30/20	896	10813	10813	20.0	20.0	30	5.7	66	2	189.20	12825	8.2
+17.85	G_HAC600/30/20	896	10813	10813	20.0	20.0	30	5.7	66	2	189.20	12825	8.2
+14.65	G_HAC600/30/20	896	10813	10813	20.0	20.0	30	5.7	66	2	189.20	12825	8.2
+11.45	G_HAC700/30/20	1696	28111	28111	25.8	25.8	70	5.29	80	2	393.09	151063	19.6
+8.25	G_HAC700/30/20	1696	28111	28111	25.8	25.8	70	5.29	80	2	393.09	151063	19.6
+3.80	G_HAC700/30/20	1696	28111	28111	25.8	25.8	70	5.29	80	2	393.09	151063	19.6

Tablo 5.13 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolonu Tesir Kuvvetleri

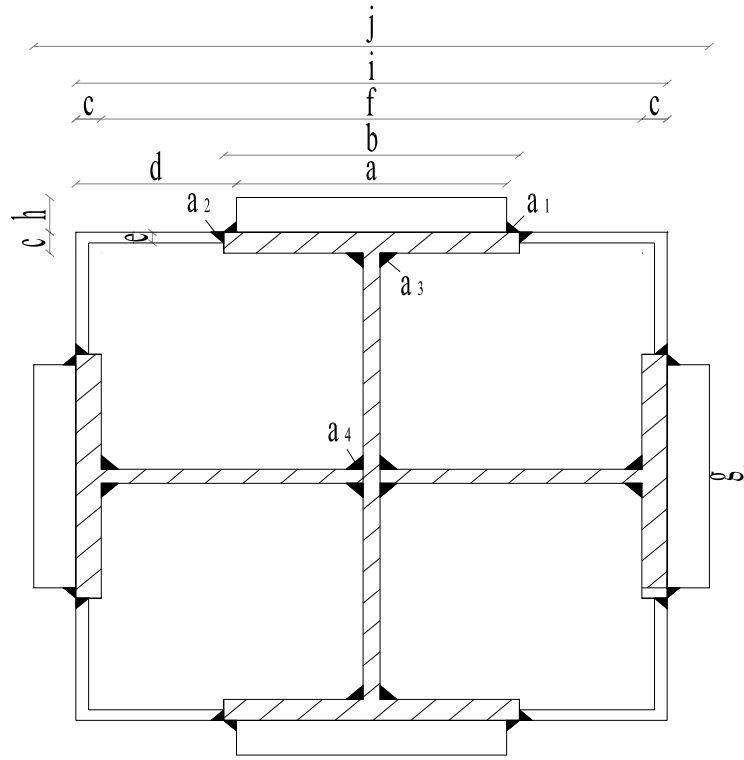
Kat	N _E kN	N _{GQ} kN	Σ N kN	(M _E) _y kNm	(M _{GQ}) _y kNm	Σ M _y kNm	
+33.05	381.1	313.7	790.08	19.9	182.6	207.5	Alt
				1.7	-97.9	-95.8	Üst
+30.65	851.0	781.5	1845.25	5.8	111.8	119.1	Alt
				11.4	-70.1	-55.9	Üst
+27.45	1623.9	1276.9	3306.78	26.7	171.6	205.0	Alt
				-1.8	-120.2	-122.5	Üst
+24.25	2396.7	1782.5	4778.38	54.9	123.5	192.1	Alt
				-3.6	-80.3	-84.8	Üst
+21.05	3169.6	2340.2	6302.20	29.1	168.8	205.2	Alt
				3.9	-110.7	-105.8	Üst
+17.85	3942.4	2864.0	7792.00	45.3	178.0	234.6	Alt
				-12.8	-86.8	-102.8	Üst
+14.65	4715.3	3373.4	9267.53	47.9	108.5	168.4	Alt
				-3.1	-97.7	-101.6	Üst
+11.45	5488.1	3886.9	10747.03	230.4	202.7	490.7	Alt
				20.5	-131.1	-105.5	Üst
+8.25	6854.3	4372.2	12940.08	83.0	191.7	295.5	Alt
				133.7	-113.7	53.4	Üst
+3.80	8018.6	4912.6	14935.85	1033.8	63.8	1356.1	Alt
				200.3	-119.1	131.3	Üst

Tablo 5.14 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolon Tahkikleri 1

Kat	(C _b) _y	C _m	σ _{eb} kN/cm ²	Boy cm	λ / ω	σ _a kN/cm ²	σ _{bem} kN/cm ²	$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}}$	λ _{yb}	σ _{by} kN/cm ²
+33.05	2.300	0.85	23.53	240	16.06/1.02	31.92	31.29	0.08	36.88	6913.90
+30.65	2.300	0.85	54.96	320	21.41/1.03	31.92	30.99	0.18	49.18	3967.20
+27.45	2.300	0.85	64.36	320	16.84/1.02	31.92	31.29	0.21	39.82	3426.50
+24.25	2.300	0.85	93.01	320	16.84/1.02	31.92	31.29	0.3	39.82	3211.70
+21.05	2.300	0.85	70.34	320	16.04/1.02	31.92	31.29	0.22	38.87	1898.50
+17.85	2.300	0.85	86.97	320	16.04/1.02	31.92	31.29	0.28	38.87	2169.80
+14.65	2.300	0.85	103.43	320	16.04/1.02	31.92	31.29	0.33	38.87	1558.20
+11.45	2.040	0.85	63.37	320	12.43/1.02	31.92	31.29	0.2	16.32	1745.60
+8.25	1.994	0.85	76.30	445	17.28/1.02	31.92	31.29	0.24	22.70	1051.00
+3.80	1.881	0.85	88.07	380	14.76/1.02	31.92	31.29	0.27	19.38	4823.90

Tablo 5.15 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolon Tahkikleri 2

Kat	1. Durum		2. Durum		3. Durum		Asıl		Tahkik 1	Tahkik 2
	σ_{By} kN/cm ²	λ_{yb}	σ_{By} kN/cm ²	λ_{yb}	σ_{By} kN/cm ²	σ_{By} kN/cm ²	σ_{By} kN/cm ²	σ'_{ey} kN/cm ²		
+33.05	20.61	147.0	169.08	147.0	99.0	20.61	19.15	321.58	0.37	-
+30.65	20.09	147.0	95.10	147.0	74.3	20.09	19.15	180.89	0.33	0.46
+27.45	20.52	147.0	149.91	147.0	120.8	20.52	19.15	315.46	0.29	0.41
+24.25	20.50	145.5	146.76	145.5	118.3	20.50	19.15	315.46	0.38	0.56
+21.05	21.09	145.9	608.13	145.9	212.2	21.09	19.15	359.06	0.24	0.37
+17.85	21.09	147.0	617.77	147.0	215.5	21.09	19.15	359.06	0.28	0.43
+14.65	21.09	147.0	617.77	147.0	215.5	21.09	19.15	359.06	0.33	0.52
+11.45	21.12	136.3	742.29	136.3	255.1	21.12	19.15	536.79	0.27	0.41
+8.25	20.98	135.3	378.20	135.3	180.8	20.98	19.15	277.58	0.29	0.45
+3.80	21.05	132.8	499.39	132.8	203.8	21.05	19.15	380.66	0.50	0.70



Şekil 5.6 : Güçlendirilmiş G_S1 Kolon Kesiti

Tablo 5.16 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S1 Kolonu Kaynak Tahkikleri

G HAC600/30/20									G HAC700/30/20								
Q	102	kN	A	896	cm ²	I _{k1}	0	cm	Q	314.3	kN	A	1696	cm ²	I _{k1}	150	cm
M	16840	kNcm	I _x	356826	cm ⁴	I _{k2}	0	cm	M	135610	kNcm	I _x	1124437	cm ⁴	I _{k2}	150	cm
N	9267	kN	I _y	356826	cm ⁴	I _{k3}	150	cm	N	14936	kN	I _y	1124437	cm ⁴	I _{k3}	150	cm
a	27	cm	W _x	10813	cm ³	I _{k4}	150	cm	a	32	cm	W _x	28111	cm ³	I _{k4}	75	cm
b	30	cm	W _y	10813	cm ³	A _k	1800	cm ²	b	35	cm	W _y	28111	cm ³	A _k	6150	cm ²
c	3	cm	S _{x1}	2551	cm ³	τ _{a1}	0.7	kN/cm ²	c	3	cm	S _{x1}	6000	cm ³	τ _{a1}	1.7	kN/cm ²
d	0	cm	S _{x2}	2551	cm ³	τ _{a2}	0	kN/cm ²	d	17.5	cm	S _{x2}	13035	cm ³	τ _{a2}	0.6	kN/cm ²
e	0	cm	S _{x3}	5116	cm ³	τ _{a3}	0.5	kN/cm ²	e	3	cm	S _{x3}	13035	cm ³	τ _{a3}	1.3	kN/cm ²
f	54	cm	S _{x4}	7060	cm ³	τ _{a4}	0.7	kN/cm ²	f	64	cm	S _{x4}	16249	cm ³	τ _{a4}	1.6	kN/cm ²
g	2	cm				σ _{a1}	5.1	kN/cm ²	g	2	cm				σ _{a1}	6.6	kN/cm ²
h	3	cm				σ _{a2}	6.6	kN/cm ²	h	5	cm				σ _{a2}	6.2	kN/cm ²
i	60	cm				σ _{a3}	5	kN/cm ²	i	70	cm				σ _{a3}	6.2	kN/cm ²
j	66	cm				σ _{a4}	3.7	kN/cm ²	j	80	cm				σ _{a4}	2.5	kN/cm ²
a1	0.5	cm				σ _{k1}	5.1	kN/cm ²	a1	1	cm				σ _{k1}	6.8	kN/cm ²
a2	0	cm				σ _{k2}	6.6	kN/cm ²	a2	3	cm				σ _{k2}	6.3	kN/cm ²
a3	1.4	cm				σ _{k3}	5	kN/cm ²	a3	1.4	cm				σ _{k3}	6.4	kN/cm ²
a4	1.4	cm				σ _{k4}	3.8	kN/cm ²	a4	1.4	cm				σ _{k4}	3	kN/cm ²
G HAC600/30/15																	
Q	103.5	kN	A	514	cm ²	I _{k1}	0	cm									
M	19210	kNcm	I _x	185448	cm ⁴	I _{k2}	0	cm									
N	4778	kN	I _y	185445	cm ⁴	I _{k3}	150	cm									
a	27	cm	W _x	5982	cm ³	I _{k4}	150	cm									
b	30	cm	W _y	5982	cm ³	A _k	1800	cm ²									
c	2	cm	S _{x1}	824	cm ³	τ _{a1}	0.5	kN/cm ²									
d	0	cm	S _{x2}	824	cm ³	τ _{a2}	0	kN/cm ²									
e	0	cm	S _{x3}	2564	cm ³	τ _{a3}	0.7	kN/cm ²									
f	56	cm	S _{x4}	3781	cm ³	τ _{a4}	1.1	kN/cm ²									
g	1.5	cm				σ _{a1}	5.8	kN/cm ²									
h	1	cm				σ _{a2}	5.8	kN/cm ²									
i	60	cm				σ _{a3}	5.6	kN/cm ²									
j	62	cm				σ _{a4}	2.7	kN/cm ²									
a1	0.5	cm				σ _{k1}	5.8	kN/cm ²									
a2	0	cm				σ _{k2}	5.8	kN/cm ²									
a3	1	cm				σ _{k3}	5.6	kN/cm ²									
a4	1	cm				σ _{k4}	2.9	kN/cm ²									

Tablo 5.17 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Mekanik Özellikleri

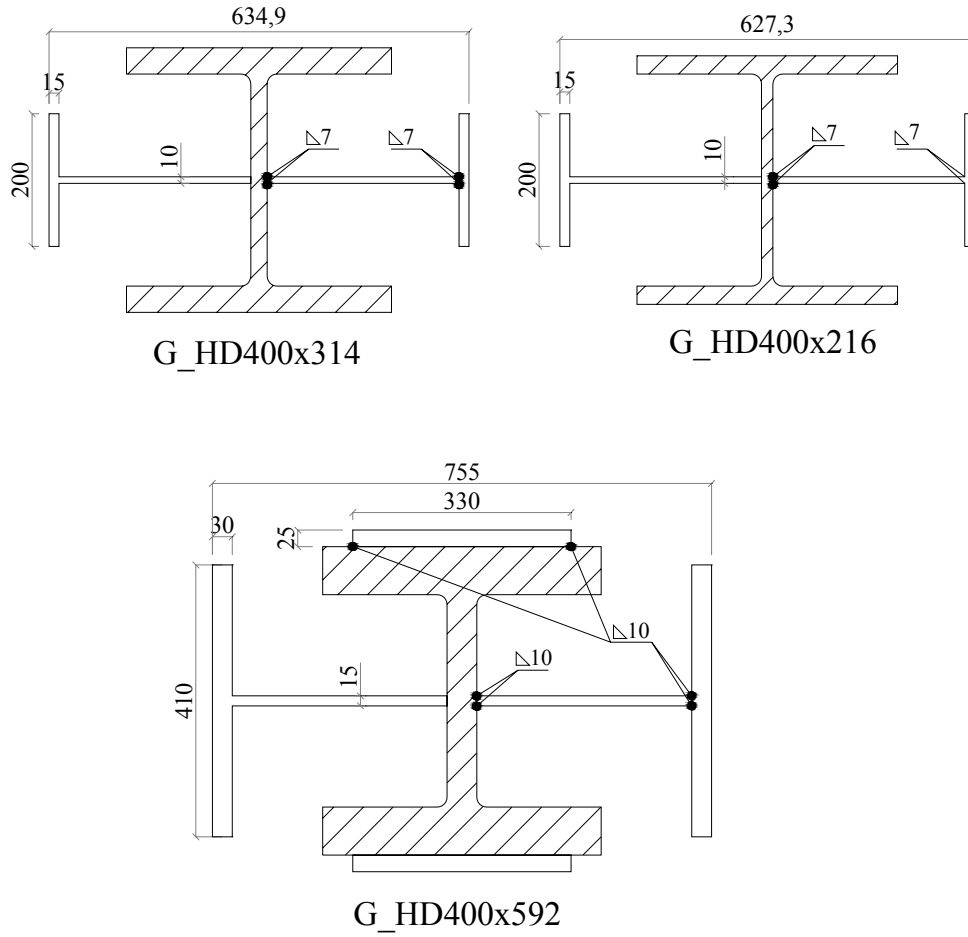
Kat	Kolon Kesiti	Alan cm2	Wx cm3	Wy cm3	ix cm	iy cm
+33.05	HD360 x 162	206	2832	1001	15.8	9.5
+30.65	HD360 x 162	206	2832	1001	15.8	9.5
+27.45	G HD400 x 216	396	3905	3264	13.6	16.1
+24.25	G HD400 x 216	396	3905	3264	13.6	16.1
+21.05	G HD400 x 314	524	3771	5633	14.6	15.1
+17.85	G HD400 x 314	524	3771	5633	14.6	15.1
+14.65	G HD400 x 314	524	3771	5633	14.6	15.1
+11.45	G HD400 x 592	1265	14928	12473	17.4	19.3
+8.25	G HD400 x 592	1265	14928	12473	17.4	19.3
+3.80	G HD400 x 592	1265	14928	12473	17.4	19.3

Tablo 5.18 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Tesir Kuvvetleri

Kat	N _E kN	N _{GQ} kN	Σ N kN	(M _E) _y kNm	(M _{GQ}) _y kNm	Σ M _y kNm	
+33.05	381.09	324.50	800.86	7.9	24.2	34.1	Alt
				-0.4	-8.8	-9.3	Üst
+30.65	851.00	715.80	1779.55	2.0	12.3	14.8	Alt
				1.8	-9.7	-7.5	Üst
+27.45	1623.86	1122.60	3152.42	23.0	41.9	70.7	Alt
				-5.5	-24.1	-31.0	Üst
+24.25	2396.71	1511.20	4507.09	36.6	37.5	83.3	Alt
				-2.5	-22.0	-25.1	Üst
+21.05	3169.57	1893.10	5855.06	16.2	41.8	62.1	Alt
				-2.9	-23.2	-26.8	Üst
+17.85	3942.43	2288.80	7216.83	25.2	48.1	79.6	Alt
				-11.4	-23.7	-38.0	Üst
+14.65	4715.28	2709.60	8603.70	19.7	25.5	50.1	Alt
				-5.5	-24.8	-31.7	Üst
+11.45	5488.14	3192.20	10052.37	143.4	60.9	240.2	Alt
				-10.3	-26.2	-39.1	Üst
+8.25	6854.34	3655.10	12223.02	3.3	48.9	53.0	Alt
				63.1	-35.9	43.0	Üst
+3.80	8018.58	4160.50	14183.72	472.7	15.0	605.9	Alt
				61.6	-26.6	50.4	Üst

Tablo 5.19 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolon Tahkikleri

Kat	(C _b) _y	C _m	σ_{eb} kN/cm ²	Boy cm	λ / ω	σ_a kN/cm ²	σ_{bem} kN/cm ²	σ_{eb} σ_{bem}	σ_{by} kN/cm ²	σ_{By} kN/cm ²	σ'_e kN/cm ²	Tahkik 1	Tahkik 2
+33.05	2.118	0.85	3.88	240	25.29/1.06	31.92	30.11	0.13	3.40	19.152	129.61	0.30	-
+30.65	2.300	0.85	8.62	320	33.72/1.12	31.92	28.50	0.30	1.48	19.152	72.90	0.38	0.53
+27.45	2.300	0.85	7.97	320	23.53/1.05	31.92	30.40	0.26	2.16	19.152	149.73	0.36	0.53
+24.25	2.157	0.85	11.40	320	23.53/1.05	31.92	60.40	0.37	2.55	19.152	149.73	0.50	0.73
+21.05	2.300	0.85	11.16	320	21.86/1.03	31.92	31.00	0.36	1.10	19.152	173.51	0.41	0.64
+17.85	2.300	0.85	13.76	320	21.86/1.03	31.92	31.00	0.40	1.41	19.152	173.51	0.51	0.80
+14.65	2.300	0.85	16.41	320	21.86/1.03	31.92	31.00	0.53	0.89	19.152	173.51	0.57	0.90
+11.45	1.970	0.85	7.95	320	18.36/1.02	31.92	31.29	0.25	1.92	19.152	246.00	0.34	0.51
+8.25	2.300	0.85	9.66	445	25.53/1.06	31.92	30.11	0.32	0.42	19.152	127.20	0.34	0.52
+3.80	2.300	0.85	11.21	380	21.8/1.03	31.92	31.00	0.36	4.85	19.152	174.41	0.59	0.84



Şekil 5.7 : Güçlendirilmiş G_S2 Kolon Kesitleri

Tablo 5.20 : K₁, K₄, K₅, K₈ DGÇ'lerin G_S2 Kolonu Kaynak Tahkikleri

G HD400X216									G HD400X314								
Q	38.2	kN	a ₁	0	cm	l _{k1}	150	cm	Q	29.6	kN	a ₁	0	cm	l _{k1}	0	cm
M	8325	kNcm	a ₂	0.7	cm	l _{k2}	150	cm	M	5013	kNcm	a ₂	0.7	cm	l _{k2}	105	cm
N	450.7	kN	a ₃	0.7	cm	l _{k3}	150	cm	N	8604	kN	a ₃	0.7	cm	l _{k3}	105	cm
a	0	cm	A	396	cm ²	A _k	6150	cm ²	a	0	cm	A	524	cm ²	A _k	588	cm ²
b	2.77	cm	I _x	73222	cm ⁴	τ _{a1}	0.09	kN/cm ²	b	3.96	cm	I _x	112376	cm ⁴	τ _{a1}	0	kN/cm ²
c	31.96	cm	I _y	102372	cm ⁴	τ _{a2}	0.06	kN/cm ²	c	31.98	cm	I _y	11975	cm ⁴	τ _{a2}	0.6	kN/cm ²
d	1.5	cm	W _x	3905	cm ³	τ _{a3}	0.19	kN/cm ²	d	1.5	cm	W _x	5633	cm ³	τ _{a3}	0.6	kN/cm ²
e	0	cm	W _y	3264	cm ³	σ _{a1}	0.65	kN/cm ²	e	0	cm	W _y	3771	cm ³	σ _{a1}	0	kN/cm ²
f	64	cm	S ₁	0	cm ³	σ _{a2}	0.62	kN/cm ²	f	40.1	cm	S ₁	0	cm ³	σ _{a2}	6.6	kN/cm ²
g	1	cm	S ₂	2265	cm ³	σ _{a3}	0.62	kN/cm ²	g	1	cm	S ₂	3321	cm ³	σ _{a3}	10.1	kN/cm ²
h	1.73	cm	S ₃	2265	cm ³	σ _{k1}	0.66	kN/cm ²	h	2.49	cm	S ₃	3321	cm ³	σ _{k1}	0	kN/cm ²
i	59.73	cm				σ _{k2}	0.62	kN/cm ²	i	60.49	cm				σ _{k2}	6.6	kN/cm ²
j	20	cm				σ _{k3}	0.65	kN/cm ²	j	20	cm				σ _{k3}	10.2	kN/cm ²
k		cm							k	39.9	cm						
l		cm							l	39.9	cm						
m		cm							m	63.49	cm						
G HD400X592																	
Q	139.1	kN	a ₁	1	cm	l _{k1}	150	cm									
M	60588	kNcm	a ₂	1	cm	l _{k2}	150	cm									
N	14180	kN	a ₃	1.5	cm	l _{k3}	150	cm									
a	2.5	cm	A	1265	cm	A _k	6150	cm ²									
b	7.23	cm	I _x	1124437	cm ⁴	τ _{a1}	0.9	kN/cm ²									
c	62.04	cm	I _y	1124437	cm ⁴	τ _{a2}	1.5	kN/cm ²									
d	3	cm	W _x	28111	cm ⁴	τ _{a3}	1.5	kN/cm ²									
e	33	cm	W _y	28111	cm ³	σ _{a1}	9.7	kN/cm ²									
f	42.1	cm	S ₁	2021	cm ³	σ _{a2}	6.5	kN/cm ²									
g	1.5	cm	S ₂	9833	cm ³	σ _{a3}	7.9	kN/cm ²									
h	4.5	cm	S ₃	9833	cm ³	σ _{k1}	9.8	kN/cm ²									
i	69.5	cm			cm ³	σ _{k2}	6.7	kN/cm ²									
j	41	cm			cm ³	σ _{k3}	8	kN/cm ²									
k	46.5	cm															
l	51.5	cm															
m	75.5	cm															

5.2 DGÇ ile Güçlendirilmiş Sistemin Dinamik Analizi

Bölüm 5.1 de belirtildiği gibi boyutlanan DGÇ elemanlarının kesitleri ETABS 4.2.3 programında oluşturulan modelde girildikten sonra yapılan çözüm sonucu yapının x-yönü (uzun doğrultu) periyodu $T_x = 0.698$ sn, y-yönü (kısa doğrultu) periyodu $T_y = 0.629$ sn olarak bulunmuştur. ETABS V4.2.3 den alınan verilere göre burulma düzensizliği ve yanal deplasman kontrolü yapılmıştır. Güçlendirilmiş sistemin kütle katılım oranları Tablo 5.21 de, burulma düzensizliği Tablo 5.22 de yanal deplasman kontrolü Tablo 5.23 de gösterilmiştir.

Tablo 5.21 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyod sn	X-Yönü	Y-Yönü	ΣX	ΣY
1	0.698	75.495	0	75.495	0
2	0.629	0	78.135	75.495	78.1353
3	0.619	0	1.786	75.495	79.921
4	0.240	15.253	0	90.747	79.921
5	0.214	0	12.415	90.747	92.336
6	0.211	0	0.330	90.747	92.667
7	0.131	4.166	0	94.913	92.667
8	0.114	0	0.005	94.913	92.672
9	0.113	0	2.983	94.913	95.654
10	0.090	1.966	0	96.880	95.654
11	0.078	0	0	96.880	95.654
12	0.077	0	1.625	96.880	97.279

A.B.Y.Y.H.Y'e göre yapının kütlelerinin % 90 nın katılımı istenir. 5. moddan sonra bu şart sağlanmıştır, ve 12 modda çözüm yapılmıştır.

Tablo 5.22 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Burulma Düzensizliği

Kat	Δx_{min}	Δx_{max}	Δx_{ort}	Δy_{min}	Δy_{max}	Δy_{ort}	η_x	η_y
+33.05 / + 30.65	1.885	1.925	1.905	0.891	1.398	1.145	1.010	1.221
+30.65 / + 27.45	3.336	3.406	3.371	1.465	2.365	1.915	1.010	1.235
+27.45 / + 24.25	3.220	3.302	3.261	1.674	2.739	2.207	1.013	1.241
+24.25 / + 21.05	3.315	3.407	3.361	1.812	2.999	2.406	1.014	1.247
+21.05 / + 17.85	3.438	3.538	3.488	1.908	3.203	2.555	1.014	1.253
+17.85 / + 14.65	3.454	3.559	3.507	1.936	3.293	2.615	1.015	1.260
+14.65 / + 11.45	3.335	3.441	3.388	1.897	3.276	2.587	1.016	1.267
+11.45 / + 8.25	3.117	3.227	3.172	1.917	3.321	2.619	1.017	1.268
+8.25 / + 3.80	3.578	3.738	3.658	2.797	4.685	3.741	1.022	1.252

y yönünde burulma düzensizliği çıkmıştır. Bu yüzden A.B.B.Y.H.Y madde 6.7.3.3 belirtilen denklem (6.10) ile tariflenen D_i katsayısı ile % 5 olan dışmerkezlik arttırılmıştır.

Dışmerkezlik Denklem (5.36) ile arttırılmıştır.

$$D_i = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \quad (5.36)$$

Tablo 5.23 : DGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Yanal Deplasman Kontrolü

Kat No	Yük	X-Yönü	X-Yönü	Kat No	Yük	X-Yönü	X-Yönü
+33.05	EX1	0.000802		+17.85	EX1	0.001112	
+33.05	EX1		0.000029	+17.85	EX1		0.000059
+33.05	EX2	0.000802		+17.85	EX2	0.001112	
+33.05	EX2		0.000029	+17.85	EX2		0.000059
+33.05	EY1	0.000029		+17.85	EY1	0.000059	
+33.05	EY1		0.000582	+17.85	EY1		0.001029
+33.05	EY2	0.000029		+17.85	EY2	0.000059	
+33.05	EY2		0.000582	+17.85	EY2		0.001029
+30.65	EX1	0.001064		+14.65	EX1	0.001075	
+30.65	EX1		0.000039	+14.65	EX1		0.00006
+30.65	EX2	0.001064		+14.65	EX2	0.001075	
+30.65	EX2		0.000039	+14.65	EX2		0.00006
+30.65	EY1	0.000039		+14.65	EY1	0.00006	
+30.65	EY1		0.000739	+14.65	EY1		0.001024
+30.65	EY2	0.000039		+14.65	EY2	0.00006	
+30.65	EY2		0.000739	+14.65	EY2		0.001024
+27.45	EX1	0.001032		+11.45	EX1	0.001008	
+27.45	EX1		0.000046	+11.45	EX1		0.000062
+27.45	EX2	0.001032		+11.45	EX2	0.001008	
+27.45	EX2		0.000046	+11.45	EX2		0.000062
+27.45	EY1	0.000046		+11.45	EY1	0.000061	
+27.45	EY1		0.000856	+11.45	EY1		0.001038
+27.45	EY2	0.000046		+11.45	EY2	0.000063	
+27.45	EY2		0.000856	+11.45	EY2		0.001047
+24.25	EX1	0.001065		+8.25	EX1	0.00084	
+24.25	EX1		0.000052	+8.25	EX1		0.000066
+24.25	EX2	0.001065		+8.25	EX2	0.00084	
+24.25	EX2		0.000052	+8.25	EX2		0.000066
+24.25	EY1	0.000052		+8.25	EY1	0.000059	
+24.25	EY1		0.000937	+8.25	EY1		0.001053
+24.25	EY2	0.000052		+8.25	EY2	0.000071	
+24.25	EY2		0.000937	+8.25	EY2		0.001101
+21.05	EX1	0.001106		+3.8	EX1	0.000589	
+21.05	EX1		0.000056	+3.8	EX1		0.00004
+21.05	EX2	0.001106		+3.8	EX2	0.000589	
+21.05	EX2		0.000056	+3.8	EX2		0.00004
+21.05	EY1	0.000056		+3.8	EY1	0.000019	
+21.05	EY1		0.001001	+3.8	EY1		0.000719
+21.05	EY2	0.000056		+3.8	EY2	0.00002	
+21.05	EY2		0.001001	+3.8	EY2		0.000729

X- yönü için en büyük görel kat ötelemesi 0.00112 dir, y-yönü için 0.00101 dir. A.B.Y.Y.H.Y'97 de görel kat ötelemesi 0.0035 veya $0.02/R$ den en küçük olanına göre sınırlandırılmıştır. DGÇ'lerde $R=7$ olduğu için görel kat ötelemesi değeri 0.00285 den büyük olmamalıdır. Yapıda, Tablo 5.23 den görüldüğü gibi bu değer aşmamıştır.

5.3 Kolonların, Kirişlerin Güçlendirilmesi

ETABS V4.2.3 de yapılan çözüm sonucu depremli durumdaki kesit tesirlerine göre DGÇ dışındaki kolon ve kirişlerde gerilme kontrolü yapılmış, herhangi bir güçlendirmeye gerek olmadığı görülmüştür.

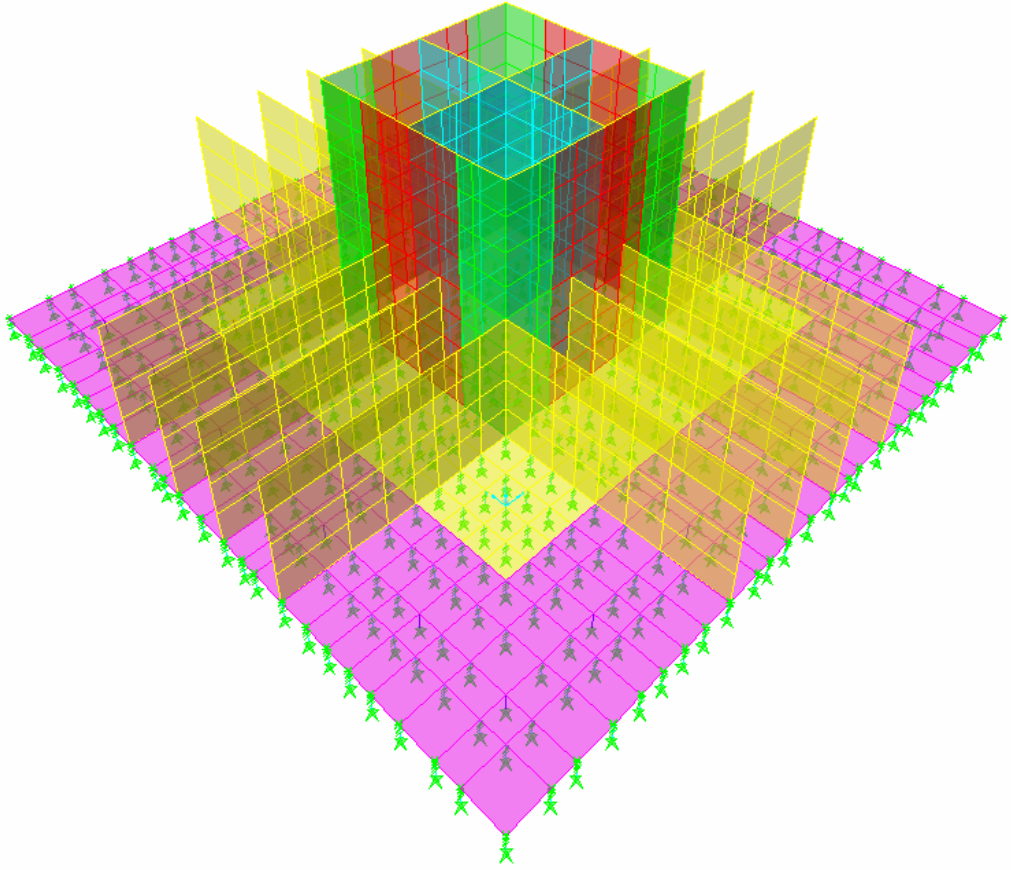
5.4 Birleşimlerin Güçlendirilmesi

ETABS V4.2.3 de yapılan çözüm sonucu depremli durumdaki düğüm noktası kuvvetlerine göre kolon – kiriş ve kolon mesnet birleşimleri incelenmiş kolon mesnet birleşimleri, K2 ve K3 DGÇ’lerde +11.45 ve +8.25 kotlarındaki G_IPE360/2 kirişinin birleşimi yeterli olmadığı görülmüş ve güçlendirilmiştir. Kolon taban levhası mevcut taban levhasına kaynaklanarak büyütülmüştür ve yeni ankraj bulonları eklenerek, depremli durumdaki kuvvetleri karşılayabilecek kapasiteye gelmesi sağlanmıştır. Kayma kuvvetini karşılayabilmek için eklenen yeni levhanın altına yeni kayma kaması eklenmiştir. Mevcut kayma kaması ve yeni eklenen kayma kamasının beraber çalışacağı kabulü yapıp, kayma kamalarının taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme kontrolü yapılmıştır. Mevcut E-F ve H-I akslarında bulunan ÇK210 ve ÇK310 kirişleri güçlendirildiği için kolona olan birleşimi büyütülmüş ve ek bulonlarla depremli durumda meydana gelen düğüm noktası kuvvetini karşılayacak kapasiteye getirilmiştir.

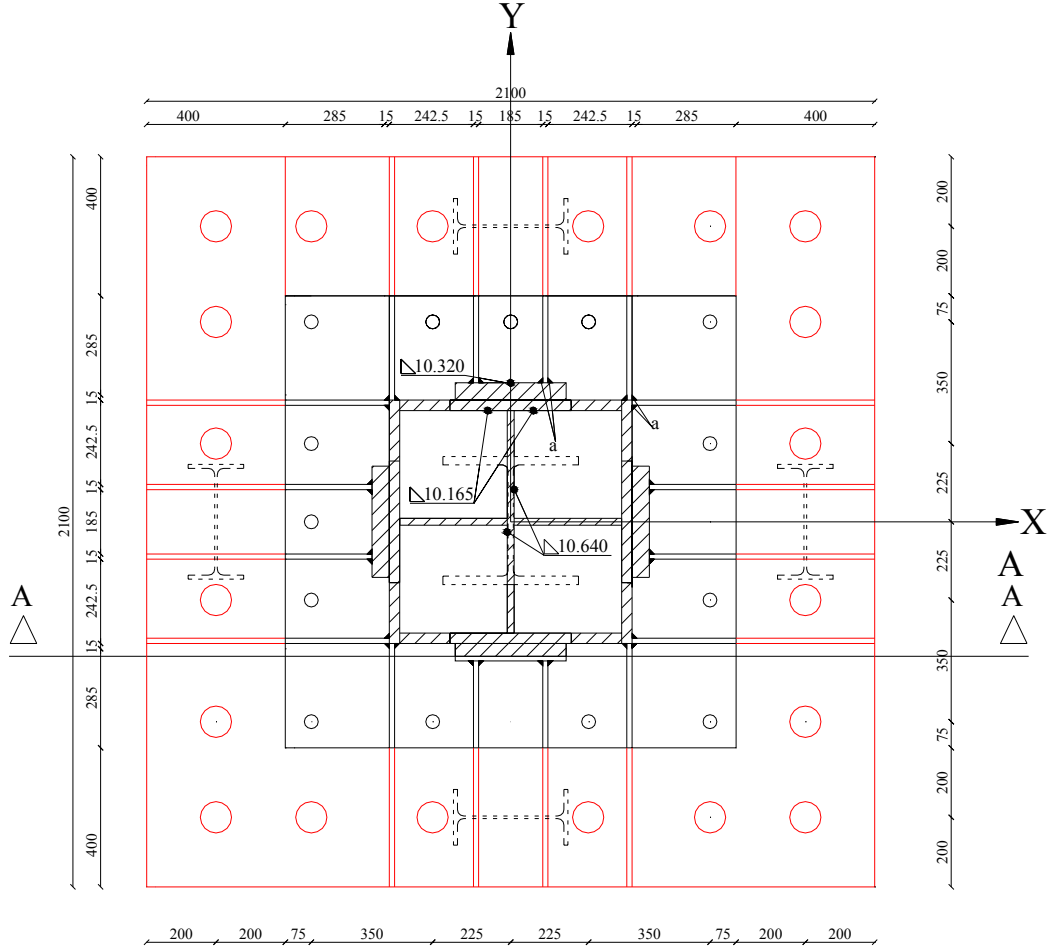
G_HAC700/30/20 Kolonu:

Depremli durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 9 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 9 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=-64.7$ kN (çekme), $M_x=1321.7$ kNm, $V_y=1215.3$ kN’dur. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 5.9 ve 5.10 da kırmızı renk ile gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde daha büyük çıkacağı aşıkardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler emniyet gerilmesinin altında kalmıştır. Ankrajlara gelen kuvvet ve taban levhasında oluşan gerilme SAP 2000 V8.2.5 de yapılan sonlu eleman modeli ile yapılan çözümlerden kontrol edilmiştir. Güçlendirilmiş sistemde ankrajların yeri mevcut ankrajlarla yeni ankrajların ortasında kabul edilerek hesaplar yapılmıştır.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 317.6 kN'dur. Eklenen M72 ankraj bulunun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 363 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 12.7 kN/cm^2 'dir. HZ yüklemsi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2$ 'dir.



Şekil 5.8 : G_HAC700/30/20 Sonlu Eleman Modeli



Şekil 5.9 : G_HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı

Çaprazların kolona bağlanması için ortada bulunan 2 adet bulon kaldırılmıştır.

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

$$Z = \left(132170 + 64.7 \times \frac{210 - 52.5}{2} \right) / 163.75 = 838 \text{ kN}$$

$$D = (132170 - 64.7 \times (105 - 20)) / 163.75 = 774 \text{ kN}$$

$$p = \frac{774}{210/4 \times 210} = 0.07 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

“a” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” kaynak kalınlığı 1 cm’dir

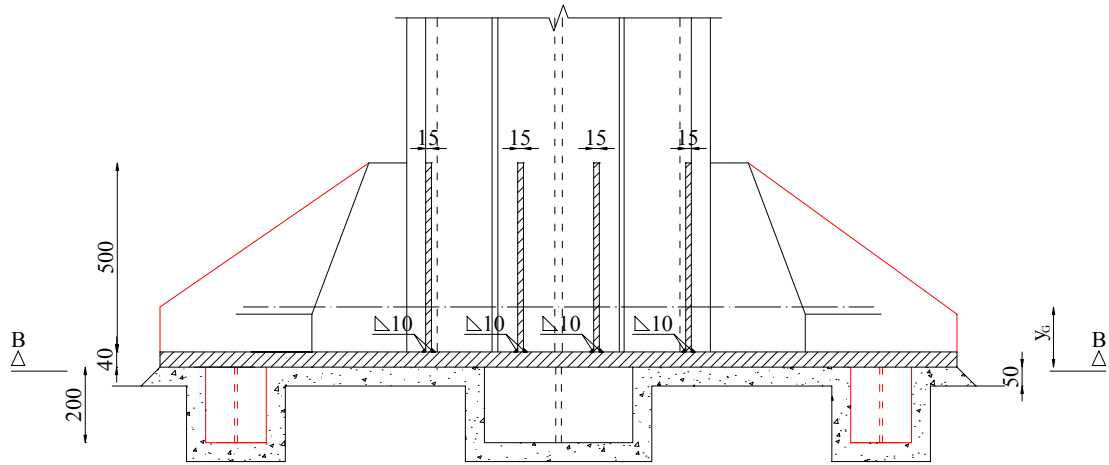
Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F(50 - 2 \times 1) \times 1 = 48 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \frac{64.7}{28} + \frac{132170}{70 \times 8} = 238 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{238}{48} = 4.96 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 5.10 : G_HAC700/30/20 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{1.5 \times 50 \times 29 \times 4 + 210 \times 4 \times 2}{1.5 \times 50 \times 4 + 210 \times 4} = 9.1 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{1.5 \times 50^3}{12} + 1.5 \times 50 \times (29 - 9.1)^2 \right) \times 4 + \frac{210 \times 4^3}{12} + 210 \times 4 \times (9.1 - 2)^2$$

$$I_x = 224767 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 774 \times \left(\frac{210 - 80}{2} - \frac{210}{8} \right) = 29993 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 838 \times \left(\frac{210 - 80}{2} - 20 \right) = 37710 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{37710}{224767} \times (50 + 4 - 9.1) = 7.53 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 210 \times 4 \times (9.1 - 2) = 5964 \text{ cm}^3$$

$$Q = Z = 838 \text{ kN}$$

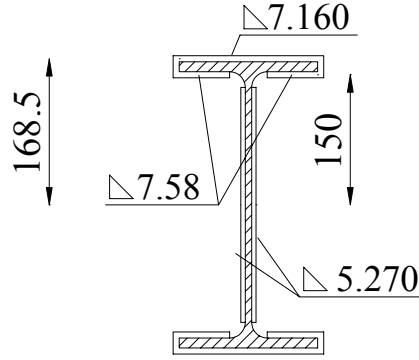
$$\tau = \frac{838 \times 5964}{224767 \times 8 \times 1} = 2.78 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 1 cm'dir

$$\tau = 1215.3 / (2 \times (64 - 2 \times 1)) = 9.8 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 5.11 : G_HAC700/30/20 B-B Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm uzunluğunda IPE330 profili kullanılmıştır.

Mevcut kayma kaması ve yeni kayma kaması beraber çalışacağı için hesaplarda bu durum göz önüne alınmıştır.

$$p_y = 1251.3 / ((16 + 33) \times 15 \times 2 + 39.1 \times 15) = 0.61 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.61 \times (20 - 5)^2 / 2 = 69 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 69 / 713 = 0.096 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (27 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 16 \times 0.7 \times 16.85^2 + 2 \times 0.7 \times 5.8 \times 15^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 11478 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (27 - 2 \times 0.5) = 26 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{1251.3}{5} \times (20 + 5) / 2 = 3128.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{3128.25}{11478} \times \left(\frac{33}{2} + 0.7 \right) = 4.69 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{1251.3}{5} \times \frac{1}{26} = 9.62 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

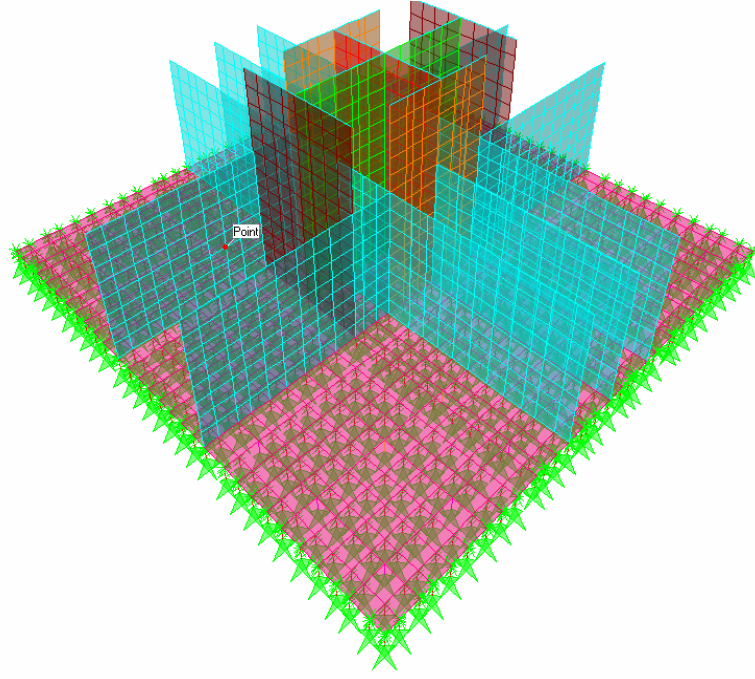
$$\sigma_v = \sqrt{4.69^2 + 9.62^2} = 10.7 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

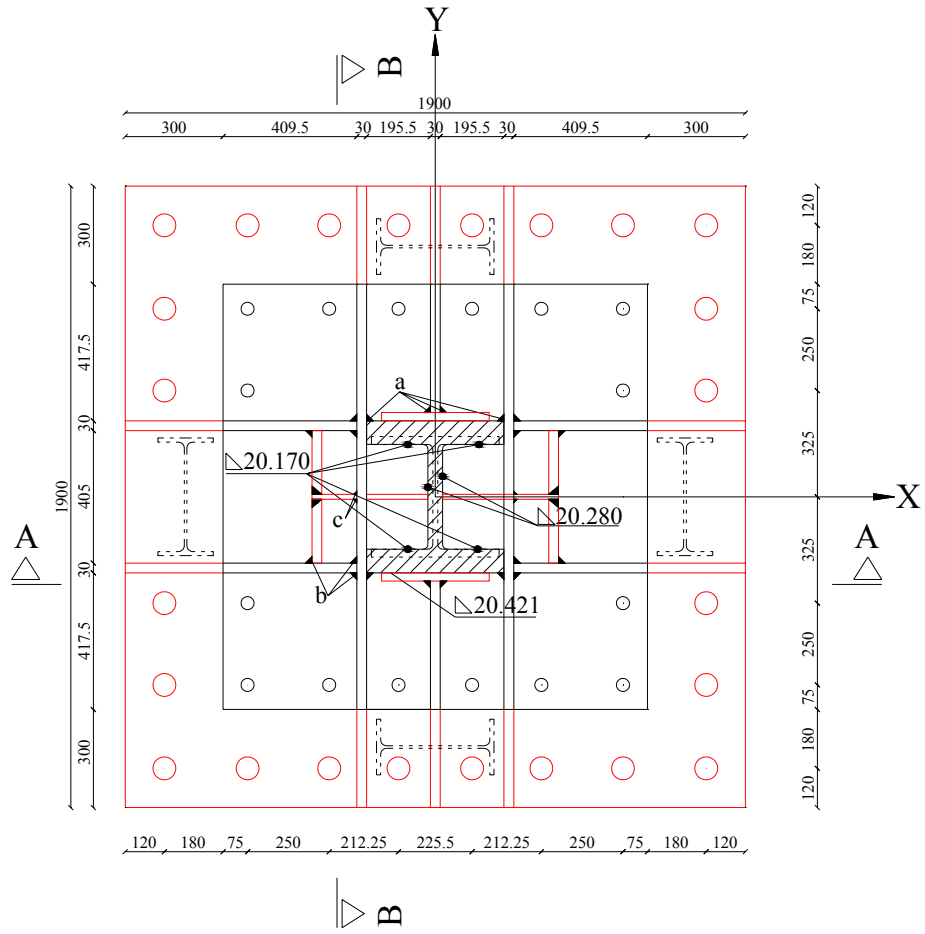
G_HD400X592 Kolonu:

Depremlili durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 5 ve YÜK 8 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 8 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=3296 \text{ kN}$, $M_x=542.07 \text{ kNm}$, $V_y=209.8 \text{ kN}$ 'dur. YÜK 8 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=-258.9 \text{ kN}$ (çekme), $M_y=460.19 \text{ kNm}$, $V_x = 693.9 \text{ kN}$ 'dur. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 5.13, Şekil 5.14 ve Şekil 5.15 de kırmızı renk ile gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde daha büyük çıkacağı aşıkardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler emniyet gerilmesinin altında kalmıştır. Ankrajlara gelen kuvvet ve taban levhasında oluşan gerilme SAP 2000 V8.2.5 de yapılan sonlu eleman modeli ile yapılan çözümlerden kontrol edilmiştir. Güçlendirilmiş sistemde ankrajların yeri mevcut ankrajlarla yeni ankrajların ortasında kabul edilerek hesaplar yapılmıştır.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 152.7 kN 'dur. Eklenen M56 ankraj bulonun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 209 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 12.7 kN/cm^2 'dir. HZ yüklemsi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2$ 'dir.



Şekil 5.12 : G_HD400X592 Sonlu Eleman Modeli



Şekil 5.13 : G_HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

Y-Yönü

$$Z = \left(54207 - 3296 \times \frac{190 - 47.5}{2} \right) / 154.25 = -1171 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$Z = \left(46019 + 258.9 \times \frac{190 - 47.5}{2} \right) / 154.25 = 418 \text{ kN}$$

Y-Yönü

$$D = (54207 + 3296 \times (95 - 12)) / 154.25 = 2125 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$D = (46019 - 258.9 \times (95 - 12)) / 154.25 = 159 \text{ kN}$$

$$p = \frac{2125}{190/4 \times 190} = 0.24 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

“a”, “b” ve “c” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “b” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm, “c” köşe kaynağının kalınlığı 1 cm’dir.

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,c} = (50 - 2 \times 1) \times 1 = 48 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \frac{3296}{24} + \frac{54207}{46.5 \times 4} = 429 \text{ kN}$$

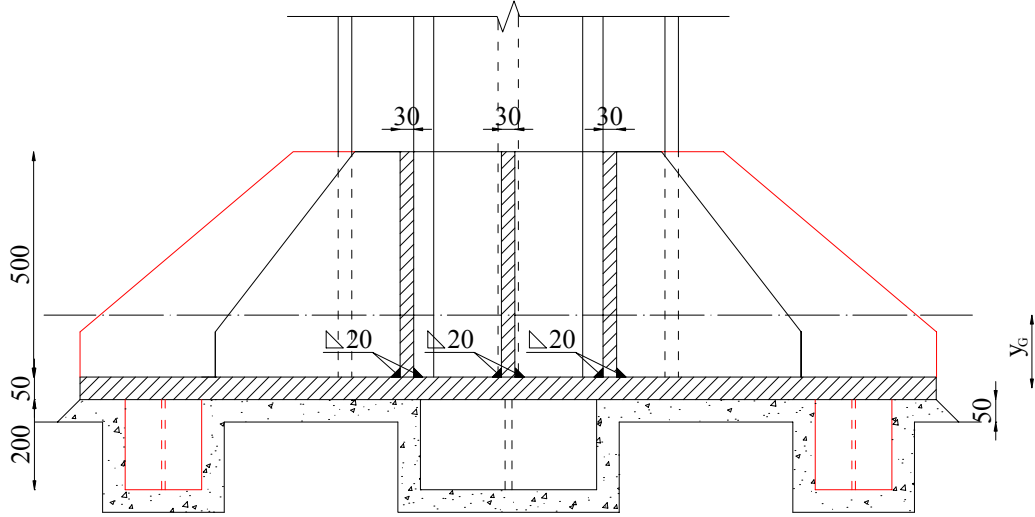
$$\tau_{k,a} = \frac{429}{92} = 4.66 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_b = P_c = \frac{258.9}{24} + \frac{46019}{42.1 \times 8} = 147 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \frac{204}{92} = 1.59 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{k,c} = \frac{147}{48} = 3.06 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 5.14 : G_HD400X592 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 190 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 190 \times 5} = 11.34 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 11.34)^2 \right) \times 3 + \frac{190 \times 5^3}{12} + 190 \times 5 \times (11.34 - 2.5)^2$$

$$I_x = 326655 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 2125 \times \left(\frac{190 - 51.5}{2} - \frac{190}{8} \right) = 96688 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1171 \times \left(\frac{190 - 51.5}{2} - 12 \right) = 67040 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{96688}{326655} \times (50 + 5 - 11.34) = 12.92 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 190 \times 5 \times (11.34 - 2.5) = 8398 \text{ cm}^3$$

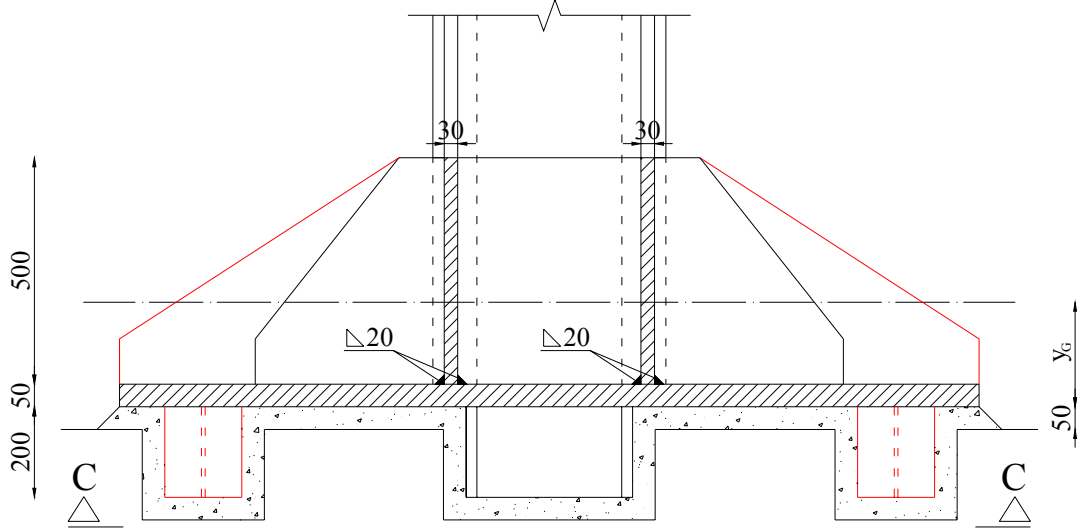
$$Q = D = 2125 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{8398 \times 2125}{326655 \times 6 \times 2} = 4.55 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 209.8 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 2.19 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$



Şekil 5.15 : G_HD400X592 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 190 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 190 \times 5} = 9.1 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 9.1)^2 \right) \times 2 + \frac{190 \times 5^3}{12} + 190 \times 5 \times (9.1 - 2.5)^2$$

$$I_x = 236904 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 159 \times \left(\frac{190 - 75.5}{2} - \frac{190}{8} \right) = 5327 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 418 \times \left(\frac{190 - 75.5}{2} - 12 \right) = 18915 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{18915}{236904} \times (50 + 5 - 9.1) = 3.66 \text{ kN / cm}^2 < 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 190 \times 5 \times (9.1 - 2.5) = 6270 \text{ cm}^3$$

$$Q = Z = 418 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{418 \times 6270}{236904 \times 4 \times 2} = 1.38 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

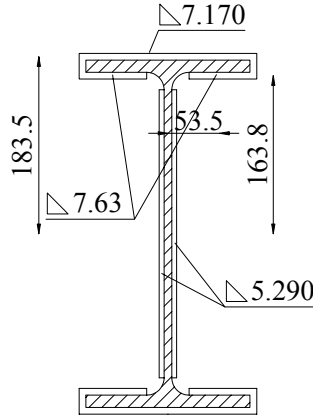
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 693.9 / 256.4 = 2.7 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 5.16 : G_HD400X592 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda IPE 360 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 209.8 / (39.1 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.072 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.072 \times (20 - 5)^2 / 2 = 8.1 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 8.1 / 904 = 0.009 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{209.8}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 523.8 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{523.8}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 0.66 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{209.8}{5} \times \frac{1}{26} = 1.6 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.6^2 + 0.66^2} = 1.73 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 693.9 / (36.8 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.32 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.32 \times (20 - 5)^2 / 2 = 36.44 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 36.44 / 904 = 0.04 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{693.9}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 1735 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{1735}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 2.15 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{693.9}{5} \times \frac{1}{28} = 4.96 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.96^2 + 2.15^2} = 5.4 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

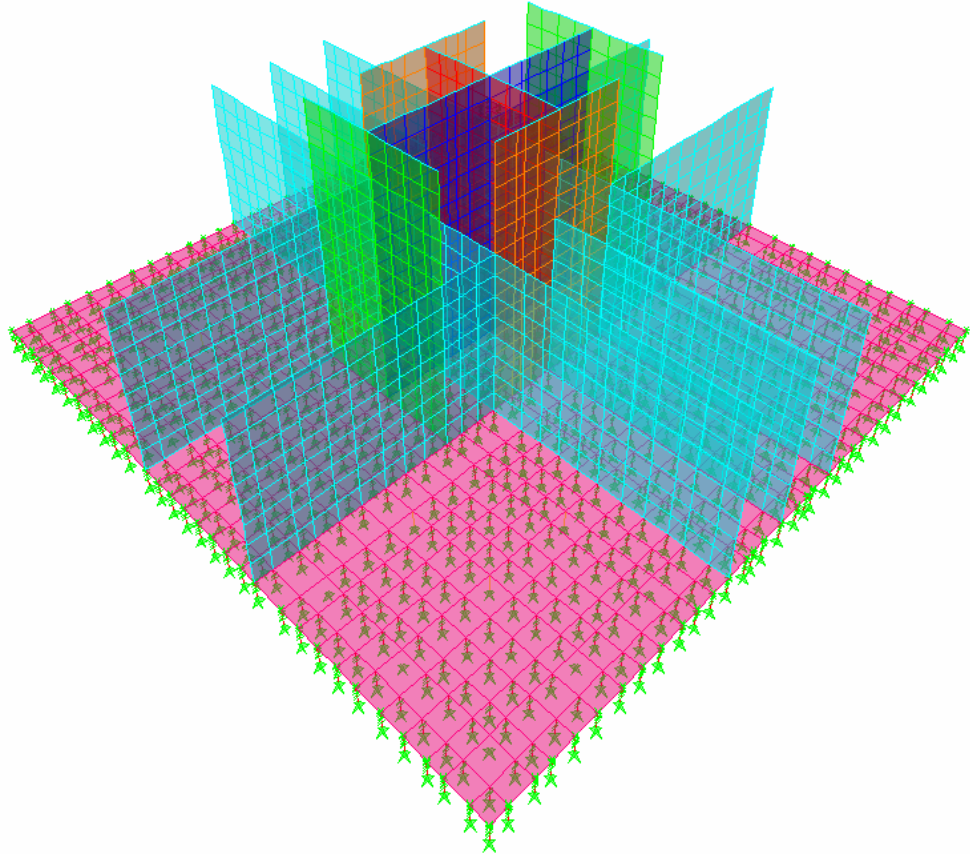
Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

G_HD400X551 Kolonu:

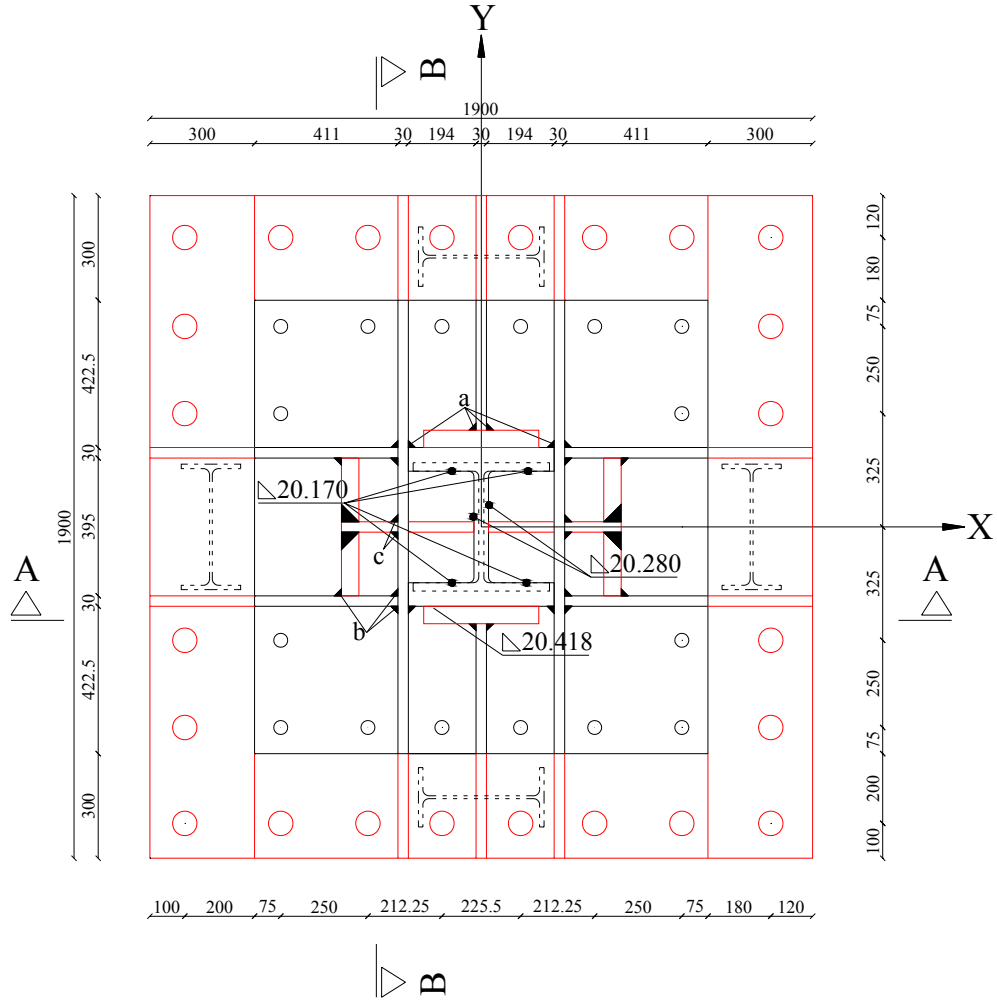
Depremlı durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 2 ve YÜK 5 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 2 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=70.5 \text{ kN}$, $M_y=738.75 \text{ kNm}$, $V_x=607.4 \text{ kN}$ 'dur. YÜK 5 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=-117.9 \text{ kN}$ (çekme), $M_x=624.31 \text{ kNm}$, $V_y=930.7 \text{ kN}$ 'dur. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 5.18, Şekil 5.19 ve Şekil 5.20 de kırmızı

renk ile gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemelerde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti daha büyük çıkacağı aşikardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler, emniyet gerilmesinin altında kalmıştır.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 164.7 kN'dur. Eklenen M56 ankraj bulonun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 209 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 8.1 kN/cm^2 'dir. HZ yüklemesi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2$ 'dir.



Şekil 5.17 : G_HD400X551 Sonlu Eleman Modeli



Şekil 5.18 : G_HD400X551 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

Y-Yönü

$$Z = \left(62431 + 117.9 \times \frac{190 - 47.5}{2} \right) / 154.25 = 459.2 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$Z = \left(73875 - 70.5 \times \frac{190 - 47.5}{2} \right) / 154.25 = 446.4 \text{ kN}$$

Y-Yönü

$$D = (62431 - 117.9 \times (95 - 12)) / 154.25 = 341.3 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$D = (73875 + 70.5 \times (95 - 12)) / 154.25 = 517 \text{ kN}$$

$$p = \frac{517}{190 / 4 \times 190} = 0.06 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

“a”, “b” ve “c” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a”, “b” ve “c” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = F_{k,c} (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

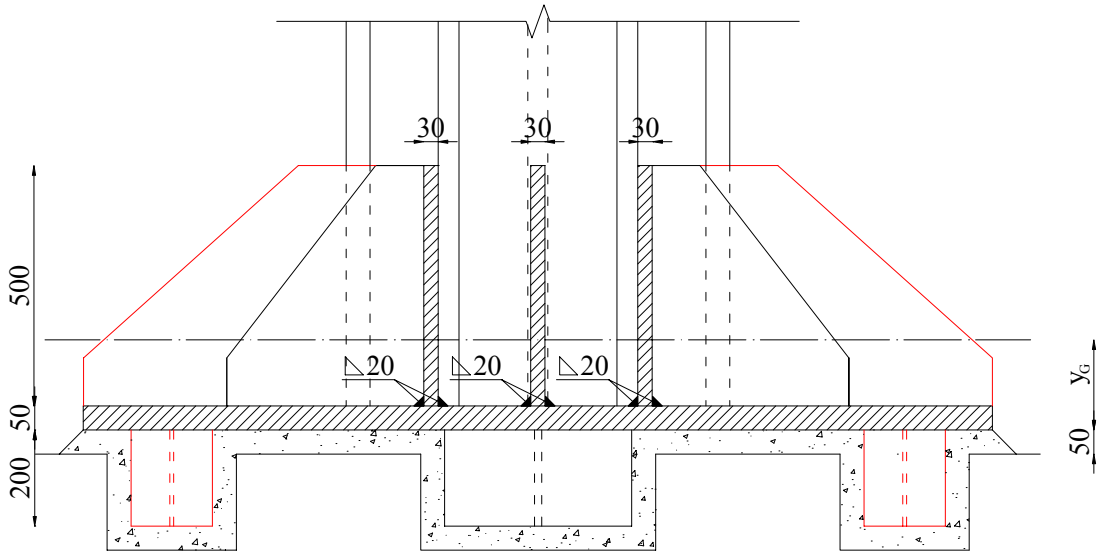
$$P_a = \frac{117.9}{24} + \frac{62431}{45.5 \times 4} = 348 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{348}{92} = 3.78 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$P_b = P_c = \frac{70.5}{24} + \frac{73875}{41.8 \times 8} = 224 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \tau_{k,c} = \frac{224}{92} = 2.43 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 5.19 : G_HD400X551 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 190 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 190 \times 5} = 11.34 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 11.34)^2 \right) \times 3 + \frac{190 \times 5^3}{12} + 190 \times 5 \times (11.34 - 2.5)^2$$

$$I_x = 326655 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 341.3 \times \left(\frac{190 - 55.5}{2} - \frac{190}{8} \right) = 14847 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 459.2 \times \left(\frac{190 - 55.5}{2} - 12 \right) = 25371 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{25371}{326655} \times (50 + 5 - 11.34) = 3.39 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 190 \times 5 \times (11.34 - 2.5) = 8398 \text{ cm}^3$$

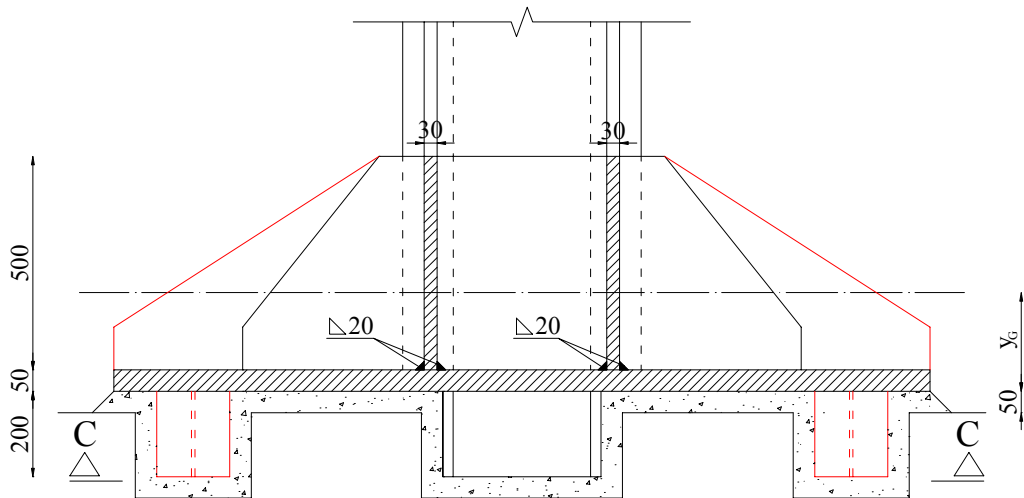
$$Q = Z = 459.2 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{8398 \times 459.2}{326655 \times 6 \times 2} = 0.98 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 930.7 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 9.7 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 5.20 : G_HD400X551 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 190 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 190 \times 5} = 9.1 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 9.1)^2 \right) \times 2 + \frac{190 \times 5^3}{12} + 190 \times 5 \times (9.1 - 2.5)^2$$

$$I_x = 236904 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 517 \times \left(\frac{190 - 80.2}{2} - \frac{190}{8} \right) = 16105 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 446.4 \times \left(\frac{190 - 80.2}{2} - 12 \right) = 19151 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{19151}{236904} \times (50 + 5 - 9.1) = 3.71 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 190 \times 5 \times (9.1 - 2.5) = 6270 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 517 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{517 \times 6270}{236904 \times 4 \times 2} = 1.71 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

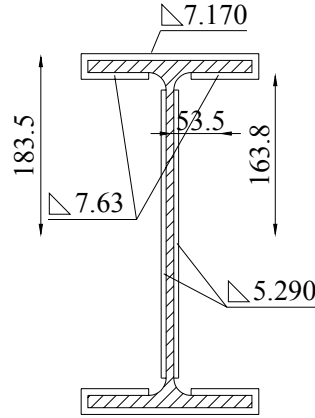
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 607.4 / 256.4 = 2.4 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 5.21 : G_HD400X551 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda IPE 360 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 930.7 / (39.1 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.43 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.43 \times (20 - 5)^2 / 2 = 48 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 48 / 904 = 0.053 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{930.7}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 2326.75 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{2326.75}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 2.9 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{930.7}{5} \times \frac{1}{26} = 7.16 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.16^2 + 2.9^2} = 7.72 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 607.4 / (36.8 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.28 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

$$M = 0.28 \times (20 - 5)^2 / 2 = 31.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 31.5 / 904 = 0.035 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{607.4}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 1518.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{1518.5}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 1.88 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

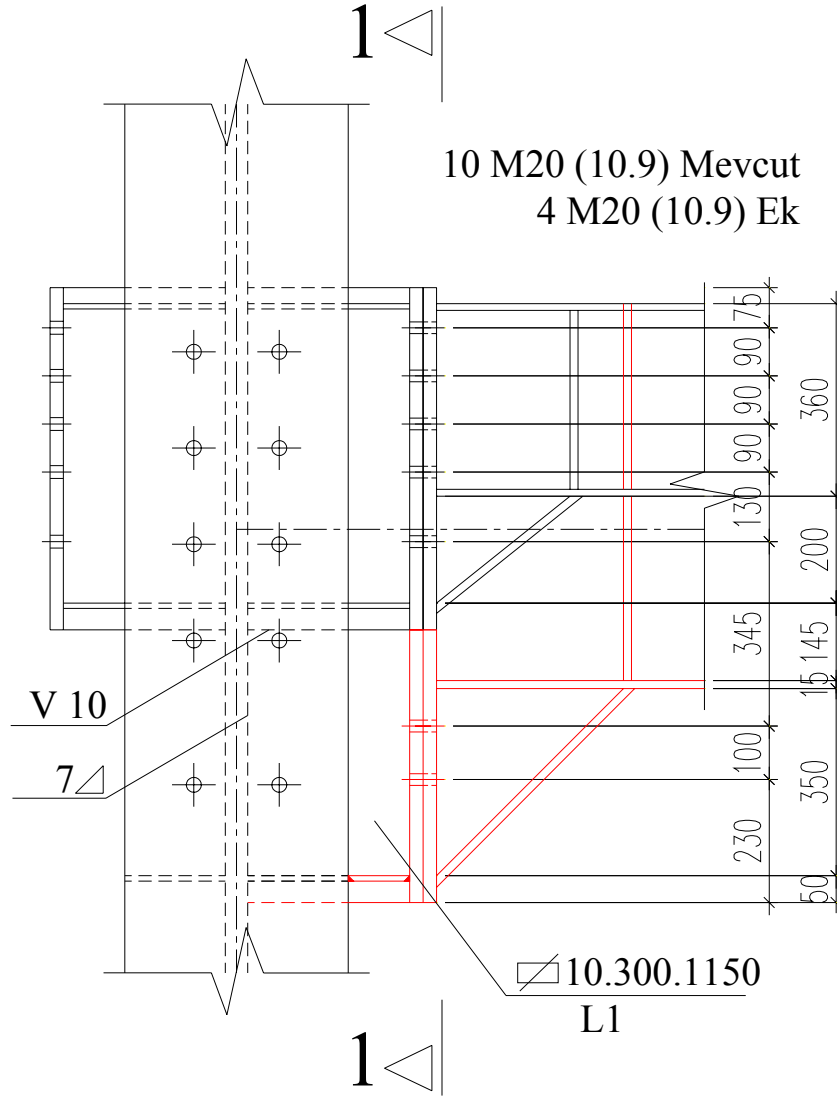
$$\tau_k = \frac{607.4}{5} \times \frac{1}{28} = 4.33 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.33^2 + 1.88^2} = 4.72 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

G_IPE360/2 Kirişi:

Depremlı durumda en elverişsiz düğüm noktası kuvvetleri YÜK 6 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 6 yüklemesinde düğüm noktası kuvvetleri V=994.7 kN , M=338.6 kNm dir. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 5.22, Şekil 5.23 de kırmızı renk ile gösterilmiştir.



Şekil 5.22 : G_IPE360/2 Birleşim Detayı

L1 Levhasında Gerilme Tahkiki;

$$\sigma = \frac{33860 \times 12}{2 \times 115^3} \times \frac{115}{2} = 7.68 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların Tahkiki;

Tarafsız eksenin belirlenmesi,

Tarafsız eksenin yeri, statik momentlerin eşitliğinden belirlenmiştir.

$$\sigma_{a,bulon} = 0.5 \times 90 = 45 \text{ kN/cm}^2 \text{ (10.9 bulon için)}$$

$$\frac{24 \times s_0^2}{2} = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 2.2 \times 2((33 - s_0) + (67.5 - s_0) + (80.5 - s_0) + (89.5 - s_0) + (98.5 - s_0))$$

$$+(107.5 - s_0))$$

$$s_0 = 20.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{24 \times 20.18^3}{3} + \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 2 \times 2.2 \times ((33 - 20.18^2) + (67.5 - 20.18^2) + (80.5 - 20.18^2)$$

$$+(89.5 - 20.18^2) + (98.5 - 20.18^2) + (107.5 - 20.18^2)) = 404077 \text{ cm}^4$$

$$N = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times \frac{33860}{404077} \times (107.5 - 20.18) \times 2.2 = 50.3 \text{ kN}$$

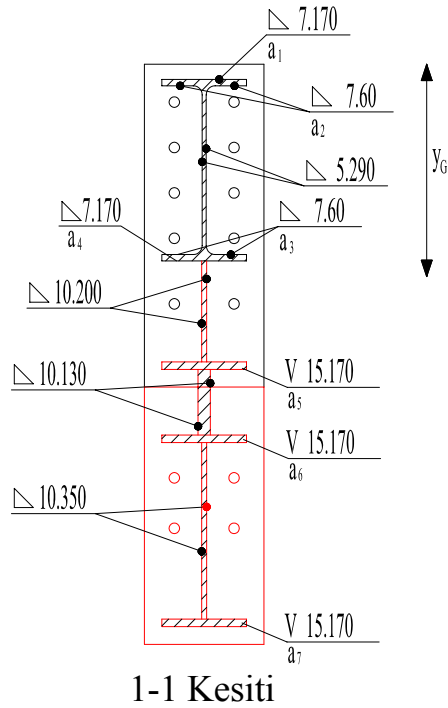
$$N_0 = 2.2 \times 41 = 90.2 \text{ kN (HZ Yüklemesi)}$$

$$50.3 < 0.7 \times N_0 = 64.13 \text{ kN}$$

Levhada basınç gerilmesi kontrolü;

$$\sigma = \frac{33860}{404077} \times 20.18 = 1.69 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynakların Tahkiki;



Şekil 5.23 : G_IPE360/2 1-1 Kesiti

$$y_G = \frac{0.7 \times 17 \times 2.65 + 0.7 \times 6 \times 4.305 \times 2 + 0.5 \times 29 \times 21 \times 2 + 0.7 \times 6 \times 37.38 \times 2 + 0.7 \times 17 \times 39.35 + 1 \times 20 \times 49 \times 2 + 1.5 \times 17 \times 59.75 + 1 \times 13 \times 67 \times 2 + 1.5 \times 17 \times 74.25 + 1 \times 35 \times 92.5 \times 2 + 1.5 \times 17 \times 110.75}{0.7 \times 17 \times 2 + 0.7 \times 6 \times 4 + 0.5 \times 29 \times 2 + 1 \times 2 \times (20 + 13 + 35) + 3 \times 1.5 \times 17}$$

$$y_G = 63.37 \text{ cm}$$

$$I = 0.7 \times 17 \times 2.65^2 + 2 \times 0.7 \times 6 \times 4.305^2 + \left(\frac{0.5 \times 29^3}{12} + 0.5 \times 29 \times 21^2 \right) \times 2 + 0.7 \times 6 \times 37.38^2 \times 2 + 0.7 \times 17 \times 39.35^2 + \left(\frac{1 \times 20^3}{12} + 1 \times 20 \times 49^2 \right) \times 2 + 1.5 \times 17 \times 59.75^2 + \left(\frac{1 \times 13^3}{12} + 1 \times 13 \times 67^2 \right) \times 2 + 1.5 \times 17 \times 74.25^2 + \left(\frac{1 \times 35^3}{12} + 1 \times 35 \times 92.5^2 \right) \times 2 + 1.5 \times 17 \times 110.75^2$$

$$I = 1410152.3 \text{ cm}^4$$

1 nolu kaynakta gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (42.1 + 0.5) = 3.88 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

5 nolu kaynakta gerilme tahkiki,

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (53 + 25 - 42.1) = 3.26 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

3 ve 4 nolu kaynakta gerilme tahkiki,

$$F_k^G = 2 \times 1 \times (49 + 25) = 148 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{151.7}{148} = 1.03 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{19827}{217813} \times (53 + 25 - 42.1 - 2) = 3.08 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

6 nolu kaynakta gerilme tahkiki;

$$\sigma_k = \frac{19827 \times 12}{2 \times 1 \times (87 - 2 \times 1)^3} \times \frac{87 - 2 \times 1}{2} = 8.23 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

5.5 Temelin Güçlendirilmesi

Depremlı durumda mevcut temellerin altında oluşan zemin gerilmeleri zemin emniyet gerilmesini aştığı için temelin planda boyutları 74 x 17 m olan radye temel sistemine çevrilmesine karar verilmiştir. Radye temelde negatif ve pozitif moment beraber bulunduğu ve negatif momenti karşılamak amacıyla, temel altına ve üstüne donatı yerleştirmek gerekir. Mevcut temelin altına donatı eklenemeyeceği için yeni yapılacak temel mevcut temelin üstüne yapılacaktır. Yeni temelin yüksekliği 100 cm seçilmiştir.

Güçlendirilmiş temel sistemi SAFE V7.01 ile ozlmş ve G+Q yüklemesinde zemin gerilmesi 118.7 kN/m², depremlı durumda 210 kN/m² çıkmıştır. Zemin gerilmeleri G+Q ve depremlı durumlardaki zemin emniyet gerilmelerinden düşük çıkmıştır.

Yeni yapılan temelde X-yönünde en büyük moment değerleri YK 2 yklemsinde meydana gelmiştir. YK 2 yüklemesinde en büyük pozitif moment 1420 kNm, negatif moment 1070 kNm çıkmıştır. Y-yönünde en büyük moment değerleri YK 8 yüklemesinde meydana gelmiştir YK 8 yüklemesine göre en büyük pozitif moment 1490 kNm, negatif moment 570 kNm çıkmıştır. Bu momentleri taşıtabilmek için üste $\Phi 22/15$ (3540mm²), alta $\Phi 30/15$ (4713mm²) konmuştur.

Betonarme Hesap:

1 m genişlik için hesap yapılmıştır. Pas payı, d' 5 cm dir.

Kolon altında;

$$K = \frac{1 \times 0.95^2}{1490} = 60 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.94$$

$$A_s = \frac{2.94 \times 1490}{0.95} = 4611 \text{ mm}^2 < 4713 \text{ mm}^2$$

Açıklıkta;

$$K = \frac{1 \times 0.95^2}{1070} = 84 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.89$$

$$A_s = \frac{2.89 \times 1070}{0.95} = 3255 \text{ mm}^2 < 3540 \text{ mm}^2$$

5.6 Birleşim Hesabı ve Detayları

Güçlendirme Elemanının Birleşim Hesabı:

Güçlendirme elemanlarının birleşimleri, aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek yük taşıyabilecek yük taşıma kapasitesine sahip olmalıdır. [6]

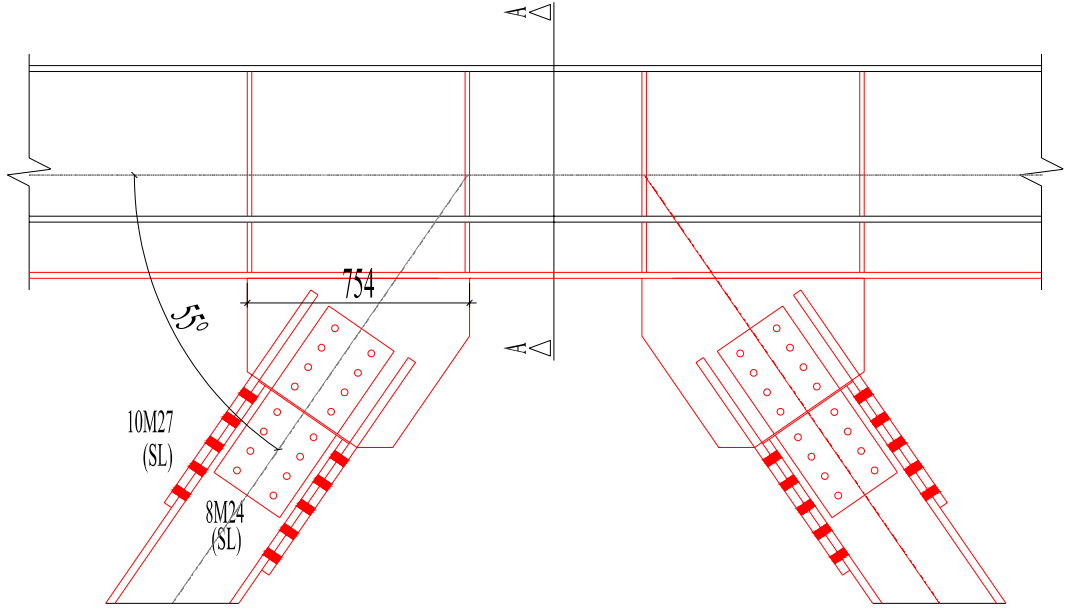
- Örgü elemanının eksenel çekme halindeki yük taşıma kapasitesi,
- Deprem yükünden dolayı örgü elemanlarında oluşan eksenel kuvvetin 2.8 katı ile gravitasyonel yüklerden aynı elemanlarda oluşan eksenel yüklerin toplamı,
- Taşıyıcı sistem tarafından örgü elemanlarına aktarılabilen maksimum eksenel kuvvet.

Güçlendirme elemanının bulonlu birleşiminde elemanın etkili faydalı enkesit alanının, kayıpsız enkesit alanına oranı Denklem (5.36) da verilen orandan büyük olmalıdır. [8]

$$\frac{F_n}{F} \geq \frac{1.2 \times \alpha \times \sigma^*}{\sigma_u} \quad (5.36)$$

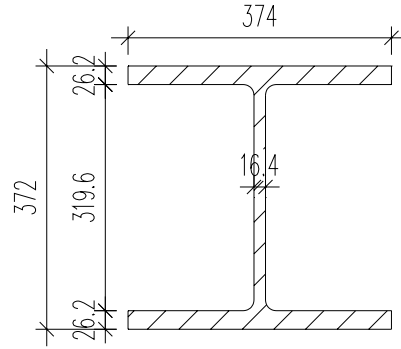
Denklem (5.36) da F_n , faydalı enkesit alanı; α , yukarıda tanımlanan yükün, faydalı enkesit tarafından taşınan kısmına oranı; σ^* , yukarıda tanımlanan yüklerden dolayı gerilme; σ_u , malzemenin çekme mukavemetidir.

Guse levhasını kolon ve kirişe bağlayan kaynakların kontrolü, güçlendirme elemanından gelen eksenel kuvvetin bileşenlerinin bu kaynaklarda oluşturacağı gerilmeye göre yapılmıştır.



Şekil 5.24 : Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı

Güçlendirme elemanı olarak HD360X196 seçilmiştir.



Şekil 5.25 : HD360X196 Kesiti

$$P_E = 1322.8 \text{ kN}, P_{G+Q} = 78.6 \text{ kN}$$

- $P_{\max} = 250.3 \times 14.4 \times 1.33 = 4793.7 \text{ kN}$
- $P_{\max} = 2.8 \times 1322.8 + 78.6 = 3782.44 \text{ kN}$

$$\Delta F_n = 2 \times 2 \times 2.62 \times 2.8 + 2 \times 1.64 \times 2.3 = 36.888 \text{ cm}^2$$

$$F_n = F - \Delta F_n = 250.3 - 36.888 = 213.412 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{3782.44}{213.412} = 17.72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{213.412}{250.3} = 0.852 > \frac{1.2 \times 1 \times 17.72}{37} = 0.574$$

M22 bulonun taşıma yükleri:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 27 = 102.63 \text{ kN}$$

$$N_L = \sigma_{lem} \times (\min \sum t) \times d = 43 \times 1.64 \times 2.2 = 155.144 \text{ kN}$$

$$N_{EM} = 102.63 \text{ kN}$$

$$P_{gövde} = \frac{31.96 \times 1.64}{250.3} \times 3782.44 = 792.06 \text{ kN}$$

$$8 \times 102.63 = 821.04 \text{ kN} > P_{flanş} = 792.06 \text{ kN}$$

M27 bulonun taşıma yükleri:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{\pi \times 2.7^2}{4} \times 27 = 154.59 \text{ kN}$$

$$N_L = \sigma_{lem} \times (\min \sum t) \times d = 43 \times 2.62 \times 2.7 = 304.182 \text{ kN}$$

$$N_{EM} = 154.59 \text{ kN}$$

$$P_{flanş} = \frac{37.4 \times 2.62}{250.3} \times 3782.44 = 1480.76 \text{ kN}$$

$$10 \times 154.59 = 1545.9 \text{ kN} > P_{flanş} = 1480.76 \text{ kN}$$

Flanş ek levhasını guse levhasına bağlayan kaynakların tahkiki:

$$a = 10 \text{ mm}, l = 350 \text{ mm}$$

$$A_k = 4 \times 1 \times (35 - 2 \times 1) = 132 \text{ cm}^2$$

$$P_k = 12.5 \times 132 = 1650 \text{ kN} > P_{flanş} = 1480.76 \text{ kN}$$

Guse levhasını kirişe bağlayan kaynakların tahkiki:

$$A = 14 \text{ mm}, l = 75.4 \text{ mm}$$

$$A_k = 2 \times 1.4 \times (65 - 2 \times 1) = 176.4 \text{ cm}^2$$

$$P_{kiriş} = 3782.44 \times \cos(55) = 2169.52 \text{ kN}$$

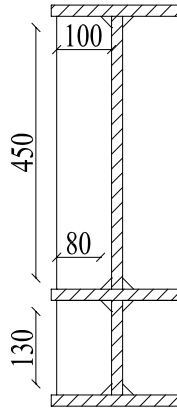
$$P_k = 12.5 \times 176.4 = 2205 \text{ kN} > P_{\text{kiriş}} = 2169.52 \text{ kN}$$

Gövde takviye levhası arası mesafenin tayini:

$$\theta = 0.0106 \text{ radyan} < 0.03 \text{ radyan}, C_B = 56$$

$$a < 56 \times 2 - \frac{66}{5} = 98.8 \text{ cm}$$

bağlantı kirişi uzunluğu e 60 cm olduğu için bağlantı kirişinin uçlarına ve guse levhası ucu hizasında olmak üzere toplam 8 adet gövde takviye levhası yerleştirilmiştir.



Şekil 5.26 : Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı A-A Kesiti

Gövde takviye levhası genişliği $2b \geq 24 - 2 \times 2 = 20$, b 10 cm seçilmiştir.

Gövde takviye levhasının et kalınlığı $t \geq 0.75t_w = 2 \times 0.75 = 1.5$, t=1.5 cm seçilmiştir.

$$A_{st} = 10 \times 1.5 = 15 \text{ cm}^2$$

Gövde köşe kaynaklarında gerilme tahkiki:

$$P_{k,gövde} = A_{st} \times \sigma_y = 15 \times 24 = 360 \text{ kN}$$

Seçilen kaynak kalınlığı a = 0.3 cm, kaynak uzunluğu l = 45 + 13 = 58 cm

$$P_{kaynak} = 12.5 \times 2 \times 0.3 \times (58 - 2 \times 0.3) = 430.5 \text{ kN} > P_{k,gövde} = 360 \text{ kN}$$

Gövde köşe kaynaklarında gerilme tahkiki:

$$P_{k,başlık} = \frac{A_{st} \times \sigma_y}{8} = \frac{15 \times 24}{8} = 45 \text{ kN}$$

Seçilen kaynak kalınlığı $a = 0.3$ cm, kaynak uzunluğu $l = 8$ cm

$$P_{\text{kaynak}} = 12.5 \times 2 \times 0.3 \times (8 - 2 \times 0.3) = 55.5 \text{ kN} > P_{\text{k.gövde}} = 45 \text{ kN}$$

BÖLÜM 6 MERKEZİ ÇAPRAZLI GÜÇLENDİRME

Merkezi güçlendirilmiş çerçeveler (MGÇ) yapılarda, süneklik düzeyi normal ve yüksek olmak üzere iki türlü kullanabilmektedir. Yapı deprem yüklerine göre boyutlanmadığı ve 1. derece deprem bölgesinde bulunması nedeniyle yapıyı süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı güçlendirme yoluna gidilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çapraz ile süneklik düzeyi normal merkezi çapraz arasındaki fark, birleşim ve standartların getirdiği şartlardır.

MGÇ sistemlerin inelastik çevrimsel cevapları yeterli değildir. Fakat, narinliği azaldıkça inelastik çevrimsel davranışları iyileşir. [7] Süneklik düzeyi yüksek MGÇ için narinlik sınırı Denklem (6.1) e göre St-37 kalitesinde yapısal çelik için 173.63 çıkmaktadır.

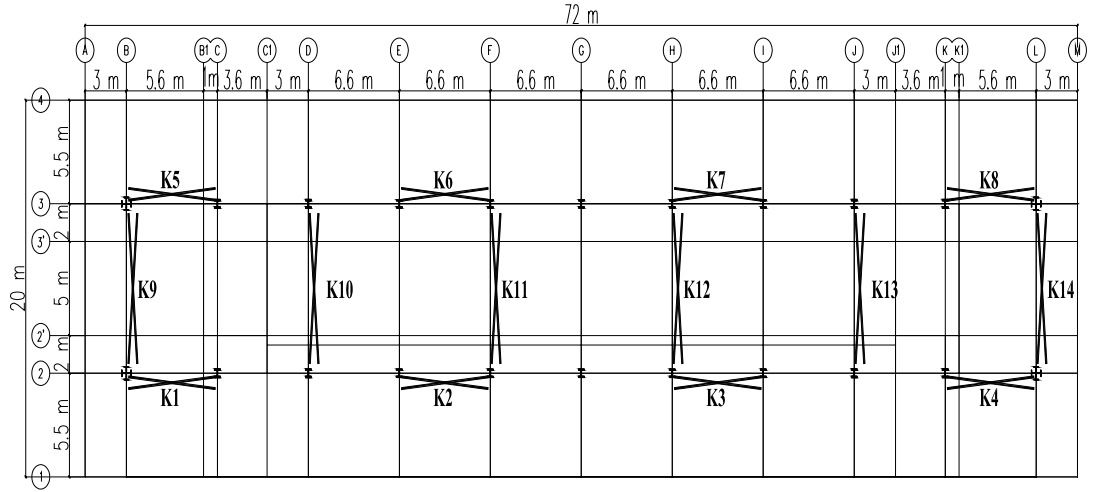
$$\lambda \leq 5.87 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (6.1)$$

V ve ters V şeklinde düzenlenmiş MGÇ sistemler geçmiş depremlerde çaprazlarda burkulma ve kiriş ortasındaki birleşimde esneme gibi kusurlardan dolayı depremde düşük performans göstermişlerdir. MGÇ sistemlerinin iki katta X veya tek katta X şeklinde uygulanması önerilir. [9]. Bu yüzden yapının güçlendirmesinde tek katta X şeklinde düzenlenmiş süneklik düzeyi yüksek MGÇ sistem kullanılmıştır.

Çapraz elemanların elastik ötesi bir davranış için boyutlandırıldığı için, bu kesitlerde kompakt olması şartı aranır. Kompaktlık şartı Denklem (6.2) ve (6.3) ile kontrol edilmiştir.

$$\frac{b}{t_b} \leq 17 \text{ (St-37 için)} \quad (6.2)$$

$$\frac{d}{t_g} \leq 43 \sqrt{\frac{2531}{\sigma_a}} \quad (\sigma_a = 2400 \text{ ton / cm}^2) = 44 \quad (6.3)$$



Şekil 6.1: Dışmerkez Çapraz Planı

6.1 Çaprazların Boyutlanması

X şeklindeki çapraz sisteminde bir eleman basınca çalışırken diğer eleman da çekmeye çalışır ve çekmeye çalışan eleman basınç elemanının burkulma boyunu yaklaşık % 25 azaltır. Bu sebepten dolayı basınç elemanının burkulma boyu, $0.75 \times l$ alınmıştır. Çaprazların boyutlanması, ETABS V4.2.3 ile yapılan çözüm sonucu elde edilen normal kuvvet değerlerine göre yapılmıştır.

6.1.1 K₁, K₄, K₅, K₈ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması

Çaprazların boyutlanması ile ilgili hesaplar Tablo 6.1 de gösterilmiştir.

Tablo 6.1 : K₁, K₄, K₅, K₈ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki

Kat No	Çapraz Kesiti	P kN	Boy cm	Burkulma Boyu (cm)	i cm	A cm ²	λ	ω	σ kN/m ²
+33.05	HE-B220	203.7	702.28	526.71	5.59	91	94.22	1.86	4.16 < 19.152
+30.65	HE-B220	380.9	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	8.12 < 19.152
+27.45	HE-B220	527.4	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	11.24 < 19.152
+24.25	HE-B220	678.8	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	14.47 < 19.152
+21.05	HE-B220	745.7	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	15.90 < 19.152
+17.85	HE-B220	804.7	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	17.16 < 19.152
+14.65	HE-B240	904.5	733.48	550.11	6.08	106	90.48	1.79	15.27 < 19.152
+11.25	HE-B240	869.3	733.48	550.11	6.08	106	90.48	1.79	14.68 < 19.152
+8.25	HE-B260	1123.5	796.01	597.01	6.58	118	90.73	1.79	17.04 < 19.152
+3.80	HE-B260	858.4	761.58	571.19	6.58	118	86.81	1.72	12.51 < 19.152

Kompaktlık Kontrolü:

HE-B 220

$$\frac{b}{t_b} = \frac{22}{1.6} = 13.75 \leq 17$$

$$\frac{d}{t_g} = \frac{18.8}{0.95} = 19.78 \leq 44$$

HE-B 240

$$\frac{b}{t_b} = \frac{24}{1.7} = 14.11 \leq 17$$

$$\frac{d}{t_g} = \frac{20.6}{1} = 20.6 \leq 44$$

HE-B 260

$$\frac{b}{t_b} = \frac{26}{1.75} = 14.85 \leq 17$$

$$\frac{d}{t_g} = \frac{22.5}{1} = 22.5 \leq 44$$

Kesitler kompakttır.

6.1.2 K₂, K₃, K₆, K₇ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması

Çaprazların boyutlaması ile ilgili hesaplar Tablo 6.2 de gösterilmiştir.

Tablo 6.2 : K₂, K₃, K₆, K₇ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki

Kat No	Çapraz Kesiti	P kN	Boy cm	Burkulma Boyu (cm)	i cm	A cm ²	λ	ω	σ kN/m ²
+33.05	HE-B220	147.5	702.28	526.71	5.59	91	94.22	1.86	3.01 < 19.152
+30.65	HE-B220	326.9	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	6.97 < 19.152
+27.45	HE-B220	443.2	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	9.45 < 19.152
+24.25	HE-B220	569.6	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	12.14 < 19.152
+21.05	HE-B220	659.2	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	14.05 < 19.152
+17.85	HE-B220	744.6	733.48	550.11	5.59	91	98.41	1.94	15.87 < 19.152
+14.65	HE-B240	872.2	733.48	550.11	6.08	106	90.48	1.79	14.73 < 19.152
+11.25	HE-B240	841.9	733.48	550.11	6.08	106	90.48	1.79	14.22 < 19.152
+8.25	HE-B260	1104	796.01	597.01	6.58	118	90.73	1.79	16.75 < 19.152
+3.80	HE-B260	854.3	761.58	571.19	6.58	118	86.81	1.72	12.45 < 19.152

K₂, K₃, K₆, K₇ MGÇ çaprazlarının kompaktlık şartı K₁, K₄, K₅, K₈ MGÇ leri ile aynıdır.

6.1.3 K₉, K₁₄ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması

Çaprazların boyutlaması ile ilgili hesaplar Tablo 6.3 de gösterilmiştir.

Tablo 6.3 : K₉, K₁₄ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki

Kat No	Çapraz Kesiti	P kN	Boy cm	Burkulma Boyu (cm)	i cm	A cm ²	λ	ω	σ kN/m ²
+33.05	HD320X127	287.6	932	699.00	7.57	161	92.34	1.82	3.25 < 19.152
+30.65	HD320X127	600.6	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	6.94 < 19.152
+27.45	HD320X127	805.9	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	9.31 < 19.152
+24.25	HD320X127	1024.6	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	11.84 < 19.152
+21.05	HD320X127	1129.5	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	13.05 < 19.152
+17.85	HD320X127	1262.1	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	14.58 < 19.152
+14.65	HD320X127	1371.3	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	15.84 < 19.152
+11.45	HD320X127	1340.9	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	15.49 < 19.152
+8.25	HD360X134	1790.5	1004	753.00	9.4	171	80.11	1.62	16.96 < 19.152
+3.80	HD320X127	1230	977	732.75	7.57	161	96.80	1.86	14.21 < 19.152

Kompaktlık Kontrolü:

HD320X127

$$\frac{b}{t_b} = \frac{30}{2.05} = 14.63 \leq 17$$

$$\frac{d}{t_g} = \frac{27.9}{1.15} = 24.26 \leq 44$$

HD320X158

$$\frac{b}{t_b} = \frac{30.3}{2.55} = 11.88 \leq 17$$

$$\frac{d}{t_g} = \frac{27.9}{1.45} = 19.24 \leq 44$$

Kesitler Kompakttır.

6.1.4 K₁₀, K₁₃ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması

Çaprazların boyutlaması ile ilgili hesaplar Tablo 6.4 de gösterilmiştir.

Tablo 6.4 : K₁₀, K₁₃ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki

Kat No	Çapraz Kesiti	P kN	Boy cm	Burkulma Boyu (cm)	i cm	A cm ²	λ	ω	σ kN/m ²
+33.05	HD320X127	88.7	932	699.00	7.57	161	92.34	1.82	1.00 < 19.152
+30.65	HD320X127	313.3	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	3.62 < 19.152
+27.45	HD320X127	490.5	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	5.67 < 19.152
+24.25	HD320X127	682.4	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	7.88 < 19.152
+21.05	HD320X127	807.8	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	9.33 < 19.152
+17.85	HD320X127	960.6	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	11.10 < 19.152
+14.65	HD320X127	1106	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	12.78 < 19.152
+11.45	HD320X127	1102.3	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	12.73 < 19.152
+8.25	HD360X134	1537.9	1004	753.00	9.4	171	80.11	1.62	14.57 < 19.152
+3.80	HD320X127	1131	977	732.75	7.57	161	96.80	1.86	13.07 < 19.152

K₁₀, K₁₃, MGÇ çaprazlarının kompaktlık şartı K₉, K₁₄ MGÇ leri ile aynıdır.

6.1.5 K₁₁, K₁₂ MGÇ Çaprazlarının Boyutlandırılması

Çaprazların boyutlaması ile ilgili hesaplar Tablo 6.5 de gösterilmiştir.

Tablo 6.5 : K₁₁, K₁₂ MGÇ Çaprazlarında Gerilme Tahkiki

Kat No	Çapraz Kesiti	P kN	Boy cm	Burkulma Boyu (cm)	i cm	A cm ²	λ	ω	σ kN/m ²
+33.05	HD320X127	213.6	932	699.00	7.57	161	92.34	1.82	2.41 < 19.152
+30.65	HD320X127	475.9	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	5.50 < 19.152
+27.45	HD320X127	620.2	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	7.17 < 19.152
+24.25	HD320X127	787	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	9.09 < 19.152
+21.05	HD320X127	895.6	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	10.35 < 19.152
+17.85	HD320X127	1021.3	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	11.80 < 19.152
+14.65	HD320X127	1134.8	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	13.11 < 19.152
+11.45	HD320X127	1101	955	716.25	7.57	161	94.62	1.86	12.72 < 19.152
+8.25	HD360X134	1489.6	1004	753.00	9.4	171	80.11	1.62	14.11 < 19.152
+3.80	HD320X127	1045.7	977	732.75	7.57	161	96.80	1.86	12.08 < 19.152

K₁₁, K₁₂, MGÇ çaprazlarının kompaktlık şartı K₉, K₁₄ MGÇ leri ile aynıdır.

6.2 MGÇ ile Güçlendirilmiş Sistemin Dinamik Analizi

Bölüm 6.1 de belirtildiği gibi boyutlanan DGÇ elemanlarının kesitleri ETABS 4.2.3 programında oluşturulan modelde girildikten sonra yapılan çözüm sonucu yapının x-yönü (uzun doğrultu) periyodu $T_x = 0.752$ sn, y-yönü (kısa doğrultu) periyodu $T_y = 0.676$ sn olarak bulunmuştur. ETABS V4.2.3 den alınan verilere göre burulma düzensizliği ve yanal deplasman kontrolü yapılmıştır. Güçlendirilmiş sistemin kütle

katılım oranları Tablo 6.6 da, burulma düzensizliği Tablo 6.7 de yanal deplasman kontrolü Tablo 6.8 de gösterilmiştir.

Tablo 6.6 : MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyod sn	X-Yönü	Y-Yönü	ΣX	ΣY
1	0.752	74.353	0	74.353	0
2	0.676	0	77.580	74.353	77.580
3	0.623	0	0	74.353	77.580
4	0.228	16.420	0	90.773	77.580
5	0.214	0	14.572	90.773	92.152
6	0.200	0	0	90.773	92.152
7	0.120	4.261	0	95.034	92.152
8	0.115	0	3.646	95.034	95.798
9	0.109	0	0	95.034	95.798
10	0.082	2.011	0	97.044	95.798
11	0.080	0	1.743	97.044	97.541
12	0.076	0	0	97.044	97.541

A.B.Y.Y.H.Y'e göre yapının kütesinin % 90 nın katılımı istenir. 5. moddan sonra bu şart sağlanmıştır, ve 12 modda çözüm yapılmıştır.

Tablo 6.7 : MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Burulma Düzensizliği

Kat	Δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{ort}	Δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{ort}	η_x	η_y
+33.05 / + 30.65	2.930	2.863	2.897	2.468	1.669	2.068	1.012	1.193
+30.65 / + 27.45	4.546	4.438	4.492	3.892	2.608	3.250	1.012	1.198
+27.45 / + 24.25	4.995	4.870	4.932	4.400	2.914	3.657	1.013	1.203
+24.25 / + 21.05	5.326	5.187	5.256	4.853	3.195	4.024	1.013	1.206
+21.05 / + 17.85	5.493	5.345	5.419	5.100	3.339	4.219	1.014	1.209
+17.85 / + 14.65	5.495	5.339	5.417	5.288	3.442	4.365	1.014	1.211
+14.65 / + 11.45	5.012	4.855	4.934	5.320	3.451	4.385	1.016	1.213
+11.45 / + 8.25	4.562	4.413	4.487	4.976	3.205	4.090	1.017	1.216
+8.25 / + 3.80	5.347	5.184	5.265	5.407	3.471	4.439	1.016	1.218

y yönünde burulma düzensizliği çıkmıştır. Bu yüzden A.B.B.Y.H.Y madde 6.7.3.3 belirtilen denklem (6.10) ile tariflenen D_i katsayısı ile % 5 olan dışmerkezlik artırılmıştır.

Dışmerkezlik Denklem (6.4) ile artırılmıştır.

$$D_i = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \quad (6.4)$$

Tablo 6.8 : MGÇ ile Güçlendirilmiş Sitemin Yanal Deplasman Kontrolü

Kat	Yük	X-Yönü	Y-Yönü	Kat	Yük	X-Yönü	Y-Yönü
+33.05	EX1	0.001207		+17.85	EX1	0.001544	
+33.05	EX1		0.000047	+17.85	EX1		0.000074
+33.05	EX2	0.001207		+17.85	EX2	0.001544	
+33.05	EX2		0.000047	+17.85	EX2		0.000074
+33.05	EY1	0.000047		+17.85	EY1	0.000074	
+33.05	EY1		0.000979	+17.85	EY1		0.001439
+33.05	EY2	0.000047		+17.85	EY2	0.000074	
+33.05	EY2		0.000979	+17.85	EY2		0.001439
+30.65	EX1	0.001363		+14.65	EX1	0.00148	
+30.65	EX1		0.000055	+14.65	EX1		0.000074
+30.65	EX2	0.001363		+14.65	EX2	0.00148	
+30.65	EX2		0.000055	+14.65	EX2		0.000074
+30.65	EY1	0.000055		+14.65	EY1	0.000074	
+30.65	EY1		0.001124	+14.65	EY1		0.001428
+30.65	EY2	0.000055		+14.65	EY2	0.000074	
+30.65	EY2		0.001124	+14.65	EY2		0.001428
+27.45	EX1	0.001466		+11.45	EX1	0.00134	
+27.45	EX1		0.000062	+11.45	EX1		0.000071
+27.45	EX2	0.001466		+11.45	EX2	0.00134	
+27.45	EX2		0.000062	+11.45	EX2		0.000071
+27.45	EY1	0.000062		+11.45	EY1	0.000071	
+27.45	EY1		0.001249	+11.45	EY1		0.001349
+27.45	EY2	0.000062		+11.45	EY2	0.000071	
+27.45	EY2		0.001249	+11.45	EY2		0.001349
+24.25	EX1	0.001534		+8.25	EX1	0.001048	
+24.25	EX1		0.000068	+8.25	EX1		0.000062
+24.25	EX2	0.001534		+8.25	EX2	0.001048	
+24.25	EX2		0.000068	+8.25	EX2		0.000062
+24.25	EY1	0.000068		+8.25	EY1	0.000062	
+24.25	EY1		0.001353	+8.25	EY1		0.001166
+24.25	EY2	0.000068		+8.25	EY2	0.000062	
+24.25	EY2		0.001353	+8.25	EY2		0.001166
+21.05	EX1	0.001556		+3.80	EX1	0.000687	
+21.05	EX1		0.000071	+3.80	EX1		0.000042
+21.05	EX2	0.001556		+3.80	EX2	0.000687	
+21.05	EX2		0.000071	+3.80	EX2		0.000042
+21.05	EY1	0.000071		+3.80	EY1	0.000021	
+21.05	EY1		0.001407	+3.80	EY1		0.000858
+21.05	EY2	0.000071		+3.80	EY2	0.000021	
+21.05	EY2		0.001407	+3.80	EY2		0.000858

X- yönü için en büyük görelî kat ötelemesi 0.001544, y-yönü için 0.001439 dır. A.B.Y.Y.H.Y'97 de görelî kat ötelemesi 0.0035 veya $0.02/R$ den en küçük olanına göre sınırlandırılmıştır. DGÇ'lerde $R=6$ olduğu için görelî kat ötelemesi değeri 0.0033 den büyük olmamalıdır. Yapıda sonuçlardan da görüldüğü gibi bu değeri aşmamıştır.

6.3 Kolonların, Kirişlerin Güçlendirilmesi

ETABS V4.2.3 de yapılan çözüm sonucu depremlili durumdaki kesit tesirlerine göre kolon ve kirişlerde gerilme kontrolü yapılmış, kirişlerde herhangi bir güçlendirmeye gerek olmadığı, bazı kolonlarda ise güçlendirmeye gerek olduğu görülmüştür.

Mevcut kolonlar, levhaların kaynak ile eklenerek güçlendirilmiştir. Uygulamada levhalar mevcut profillere fırınlanmış 4 mm çaplı bazik elektrotla çok pasolu kaynakla birleşimi yapılmalıdır. Güçlendirmek için kaynaklanan levhaların kaynak dikişleri kontrol edilmiştir.

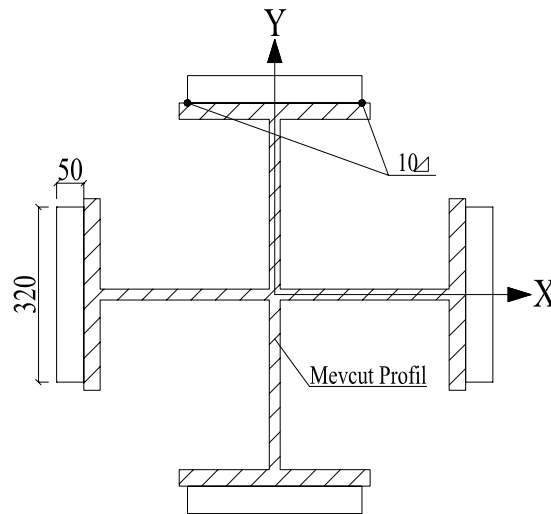
Güçlendirilen yeni kolon kesitlerinde gerilme tahkiki Bölüm 4.4 Kolonların Boyutlaması bölümünde anlatıldığı gibi yapılmıştır. Daha sonra güçlendirmek için kaynaklanan levhaların birleşimlerinde gerilme kontrolü yapılmıştır.

Güçlendirilen kesitlerin kompaktlık kontrolü Denklem (6.5) ile kontrol edilmiştir.

$$\left. \frac{h}{t_g} \right\} \begin{cases} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(1 - 1.7 \times \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) & \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \leq 0.1 \text{ için} \\ \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) & \frac{N_d}{\sigma_a \times A} > 0.1 \text{ için} \end{cases} \quad (6.5)$$

G_HAC700/30/20:

Mevcut HAC700/30/20 olan kolon Şekil 6.2 deki gibi güçlendirilmiş ve *G_HAC700/3020* olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.2 : G_HAC/700/30/20 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 9 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 1198.31 \text{ kNm}, M_{yy} = 74.52 \text{ kNm}, N = 10111.84 \text{ kN}, V_x = 55.32 \text{ kN},$$

$$V_y = 339.07 \text{ kN}$$

G_HAC700/30/20 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 1312 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 778973 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 19474 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 24.36 \text{ cm}$$

$$l = 380 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{10111.84}{24 \times 1312} = 0.312 > 0.1$$

$$\frac{64}{2} = 31 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.312) = 70.34$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 10111.84 / 1312 = 7.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 24.36 = 15.6 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\phi_{em,x}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 119831 / 19474.32 = 6.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{15400}{119831} \right) + 0.3 \times \left(\frac{15400}{119831} \right)^2 = 1.62 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 35 + 32 \times 5 + 2 \times (64 / 6) = 286.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = (3 \times 35^3 + 5 \times 32^3) / 12 = 24372.08 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{24372.08 / 286.33} = 9.22 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 9.22 = 41.21$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.62}{2400}} = 142.3 > 41.21$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 41.21^2}{9 \times 10^7 \times 1.62} \right] \times 3192 = 2009.32 \text{ kg/cm}^2 = 20.09 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.62}{380 \times \frac{80}{286.33}} = 12817 \text{ kg/cm}^2 = 128.17 \text{ kN/cm}^2$$

$$128.17 > 20.09 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{15.6^2} = 34064 \text{ kg/cm}^2 = 340.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 24.36 = 15.6 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 7452 / 19474 = 0.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{9590}{7452} \right) + 0.3 \times \left(\frac{9590}{7452} \right)^2 = 3.6 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 35 + 32 \times 5 + 2 \times (64 / 6) = 286.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (3 \times 35^3 + 5 \times 32^3) / 12 = 24372.08 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{24372.08 / 286.33} = 9.22 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 380 / 9.22 = 41.21$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 41.21$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 41.21^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2044.4 \text{ kg/cm}^2 = 20.444 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{380 \times \frac{80}{286.33}} = 18197 \text{ kg/cm}^2 = 181.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$181.97 > 20.444 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{15.6^2} = 34064 \text{ kg/cm}^2 = 340.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{7.7}{18.776} = 0.41 \geq 0.15$$

$$\frac{7.7}{19.152} + \frac{6.15}{19.152} + \frac{0.38}{19.152} = 0.743 \leq 1$$

$$\frac{7.7}{18.776} + \frac{0.85 \times 6.15}{\left(1 - \frac{7.7}{340.64}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 0.38}{\left(1 - \frac{7.7}{340.64}\right) \times 19.152} = 0.706 \leq 1$$

Kesit uygundur.

Kaynak Dikişlerinin Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 32 \times 5 = 160 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm} \leq 0.7 \times 50 = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$$

$$F_k = (150 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{119831}{778973} \times 35 + 10111.84 \times \frac{160}{1312} \times \frac{1}{296} = 9.55 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 32 \times 5 \times 37.5 = 6000 \text{ cm}^3$$

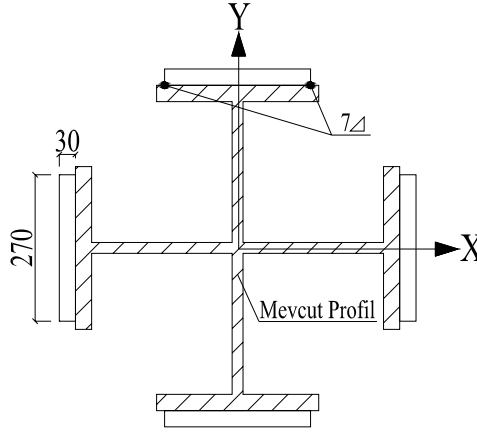
$$\tau = \frac{339.07 \times 6000}{778973 \times 2 \times 1} = 1.305 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{9.55^2 + 1.305^2} = 9.638 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak Yeterlidir.

$G_HAC600/30/20$:

Mevcut HAC600/30/20 olan kolon Şekil 6.3 deki gibi güçlendirilmiş ve $G_HAC600/3020$ olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.3 : $G_HAC/600/30/20$ Kesiti

+ 14.65 kotu, 2-B aksındaki kolon YÜK 3 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 79.95 \text{ kNm}, M_{yy} = 107.33 \text{ kNm}, N = 5993.04 \text{ kN}, V_x = 66.17 \text{ kN},$$

$$V_y = 77.24 \text{ kN}$$

$G_HAC600/30/20$ mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 896 \text{ cm}^2, I_x = I_y = 356826 \text{ cm}^4, \omega_x = \omega_y = 10813 \text{ cm}^3, i_x = i_y = 19.95 \text{ cm}$$

$$l = 320 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{5993.04}{24 \times 896} = 0.278 > 0.1$$

$$\frac{54}{2} = 27 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.278) = 71.68$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 5993.04 / 896 = 6.68 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 19.95 = 16.04 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,x}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 7995 / 10813 = 0.74 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{7995}{11160} \right) + 0.3 \times \left(\frac{7995}{11160} \right)^2 = 2.65 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 30 + 27 \times 3 + 2 \times (54 / 6) = 189 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = (3 \times 30^3 + 3 \times 27^3) / 12 = 11671 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{11671 / 189} = 7.85 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 7.85 = 40.76$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.76$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 40.76^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2046.2 \text{ kg / cm}^2 = 20.46 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{66}{189}} = 17289 \text{ kg / cm}^2 = 172.89 \text{ kN / cm}^2$$

$$172.89 > 20.46 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{16.04^2} = 32221 \text{ kg/cm}^2 = 332.11 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \quad \lambda_y = 320 / 19.95 = 16.04 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\zeta_{em,y}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 10733 / 10813 = 0.992 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{10733}{5680} \right) + 0.3 \times \left(\frac{10733}{5680} \right)^2 = 4.8 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 30 + 27 \times 3 + 2 \times (54 / 6) = 189 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (3 \times 30^3 + 3 \times 27^3) / 12 = 11671 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{11671 / 189} = 7.85 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 7.85 = 40.76$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 40.76$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 40.76^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2046.2 \text{ kg / cm}^2 = 20.46 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{66}{189}} = 17289 \text{ kg / cm}^2 = 172.89 \text{ kN / cm}^2$$

$$172.89 > 20.46 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{16.04^2} = 32221 \text{ kg / cm}^2 = 332.11 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{6.68}{18.776} = 0.355 \geq 0.15$$

$$\frac{6.68}{19.152} + \frac{0.74}{19.152} + \frac{0.992}{19.152} = 0.439 \leq 1$$

$$\frac{6.68}{18.776} + \frac{0.85 \times 0.74}{\left(1 - \frac{6.68}{332.11}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 0.992}{\left(1 - \frac{6.68}{332.11}\right) \times 19.152} = 0.434 \leq 1$$

Kesit uygundur.

Kaynak Dikişlerinin Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 27 \times 3 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 30 = 21 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{10773}{356826} \times 30 + 5993.04 \times \frac{81}{896} \times \frac{1}{145.04} = 4.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 27 \times 3 \times 31.5 = 2551.5 \text{ cm}^3$$

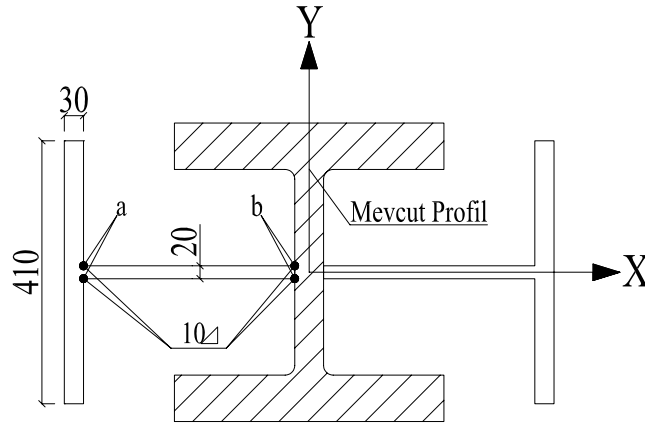
$$\tau = \frac{77.24 \times 2551.5}{356826 \times 2 \times 0.7} = 0.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.64^2 + 0.4^2} = 4.66 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak Yeterlidir.

G_HD400X592:

Mevcut HD400X592 olan kolon Şekil 6.4 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD400X592 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.4 : G_HD400X592 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 2 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 141.24 \text{ kNm}, M_{yy} = 625.7 \text{ kNm}, N = 9006.4 \text{ kN}, V_x = 185.17 \text{ kN},$$

$$V_y = 188.16 \text{ kN}$$

G_HD400X592 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 1133 \text{ cm}^2, I_x = 284665 \text{ cm}^4, I_y = 480980 \text{ cm}^4, \omega_x = 12243 \text{ cm}^3,$$

$$\omega_y = 12243 \text{ cm}^3, i_x = 15.85 \text{ cm}, i_y = 20.6 \text{ cm}, l = 380 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{9006.04}{24 \times 1133} = 0.331 > 0.1$$

$$\frac{70.5}{2} = 35.25 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.331) = 69.59$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 9006.4 / 1133 = 7.95 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 15.85 = 23.97 \rightarrow \omega_x = 1.05$$

$$\sigma_{\zeta em,x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 19.152 / 1.05 = 18.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 14124 / 12243 = 1.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{19190}{14124} \right) + 0.3 \times \left(\frac{19190}{14124} \right)^2 = 3.73 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 7.23 \times 42.1 + 4.5 \times (32.04 / 6) = 328.413 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 7.23 \times 42.1^3 / 12 = 44957.62 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{44957.62 / 328.413} = 11.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.7 = 32.48$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.748}{2400}} = 147.82 > 32.48$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 32.48^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2076.07 \text{ kg / cm}^2 = 20.76 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{380 \times \frac{46.5}{328.413}} = 35908 \text{ kg / cm}^2 = 359.08 \text{ kN / cm}^2$$

$$359.08 > 20.76 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{23.97^2} = 14428 \text{ kg/cm}^2 = 144.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 20.6 = 18.44 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{cem,y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 62570 / 12574 = 4.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{5540}{62570} \right) + 0.3 \times \left(\frac{5540}{62570} \right)^2 = 1.66 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 41 + 2 \times (70.5 / 6) = 146.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (3 \times 41^3) / 12 = 17230.25 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{17230.25 / 146.5} = 10.84 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 380 / 10.84 = 35.05$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.66}{2400}} = 144.04 > 35.05$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 35.05^2}{9 \times 10^7 \times 1.66} \right] \times 3192 = 2044.2 \text{ kg/cm}^2 = 20.442 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.66}{380 \times \frac{76.5}{146.5}} = 7027 \text{ kg/cm}^2 = 70.27 \text{ kN/cm}^2$$

$$70.27 > 20.442 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{18.44^2} = 24380 \text{ kg/cm}^2 = 243.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{7.95}{18.24} = 0.435 \geq 0.15$$

$$\frac{7.95}{19.152} + \frac{1.15}{19.152} + \frac{4.97}{19.152} = 0.734 \leq 1$$

$$\frac{7.95}{18.24} + \frac{0.85 \times 1.15}{\left(1 - \frac{7.95}{144.28}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 4.97}{\left(1 - \frac{7.95}{243.8}\right) \times 19.152} = 0.717 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 41 \times 3 = 123 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm} \leq 0.7 \times 30 = 21 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$$

$$F_k = (150 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{62570}{480980} \times 35.25 + 9006.4 \times \frac{123}{1133} \times \frac{1}{296} = 7.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 3 \times 36.75 = 3307.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{185.17 \times 3307.5}{480980 \times 2 \times 1} = 0.636 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.88^2 + 0.636^2} = 7.9 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 41 \times 3 + 33 \times 2 = 189 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm} \leq 0.7 \times 30 = 21 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$$

$$F_k = (150 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{62570}{480980} \times 2.25 + 9006.4 \times \frac{189}{1133} \times \frac{1}{296} = 5.37 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 3 \times 36.75 + 33 \times 2 \times 18.75 = 4545 \text{ cm}^3$$

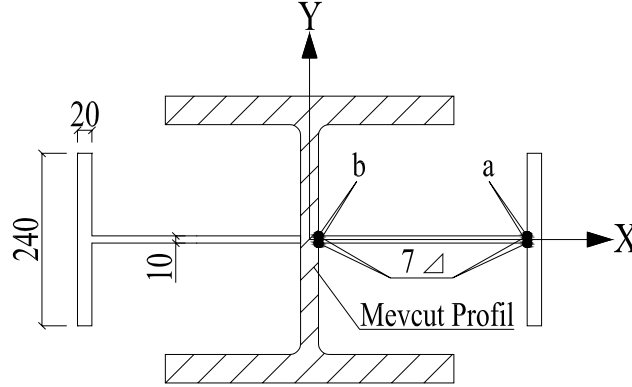
$$\tau = \frac{185.17 \times 4545}{480980 \times 2 \times 1} = 0.874 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.37^2 + 0.874^2} = 5.44 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD400X314:

Mevcut HD400X314 olan kolon Şekil 6.5 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD400X314 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.5 : G_HD400X314 Kesiti

+ 17.85 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 2 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 299.09 \text{ kNm}, M_{yy} = 97.72 \text{ kNm}, N = 4161.06 \text{ kN}, V_x = 55.15 \text{ kN},$$

$$V_y = 180.34 \text{ kN}$$

G_HD400X314 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 553 \text{ cm}^2, I_x = 114845 \text{ cm}^4, I_y = 154800 \text{ cm}^4, \omega_x = 5757 \text{ cm}^3, \omega_y = 4800 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 14.41 \text{ cm}, i_y = 16.73 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{4161.06}{24 \times 553} = 0.313 > 0.1$$

$$\frac{60.49}{1} = 60.49 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.313) = 70.3$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 4161.06 / 553 = 7.52 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 14.41 = 22.2 \rightarrow \omega_x = 1.04$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 19.152 / 1.04 = 18.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bx}} = 29909 / 5757 = 5.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{\text{bx}} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{14820}{29909} \right) + 0.3 \times \left(\frac{14820}{29909} \right)^2 = 2.343 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 7.23 \times 42.1 + 4.5 \times (32.04 / 6) = 328.413 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 7.23 \times 42.1^3 / 12 = 44957.62 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{44957.62 / 328.413} = 11.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.7 = 32.48$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 32.48$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 32.48^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2076.07 \text{ kg / cm}^2 = 20.76 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{46.5}{328.413}} = 42640 \text{ kg / cm}^2 = 426.4 \text{ kN / cm}^2$$

$$426.4 > 20.76 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{\text{Bx}} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{ex}} = \frac{829 \times 10^4}{22.2^2} = 16820 \text{ kg/cm}^2 = 168.2 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 16.73 = 19.127 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{by}} = 9772 / 4800 = 2.03 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{\text{by}} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{3910}{9772} \right) + 0.3 \times \left(\frac{3910}{9772} \right)^2 = 2.218 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2 \times 24 + 1 \times (60.49 / 6) = 58.08 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (2 \times 24^3) / 12 = 2304 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{2304 / 58.08} = 6.3 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 6.3 = 50.79$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.218}{2400}} = 144.50 > 50.79$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 50.79^2}{9 \times 10^7 \times 2.218} \right] \times 3192 = 1996 \text{ kg / cm}^2 = 19.96 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.218}{320 \times \frac{64.49}{58.08}} = 5243 \text{ kg / cm}^2 = 52.43 \text{ kN / cm}^2$$

$$70.27 > 19.96 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{19.127^2} = 22325 \text{ kg / cm}^2 = 223.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{7.52}{18.41} = 0.408 \geq 0.15$$

$$\frac{7.52}{19.152} + \frac{5.2}{19.152} + \frac{2.03}{19.152} = 0.77 \leq 1$$

$$\frac{7.52}{18.41} + \frac{0.85 \times 5.2}{\left(1 - \frac{7.52}{168.2}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 2.03}{\left(1 - \frac{7.52}{223.5}\right) \times 19.152} = 0.743 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 24 \times 2 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Hesap kaynak uzunluğu $0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{9772}{154800} \times 30.245 + 4161.06 \times \frac{48}{553} \times \frac{1}{145.04} = 4.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 24 \times 2 \times 31.245 = 1499.76 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{55.15 \times 1499.76}{154800 \times 2 \times 0.7} = 0.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.4^2 + 0.38^2} = 4.41 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 24 \times 2 + 29 \times 1 = 77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı} \ 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Hesap kaynak uzunluğu $0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{9772}{154800} \times 1.245 + 4161.06 \times \frac{77}{553} \times \frac{1}{145.04} = 4 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 24 \times 2 \times 31.245 + 1 \times 29 \times 15.745 = 1956.03 \text{ cm}^3$$

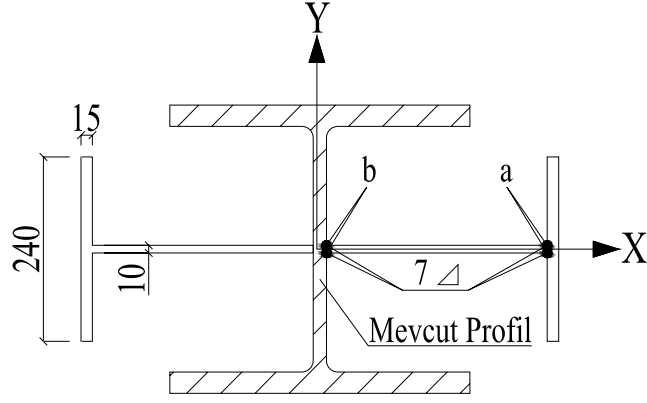
$$\tau = \frac{55.15 \times 1956.03}{480980 \times 2 \times 0.7} = 0.16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4^2 + 0.16^2} = 4.00 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_{HD400X216}:

Mevcut HD400X216 olan kolon Şekil 6.6 daki gibi güçlendirilmiş ve G_{HD400X216} olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.6 : G_HD400X216 Kesiti

+ 24.25 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 6 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 244.14 \text{ kNm}, M_{yy} = 57.14 \text{ kNm}, N = 2298.31 \text{ kN}, V_x = 39.66 \text{ kN},$$

$$V_y = 159.27 \text{ kN}$$

G_HD400X216 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 405 \text{ cm}^2, I_x = 74599 \text{ cm}^4, I_y = 113509 \text{ cm}^4, \omega_x = 3979 \text{ cm}^3, \omega_y = 3619 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 13.57 \text{ cm}, i_y = 16.74 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{2298.31}{24 \times 405} = 0.236 > 0.1$$

$$\frac{59.73}{1} = 59.73 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.236) = 73.3$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 2298.31 / 405 = 5.67 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 13.57 = 23.58 \rightarrow \omega_x = 1.05$$

$$\sigma_{\phi_{em,x}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{b_{em,x}} = 19.152 / 1.05 = 18.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 24414 / 3979 = 6.13 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15060}{24414} \right) + 0.3 \times \left(\frac{15060}{24414} \right)^2 = 2.51 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.77 \times 39.4 + 1.73 \times (31.96 / 6) = 118.35 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.77 \times 39.4^3 / 12 = 14118 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{14118 / 118.35} = 10.92 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 10.92 = 29.3$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 29.3$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 29.3^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2085 \text{ kg/cm}^2 = 20.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{380 \times \frac{46.5}{328.413}} = 35908 \text{ kg/cm}^2 = 359.08 \text{ kN/cm}^2$$

$$359.08 > 20.76 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{23.58^2} = 14909 \text{ kg/cm}^2 = 149.09 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 16.74 = 19.11 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{çem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 5714 / 3619 = 1.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{4120}{5714} \right) + 0.3 \times \left(\frac{4120}{5714} \right)^2 = 2.66 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 1.5 \times 24 + 1 \times (59.73 / 6) = 45.955 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (1.5 \times 24^3) / 12 = 1728 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{1728 / 45.955} = 6.13 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 6.13 = 52.2$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 52.2$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 52.2^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 1994 \text{ kg/cm}^2 = 19.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{62.73}{45.955}} = 4423 \text{ kg/cm}^2 = 44.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$44.23 > 19.94 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{19.11^2} = 22700 \text{ kg/cm}^2 = 227 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{5.67}{18.24} = 0.311 \geq 0.15$$

$$\frac{5.67}{19.152} + \frac{6.13}{19.152} + \frac{1.58}{19.152} = 0.698 \leq 1$$

$$\frac{5.67}{18.24} + \frac{0.85 \times 6.13}{\left(1 - \frac{5.67}{149.09}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 1.58}{\left(1 - \frac{5.67}{227}\right) \times 19.152} = 0.665 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 24 \times 1.5 = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 20.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{5714}{113509} \times 29.865 + 2298.31 \times \frac{36}{405} \times \frac{1}{145.04} = 2.91 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 24 \times 1.5 \times 30.615 = 1102.14 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{39.66 \times 1102.14}{113509 \times 2 \times 0.7} = 0.275 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.91^2 + 0.275^2} = 2.923 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 24 \times 1.5 + 29 \times 1 = 65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 20.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{5714}{113509} \times 0.853 + 2298.31 \times \frac{65}{405} \times \frac{1}{145.04} = 2.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 24 \times 1.5 \times 30.615 + 29 \times 1 \times 15.365 = 1547.725 \text{ cm}^3$$

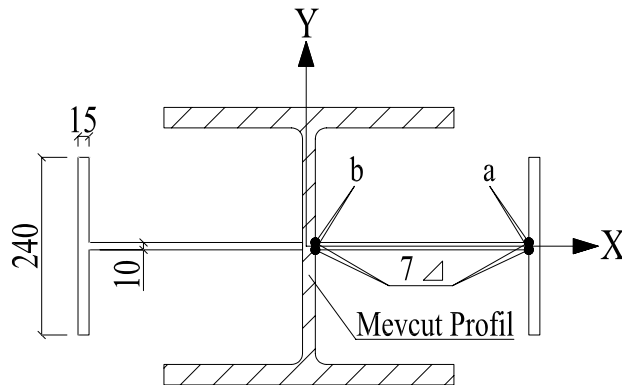
$$\tau = \frac{39.66 \times 1547.725}{113509 \times 2 \times 0.7} = 0.386 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.86^2 + 0.386^2} = 2.88 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD360X162:

Mevcut HD360X162 olan kolon Şekil 6.7 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD360X162 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.7 : G_HD360X162 Kesiti

+ 33.05 kotu, 2-C aksındaki kolon YÜK 3 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 331.2 \text{ kNm}, M_{yy} = 54.88 \text{ kNm}, N = 310.98 \text{ kN}, V_x = 57.01 \text{ kN},$$

$$V_y = 310.67 \text{ kN}$$

G_HD360X162 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 324.3 \text{ cm}^2, I_x = 53544 \text{ cm}^4, I_y = 91481 \text{ cm}^4, \omega_x = 2942 \text{ cm}^3, \omega_y = 2935 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 12.85 \text{ cm}, i_y = 16.79 \text{ cm}, l = 240 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{310.98}{24 \times 324.3} = 0.04 < 0.1$$

$$\frac{59.33}{1} = 59.33 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (1 - 1.7 \times 0.04) = 88.21$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 310.98 / 324.3 = 0.96 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_x = 240 / 12.85 = 18.67 \rightarrow \omega_x = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 33120 / 2942 = 11.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{19170}{33120} \right) + 0.3 \times \left(\frac{19170}{33120} \right)^2 = 2.46 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.18 \times 37.1 + 1.33 \times (32.04 / 6) = 87.98 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.18 \times 37.1^3 / 12 = 9277 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{9277 / 87.98} = 10.27 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 240 / 10.27 = 23.37$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 23.37$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 23.37^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2101 \text{ kg/cm}^2 = 21.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{36.4}{87.98}} = 19457 \text{ kg/cm}^2 = 194.57 \text{ kN/cm}^2$$

$$194.57 > 21.01 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{18.67^2} = 23783 \text{ kg/cm}^2 = 237.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_y = 240 / 16.79 = 14.29 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 5488 / 2935 = 1.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{4090}{5488} \right) + 0.3 \times \left(\frac{4090}{5488} \right)^2 = 2.69 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 1.5 \times 20 + 1 \times (59.33 / 6) = 39.88 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (1.5 \times 20^3) / 12 = 1000 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{1000 / 39.88} = 5 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 240 / 5 = 48$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 48$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 48^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2014 \text{ kg/cm}^2 = 20.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{62.33}{39.88}} = 5150 \text{ kg/cm}^2 = 51.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$51.5 > 20.14 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{14.29^2} = 40596 \text{ kg/cm}^2 = 405.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0.96}{18.776} = 0.05 < 0.15$$

$$\frac{0.96}{18.776} + \frac{11.25}{19.152} + \frac{1.87}{19.152} = 0.736 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 20.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{5488}{91481} \times 29.665 + 310.98 \times \frac{30}{324.3} \times \frac{1}{145.04} = 1.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 30.415 = 912.45 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{57.01 \times 912.45}{91481 \times 2 \times 0.7} = 0.406 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.97^2 + 0.406^2} = 2.011 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 + 29 \times 1 = 59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 20.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{5488}{91481} \times 0.665 + 310.98 \times \frac{59}{324.3} \times \frac{1}{145.04} = 0.43 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 30.415 + 1 \times 29 \times 15.165 = 1352.235 \text{ cm}^3$$

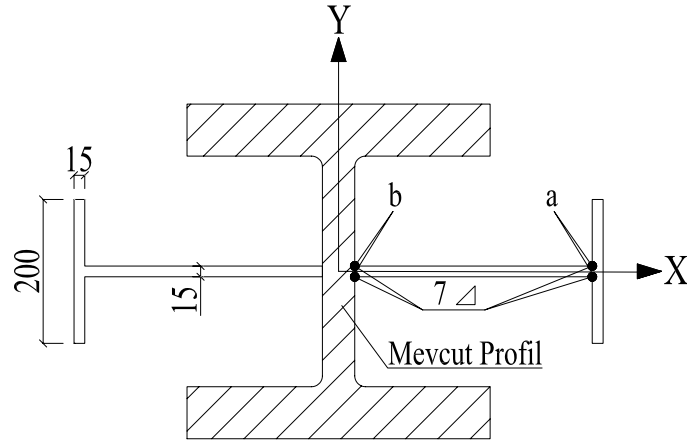
$$\tau = \frac{57.01 \times 1352.235}{91481 \times 2 \times 0.7} = 0.602 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.43^2 + 0.602^2} = 0.74 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD400X592/2

Mevcut HD400X592/2 olan kolon Şekil 6.8 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD400x592/2 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.8 : G_HD400X592/2 Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-D aksındaki kolon YÜK9 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 351.84 \text{ kNm}, M_{yy} = 623.86 \text{ kNm}, N = 9391.06 \text{ kN}, V_x = 14.91 \text{ kN},$$

$$V_y = 78.82 \text{ kN}$$

G_HD400X592/2 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 914 \text{ cm}^2, I_x = 252179 \text{ cm}^4, I_y = 211732 \text{ cm}^4, \omega_x = 10846 \text{ cm}^3, \omega_y = 5761 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 16.61 \text{ cm}, i_y = 15.22 \text{ cm}, l = 380 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü:

$$\frac{9391.06}{24 \times 914} = 0.428 > 0.1$$

$$\frac{70.5}{1.5} = 47 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.428) = 65.78$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 9391.06 / 914 = 10.27 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 16.61 = 22.87 \rightarrow \omega_x = 1.04$$

$$\sigma_{\varphi_{em,x}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 19.152 / 1.04 = 18.415 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 35184 / 10846 = 3.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{10910}{35184} \right) + 0.3 \times \left(\frac{10910}{35184} \right)^2 = 1.453 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 7.23 \times 42.1 + 4.5 \times (32.04 / 6) = 328.413 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 7.23 \times 42.1^3 / 12 = 44957.62 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{44957.62 / 328.413} = 11.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.7 = 32.48$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.453}{2400}} = 134.76 > 32.48$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 32.48^2}{9 \times 10^7 \times 1.453} \right] \times 3192 = 2046 \text{ kg / cm}^2 = 20.46 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.453}{380 \times \frac{46.5}{328.413}} = 22684 \text{ kg / cm}^2 = 226.84 \text{ kN / cm}^2$$

$$226.84 > 20.46 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{22.87^2} = 15850 \text{ kg/cm}^2 = 158.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 15.22 = 24.96 \rightarrow \omega_y = 1.06$$

$$\sigma_{cem,y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 19.152 / 1.06 = 18.068 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 2386 / 5761 = 0.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{2210}{2386} \right) + 0.3 \times \left(\frac{2210}{2386} \right)^2 = 2.98 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 1.5 \times 20 + 1.5 \times (70.5 / 6) = 47.625 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (1.5 \times 20^3) / 12 = 1000 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{1000 / 47.625} = 4.58 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 380 / 4.58 = 82.96$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 82.96$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 82.96^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 1789 \text{ kg/cm}^2 = 17.89 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{380 \times \frac{73.5}{47.625}} = 3294 \text{ kg/cm}^2 = 32.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$32.94 > 17.89 < 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{By} = 17.89 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{24.96^2} = 13306 \text{ kg/cm}^2 = 133.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{10.27}{18.068} = 0.568 \geq 0.15$$

$$\frac{10.27}{19.152} + \frac{3.24}{19.152} + \frac{0.41}{17.89} = 0.728 \leq 1$$

$$\frac{10.27}{18.068} + \frac{0.85 \times 3.24}{\left(1 - \frac{10.27}{158.5}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 0.41}{\left(1 - \frac{10.27}{133.06}\right) \times 17.89} = 0.743 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2386}{211732} \times 35.25 + 9391.06 \times \frac{30}{914} \times \frac{1}{145.04} = 2.52 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 36 = 1080 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{14.91 \times 1080}{211732 \times 2 \times 0.7} = 0.054 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.62^2 + 0.054^2} = 2.62 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 + 33 \times 1 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2386}{211732} \times 2.25 + 9391.06 \times \frac{63}{914} \times \frac{1}{145.04} = 4.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 36 + 33 \times 1 \times 18.75 = 1698.75 \text{ cm}^3$$

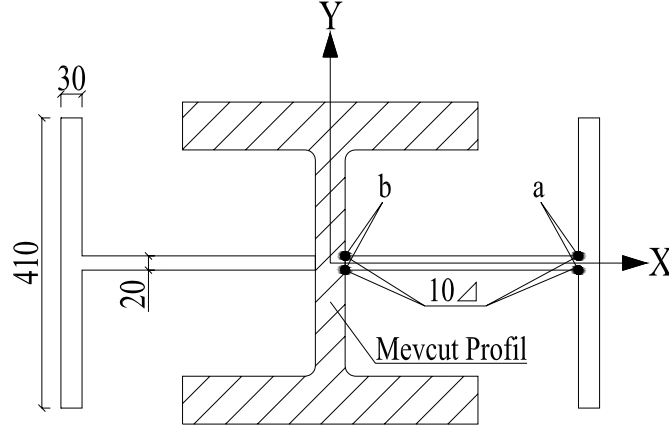
$$\tau = \frac{14.91 \times 1698.75}{211732 \times 2 \times 0.7} = 0.085 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.46^2 + 0.085^2} = 4.46 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

$G_HD400X592$:

Mevcut HD400X551 olan kolon Şekil 6.9 deki gibi güçlendirilmiş ve $G_HD400x551$ olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.9 : $G_HD400X551$ Kesiti

+ 3.8 kotu, 2-E aksındaki kolon YÜK9 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 87.21 \text{ kNm}, M_{yy} = 594.32 \text{ kNm}, N = 9224.91 \text{ kN}, V_x = 160.42 \text{ kN},$$

$$V_y = 68.32 \text{ kN}$$

$G_HD400X551$ mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 1079 \text{ cm}^2, \quad I_x = 260614 \text{ cm}^4, \quad I_y = 469857 \text{ cm}^4, \quad \omega_x = 11436 \text{ cm}^3,$$

$$\omega_y = 12284 \text{ cm}^3, \quad i_x = 15.54 \text{ cm}, \quad i_y = 20.86 \text{ cm}, \quad l = 380 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{9224.91}{24 \times 1079} = 0.356 > 0.1$$

$$\frac{70.5}{2} = 30.25 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.356) = 68.61$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 9224.91 / 1079 = 8.55 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_x = 380 / 15.54 = 24.45 \rightarrow \omega_x = 1.06$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 19.152 / 1.06 = 18.068 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 8721 / 11436 = 0.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{12320}{8721} \right) + 0.3 \times \left(\frac{12320}{8721} \right)^2 = 3.83 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 6.76 \times 41.8 + 4.2 \times (31.98 / 6) = 304.954 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 6.76 \times 41.8^3 / 12 = 41143 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{41143 / 304.954} = 11.61 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 380 / 11.61 = 32.73$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 32.73$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 32.73^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2075 \text{ kg / cm}^2 = 20.75 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{380 \times \frac{46.5}{328.413}} = 35908 \text{ kg / cm}^2 = 359.08 \text{ kN / cm}^2$$

$$359.08 > 20.75 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{24.45^2} = 13867 \text{ kg/cm}^2 = 138.67 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 380 \times 1 = 380 \text{ cm}, \lambda_y = 380 / 20.86 = 18.21 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 59432 / 12284 = 4.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{10020}{59432} \right) + 0.3 \times \left(\frac{10020}{59432} \right)^2 = 1.58 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3 \times 41 + 2 \times (70.2 / 6) = 146.4 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (3 \times 41^3) / 12 = 17230.25 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{17230.25 / 146.04} = 10.86 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 380 / 10.86 = 35$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.58}{2400}} = 140.53 > 35$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 35^2}{9 \times 10^7 \times 1.58} \right] \times 3192 = 2040 \text{ kg / cm}^2 = 20.4 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.58}{380 \times \frac{76.2}{146.4}} = 6710 \text{ kg / cm}^2 = 67.1 \text{ kN / cm}^2$$

$$67.1 > 20.4 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{By} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{18.21^2} = 25000 \text{ kg / cm}^2 = 250 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{8.55}{18.068} = 0.473 \geq 0.15$$

$$\frac{8.55}{19.152} + \frac{0.76}{19.152} + \frac{4.84}{19.152} = 0.739 \leq 1$$

$$\frac{8.55}{18.068} + \frac{0.85 \times 0.76}{\left(1 - \frac{8.55}{138.67}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 4.84}{\left(1 - \frac{4.84}{250}\right) \times 19.152} = 0.728 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 41 \times 3 = 123 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm} \leq 0.7 \times 20 = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$$

$$F_k = (150 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{59432}{469857} \times 35.1 + 9224.91 \times \frac{123}{1079} \times \frac{1}{296} = 8 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 41 \times 3 \times 36.6 = 4501.8 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{160.42 \times 4501.8}{469857 \times 2 \times 1} = 0.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{8^2 + 0.77^2} = 8.04 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 41 \times 3 + 33 \times 2 = 189 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 10 \text{ mm} \leq 0.7 \times 20 = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 1 \times 150 = 150 \text{ cm}$$

$$F_k = (150 - 2 \times 1) \times 1 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{59432}{469857} \times 2.1 + 9224.91 \times \frac{189}{1079} \times \frac{1}{296} = 5.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 41 \times 3 \times 36.6 + 33 \times 2 \times 18.6 = 5729.4 \text{ cm}^3$$

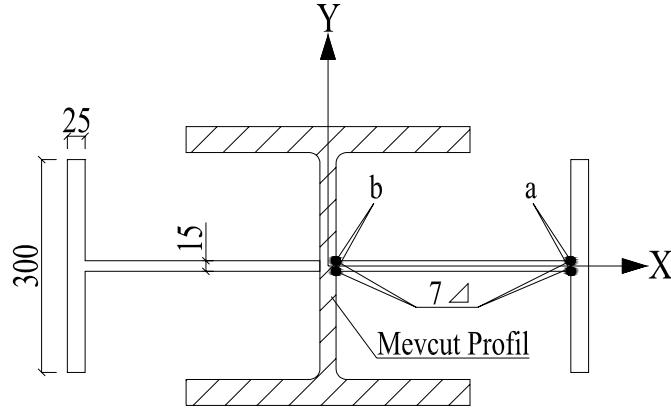
$$\tau = \frac{160.42 \times 5729.4}{469857 \times 2 \times 1} = 0.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.46^2 + 0.98^2} = 5.55 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD400X287:

Mevcut HD400X287 olan kolon Şekil 6.10 daki gibi güçlendirilmiş ve G_HD400X287 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.10 : G_HD400X287 Kesiti

+ 14.65 kotu, 2-E aksındaki kolon YÜK7 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 136.94 \text{ kNm}, M_{yy} = 48.92 \text{ kNm}, N = 5349.5 \text{ kN}, V_x = 16.57 \text{ kN},$$

$$V_y = 95.29 \text{ kN}$$

G_HD400X287 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 615 \text{ cm}^2, I_x = 110975 \text{ cm}^4, I_y = 266378 \text{ cm}^4, \omega_x = 5647 \text{ cm}^3, \omega_y = 7272 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 13.43 \text{ cm}, i_y = 20.81 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{5349.5}{24 \times 615} = 0.362 > 0.1$$

$$\frac{68.26}{1.5} = 45.5 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.362) = 68.37$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 5349.5 / 615 = 8.7 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 13.43 = 23.83 \rightarrow \omega_x = 1.05$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 19.152 / 1.05 = 18.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 13694 / 5647 = 2.43 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{9940}{13694} \right) + 0.3 \times \left(\frac{9940}{13694} \right)^2 = 2.67 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 3.66 \times 49.9 + 2.26 \times (31.98 / 6) = 158.08 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 3.66 \times 39.9^3 / 12 = 19774 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{19774 / 158.08} = 11.07 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 11.07 = 28.9$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 28.9$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 28.9^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2087 \text{ kg / cm}^2 = 20.87 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{39.3}{158.08}} = 24285 \text{ kg / cm}^2 = 242.85 \text{ kN / cm}^2$$

$$242.85 > 20.87 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{23.83^2} = 14598 \text{ kg / cm}^2 = 145.98 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 20.81 = 15.37 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{çem,y}} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN / cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem,y}} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 4892 / 7272 = 0.673 \text{ kN / cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{980}{4892} \right) + 0.3 \times \left(\frac{980}{4892} \right)^2 = 1.55 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.5 \times 30 + 1.5 \times (68.26 / 6) = 92.065 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (2.5 \times 30^3) / 12 = 5625 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{5625 / 92.065} = 7.81 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 7.81 = 40.97$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 1.55}{2400}} = 139.19 > 40.97$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 40.97^2}{9 \times 10^7 \times 1.55} \right] \times 3192 = 2005 \text{ kg/cm}^2 = 20.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.55}{320 \times \frac{73.26}{92.065}} = 5113 \text{ kg/cm}^2 = 51.13 \text{ kN/cm}^2$$

$$51.13 > 20.05 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{15.37^2} = 35092 \text{ kg/cm}^2 = 350.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{8.7}{18.24} = 0.477 \geq 0.15$$

$$\frac{8.7}{19.152} + \frac{2.43}{19.152} + \frac{0.673}{19.152} = 0.616 \leq 1$$

$$\frac{8.7}{18.24} + \frac{0.85 \times 2.43}{\left(1 - \frac{8.7}{145.98}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 0.673}{\left(1 - \frac{8.7}{350.92}\right) \times 19.152} = 0.622 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 30 \times 2.5 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4892}{266378} \times 34.13 + 5349.5 \times \frac{75}{615} \times \frac{1}{145.04} = 5.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 2.5 \times 35.38 = 2653.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{16.57 \times 2653.5}{266378 \times 2 \times 0.7} = 0.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.12^2 + 0.12^2} = 5.12 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 30 \times 2.5 + 33 \times 1.5 = 124.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4892}{266378} \times 1.13 + 5349.5 \times \frac{124.5}{615} \times \frac{1}{145.04} = 7.49 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 2.5 \times 35.38 + 33 \times 1.5 \times 17.63 = 3526.185 \text{ cm}^3$$

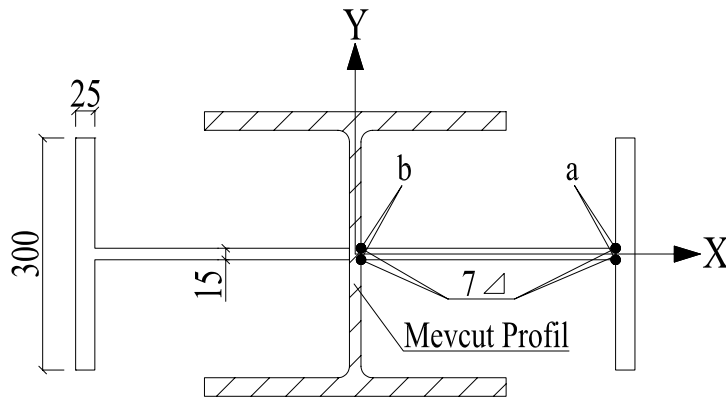
$$\tau = \frac{16.57 \times 3526.185}{266378 \times 2 \times 0.7} = 0.157 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{7.49^2 + 0.156^2} = 7.49 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD400X187:

Mevcut HD400X187 olan kolon Şekil 6.11 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD400X187 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.11 : G_HD400X187 Kesiti

+ 24.25 kotu, 2-E aksındaki kolon YÜK7 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 147.6 \text{ kNm}, M_{yy} = 30.71 \text{ kNm}, N = 2400.3 \text{ kN}, V_x = 26.93 \text{ kN},$$

$$V_y = 94.28 \text{ kN}$$

G_HD400X187 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 486 \text{ cm}^2, I_x = 71452 \text{ cm}^4, I_y = 246193 \text{ cm}^4, \omega_x = 3883 \text{ cm}^3, \omega_y = 6745 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 12.12 \text{ cm}, i_y = 22.5 \text{ cm}, l = 320 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{2400.3}{24 \times 486} = 0.205 > 0.1$$

$$\frac{67.5}{1.5} = 45 < 1.33 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (2.1 - 0.205) = 74.55$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 2400.3 / 486 = 4.94 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_x = 320 / 12.12 = 26.4 \rightarrow \omega_x = 1.07$$

$$\sigma_{\text{cem},x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},x} = 19.152 / 1.07 = 17.9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 14760 / 3883 = 3.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{8620}{14760} \right) + 0.3 \times \left(\frac{8620}{14760} \right)^2 = 2.46 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.4 \times 39.1 + 1.5 \times (32 / 6) = 101.84 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.4 \times 39.1^3 / 12 = 11955 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{11955 / 101.84} = 10.83 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 320 / 10.83 = 29.54$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.56 > 29.54$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 29.54^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2085 \text{ kg/cm}^2 = 20.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{36.8}{101.84}} = 16708 \text{ kg/cm}^2 = 167.08 \text{ kN/cm}^2$$

$$167.08 > 20.85 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{26.4^2} = 118.94 \text{ kg/cm}^2 = 118.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 320 \times 1 = 320 \text{ cm}, \lambda_y = 320 / 22.5 = 14.22 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{\text{cem},y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{\text{bem},y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 3071 / 6745 = 0.455 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{3610}{3071} \right) + 0.3 \times \left(\frac{3610}{3071} \right)^2 = 3.4 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.5 \times 30 + 1.5 \times (68.26 / 6) = 92.065 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (2.5 \times 30^3) / 12 = 5625 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{5625 / 92.065} = 7.81 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 320 / 7.81 = 40.97$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 40.97$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 40.97^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2045 \text{ kg/cm}^2 = 20.45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{320 \times \frac{73.26}{92.065}} = 7587 \text{ kg/cm}^2 = 75.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$75.87 > 20.45 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{14.22^2} = 40997 \text{ kg/cm}^2 = 409.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{4.94}{18.24} = 0.271 \geq 0.15$$

$$\frac{4.94}{19.152} + \frac{3.8}{19.152} + \frac{0.455}{19.152} = 0.48 \leq 1$$

$$\frac{4.94}{17.9} + \frac{0.85 \times 3.8}{\left(1 - \frac{4.94}{118.94}\right) \times 19.152} + \frac{0.85 \times 0.455}{\left(1 - \frac{4.94}{420.97}\right) \times 19.152} = 0.472 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 30 \times 2.5 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4892}{246193} \times 33.75 + 2400.3 \times \frac{75}{483} \times \frac{1}{145.04} = 3.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 2.5 \times 35 = 2625 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{26.93 \times 2625}{246193 \times 2 \times 0.7} = 0.205 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{3.24^2 + 0.205^2} = 3.246 \text{ kN/cm}^2$$

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 30 \times 2.5 + 33 \times 1.5 = 124.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı } 7 \text{ mm} \leq 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu } 0.7 \times 150 = 105 \text{ cm}$$

$$F_k = (105 - 2 \times 0.7) \times 0.7 \times 2 = 145.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4892}{246193} \times 0.75 + 2400.3 \times \frac{124.5}{483} \times \frac{1}{145.04} = 4.28 \text{ kN / cm}^2$$

$$S_x = 30 \times 2.5 \times 35 + 33 \times 1.5 \times 17.25 = 3478.875 \text{ cm}^3$$

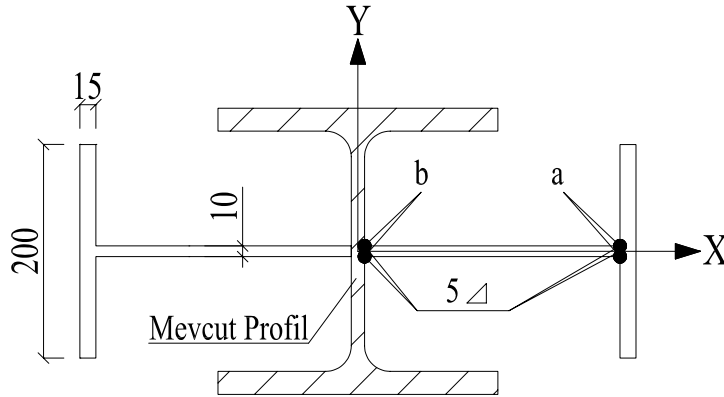
$$\tau = \frac{26.93 \times 3478.875}{246193 \times 2 \times 0.7} = 0.272 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.28^2 + 0.272^2} = 4.29 \text{ kN / cm}^2$$

Kaynaklar yeterlidir.

G_HD260X114:

Mevcut HD260X114 olan kolon Şekil 6.12 deki gibi güçlendirilmiş ve G_HD260X114 olarak adlandırılmıştır.



Şekil 6.12 : G_HD260X114 Kesiti

+ 33.05 kotu, 2-E aksındaki kolon YÜK8 yüklemesinde en elverişsiz çıkmıştır. Bu yüklemeye göre iç kuvvetler;

$$M_{xx} = 187.82 \text{ kNm}, M_{yy} = 1.95 \text{ kNm}, N = 273.23 \text{ kN}, V_x = 2.04 \text{ kN},$$

$$V_y = 158.75 \text{ kN}$$

G_HD260X114 mekanik özellikleri aşağıdaki gibidir;

$$A = 254 \text{ cm}^2, I_x = 20982 \text{ cm}^4, I_y = 55129 \text{ cm}^4, \omega_x = 1566 \text{ cm}^3, \omega_y = 2110 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 9.09 \text{ cm}, i_y = 14.73 \text{ cm}, l = 240 \text{ cm}$$

Kompaktlık Kontrolü;

$$\frac{273.23}{24 \times 254} = 0.045 > 0.1$$

$$\frac{49.25}{1} = 49.25 < 3.2 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} \times (1 - 1.7 \times 0.045) = 87.42$$

Kesit kompakttır.

$$\sigma_{eb} = 273.23 / 254 = 1.08 \text{ kN / cm}^2$$

$$s_{k,x} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_x = 240 / 9.09 = 26.4 \rightarrow \omega_x = 1.07$$

$$\sigma_{\zeta em,x} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,x} = 19.152 / 1.07 = 17.9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = 18782 / 1566 = 12 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{7890}{18782} \right) + 0.3 \times \left(\frac{7890}{18782} \right)^2 = 2.24 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 2.15 \times 26.3 + 1.25 \times (22.5 / 6) = 82.7325 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 2.15 \times 26.3^3 / 12 = 3259 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{3259 / 82.7325} = 6.27 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{yb} = 240 / 6.27 = 38.28$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.24}{2400}} = 167.33 > 38.28$$

σ_a HZ yüklemesinde $2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg / cm}^2$ 'dir.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 38.28^2}{9 \times 10^7 \times 2.24} \right] \times 3192 = 2054 \text{ kg / cm}^2 = 20.54 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.24}{240 \times \frac{26.8}{82.7325}} = 24202 \text{ kg / cm}^2 = 240.02 \text{ kN / cm}^2$$

$$240.02 > 20.54 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

Dolayısıyla $\sigma_{Bx} = 19.152 \text{ kN / cm}^2$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{26.4^2} = 118.94 \text{ kg/cm}^2 = 118.94 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{k,y} = 240 \times 1 = 240 \text{ cm}, \lambda_y = 240 / 14.73 = 16.29 \rightarrow \omega_y = 1.02$$

$$\sigma_{cem,y} = 1.33 \times 14.4 = 19.152 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{bem,y} = 19.152 / 1.02 = 18.776 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 195 / 2110 = 0.092 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{150}{195} \right) + 0.3 \times \left(\frac{150}{195} \right)^2 = 2.74 \rightarrow 2.3 \quad (\text{EkB})$$

$$F_b = 1.5 \times 20 + 1 \times (49.25 / 6) = 38.21 \text{ cm}^2$$

$$I_{xb} = (1.5 \times 20^3) / 12 = 1000 \text{ cm}^4$$

$$i_{xb} = \sqrt{1000 / 38.71} = 5.08 \text{ cm} \rightarrow \lambda_{xb} = 240 / 5.08 = 47.24$$

$$\sqrt{\frac{3 \times 10^7 \times 2.3}{2400}} = 169.55 > 47.24$$

$$\sigma_a \text{ HZ yüklemesinde } 2400 \times 1.33 = 3192 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

$$\sigma_{By} = \left[\frac{2}{3} - \frac{3192 \times 47.24^2}{9 \times 10^7 \times 2.3} \right] \times 3192 = 2018 \text{ kg/cm}^2 = 20.18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.3}{240 \times \frac{52.25}{38.21}} = 5887 \text{ kg/cm}^2 = 58.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$58.87 > 20.18 > 24 \times 0.6 \times 1.33 = 19.152$$

$$\text{Dolayısıyla } \sigma_{By} = 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{14.22^2} = 31240 \text{ kg/cm}^2 = 312.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{m,x} = C_{m,y} = 0.85 \quad (\text{EkA})$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1.08}{17.9} = 0.06 < 0.15$$

$$\frac{1.08}{17.9} + \frac{12}{19.152} + \frac{0.092}{19.152} = 0.692 \leq 1$$

Kesit uygundur.

“a” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı} 5 \text{ mm} \leq 0.7 \times 1 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu} 0.5 \times 150 = 75 \text{ cm}$$

$$F_k = (75 - 2 \times 0.5) \times 0.5 \times 2 = 74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{195}{55129} \times 24.625 + 273.23 \times \frac{30}{254} \times \frac{1}{74} = 0.523 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 24.625 = 738.75 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{2.04 \times 738.25}{55129 \times 2 \times 0.5} = 0.027 \text{ kN/cm}^2$$

Kıyaslama gerilmesine bakılmasına gerek yoktur.

“b” Kaynağı Tahkiki;

$$\text{Ek levha kesit alanı} = 20 \times 1.5 + 24 \times 1 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen kaynak kalınlığı} 5 \text{ mm} \leq 0.7 \times 1 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Hesap kaynak uzunluğu} 0.5 \times 150 = 75 \text{ cm}$$

$$F_k = (75 - 2 \times 0.5) \times 0.5 \times 2 = 74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{195}{55129} \times 0.625 + 273.23 \times \frac{54}{254} \times \frac{1}{74} = 0.787 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_x = 20 \times 1.5 \times 24.625 + 24 \times 1 \times 12.625 = 1041.75 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{2.04 \times 1041.25}{55129 \times 2 \times 0.5} = 0.038 \text{ kN/cm}^2$$

Kıyaslama gerilmesine bakılmasına gerek yoktur .

Kaynaklar yeterlidir.

6.4 Temelin Güçlendirilmesi

Depremlı durumda mevcut temellerin altında oluşan zemin gerilmeleri zemin emniyet gerilmesini aştığı için temelin planda boyutları 74 x 17 m olan radye temel sistemine çevrilmesine karar verilmiştir. Radye temelde negatif ve pozitif moment beraber bulunduğu ve negatif momenti karşılamak amacıyla, temel altına ve üstüne donatı yerleştirmek gerekir. Mevcut temelin altına donatı eklenemeyeceği için yeni yapılacak temel mevcut temelin üstüne yapılacaktır. Yeni temelin yüksekliği 100 cm seçilmiştir.

Güçlendirilmiş temel sistemi SAFE V7.01 ile ozlmş ve G+Q yüklemesinde zemin gerilmesi 99.4 kN/m², depremlı durumda 224 kN/m² çıkmıştır. Zemin gerilmeleri G+Q ve depremlı durumlardaki zemin emniyet gerilmelerinden düşük çıkmıştır.

Yeni yapılan temelde X-yönünde en büyük moment değerleri YK 6 yklemsinde meydana gelmiştir. YK 6 yüklemesinde en büyük pozitif moment 1390 kNm, negatif moment 536 kNm çıkmıştır. Y-yönünde en büyük moment değerleri YK 4 yüklemesinde meydana gelmiştir YK 4 yüklemesine göre en büyük pozitif moment 1343 kNm, negatif moment 279 kNm çıkmıştır. Bu momentleri taşıtabilmek için üste $\Phi 16/10$ (2010mm²), alta $\Phi 24/10$ (4520mm²) konmuştur.

Betonarme Hesap:

1 m genişlik için hesap yapılmıştır. Pas payı, d' 5 cm dir.

Kolon altında;

$$K = \frac{1 \times 0.95^2}{1390} = 64.9 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.93$$

$$A_s = \frac{2.93 \times 1390}{0.95} = 4287 \text{ mm}^2 < 4520 \text{ mm}^2$$

Açıklıkta;

$$K = \frac{1 \times 0.75^2}{536} = 168 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.84$$

$$A_s = \frac{2.84 \times 536}{0.95} = 1602 \text{ mm}^2 < 2010 \text{ mm}^2$$

6.5 Birleşimlerin Güçlendirilmesi

ETABS V4.2.3 de yapılan çözüm sonucu depremli durumdaki düğüm noktası kuvvetlerine göre kolon – kiriş ve kolon mesnet birleşimleri incelenmiş kolon mesnet birleşimleri yeterli olmadığı görülmüş ve güçlendirilmiştir.

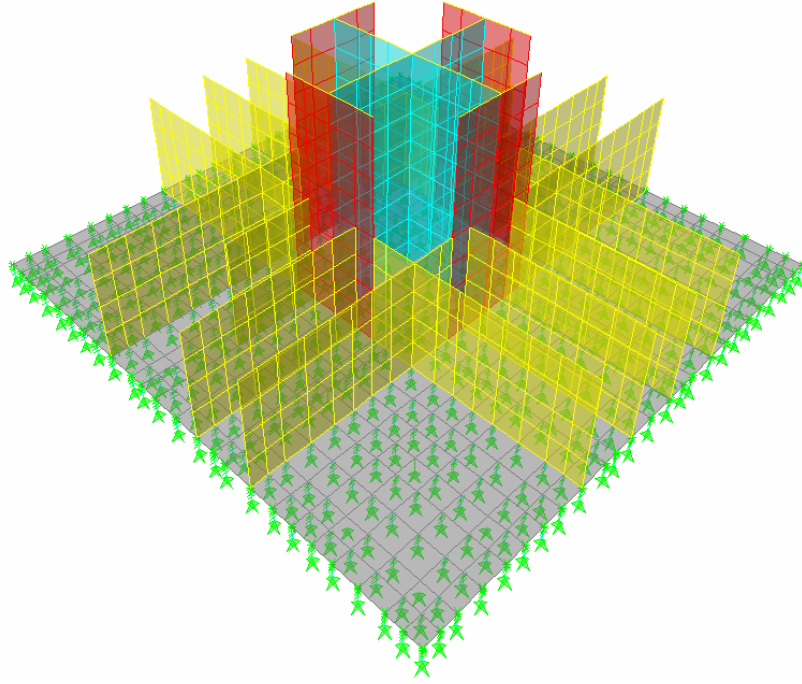
Kolon – kiriş birleşimleri 2006 deprem yönetmeliğinde Madde 4.3.4.1 de anlatıldığı gibi kontrol edilmiştir, ve birleşimlerde güçlendirme yapmaya gerek olmadığı görülmüştür.

Kolon taban levhası mevcut taban levhasına kaynaklanarak büyütülmüştür ve yeni ankraj bulonları eklenerek, depremli durumdaki kuvvetleri karşılayabilecek kapasiteye gelmesi sağlanmıştır. Kayma kuvvetini karşılayabilmek için eklenen yeni levhanın altına yeni kayma kaması eklenmiştir. Mevcut kayma kaması ve yeni eklenen kayma kamasının beraber çalışacağı kabulü yapıp, kayma kamalarının taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme kontrolü yapılmıştır.

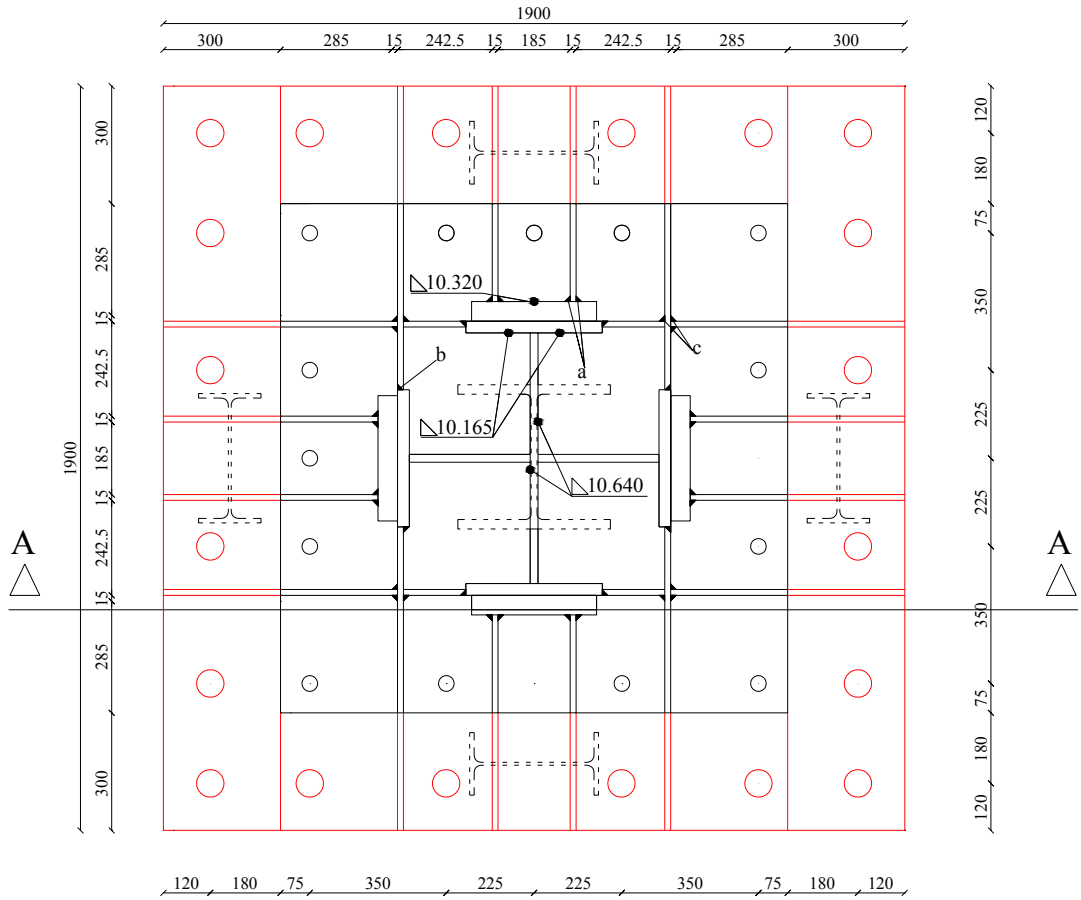
G_HAC700/30/20 Kolonu:

Depremli durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 11 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 11 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=-997$ kN (çekme), $M_x=1252.03$ kNm, $V_y=1413.3$ kN'dur. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 6.14 ve 6.15 de kırmızı renk ile gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde daha büyük çıkacağı aşıkardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler, emniyet gerilmesinin altında kalmıştır. Ankrajlara gelen kuvvet ve taban levhasında oluşan gerilme SAP 2000 V8.2.5 de yapılan sonlu eleman modeli ile kontrol edilmiştir.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 182.75 kN'dur. Eklenen M56 ankraj bulonun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 209 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 11 kN/cm²'dir. HZ yüklemesi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2$ kN/cm²'dir.



Şekil 6.13 : G_HAC700/30/20 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli



Şekil 6.14 : G_HAC700/30/20 Ankastre Kolon Ayağı

Çaprazların kolona bağlanması için ortada bulunan 2 adet bulon kaldırılmıştır.

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

$$Z = \left(125203 + 997 \times \frac{190 - 47.5}{2} \right) / 154.25 = 1272.21 \text{ kN}$$

$$D = (125203 - 997 \times (95 - 12)) / 154.25 = 275.21 \text{ kN}$$

$$p = \frac{275.21}{190 / 4 \times 190} = 0.002 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0.7 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

“a”, “b” ve “c” Kaynak Dikişlerinde Gerilme Tahkiki;

“a” ve “c” köşe kaynak kalınlığı 1 cm “b” küt kaynak kalınlığı 1.5 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,c} = F(50 - 2 \times 1) \times 1 = 48 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,b} = F(50 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 70.5 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \frac{997}{24} + \frac{125203}{80 \times 4} = 432.8 \text{ kN}$$

$$P_b = \frac{997}{24} = 41.54 \text{ kN}, \text{ b kaynağı sadece normal kuvvete göre boyutlanmıştır.}$$

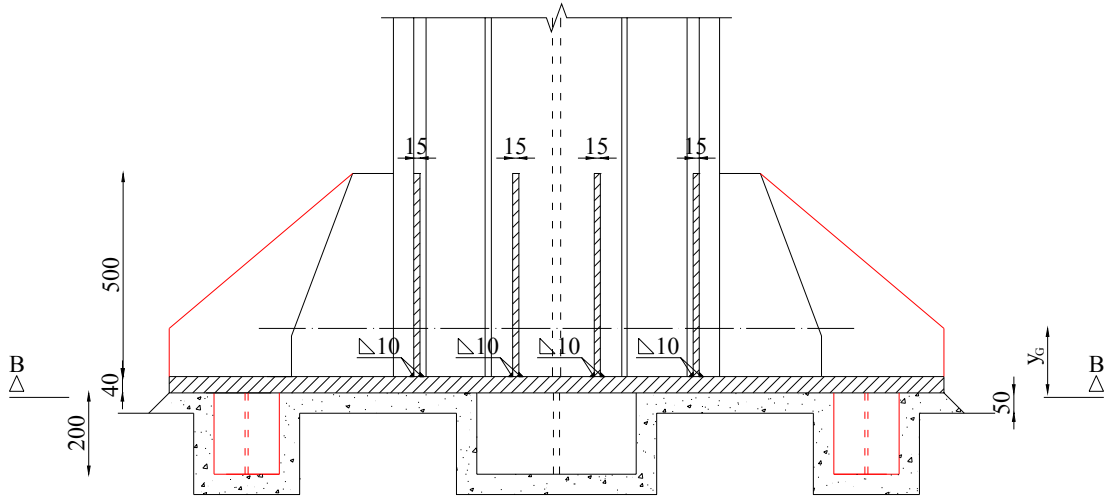
$$P_c = \frac{997}{12} + \frac{125203}{70 \times 6} = 381.18 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{432.8}{48} = 9.01 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 12.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{k,b} = \frac{41.54}{70.5} = 0.59 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 12.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{k,c} = \frac{381.18}{48} = 7.94 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 12.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 6.15 : G_HAC700/30/20 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{1.5 \times 50 \times 29 \times 4 + 190 \times 4 \times 2}{1.5 \times 50 \times 4 + 190 \times 4} = 9.64 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{1.5 \times 50^3}{12} + 1.5 \times 50 \times (29 - 9.64)^2 \right) \times 4 + \frac{190 \times 4^3}{12} + 190 \times 4 \times (9.64 - 2)^2$$

$$I_x = 220317 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 275.21 \times \left(\frac{190 - 80}{2} - \frac{190}{8} \right) = 8600.3125 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1272.21 \times \left(\frac{190 - 80}{2} - 12 \right) = 54705.03 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{54705.03}{220317} \times (50 + 4 - 9.64) = 11.01 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 190 \times 4 \times (3.48 - 2) = 1124.8 \text{ cm}^3$$

$$Q = Z = 1272.21 \text{ kN}$$

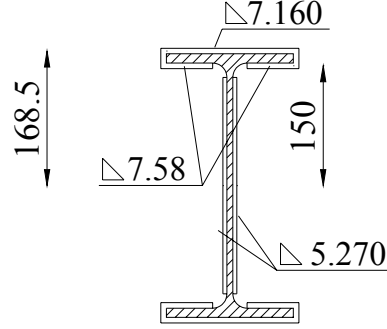
$$\tau = \frac{1272.21 \times 1124.8}{260559 \times 8 \times 1} = 0.68 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 1 cm'dir

$$\tau = 1411.33 / (2 \times (64 - 2 \times 1)) = 11.38 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 6.16 : G_HAC700/30/20 B-B Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm uzunluğunda IPE330 profili kullanılmıştır.

Mevcut kayma kaması ve yeni kayma kaması beraber çalışacağı için hesaplarda bu durum göz önüne alınmıştır.

$$p_y = 1413.3 / ((16 + 33) \times 15 \times 2 + 39.1 \times 15) = 0.687 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.687 \times (20 - 5)^2 / 2 = 77.28 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 77.28 / 713 = 0.11 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (27 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 16 \times 0.7 \times 16.85^2 + 2 \times 0.7 \times 5.8 \times 15^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 11478 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (27 - 2 \times 0.5) = 26 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{1413.3}{5} \times \frac{(20 + 5)}{2} = 3533.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{3533.25}{11478} \times \left(\frac{33}{2} + 0.7 \right) = 5.29 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{1413.3}{5} \times \frac{1}{26} = 10.87 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

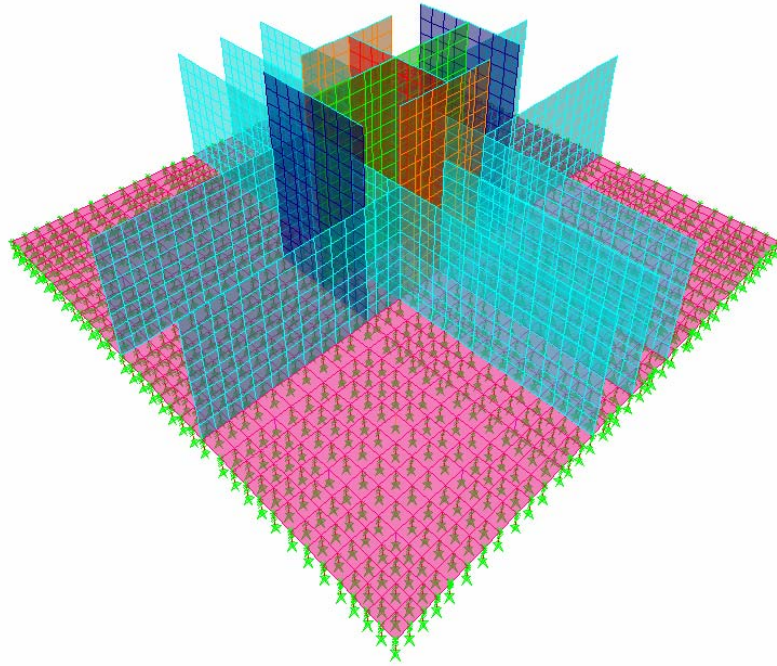
$$\sigma_v = \sqrt{5.29^2 + 10.87^2} = 12.08 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

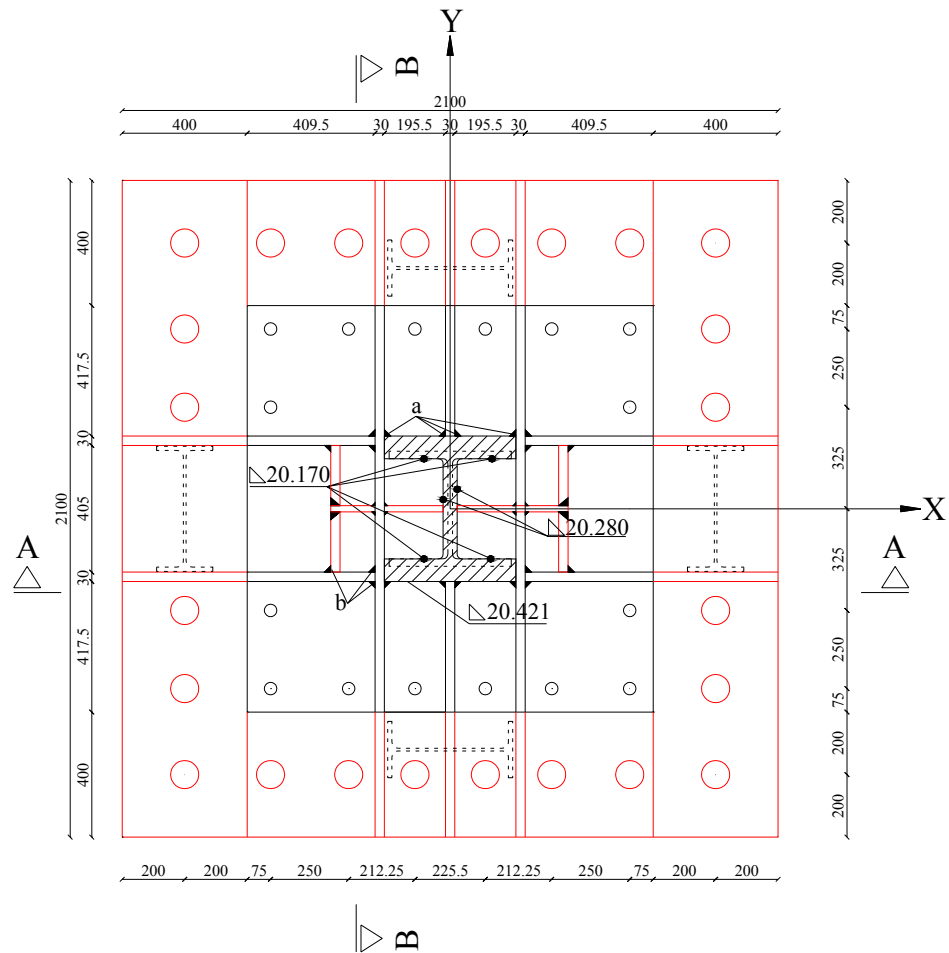
G_HD400X592 Kolonu:

Depremlı durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 10 ve YÜK 11 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 10 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=2681.3 \text{ kN}$, $M_x=619.43 \text{ kNm}$, $V_y=44.5 \text{ kN}$ 'dur. YÜK 11 yüklemesinde mesnet tepkileri $N=-1015.4 \text{ kN}$ (çekme), $M_y=632.44 \text{ kNm}$, $V_x = 732.7 \text{ kN}$ 'dur. Eklenen levha ve bulonlar Şekil 6.18, Şekil 6.19 ve Şekil 6.20 de kırmızı renk ile gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemelerde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti daha büyük çıkacağı aşıkardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler, emniyet gerilmesinin altında kalmıştır.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 308.1 kN 'dur. Eklenen M72 ankraj bulonun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 363 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 11.2 kN/cm^2 'dir. HZ yüklemesi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2$ 'dir.



Şekil 6.17 : G_HD400X592 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli



Şekil 6.18 : G_HD400X592 Ankastre Kolon Ayağı

Maksimum basınç ve çekme kuvvetleri;

Y-Yönü

$$Z = \left(61943 - 2681.3 \times \frac{210 - 52.5}{2} \right) / 163.75 = -911.2 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$Z = \left(63244 + 1015.4 \times \frac{210 - 52.5}{2} \right) / 163.75 = 874.5 \text{ kN}$$

Y-Yönü

$$D = (61943 + 2681.3 \times (105 - 20)) / 163.75 = 1770 \text{ kN}$$

X-Yönü

$$D = (63244 - 1015.4 \times (105 - 20)) / 163.75 = -141 \text{ kN}$$

$$p = \frac{1770}{210 / 4 \times 210} = 0.16 \text{ kN / cm}^2 < 0.7 \text{ kN / cm}^2$$

“a” ve “b” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “b” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

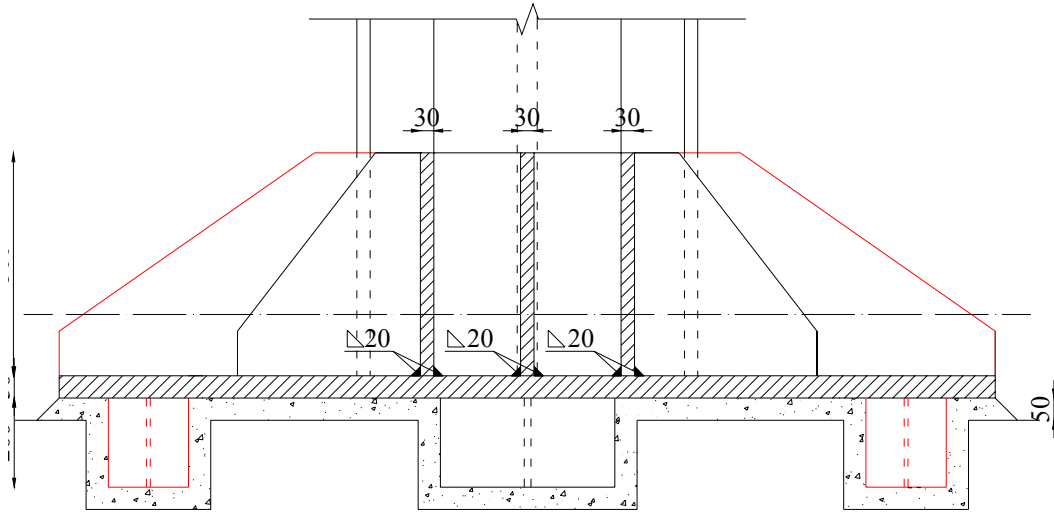
$$P_a = \frac{2681.3}{20} + \frac{61943}{46.5 \times 4} = 467 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,a} = \frac{467}{92} = 5.07 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$P_b = \frac{732.7}{20} + \frac{63244}{42.1 \times 6} = 250.37 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \frac{250.37}{92} = 2.72 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 6.19 : G_HD400X592 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 210 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 210 \times 5} = 10.75 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 10.75)^2 \right) \times 3 + \frac{210 \times 5^3}{12} + 210 \times 5 \times (10.75 - 2.5)^2$$

$$I_x = 334156 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 1770 \times \left(\frac{210 - 46.5}{2} - \frac{210}{8} \right) = 98235 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 911.2 \times \left(\frac{210 - 46.5}{2} - 20 \right) = 56267 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{98235}{334156} \times (50 + 5 - 10.75) = 13 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 210 \times 5 \times (10.75 - 2.5) = 8662.5 \text{ cm}^3$$

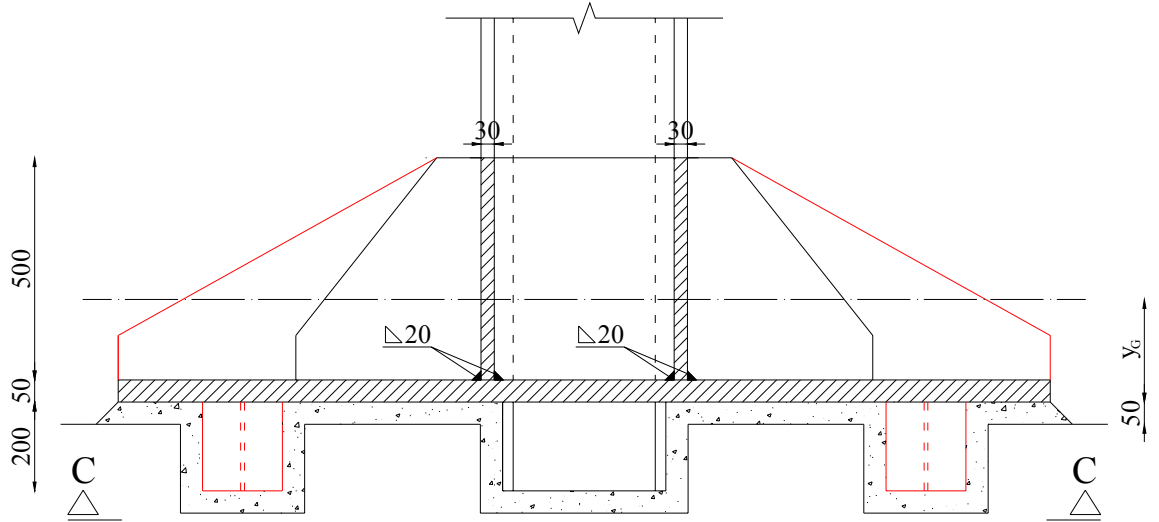
$$Q = Z = 1770 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{8662.5 \times 1770}{334156 \times 6 \times 2} = 3.82 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 44.5 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 0.463 \text{ kN / cm}^2 < 12.5 \text{ kN / cm}^2$$



Şekil 6.20 : G_HD400X592 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 210 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 210 \times 5} = 8.3 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 8.3)^2 \right) \times 2 + \frac{210 \times 5^3}{12} + 210 \times 5 \times (8.3 - 2.5)^2$$

$$I_x = 241276 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 141 \times \left(\frac{210 - 76}{2} - \frac{210}{8} \right) = 5746 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 874.5 \times \left(\frac{210 - 76}{2} - 20 \right) = 41102 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{41102}{241276} \times (50 + 5 - 8.3) = 7.95 \text{ kN / cm}^2 < 19.152 \text{ kN / cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 210 \times 5 \times (8.3 - 2.5) = 6090 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 874.5 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{874.5 \times 6090}{241276 \times 4 \times 2} = 2.76 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

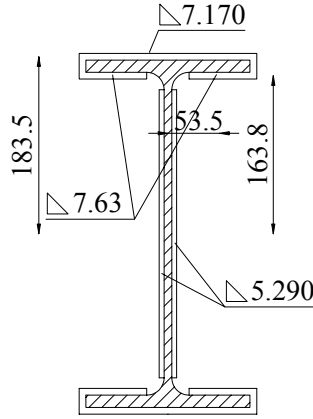
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 732.7 / 256.4 = 2.85 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 6.21 : G_HD400X592 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda IPE 360 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 44.5 / (39.1 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.02 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.02 \times (20 - 5)^2 / 2 = 2.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 2.25 / 904 = 0.002 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{44.5}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 111.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{111.25}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 0.14 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{44.5}{5} \times \frac{1}{28} = 0.32 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kıyaslama gerilmesine bakmaya gerek yoktur.

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 732.7 / (36.8 \times 15 + (36 + 17) \times 15 \times 2) = 0.34 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.34 \times (20 - 5)^2 / 2 = 38.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 38.25 / 904 = 0.042 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (29 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 17 \times 0.7 \times 18.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.63 - 0.7) \times 16.38^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 15050 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (29 - 2 \times 0.5) = 28 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{732.7}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 1831.75 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{1831.75}{15050} \times \left(\frac{36}{2} + 0.7 \right) = 2.28 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{732.7}{5} \times \frac{1}{28} = 5.23 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.23^2 + 2.28^2} = 5.7 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

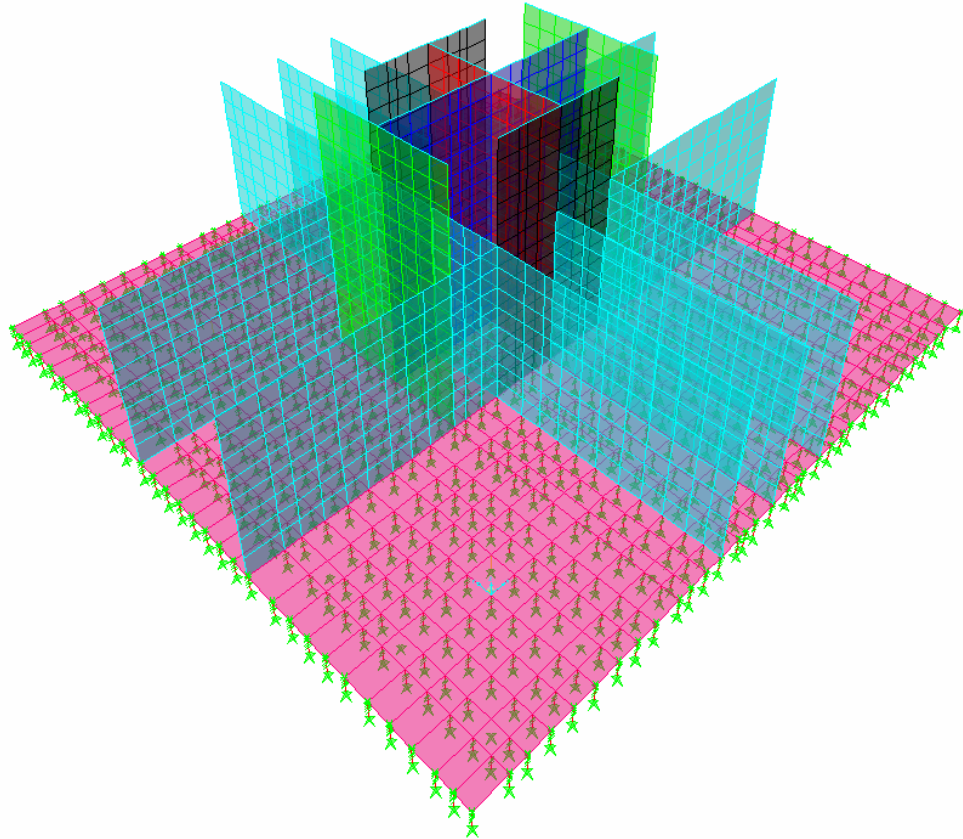
Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

G_HD400X551 Kolonu:

Depremlili durumda ankraj bulonları için en elverişsiz moment ve normal kuvvet etkisi YÜK 2 ve YÜK 11 yüklemesinde meydana gelmiştir. YÜK 2 yüklemesinde mesnet tepkileri $N = -522.8 \text{ kN}$ (çekme) , $M_y = 596.69 \text{ kNm}$, $V_x = 679.7 \text{ kN}$ 'dur. YÜK 11 yüklemesinde mesnet tepkileri $N = 2970 \text{ kN}$, $M_x = 541.77 \text{ kNm}$, $V_y = 97.3 \text{ kN}$ 'dur. Eklenen levha ve bulonlar şekil 6.23, Şekil 6.24 ve Şekil 6.25 de kırmızı renk ile

gösterilmiştir. Normal kuvvet küçük olduğu için taban levhasında ve betonda oluşan gerilmeler bu yüklemelerde küçük çıkmıştır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde daha büyük çıkacağı aşıkardır. Normal kuvveti büyük olan yüklemelerde yapılan kontrollerde gerilmeler emniyet gerilmesinin altında kalmıştır. Ankrajlara gelen kuvvet ve taban levhasında oluşan gerilme SAP 2000 V8.2.5 de yapılan sonlu eleman modeli ile yapılan çözümlerden kontrol edilmiştir. Güçlendirilmiş sistemde ankrajların yeri mevcut ankrajlarla yeni ankrajların ortasında kabul edilerek hesaplar yapılmıştır.

SAP 2000 V8.2.5 ile yapılan çözüm sonucu mevcut bulonlara taşıma kapasitesinden fazla kuvvet geldiği için yapılan modelde taşıma kapasitesini aşan bulonlar göz önüne alınmamış ve bu durumda yeni eklenen bulonlardaki en büyük çekme kuvveti 240 kN'dur. Eklenen M64 ankraj bulonun çekme kuvveti taşıma kapasitesi 278 kN olup bulona gelen çekme kuvvetinden büyüktür. Taban levhasında oluşan Von Misses gerilmesi 11.5 kN/cm^2 'dir. HZ yüklemsi için Von Misses sınır gerilmesi $0.8 \times \sigma_a = 19.2 \text{ kN/cm}^2$ 'dir.



Şekil 6.22 : G_HD400X551 Sonlu Eleman Bilgisayar Modeli

$$p = \frac{1916}{200/4 \times 200} = 0.19 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

“a”, “b”, “c” köşe kaynaklarında gerilme tahkiki;

“a” ve “b” köşe kaynak kalınlıkları 2 cm, “c” köşe kaynağı 1.4 cm’dir

Berkitme levhası yüksekliği 50 cm’dir.

$$F_{k,a} = F_{k,b} = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

$$F_{k,c} = (50 - 2 \times 1.4) \times 1.4 = 66.08 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \frac{2970}{24} + \frac{54177}{45.5 \times 4} = 421 \text{ kN}$$

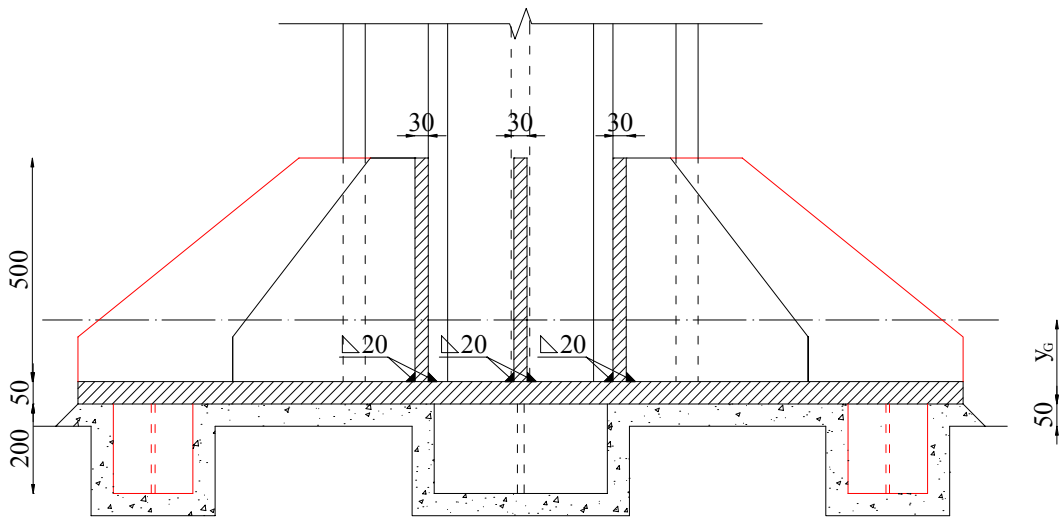
$$\tau_{k,a} = \frac{421}{92} = 4.57 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_b = P_c = \frac{522.8}{12} + \frac{59669}{41.8 \times 8} = 222 \text{ kN}$$

$$\tau_{k,b} = \frac{222}{92} = 2.41 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{k,c} = \frac{222}{66.08} = 3.36 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarının uç kesitinde gerilme tahkiki;



Şekil 6.24 : G_HD400X551 A-A Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 3 + 200 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 3 + 200 \times 5} = 11.03 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 11.03)^2 \right) \times 3 + \frac{200 \times 5^3}{12} + 200 \times 5 \times (11.03 - 2.5)^2$$

$$I_x = 330531 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 1916 \times \left(\frac{200 - 45.5}{2} - \frac{200}{8} \right) = 100111 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 1054 \times \left(\frac{200 - 45.5}{2} - 15 \right) = 65612 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{100111}{330531} \times (50 + 5 - 11.03) = 13.31 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 200 \times 5 \times (11.03 - 2.5) = 8530 \text{ cm}^3$$

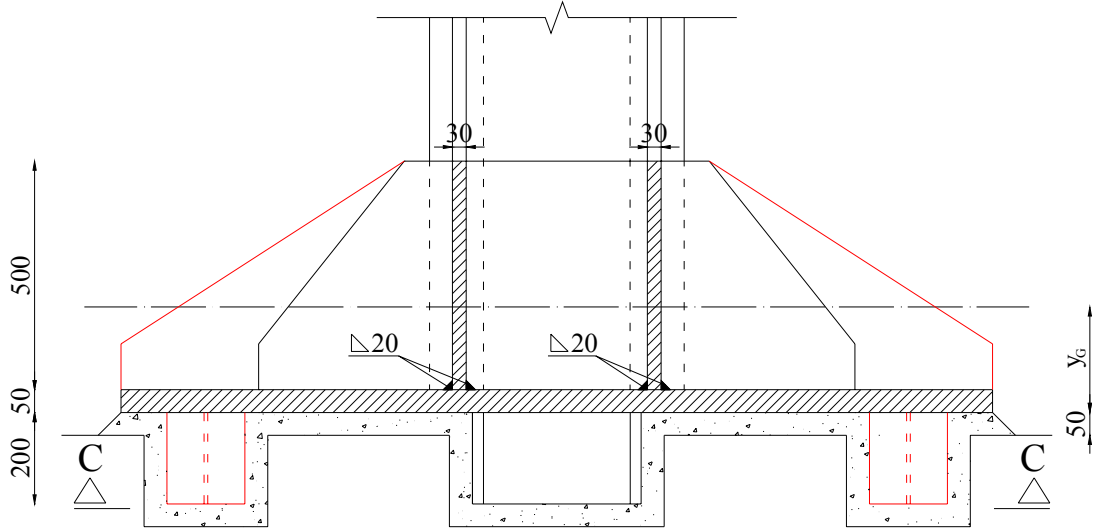
$$Q = D = 1916 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{8530 \times 1916}{330531 \times 6 \times 2} = 4.12 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$\tau = 97.3 / (2 \times 2 \times (28 - 2 \times 2)) = 1.013 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 6.25 : G_HD400X551 B-B Kesiti

$$y_G = \frac{3 \times 50 \times 30 \times 2 + 200 \times 5 \times 2.5}{3 \times 50 \times 2 + 200 \times 5} = 8.84 \text{ cm}$$

$$I_x = \left(\frac{3 \times 50^3}{12} + 3 \times 50 \times (30 - 8.84)^2 \right) \times 2 + \frac{200 \times 5^3}{12} + 200 \times 5 \times (8.84 - 2.5)^2$$

$$I_x = 239106 \text{ cm}^4$$

$$M_D = 95 \times \left(\frac{200 - 80.2}{2} - \frac{200}{8} \right) = 3316 \text{ kNcm}$$

$$M_Z = 618 \times \left(\frac{200 - 80.2}{2} - 15 \right) = 27748 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{27748}{239106} \times (50 + 5 - 8.84) = 5.36 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

Berkitme levhalarını taban levhasına bağlayan kaynakların tahkiki;

$$S_x = 200 \times 5 \times (8.84 - 2.5) = 6340 \text{ cm}^3$$

$$Q = Z = 618 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{618 \times 6340}{239106 \times 4 \times 2} = 2.05 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

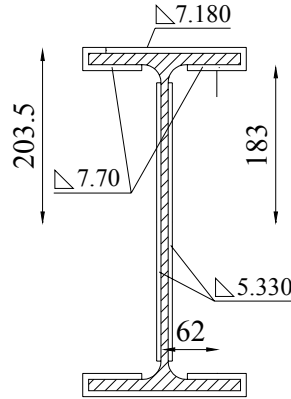
Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynaklarda gerilme tahkiki;

Kaynak kalınlığı 2 cm'dir

$$F_k = 4 \times 2 \times (17 - 2 \times 2) + 2 \times 2 \times (42.1 - 2 \times 2) = 256.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 679.7 / 256.4 = 2.65 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında ve taban levhasına bağlayan kaynakta gerilme tahkikleri;



Şekil 6.26 : G_HD400X551 C-C Kesiti

Kama elemanı olarak 200 mm boyunda IPE 400 profili kullanılmıştır.

Y-yönü için hesap,

$$p_y = 97.3 / (39.1 \times 15 + (40 + 18) \times 15 \times 2) = 0.042 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.042 \times (20 - 5)^2 / 2 = 4.7 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 4.7 / 1160 = 0.004 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (33 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 18 \times 0.7 \times 20.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.70 - 0.7) \times 18.3^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 19730 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (33 - 2 \times 0.5) = 32 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{97.3}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 243.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{243.25}{19730} \times \left(\frac{40}{2} + 0.7 \right) = 0.26 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{97.3}{5} \times \frac{1}{32} = 0.61 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kıyaslama gerilmesine bakmaya gerek yoktur.

X-Yönü için hesap,

$$p_x = 679.7 / (36.8 \times 15 + (40 + 18) \times 15 \times 2) = 0.29 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$M = 0.29 \times (20 - 5)^2 / 2 = 32.625 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = 32.625 / 1160 = 0.028 \text{ kN/cm}^2 < 19.152 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_k = \left(\frac{0.5 \times (33 - 2 \times 0.5)^3}{12} + 18 \times 0.7 \times 20.35^2 + 2 \times 0.7 \times (7.70 - 0.7) \times 18.3^2 \right) \times 2$$

$$I_k = 19730 \text{ cm}^4$$

$$F_{k,g} = 0.5 \times 2 \times (33 - 2 \times 0.5) = 32 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{679.7}{5} \times \frac{20 + 5}{2} = 1699.25 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_k = \frac{1699.25}{19730} \times \left(\frac{40}{2} + 0.7 \right) = 1.78 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{679.7}{5} \times \frac{1}{32} = 4.25 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.25^2 + 1.78^2} = 4.61 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama ve taban levhasına bağlayan kaynaklar uygundur.

6.6 Birleşim Hesabı ve Detayları

Güçlendirme Elemanının Birleşim Hesabı:

Güçlendirme elemanlarının birleşimleri, aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek yük taşıyabilecek yük taşıma kapasitesine sahip olmalıdır. [7]

- Örgü elemanının aksel çekme halindeki yük taşıma kapasitesi,
- Deprem yükünden dolayı örgü elemanlarında oluşan aksel kuvvetin 2.8 katı ile düşey yüklerden aynı elemanlarda oluşan aksel yüklerin toplamı,

- Taşıyıcı sistem tarafından örgü elemanlarına aktarılabilen maksimum eksenel kuvvet.

Güçlendirme elemanının bulonlu birleşiminde elemanın etkili faydalı enkesit alanının, kayıpsız enkesit alanına oranı Denklem (6.6) da verilen orandan büyük olmalıdır. [9]

$$\frac{F_n}{F} \geq \frac{1.2 \times \alpha \times \sigma^*}{\sigma_u} \quad (6.6)$$

Denklem (6.6) da F_n , faydalı enkesit alanı; α , yukarıda tanımlanan yükün, faydalı enkesit tarafından taşınan kısmına oranı; σ^* , yukarıda tanımlanan yüklerden dolayı gerilme; σ_u , malzemenin çekme mukavemetidir.

Birleşim, kolon ve kirişin birleştiği yerde moment oluşturmayacak şekilde boyutlanmıştır. Momentin oluşmaması için Denklem (6.7) de tariflenen eşitlik sağlanmıştır.

$$\alpha - \beta \times \tan\theta = e_b \times \tan\theta - e_c \quad (6.7)$$

Denklem (6.7) deki α , kolon yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık; β , kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık; e_b , kirişin yarı yüksekliği; e_c , kolon yarı yüksekliği; θ , kolon ile çapraz elemanı arasında kalan açıdır.

Guse levhası güçlendirme elemanın ilettiği kuvveti burkulmadan taşıyabilmelidir. Guse levhası Denklem (6.8) ve (6.9) ile Whithmore Metoduna göre kontrol edilmiştir. [9]

$$b_{g,l} = \text{kesit genişliği} = b_\varphi + 2 \times l_w \times \tan 30 \quad (6.8)$$

$$i_{g,l} = \text{narınlık} = \frac{t}{\sqrt{12}} \quad (6.9)$$

Denklem (6.8) deki l_w , çapraz elamanı guse levhasına flanşından bağlamak için guse levhasına kaynaklanan levhanın, guse levhasına kaynaklanan kısmın uzunluğudur.

Guse levhasından kolona aktarılan kuvvet Denklem 6.10) ile, kirişe aktarılan kuvvet Denklem (6.11) ile hesaplanmıştır.[6]

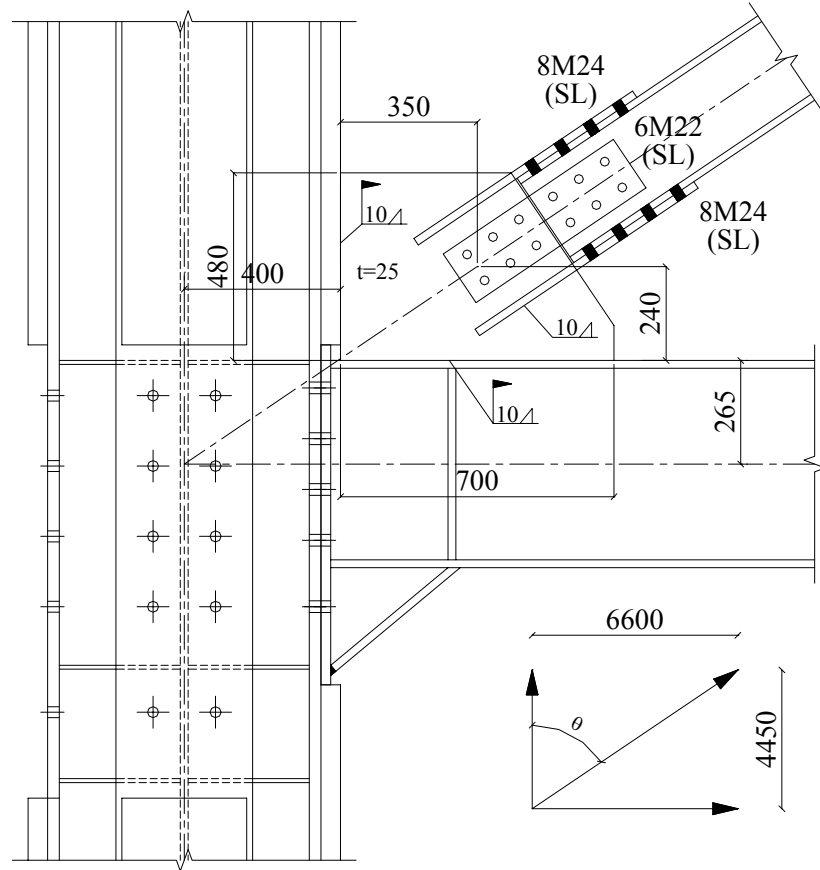
$$V_c = \frac{\beta}{r} \times N_\varphi \quad (5.10)$$

$$H_b = \frac{e_c}{r} \times N_\varphi \quad (5.11)$$

Denklem (6.10) ve (6.11) deki r , Denklem (6.12) ile hesaplanmıştır.

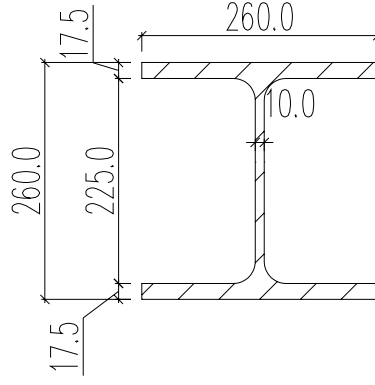
$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (5.12)$$

Guse levhasını kolon ve kirişe bağlayan kaynakların kontrolü, V_c ve H_b kuvvetlerinin bu kaynaklarda oluşturacağı gerilmeye göre yapılmıştır.



Şekil 6.27 : Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı

Güçlendirme elemanı olarak HE-B 260 seçilmiştir.



Şekil 6.28 : HE-B 260 Kesiti

$$P_E = 1005.78 \text{ kN}, P_{G+Q} = 130.1 \text{ kN}$$

- $P_{\max} = 118.4 \times 14.4 \times 1.33 = 2267.59 \text{ kN}$
- $P_{\max} = 2.8 \times 1005.78 + 130.1 = 2946.3 \text{ kN}$

$$\Delta F_n = 2 \times 2 \times 1.75 \times 2.5 + 2 \times 1.0 \times 2.1 = 21.7 \text{ cm}^2$$

$$F_n = F - \Delta F_n = 118.4 - 21.7 = 96.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{2267.59}{96.7} = 23.45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{96.7}{118.4} = 0.816 > \frac{1.2 \times 1 \times 23.45}{37} = 0.76$$

M22 bulonun taşıma yükleri:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 27 = 102.63 \text{ kN}$$

$$N_L = \sigma_{lem} \times \min(t) \times d = 43 \times 1 \times 2.2 = 94.6 \text{ kN}$$

$$N_{EM} = 94.6 \text{ kN}$$

$$P_{gövde} = \frac{118.4 - 2 \times 1.75 \times 26}{118.4} \times 2267.59 = 524.76 \text{ kN}$$

$$6 \times 94.6 = 567.6 \text{ kN} > P_{gövde} = 524.76 \text{ kN}$$

M24 bulonun taşıma yükleri:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} \times 27 = 122.15 \text{ kN}$$

$$N_L = \sigma_{lem} \times \min(t) \times d = 43 \times 1.75 \times 2.4 = 180.6 \text{ kN}$$

$$N_{EM} = 122.15 \text{ kN}$$

$$P_{flanş} = \frac{26 \times 1.75}{118.4} \times 2267.59 = 871.41 \text{ kN}$$

$$8 \times 122.15 = 977.2 \text{ kN} > P_{flanş} = 871.42 \text{ kN}$$

Şekil 6.27 den görüldüğü gibi $e_b = 26.5 \text{ cm}$, $e_c = 40 \text{ cm}$, $\tan\theta = 1.483$ dır. Bu veriler altında Denklem (6.7) deki eşitlik aşağıdaki gibidir.

$$\alpha - \beta \times 1.483 = 26.5 \times 1.483 - 40, \text{ bu eşitlikten } \alpha = 35 \text{ için } \beta = 24 \text{ çıkar.}$$

$$r = \sqrt{(35 + 40)^2 + (24 + 26.5)^2} = 90.42$$

Flanş ek levhasını guse levhasına bağlayan kaynakların tahkiki:

$$a = 7 \text{ mm}, l = 300 \text{ mm}$$

$$A_k = 4 \times 0.7 \times (30 - 2 \times 0.7) = 80.08 \text{ cm}^2$$

$$P_k = 12.5 \times 80.08 = 1001 \text{ kN} > P_{flanş} = 871.42 \text{ kN}$$

Guse Levhasının Kontrolü:

UBC 97 de guse levhasının minimum kalınlığı 25 mm olarak tavsiye etmektedir. [6]

Çapraz elemanın ilettiği kuvveti burkulmadan iletmesi için 30 mm seçilmiştir.

$$b = 26 + 2 \times 30 \times \tan 30 = 60.64 \text{ cm}$$

$$i_l = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\frac{k \times l}{r} = \frac{1 \times 60.64}{0.86} = 70.51 \rightarrow \omega = 1.49$$

$$\sigma_a = \frac{14.4}{1.49} = 9.66 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{levha} = 1.7 \times 3 \times 60.64 \times 9.66 = 2987.49 \text{ kN} < 2267.59 \text{ kN}$$

Guse Levhasının Kirişe Bağlandığı Yerde Köşe Kaynak Dikişinin Kontrolü:

$$H_b = \frac{40}{90.42} \times 2267.59 = 1003.13 \text{ kN}$$

$$a = 7 \text{ mm}, l = 700 \text{ mm}$$

$$A_k = 2 \times 0.7 \times (70 - 2 \times 0.7) = 96.04 \text{ cm}^2$$

$$P_k = 96.04 \times 12.5 = 1200.5 \text{ kN} > H_b = 1003.13 \text{ kN}$$

Guse Levhasının Kolona Bağlandığı Yerde Köşe Kaynak Dikişinin Kontrolü:

$$V_c = \frac{24}{90.42} \times 2267.59 = 601.88 \text{ kN}$$

$$a = 7 \text{ mm}, l = 480 \text{ mm}$$

$$A_k = 2 \times 0.7 \times (48 - 2 \times 0.7) = 65.24 \text{ cm}^2$$

$$P_k = 65.24 \times 12.5 = 815.5 \text{ kN} > V_c = 601.88 \text{ kN}$$

BÖLÜM 7 MALİYET ANALİZİ

Bu bölümde yapının düşey ve rüzgar yüklerine göre boyutlanmış taşıyıcı sistemin, bu ilk boyutlanan sistemin dışmerkez çaprazlı ve merkezi çaprazlı sistemlerle ayrı ayrı deprem kuvvetine göre güçlendirilmesi durumunda çıkan malzeme metrajı ve maliyet hesabı yapılmıştır. Piyasada iş kalemlerinin birim fiyatları Bayındırlık Bakanlığı'nın belirlediği birim fiyatların altında olabildiği için birim fiyatlar piyasada çalışan meslektaşlarımdan ve [16] dan alınmıştır.

Toplam maliyetlerde USD, YTL ye 1 Mayıs 2006 tarihli Merkez Bankası döviz kuru (1 USD = 1.3218 YTL) göz önüne alınarak düzeltilmiştir.

7.1 Birim Fiyatlar ve Tarifleri

Birim fiyat tarifleri, bu çalışmada tasarlanan yapının ve güçlendirme çalışmalarının bir yüklenici tarafından yapıldığı kabulü yapılarak tanımlanmıştır ve fiyatı belirtilmiştir.

7.1.1 Toprak Kazısı Yapılması

Kaya dahil her derinlikte, her cins zeminde makine ile serbest, geniş, dar ve derin kazı, kazıdan çıkan toprağın gösterilen yere usulüne uygun olarak serilmesi. Gerekli düzeltme ve sıkıştırma yapılması için gereken her tür makine, ekipman kirası ve amortisman bedeli, her tür iş güclüğü, sulu alanlarda çalışma zorluğu, her tür yükleme boşaltma nakliye, yatay ve düşey taşıma, yüklenici kar ve genel masrafı dahil, 3.3 YTL/m³'dür.

7.1.2 Stabilize Dolgu Yapılması

Stabilize ocağından stabilize malzemesinin temini, hazırlanması, taşıtlara yüklenmesi, dolgunun yapılacağı yere nakliyesi, boşaltılması, 20 cm'lik tabakalar halinde serilmesi, sulanarak % 98 proktor değeri elde edinceye kadar, vibrasyonlu silindir ile sıkıştırılması her tabakada 500 m²'de 1 adet test numunesi alınıp

laboratuvarda sıkışma testi yaptırılması, sıkışmayan kısmın kazılarak yeniden istenen sıkışma değeri elde edilinceye kadar sıkıştırmaya devam edilmesi, dolguda kullanılacak her türlü malzeme ve zayıatı, işçilik, makine, alet edavat giderleri ile her türlü yükleme, yatay ve düşey taşıma, boşaltma ile yüklenici karı ve genel giderler, nakliye bedelleri dahil imalat yerinde stabilize dolgu bedeli 12.52 YTL/m³'dür.

7.1.3 200 Dozlu Zemin Grobetonu

Bayındırlık Bakanlığı Teknik Şartnamesine uygun olarak elenmiş ve yıkanmış kum, elenmiş ve yıkanmış çakıl, su ve çimentonun beton santrali ile karıştırılması, sıkıştırılması, gereğince sulanması, soğuk ve sıcaktan korunması, beton formu için ağaçtan kalıp yapılması, sökülmesi bu işler için gerekli tahta mesnet kadronlar, kuşaklar, destekler, çivi, tel benzeri gereçler ile her türlü malzemenin ocaktan, fabrikadan veya satın alındığı yerden nakliyesi, inşaat yerindeki her türlü yatay ve düşey taşıma, her türlü malzeme ve zayıatı, işçilik, alet edevat giderleri, yüklenici karı ve genel giderler dahil, 65 YTL/m³'dür.

7.1.4 Brüt Yüzeyle Kalıp Yapılması

Betonarme imalatı yapılacak alanlarda, ahşap kalıpların yapılabilmesi için gerekli her tür malzemenin satın alınması, iş yerine taşınması, kalıp için gerekli iskelelerin yapılması, her tür çivi, kuşak, takviye elemanları, lama, lata, kapatma parçaları, beton dökümü için gerekli yardımcı iskeleler, her tür kalıp yağı, alet edavat gideri, her tür yatay ve düşey nakliyeler, montaj ve demontaj, her tür zayıat, işçilik, yüklenici genel gider ve karı dahil, 16.93 YTL/m³'dür.

7.1.5 BS20 ve BS25 Betonarme Betonu

Beton dökülecek kısmın projesine göre düz veya eğri yüzlü vb. her türlü kalıbının hazırlanması, gerekli çelik veya tahta mesnet, kadronlar, kuşaklar, destekler ile taşıyıcı iskele yapılması, mekanik ve elektrik tesisatı ile ilgili olarak konması gereken tesisat rezervasyon deliği, boş boru, sorti ve takozlarının yerleştirilmesi, yapılacak laboratuvar deneyleri ve granülometrik analizlere ve istenilen mukavemeti temin edecek oranlar dahilinde ve ağırlık esasına göre granülometrik kum, çakıl veya kırma taş, su ve çimentonun beton tesisinde karıştırılarak beton imali, betona

akışkanlık, priz hızlandırıcı veya geciktirici yada su geçirimsizlik temin edici katkı malzemesi eklenmesi, ayrışmaya mani olacak nakil vasıtaları ile nakli, beton pompası veya seri asansör ile her derinlik ve yüksekliğe taşınarak yerine konması, vibratör ile sıkıştırılması, gerektiğinde sulanması, soğuktan, sıcaktan ve diğer tesirlerden korunması, imal edilen betonun TS500'e göre istenilen mukavemette olup olmadığını anlamak üzere her 50 m³'de bir deney için 6 adet numune alınması, gerekli deneylerin yapılması, deney bedelleri, kalıp ve kalıp iskelesinin beton yeterli mukavemetini aldıktan sonra sökülmesi, inşaat yerindeki her türlü yatay ve düşey taşımalar, her türlü malzeme ve zayıatı, işçilik, alet edavat giderleri, müteahhit karı ve genel giderler dahil BS20 için 68 YTL/m³, BS25 için 70YTL/m³'dür.

7.1.6 S420 Kalitesinde Betonarme Demirinin İşlenmesi

S420 (St-III) kalitesindeki inşaat demirlerinin (sertifikalı) satın alınması, şantiyeye nakli, projede gösterildiği şekilde işlenerek yerine montajı, her tür zayıat, işçilik, iş yerinde yükleme boşatma, yatay ve düşey nakliyeler, her tür genel gider ve yüklenici karı dahil 160 YTL/ton'dur.

7.1.7 Hasır Çelik Donatısının İşlenmesi

Proje ve şartnamesine göre St-IV.B kalitesindeki çubuklardan nokta kaynağı ile hasır çeliğin teşkili (Q veya R tipi) yerine monte edilmesi, ek yerlerinden en az iki dolu göz bindirme suretiyle eklenmesi ve taşıyıcı sehpa teşkili, gerekli her türlü malzeme ve zayıatı her türlü malzemenin fabrikadan veya satın alındığı yerden nakliyesi, yükleme ve boşaltmalar inşaat yerindeki her türlü yatay ve düşey taşımalar, iş iskelesi, işçilik, alet edavat giderleri vee yüklenici karı dahil 123 YTL/ton'dur.

7.1.8 St-37 Kalitesinde Çeşitli Profil ve Levhalarla Konstrüksiyon Yapılması

St-37 kalitesindeki çeşitli profillerin ve levhaların satın alınması, nakliyesi, projesine göre kesme, kaynaklama, birleştirme işlerinin şartnameye göre birleştirilmesi, kumlanması, kaynak temizliği, boya şartnamesine göre boyanması, iş yerinde projeye göre montajı, montaj için gerekli işçilik, iskele, vinç kirası/gideri, her tür işçilik, nakliye, zayıat, kaynak veya bulon gideri, yüklenici kar ve genel gideri dahil, 1800 USD/ton'dur.

7.1.9 Tek Kat Trapez Kesitli Saç ile Döşeme Yapılması

1 mm et kalınlıklı standart galvanizli saçların (trapezoidal) projede belirtilen detaylara ve gerekli görüldüğü durumlarda yüklenici tarafından sağlanacak uygulama çizim ve örneklerinin kontrollük tarafından onayı ile satın alınması, şantiyeye nakli, yatay ve düşey taşıma, iş yerinde tekniğine uygun olarak montajı, saç eklerinde bindirme boylarının en az 200 mm yapılması, saç eklerinde sızdırmazlık bantlarının kullanılması, kenar ve köşe bitişlerinin özel kapatma parçası ile kapatılması, her tür flaşhing, harpuşa vs. parçalarla işin tam ve kusursuz bitişinin sağlanması için gereken her tür malzeme, işçilik, iş iskelesi, nakliye, alet edavat gideri, montaj malzemesi, yüklenici kar ve genel gideri dahil 27.73 YTL/m²'dir.

7.2 Düşey ve Rüzgar Yüklerine Göre Boyutlandırılmış Sistemin Metrajı ve Maliyeti

Bu bölümde sadece çelik ve betonarme taşıyıcı elemanların yani kaba inşaatın (merdivenler hariç) maliyet hesabı yapılmıştır.

Kazı.....: $2842 \times 45 = 127.890 - \text{YTL}$

Stabilize Dolgu.....: $2483 \times 45 = 111.735 - \text{YTL}$

Grobeton.....: $57 \times 45 = 2.565 - \text{YTL}$

Kalıp.....: $473 \times 45 = 21.285 - \text{YTL}$

BS20 Beton.....: $1161 \times 68 = 78.948 - \text{YTL}$

BS25 Beton.....: $464 \times 70 = 32.480 - \text{YTL}$

St-III Betonarme Çeliği: $41.92 \times 160 = 6.707 - \text{YTL}$

St-IV Betonarme Çeliği: $22.8 \times 160 = 3.648 - \text{YTL}$

St-37 Yapısal Çelik.....: $1288.7 \times 1800 = 2.319.660 - \text{USD}$

Trapez Saç.....: $1452 \times 45 = 65.340 - \text{YTL}$

Toplam Maliyet.....: $3.516.724 - \text{YTL}$

7.3 DGÇ ile Güçlendirme İçin Gerekli Maliyet ve Metraj

Kazı.....: $2213 \times 45 = 99.585$ – YTL
Kalıp.....: $182 \times 45 = 8.190$ – YTL
BS25 Beton.....: $1221 \times 70 = 85.470$ – YTL
St-III Betonarme Çeliği: $181.7 \times 160 = 29072$ – YTL
St-37 Yapısal Çelik.....: $476.471 \times 1800 = 857.678$ – USD
Toplam Maliyet.....: $1.355.996$ – YTL

7.4 MGÇ ile Güçlendirme İçin Gerekli Maliyet ve Metraj

Kazı.....: $2213 \times 45 = 99.585$ – YTL
Kalıp.....: $182 \times 45 = 8.190$ – YTL
BS25 Beton.....: $1221 \times 70 = 85.470$ – YTL
St-III Betonarme Çeliği: $135.2 \times 160 = 21.632$ – YTL
St-37 Yapısal Çelik.....: $305.3 \times 1800 = 549.540$ – USD
Toplam Maliyet.....: 941.259 – YTL

7.5 Maliyet Analizi Sonuçları

DGÇ ile güçlendirme için m^2 de 94.16 YTL DGÇ ile güçlendirme için m^2 de 65.36 YTL harcanması ortaya çıkmaktadır. Kısaca yapıyı DGÇ ile güçlendirmek MGÇ ye göre %30 daha ekonomiktir.

BÖLÜM 8 SONUÇLAR

Bu çalışmada daha önce Fransa da ofis amaçlı yapılmış 10 katlı ve taşıyıcı sistemi çelik olan bir yapının, aynı aks sistemine, kat kotlarına bağlı kalarak ve konut tipi bir yapı olduğu kabul edilerek düşey ve rüzgar yüklerine göre boyutlanıp, daha sonra A.B.Y.Y.H.Y’de belirtilen modal ve eşdeğer deprem yükleri yapıya etki ettirilerek dışmerkez çaprazlarla ve merkezi çaprazlarla güçlendirme çalışması yapılmıştır. Fransa’da, ülkemizdeki gibi depremler olmadığı için yatay yük açısından rüzgar yükü Fransa’da elverişsiz sonuç çıkarır. Aynı şartlar altında boyutlama yapabilmek için yatay yük olarak rüzgar yükü alınmıştır.

Aşağıda maddeler halinde hesaplarda izlenen sıra korunarak çelik bir yapının tasarımında ve güçlendirilmesine dikkatle üzerinde durulması gereken bazı kurallara ve tasarımı yapılan bu yapı ile ilgili bazı önemli noktalara değinilmiştir.

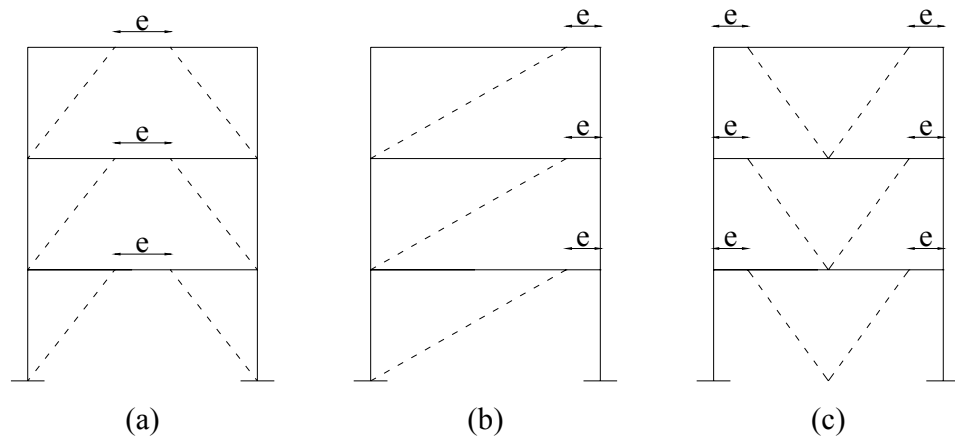
Yapıda döşeme sistemi olarak kompozit (karma) döşeme sistemi seçilmiştir. Bu sistemin yatay yükleri düşey taşıyıcı elemanlara aktarmasında herhangi bir problem bulunmamaktadır, ayrıca çelik yapılarda rijit diyafram davranışını sağlamak için kullanılan bir yöntemdir. Yatay yükler altında döşeme elemanlarında oluşabilecek kesit etkileri ihmal edilmiş ve döşemeler sistemden ayrı olarak Bölüm 3.1 de anlatıldığı gibi sadece düşey yüklerin etkisi altında hesaplanmıştır. Yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması, detaylandırılması ve güçlendirilmesi ile ilgili aşağıdaki hususların belirtilmesinde fayda görülmüştür:

- a) Kompozit döşemeler düzlemi içinde oluşturduğu büyük rijitlikle diyafram etkisi yaratarak yapının yanal stabilitesi açısından önemli rol oynarlar. Diyafram hareketini engelleyecek tarzda büyük boşluklardan kaçınılmalı, eğer bu tarz boşluklar varsa bu boşluklardan dolayı döşemede oluşacak olan şekil değiştirme ve oluşan gerilme durumu dikkate alınarak, buna uygun matematik

modeller kullanılmalıdır. Döşemenin kirişlerle olan bağlantısını sağlayan kamalar dikkatli hesap edilmeli ve uygulamada titizlikle yapılmalıdır. Aksi takdirde yapılan kabuller ve hesaplar geçersiz olur ve kompozit olarak tasarlanan kirişlerde sehim ve gerilme problemleri ortaya çıkar.

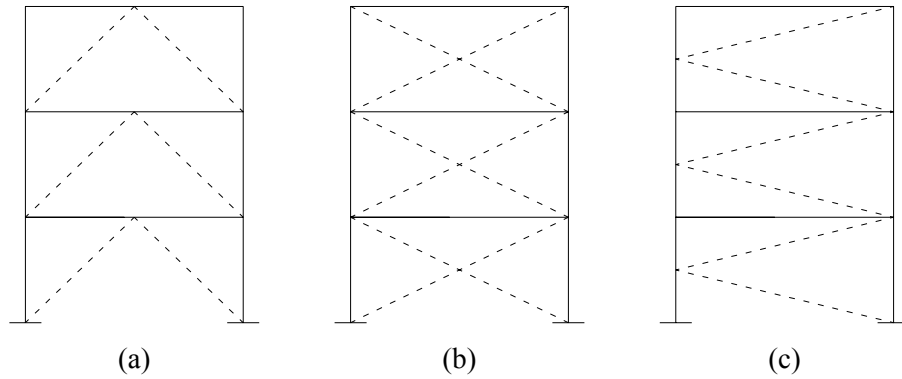
- b) Döşemeyi taşıyan kirişler kompozit (karma) kiriş olarak tasarlanarak daha küçük kesitler kullanılmıştır. Yapılarda kirişler, adet bazında kolonlara göre daha fazla oldukları için toplamda tonaj olarak çok fazladır. Bu yüzden bir boy küçük veya büyük profil kullanmak yapının ağırlığını ve maliyetini büyük oranda değiştirebilir. Bu bağlamda kompozit kiriş kullanmak yapıda daha düşük ağırlık buna bağlı olarak daha düşük deprem kuvveti ve daha az maliyet avantajlarını sağlar.
- c) Yapının kısa doğrultusunda uzun konsollar olduğu için döşeme imal edilmeden önce rüzgar yüküne ve olası bir depreme karşı yatay stabilite sağlamak, kirişlerin yanal hareketini tutmak ve cephe elemanlarının yatay stabilitesini sağlamak amacıyla yatay düzlemde konsol kirişlerin uçlarında 1 m yüksekliğinde yatay makaslar kullanılmıştır. Bu makasın rijit diyafram davranışına da olumlu katkısı vardır.
- d) Yapının düşey ve rüzgar yüklerine göre boyutlanmasında rijit bağlı çerçeve sistem kullanılmıştır. Özellikle yüksek yapılarda çapraz veya perde kullanılmaması durumunda yatay yükler altında fazla deplasman yapmaması için bu sistemlerin kullanılması gerekir aksi takdirde ikinci mertebe etkileri ortaya çıkacaktır. Kirişlerin kolonlara rijit bağlantısında bulonlar [2] e göre P_v kadar öngerilme verilmelidir. Öngerilme verilmediği durumda kiriş ile kolon arasında açılma olabilir bu da birleşimin yarı-rijit veya basit birleşime dönmesine sebep olabilir.
- e) Yüksek yapılarda, yapının yüksekliği boyunca kolonlarda kesit küçültülmesi, katların yanal deplasman sınırlarını geçmemesi şartıyla yapılabilir. Böylelikle, alt katlardaki kolonlara (ölü yükten) daha küçük kesit tesirleri gelmiş olur ve daha küçük kesitler kullanılabilir.
- f) Sehim koşulu konsol kirişlerin boyutlamasında büyük rol oynamaktadır.. Daha hafif kesit olması sebebiyle değişken kesitli olarak tasarlanmıştır.

- g) Güçlendirme yapılırken, güçlendirilecek taşıyıcı elemanlar ve eklenecek perde veya çaprazlar yapının kullanım amacına ve mimarisine bir zorunluluk yoksa, engel olmayacak şekilde seçilmelidir. Bu olmazsa olmaz bir şart değildir, eğer gerekiyorsa bu durum göz ardı edilebilir. Yapılan bu çalışmada seçilen sistemden dolayı yapının mimarisine veya kullanım amacına engel bir durum meydana gelmemiştir.
- h) İlk tasarımı sünek olmayan sistem olan yapılarda sünek sistemler ile güçlendirme yapılması daha ekonomik sonuçlar vermektedir. Bu çalışmada, bu nedenle süneklik düzeyi normal sistem ile güçlendirme yapılmamıştır. A.B.Y.Y.H.T’de sismik seviyesi yüksek olan bölgelerde yani 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde yapıların sünek olarak tasarlanması şart koşulmuştur. Özellikle 1994 Northridge ve 1995 Kobe depreminden sonra dünyada sünek taşıyıcı sistem tasarımı enerji yutma özelliğinden dolayı daha önem kazanmıştır.
- i) Yapı ilk olarak süneklik düzeyi yüksek çaprazlı çerçeveler oluşturularak güçlendirilmiştir. DGÇ’lerin tasarımı, bağlantı kirişinin plastik kayma deformasyonu yaparak enerji yutma prensibi ile yapıldığı için ilk olarak bağlantı kirişi tasarlanır ve çerçeve kirişi, çapraz ve kolon gibi diğer taşıyıcı elemanlarda bağlantı kirişine göre daha rijit tasarlanır ki bağlantı kirişinde plastik mafsallık meydana gelsin. Bu yaklaşımdan dolayı çapraz ve kolonlarda büyük kesitler çıkmıştır.



Şekil 8.1 : DGÇ Türleri

- j) Şekil 8.1 de görüldüğü gibi çeşitli DGÇ türleri vardır. Güçlendirme için en uygun olan a şıkında gösterilen türdür. Bağlantı kirişinde yatay yükler altında büyük kesme kuvveti ve moment oluşur. Oluşan bu kesit tesirleri kolon-kiriş birleşiminin kapasitesinden daha fazla olması kuvvetle muhtemeldir.
- k) Yapılan hesaplar sonucunda DGÇ'nin bulunduğu kolonlar, kirişler ve kolon ekleri güçlendirilmiş, yapının kullanım amacını bozmayacak şekilde dışmerkez çapraz elemanlar eklenmiştir. Temel sistemi, 5 x 5 boyutunda tekil temel sisteminden 17 x 74 m boyutunda 1 m yüksekliğinde radye temel sistemine çevrilmiştir.
- l) İkinci olarak yapı, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve oluşturarak güçlendirilmiştir. MGÇ'ler hem süneklik düzeyi yüksek hem de süneklik düzeyi normal olarak tasarlanabilmektedir. İkisinin arasındaki fark, birleşimdeki ve standartların getirdiği farklılıklardır. Çapraz elemanın narinliği azaldıkça inelastik çevrimsel davranışı arttığı için narinliği küçük olan kesitler kullanılmalıdır.



Şekil 8.2 : MGÇ Türleri

- m) Şekil 8.2 de görüldüğü gibi çeşitli MGÇ türleri vardır. Güçlendirme ve herhangi bir çelik yapının tasarımında en uygun tür, b şıkında olduğu gibi çaprazların bir katta X veya iki katta X şeklinde düzenlenmesi olanıdır. a şıkında olduğu gibi V ve ters V şeklinde düzenlenmiş MGÇ sistemler geçmiş depremlerde çaprazlarda burkulma ve kiriş ortasındaki birleşimde esneme gibi kusurlardan dolayı depremde düşük performans göstermişlerdir. c şıkının kusuru ise yatay yükler altında birleştiği kolonda daha fazla eğilme momenti oluşturmasıdır ve bu tür tavsiye edilmez.

- n) X şeklinde düzenlenmiş merkezi çaprazlı sistemlerde yatay yük altında bir elemanda basınç kuvveti diğer elemanda çekme kuvveti oluşacağından çekme kuvveti basınca çalışan elemanın burkulma boyunu kısaltır. Hesaplarda bu durum göz önüne alınmalıdır. Daha küçük kesitler seçilmesine imkan verdiği için ekonomi sağlar. Çapraz elemanların burkulma boyu [18] de tariflenen formüle göre hesaplanmıştır.
- o) MGÇ ile güçlendirilen sistemde yapılan hesaplar sonucu kolonlar ve kolon ekleri güçlendirilmiş, gerekli yerlere yapının kullanım amacını bozmayacak şekilde merkezi çapraz elemanlar eklenmiştir. Temel sistemi, 5 x 5 boyutunda tekil temel sisteminden 17 x 74 m boyutunda 1 m yüksekliğinde radye temel sistemine çevrilmiştir.
- p) Her iki güçlendirme türünde de yapının her iki yöndeki hakim periyotları bulunduğu zeminin (Z4) karakteristik periyotları arasında kalmıştır. Bu durum yapıya etkiyen deprem kuvvetinin daha fazla olmasına sebep olmuştur.
- q) Her iki güçlendirme türünde yapının geometrisinden dolayı uzun doğrultusunda burulma düzensizliği ortaya çıkmıştır. [1] de tariflendiği gibi çıkan burulma düzensizliği kadar dışmerkezlik arttırılmıştır. MGÇ ile güçlendirilen sistemde burulma düzensizliği DGÇ ye göre daha az çıkmıştır.
- r) Çelik bir yapının güçlendirmesinde, bu çalışmada kullanılan güçlendirme yöntemlerinden başka kompozit kolon, kompozit perde ve bu yapı için konsol kirişlerin uçlarına kolon ekleme gibi yöntemler de kullanılabilir.
- s) Güçlendirilen kesitlerde kaynak dikişleri oluşacak kesit tesirlerine göre tahkik edilmelidir.
- t) Güçlendirilen kesitlerde mevcut profil düşey yüklerden ve mekanik özellikleri (alan, atalet momenti) oranında depremden gelen kesit tesirlerine göre, eklenen levhalar ise sadece mekanik özellikleri oranında depremden gelen kesit tesirlerine göre tahkik edilmelidir. Yapılan bu çalışmada mevcut kesitlerde, eklenen levhalarda ve kaynak dikişlerinde gerilme tahkiki yapılmış fakat çok yer tuttuğu için gösterilmemiştir.
- u) Uygulamada güçlendirilecek kesite uygun kaynak yapılabilmesi için kaynak yapılacak yüzeyde bulunan pislik, pas, boya temizlenmeli ve kumlanmalıdır.

- v) MGÇ ile yapılan güçlendirme sonucunda betonarme demiri ve yapısal çelik malzeme daha az çıktığı, dinamik davranışı daha iyi olduğu için incelenen yapıya MGÇ ile güçlendirme daha uygundur.

KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1997.
İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [2] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2006.
İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [3] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [4] **TS-498**, 1984. Betonarme elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [5] **TS-648**, 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [6] **UBC, Volume II**, 1997. Uniform Building Code,
- [7] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.**, 2005. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [8] **Odabaşı Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul
- [9] **Seismic Design Manual, Volume III**, 2000. Structural Engineers Association of California (SEAOC), California
- [10] **Arda, T.S, Özgen, A.**, Seminer Notları, Kompozit Taşıyıcı Elemanlar Matbaası, İstanbul
- [11] **Arda, T.S., Yardımcı, N.**, 1991. Çelik Karma Elemanların Plastik Hesabı
- [12] **SAP2000 Nonlinear 8.1.5, Structural Analysis Program**, Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707
- [13] **ETABS Nonlinear Version 8.4.3, Extended 3D Analysis of Building Systems**, Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707
- [14] **SAFE Version 7.01, Slab Analysis By The Infinite Element Method**, Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, California 94707
- [15] **DIN 4227**, 1999. Deutch Institute of Norme.
- [16] **Kuruoğlu M.**, 2002. İnşaat Sektöründe Bilgisayar Destekli Planlama Metot ve Örnekleri, Çağlayan Kitabevi, İstanbul

- [17] **Becker R., Micheal Ishler**, 1996. Steel Tips, Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames Based On The 1994 UBC, Structural Steel Educational Council Technical Information & Product Service
- [18] **Alman Federal Demiryolları**, 1973. Çelik Demiryol Köprüleri İçin Hesap Esasları (BE), Çeviren Prof. Yük. Müh. Ardan F., Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti. İstanbul.
- [19] **Celep Z., Kumbasar N.**, 2000. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul
- [20] **TS-4561**, 1985. Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [21] **İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu**, 2004. Betonarme Tablo ve Abaklar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbası, İstanbul

EK-A

Açıklama	C_m
Çubuk Uçlarında Yanal Deplasman Söz Konusu ise	0.85
Çubuk Uçlarında Herhangi Bir Ötelenme Olmuyor ve Moment Düzlemi İçinde Çubuğa Etkiyen Herhangi Bir Yük Bulunmuyorsa	$C_m = 0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$
Çubuk Uçlarında Herhangi Bir Öteleme Olmuyor ve Moment Düzlemi İçinde Çubuğa Etkiyen Bir Yük Bulunuyorsa	$C_m = 1 + \Psi \times \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$

2. durumdaki M_1 ve M_2 EK-B de verildiği gibi olup, tablodaki Konum-1 için (-), Konum-2 için ise (+) işareti kullanılmalıdır.

3. durumdaki Ψ , $\Psi = \frac{\pi^2 \times \delta \times E \times I_x}{M_{max} \times s^2} - 1$ ile hesaplanır.

EK-B

Konum	1	2	3	4
Moment Diyagram Şekli	$M_1 < M_2$	$M_1 < M_2$	$M_1 = 0$	$M_1 > M_{1.x} M_2$
C_b	$1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	$1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	1,75	1,00

ÖZGEÇMİŞ

Bahadır SALIBAŞI, 1980 yılında Ankara’da doğdu İlk öğrenimini Polatlı’da, orta ve lise öğrenimini Ankara’da tamamladı. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. Bir yıl İngilizce hazırlık programında okuduktan sonra 2003 yılında lisans eğitimini iyi derece ile tamamladı. 2003 kış yarıyılında İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilimdalı, Deprem Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazandı. 2006 yaz yarıllı sonunda Yüksek Lisans ders programını tamamladı.

Yazar, 2003 yılında başladığı proje mühendisliği görevini halen özel bir firmada sürdürmektedir.